ХРАНЕНИЕ

В. Ф. БАБКОВ, О. В. АНДРЕЕВ, М. С. ЗАМАХАЕВ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

Издание третье, переработанное и дополненное

Под редакцией проф. д-ра техн. наук
В. Ф. БАБКОВА

Часть I

Допущено Министерством высшего и среднего специального образования СССР в качестве учебника для специальностей «Автомобильные дороги» и «Мосты и тоннели»

ИЗДАТЕЛЬСТВО „ТРАНСПОРТ“ МОСКВА 1970

УДК 625.72(075.8)

Проектирование автомобильных дорог. Бабков В. Ф., Андреев О. В., Замахаев М. С. «Транспорт», 1970 г., стр. 1—400.

Учебник посвящен изысканиям и проектированию автомобильных дорог. В первой части учебника изложены основные требования, предъявляемые к элементам дороги в плане и профиле, методы расчета устойчивости земляного полотна и назначения толщины дорожных одежд, приведены гидрологические, гидравлические и русловые расчеты при проектировании мостовых переходов.

Во второй части описаны методы проложения трассы дороги на местности, особенности проектирования дорог в сложных природных условиях СССР, способы проведения изыскательских работ. Особое внимание уделено вопросам, связанным с обеспечением безопасности движения по дорогам.

В основу учебника положены первая часть курса «Автомобильные дороги» — «Проектирование дорог», написанная проф. В. Ф. Бабковым и М. С. Замахаевым (Автотрансиздат, 1959 г.) и учебник проф. О. В. Андреева «Проектирование мостовых переходов» (Автотрансиздат, 1960 г.). При переработке учтены итоги научно-исследовательских работ и производственный опыт, накопленный за время, прошедшее после выхода предыдущих изданий.

Учебник предназначен для студентов автомобильно-дорожных институтов по специальности «Автомобильные дороги» и «Мосты и тоннели» и может быть использован инженерно-техническим персоналом проектных и строительных организаций. Табл. 62, рис. 219, библ. 54.

Введение, главы 1—7, 10, 11, 16—18, § 119 главы 20, § 130 главы 21, глава 22, § 143 главы 24, § 150 главы 25, главы 26, 29, 31 и 32 написаны проф. В. Ф. Бабковым; главы 8, 9, 12—15, 23 — проф. О. В. Андреевым. Ими же были переработаны разделы, написанные для предыдущего издания проф. М. С. Замахаевым, скончавшимся в 1965 г. В. Ф. Бабков переработал главы 19—21, 24, 27, 28 и 30, О. В. Андреев — главы 25 и 33.

Авторы выражают свою признательность за высказанные ценные замечания рецензентам книги профессорам Я. А. Калужскому и М. Н. Кудрявцеву и кандидатам технических наук В. В. Сильянову, Ю. А. Кременцу и инж. Л. Л. Кронроду, просмотревшим отдельные разделы книги.

3-18-1
57-70

Валерий Федорович Бабков, Олег Владимирович Андреев, Митрофан Семенович Замахаев

ПРОЕКТИРОВАНИЕ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

ЧАСТЬ I

Редактор **Л. П. Топольницкая**
Технический редактор **Р. А. Иванова**
Обл. художника **А. М. Озерского**
Корректор **С. М. Лобова**

Сдано в набор 5/III 1970 г. Подписано в печать 9/IX 1970 г.
Бумага 60×90¹/₁₆ Печ. л. 25 Уч.-изд. л. 25,37
Т-07369 Тираж 10 000 экз. Цена 1 р. 09 к.
Изд. № 1—1—1/15 № 2036
Издательство «Транспорт» Москва, Б-174, Басманный туп., 6а

Московская типография № 8 Главполиграфпрома
Комитета по печати при Совете Министров СССР,
Хохловский пер., 7. Зак. 630

319767

ВВЕДЕНИЕ

Проектирование дорог — учебная дисциплина, рассматривающая принципы технико-экономического обоснования размеров всех элементов дороги на основе комплексного учета ее народно-хозяйственного значения, природных условий и требований эффективности и безопасности автомобильных перевозок, а также методы выбора направления дороги на местности и составления проекта ее постройки.

Автомобильные дороги представляют собой сложные инженерные сооружения.

Расчеты, которые кладутся в основу проектирования автомобильных дорог, часто не менее сложны, чем расчеты, выполняемые при проектировании деталей машин, мостов, элементов гражданских и промышленных зданий.

Современные автомобильные дороги предназначаются для движения с высокими скоростями. Они должны быть запроектированы и построены таким образом, чтобы автомобили могли полностью реализовать свои динамические качества при нормальном режиме работы двигателя, чтобы на поворотах, подъемах и спусках автомобилю не грозили занос или опрокидывание, а движение не было утомительным и беспокойным для пассажиров. Дорожная одежда должна быть прочной, чтобы противостоять динамическим нагрузкам, передающимся на нее при движении автомобилей, а также ровной и нескользкой.

Дорожные одежды и земляное полотно дорог подвержены воздействию многочисленных природных факторов (нагревание солнечными лучами, промерзание и оттаивание, увлажнение выпадающими осадками и т. п.). В течение года в земляном полотне дороги происходят сложные физические процессы, связанные с перераспределением влаги в промерзающем грунте в зимнее время. Перенасыщенный влагой грунт при весеннем оттаивании резко снижает

свою прочность, что может явиться причиной разрушения дорожной одежды. Все эти особенности работы дороги должны учитываться проектировщиками и строителями, которые обязаны обеспечить устойчивость земляного полотна и прочность построенной на нем дорожной одежды.

Круг вопросов, которые должны решать инженеры, связанные с проектированием дорог, чрезвычайно широк.

Инженеры-проектировщики должны в совершенстве владеть приемами выбора трассы дороги на местности и сбора полевых данных, требующихся для обоснования проектных решений; уметь назначать конструктивные элементы дорог, в первую очередь земляного полотна и дорожных одежд, обеспечивающие удобство и безопасность движения автомобилей; предусматривать широкое использование местных строительных материалов и отходов промышленности. При этом необходимо в максимальной степени учитывать местные геофизические условия, влияющие на строительство и содержание дорог.

Проектировщики должны обладать знаниями методов технико-экономической оценки и сравнения вариантов, позволяющими им выбирать наиболее оптимальные решения для данных конкретных условий.

Современные дороги обслуживают массовые пассажирские перевозки. Они стали местом повседневной работы десятков и сотен тысяч водителей.

Чтобы поездки по дорогам и труд водителей были легки и приятны, положение дорог и их увязка с ландшафтом должны удовлетворять определенным эстетическим требованиям.

Проектировщик должен предусматривать, чтобы строительство земляного полотна и дорожной одежды было организовано с максимальным использованием современных средств механизации.

Все сказанное свидетельствует, насколько высокие и разносторонние требования предъявляются к инженерам, проектирующим дороги.

Ошибки при строительстве дороги прискорбны, но могут быть исправлены при капитальном ремонте. Ошибки при проектировании, особенно при выборе трассы, остаются на десятилетия, вызывая неустранимые потери автомобильного транспорта.

Программа Коммунистической партии Советского Союза ставит гигантские задачи транспортного строительства.— «Рост народного хозяйства потребует ускоренного развития всех видов транспорта. Важнейшими задачами в области транспорта являются: расширение транспортно-дорожного строительства и полное удовлетворение потребностей народного хозяйства и населения во всех видах перевозок...

По всей стране будет создана разветвленная сеть благоустроенных дорог. Автомобильный парк страны возрастет до размеров, обеспечивающих полное удовлетворение потребностей в грузовых и пассажирских перевозках».

12—2
6—21

Развитие всех отраслей народного хозяйства, освоение природных богатств и бурно растущих новых промышленных районов Сибири, Средней Азии и Дальнего Востока и других областей страны предъявляют повышенные требования к работе транспорта.

Большие задачи стоят и перед автомобильным транспортом.

Дорожное строительство в СССР имело значительные успехи, особенно после Великой Отечественной войны. С 1950 по 1960 г. протяжение дорог с твердыми покрытиями увеличивалось в среднем на 9000 *км*, а с 1960 г. — на 23 000 *км* в год и достигло к 1968 г. 456,4 тыс. *км* (в 1917 г. их было всего 24,3 тыс. *км*). Однако, несмотря на это, распределение сети автомобильных дорог по территории СССР остается еще весьма неравномерным.

Наряду с областями, где имеется густая сеть автомобильных дорог с твердыми покрытиями, многие области имеют преимущественно грунтовые дороги, проезжаемость которых весной и осенью резко ухудшается.

Для наиболее населенных союзных республик протяжение дорог с твердым покрытием на 1000 $км^2$ площади составляет для УССР — 128 *км*, для Грузии 222 и для Эстонской ССР 368 *км*. Эта плотность сети меньше, чем в капиталистических государствах, передовых в области дорожного строительства. (В Англии на 1000 $км^2$ приходится дорог с твердыми покрытиями 1390 *км*, в ФРГ — 1590 *км*, в США — 570 *км*).

На ближайшие годы намечено резкое увеличение темпов дорожного строительства в СССР.

Необходимость удовлетворения насущной потребности страны в дорогах требует от дорожного хозяйства изыскания новых путей и принципов проектирования и строительства.

Дорожные работы принадлежат к числу трудоемких процессов, связанных с выполнением значительных транспортных работ и с затратами большого количества материалов. Так, для постройки 1 *км* автомобильной дороги с асфальтобетонным покрытием на щебеночном основании в равнинной местности требуется доставить до 4,5—5 тыс. $м^3$ щебня и 2,5 тыс. $м^3$ песка и разработать до 20—30 тыс. $м^3$ грунта с перевозкой его на расстояния, достигающие часто нескольких сотен метров.

Каменные материалы, необходимые для устройства дорожных одежд, часто приходится возить на расстояния в несколько сотен километров железнодорожным и водным транспортом. Это вызывается тем, что в ряде районов СССР коренные каменные породы покрыты мощными слоями ледниковых и морских отложений и добыча их практически невозможна.

Выполнение дорожно-строительных работ осложняется также растянутостью фронта строительства на десятки и сотни километров, что требует применения специфических форм и методов организации работ.

Задачей инженерно-технических работников дорожных хозяйств является индустриализация дорожного строительства, обеспечение

завершения комплексной механизации всего строительного процесса, автоматизация и механизация производственных процессов, сокращение сферы использования неквалифицированного ручного труда.

Как и в других областях капитального строительства, должна осуществляться дальнейшая широкая индустриализация строительства — применение сборных железобетонных конструкций и деталей, конструкций из легких бетонов, крупных блоков и готовых узлов заводского изготовления,— позволяющая превратить строительство дорожных одежд и искусственных сооружений в механизированный процесс монтажа.

Уровень механизации дорожного строительства за послевоенный период значительно повысился. Многие виды работ — земляные работы, добыча песка и гравия, приготовление щебня, устройство асфальтобетонных и цементобетонных покрытий — полностью механизированы. Однако комплексная механизация строительства, уровень которой достиг на строительстве магистральных автомобильных дорог 97,5%, еще не завершена из-за отсутствия ряда механизмов для отдельных вспомогательных процессов и некоторых видов работ, главным образом отделочных, а также работ, связанных с реконструкцией дорожных одежд. Необходимо совершенствовать выпускаемые дорожные машины и повышать их производительность.

В увеличении темпов дорожного строительства решающее значение имеет рост производительности труда.

Пропаганда опыта передовиков производства позволяет найти новые возможности использования техники и перевыполнения установленных норм выработки, развернуть социалистическое соревнование — важное звено в борьбе за повышение производительности труда, за совершенствование производства.

Выполнение задач дорожного строительства неразрывно связано с борьбой за снижение стоимости и дальнейшее повышение качества работ. Чтобы добиться экономии средств на дорожное строительство, необходимо изыскивать технически правильные и экономически наиболее эффективные проектные решения, оправданные опытом строительства и эксплуатации дорог. В связи с этим большое значение приобретает широкое использование в строительстве дорог и мостов типовых проектов, основанных на последних достижениях отечественной и зарубежной науки и техники.

При проектировании дорог следует устранять излишние запасы прочности, рационально расходовать фондируемые и привозные материалы. Нужно широко использовать местные малопрочные материалы, в том числе и грунты, располагая их в сооружениях в соответствии с действующими напряжениями от транспортных нагрузок и интенсивностью воздействия природных факторов. При этом необходимо шире использовать возможности укрепления грунтов и слабых каменных материалов, повышающего их прочность и устойчивость.

Особенности природных условий Советского Союза выдвигают перед строителями автомобильных дорог и мостов сложные технические проблемы.

Многообразие природных условий Советского Союза — резкое различие климатических, почвенно-грунтовых и гидрогеологических условий различных районов — не допускает применения трафаретных решений.

От проектировщиков требуется творческий подход к принимаемым решениям. Надо самым внимательным образом учитывать влияние на построенную дорогу природных факторов и особенностей движения автомобилей.

Все перечисленные направления развития дорожного строительства ставят перед проектными и научно-исследовательскими дорожными организациями большие и ответственные задачи.

Дорожное строительство крайне заинтересовано в повышении своей научной базы. Развитие строительства дорог в сложных природных условиях непрерывно выдвигает все новые и новые проблемы, требующие научного разрешения.

Далеко еще не во всех деталях ясны принципы проектирования и строительства дорог в условиях вечно мерзлых грунтов, в районах искусственного орошения, засоленных грунтов и сыпучих песков. Большие трудности и частые ошибки вызывают проблемы, связанные с использованием в строительстве местных малопрочных материалов.

Наука о строительстве дорог находится в процессе непрерывного развития. Являясь прикладной технической дисциплиной, она в своем росте опирается на достижения физико-математических и естественных наук. «Большие успехи физики и химии открывают новые источники энергии, позволяют создавать новые материалы, расширяют горизонты перед всеми ведущими производствами» (Л. Брежнев).

Более широкое использование этих достижений и быстрое развитие химической промышленности в СССР раскрывают перед дорожниками широкие перспективы изменения в желаемых направлениях свойств местных грунтовых и каменных материалов путем физико-химического воздействия на их активную коллоидную часть.

Современные темпы дорожного строительства не могут мириться с его сезонностью. До сих пор в зимние месяцы выполняется ограниченный объем работ по заготовке каменных материалов, постройке зданий и частично мостов и труб. Работы по возведению земляного полотна и устройству дорожных одежд, стоимость которых достигает 70% от общей стоимости дороги, в основном выполняются только в теплые летние месяцы. Поэтому дорожниками должна быть проведена большая работа по ликвидации сезонности.

Дорожники должны быть готовы к возможному в ближайшем будущем качественному изменению транспорта на автомобильных дорогах. Развитие электрификации страны позволит организовать

троллейбусные сообщения на загородных дорогах, а использование методов электроники — автоматизировать управление транспортными средствами. Обширные перспективы раскроет перед дорожным строительством возможность широкого использования атомной энергии в мирных целях, которая позволит получать прочные покрытия путем плавления местных грунтов.

Должны быть повышены требования к удобству движения по дорогам. Развитие нашего общества ставит задачу все более полного удовлетворения постоянно растущих материальных и духовных потребностей советского народа. Увеличение выпуска автомобилей в стране и резкое возрастание пассажирских перевозок по автомобильным дорогам не позволяют, как иногда было раньше, удовлетворяться постройкой одного твердого покрытия.

В ноябре 1968 г. Совет Министров СССР принял решение, предусматривающее создание в ближайшие годы на дорогах страны широкой сети станций технического обслуживания, автозаправочных станций, моечных пунктов, гаражей и других объектов для обслуживания транспортных средств, принадлежащих отдельным гражданам. При строительстве новых дорог все эти комплексы сооружений должны вводиться в действие одновременно со сдачей дороги в эксплуатацию.

Будет расширено строительство столовых и гостиниц, где водители и пассажиры могли бы отдохнуть. Большое внимание будет уделяться вопросам архитектурной композиции расположения дорог в плане и профиле, их озеленения, чтобы они лучше удовлетворяли возрастающим эстетическим вкусам советских людей и делали поездку по дороге легкой и приятной.

РАЗДЕЛ ПЕРВЫЙ

ОБЩИЕ ПОНЯТИЯ О ДОРОГЕ

Глава 1
СЕТЬ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

§ 1. РОЛЬ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ В ТРАНСПОРТНОЙ СИСТЕМЕ НАРОДНОГО ХОЗЯЙСТВА

Перевозки грузов и пассажиров осуществляются по сети путей сообщения, которая состоит из железных и автомобильных дорог, авиационных трасс, речных и морских судоходных линий. В условиях планового социалистического хозяйства все виды транспорта образуют единую транспортную систему и работают во взаимной увязке, не конкурируя, а дополняя друг друга, чем создаются возможности наиболее полного и целесообразного использования каждого из видов транспорта.

Железнодорожный транспорт выполняет основную массу грузовых и пассажирских перевозок на дальние расстояния. Однако поступление и прием грузов на железные дороги связаны с погрузочными станциями. Поэтому железнодорожный транспорт неизбежно должен работать в сочетании с другими видами транспорта, обслуживающими его подъездные пути. В подъездных путях нуждаются также пристани и аэропорты. Роль подъездных путей выполняют автомобильные дороги.

Автомобильный транспорт может принимать грузы непосредственно на месте их формирования и доставлять их к месту назначения без перегрузок («от двери к двери»). Поэтому он является наиболее эффективным видом транспорта для перевозок на сравнительно короткие расстояния, так как в зависимости от состояния дорожной сети грузы на расстояния до 200—400 *км* автомобильным транспортом доставляются быстрее, чем железнодорожным.

Общий объем грузов и пассажиров, перевозимых автомобильным транспортом, значительно превышает их количество, перевозимое другими видами транспорта. В 1968 г. по автомобильным дорогам было доставлено 12800,4 млн. *т* грузов против 2705,6 млн. *т*, перевезенных по железным дорогам. В общем грузообороте, характеризуемом тонно-километрами, удельный вес автомобильного транспорта составил 5,4%.

Междугородные автобусы перевезли в 1968 г. 1205,4 млн. чел. всего лишь в 2,2 раза меньше, чем железные дороги.

Большое значение имеет автомобильный транспорт для освоения малонаселенных районов, позволяя обеспечить доставку грузов при сравнительно небольших затратах на постройку дорог. Поэтому дорожное строительство сопутствует всем ведущимся в Советском Союзе обширным работам по освоению новых сельскохозяйственных территорий, по разработке больших месторождений полезных ископаемых, по строительству крупных промышленных районов.

§ 2. СЕТЬ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

Дороги, соединяющие населенные пункты, промышленные и сельскохозяйственные центры между собой и с погрузочно-разгрузочными пунктами других видов транспорта, образуют сеть автомобильных дорог. Грузы, перевозимые по определенным направлениям в соответствии с потребностями народного хозяйства, образуют грузопотоки разной величины.

Начертание сети автомобильных дорог прежде всего должно соответствовать направлениям главных грузовых и пассажирских перевозок. Основой дорожной сети является сеть автомобильных магистралей — усовершенствованных дорог общегосударственного значения для скоростных дальних пассажирских и грузовых перевозок, связывающая между собой основные экономические районы страны и важнейшие центры.

При планировании сети автомагистралей важную роль играет обеспечение административных, культурных и хозяйственных связей между союзными республиками и потребностей обороны страны.

Развитием и дополнением общегосударственной сети дорог являются дороги республиканского значения, которые выполняют указанные функции в масштабе союзных республик. Республиканские дороги в свою очередь представляют собой основу сети местных дорог областного и районного значения. Чем ниже подчиненность дороги, тем большую роль играют в выборе ее направления конкретные грузопотоки тех или иных предприятий.

Полностью подчиняются направлению грузопотоков дороги отдельных хозяйств — колхозов, совхозов и промышленных предприятий: внутрихозяйственные дороги, обслуживающие перевозки между полевыми участками и колхозами, лесными делянками и лесоскладами, отдельными цехами и складами сырья и готовой продукции; дороги, предназначенные для вывоза товарной продукции предприятий добывающих отраслей народного хозяйства к предприятиям обрабатывающей промышленности или к станциям железных дорог, речным и морским путям; подъездные пути к автомагистралям. Чем выше административное значение дороги, тем больше по ней движется автомобилей и тем более совершенной ее устраивают.

Начертание дорожной сети является одним из элементов планирования. Оно определяется на основе размещения производительных сил страны и должно обеспечивать их дальнейшее развитие. Однако значительные средства, уже затраченные на строительство дорог, заставляют при проектировании дорожной сети максимально использовать существующие дороги с твердыми покрытиями. Поэтому в планах развития дорожной сети видное место всегда занимают работы по реконструкции дорог — приспособлению старых дорог к требованиям современного скоростного автомобильного движения.

Поставленные Партией и Правительством СССР большие задачи по развитию сельского хозяйства нашей страны и укреплению колхозов и совхозов требуют коренного улучшения низовой дорожной сети.

Создание новых промышленных районов на востоке страны, разработка месторождений полезных ископаемых в пока еще малонаселенных районах Сибири и Дальнего Востока, освоение целинных и залежных земель, орошение земель в среднеазиатских республиках — все эти работы связаны со строительством новых дорожных сетей, которые должны быть тщательно увязаны с технологическими особенностями обслуживаемых дорогами производственных процессов.

Дорожные сети проектируют на основе глубокого анализа экономики района [1].

§ 3. ПОДВИЖНОЙ СОСТАВ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

Современная автомобильная дорога рассчитана на преимущественный пропуск одного вида транспортных средств — автомобилей. Гусеничные машины, портящие дорожную одежду, и конные повозки, процент которых в современном составе движения в большинстве стран ничтожен, должны следовать по параллельным грунтовым дорогам или по специально устраиваемым тракторным путям.

Поэтому основными видами подвижного состава автомобильных дорог являются различные типы автомобилей — автобусы, легковые и грузовые автомобили, автопоезда, а также мотоциклы и тракторы на резиновых шинах.

Как и любое инженерное сооружение, дорога может обеспечивать пропуск только тех нагрузок и в том количестве, на которые она рассчитана при проектировании. Между тем прогресс в автомобилестроении приводит к непрерывному совершенствованию и изменению типов автомобилей, модели которых меняются на каждом заводе через несколько лет.

---

[1] М. С. Замахаев, А. С. Кудрявцев. Экономические изыскания и проектирование дорожных сетей. М., Автотрансиздат, 1958.

И. А. Романенко. Технико-экономическое обоснование проектирования сетей автомобильных дорог М., «Транспорт», 1967.

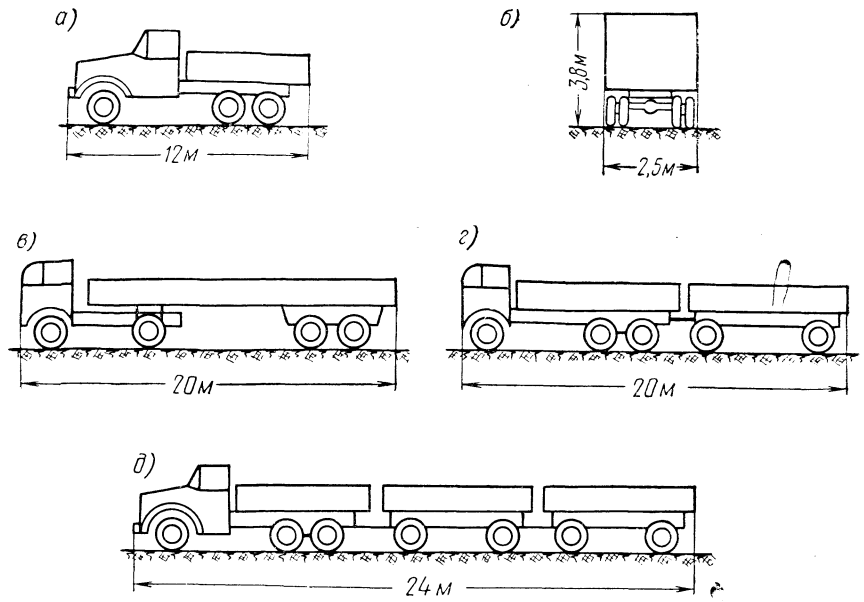


Рис. 1. Предельные габаритные размеры автомобилей и автопоездов, допускаемых к движению на дорогах СССР:
а и *б* — грузовой автомобиль; *в* — двухосный седельный тягач с полуприцепом; *г* — трехосный тягач с двухосным прицепом; *д* — трехосный тягач с двумя двухосными прицепами

Каждая дорога служит десятки лет и поэтому невозможно заранее точно предугадать параметры автомобилей, которые будут по ней ездить в будущем. Экономически нецелесообразно в то же время строить дороги с избыточным запасом прочности, рассчитанным на многие годы вперед.

В настоящее время разработаны стандарты на габариты и нагрузки от автомобилей, которыми обязана руководствоваться автомобильная промышленность и к которым приспосабливают нормы на элементы автомобильных дорог.

В Советском Союзе требования к габаритам и весам автомобилей установлены общесоюзным стандартом ГОСТ 9314—59. Он предусматривает возможность движения по дорогам высших — I и II категорий и дорогам, где это специально оговорено в задании, автомобилей и автобусов с предельной нагрузкой на одиночную ось 10 *т* (автомобили группы А), а при двух спаренных осях — 18 *т*. Для остальных дорог установлена предельная осевая нагрузка 6 и 10 *т* для двух спаренных осей (автомобили группы Б). Среднее удельное давление колес автомобилей группы А на поверхность дороги не должно превышать 6,5 *кГ/см*^{2}, группы Б — 5,5 *кГ/см*^{2}. Таким образом, некоторые типы автомобилей имеют ограниченную

возможность проезда по второстепенным дорогам в небольшом количестве и только в особо благоприятные сухие периоды года.

Предельные габаритные размеры автомобилей (рис. 1) ограничивают высоту автомобилей 3,8 *м*, а ширину 2,5 *м*, хотя для некоторых моделей автобусов, выпуск которых был начат до утверждения ГОСТа, временно, в порядке исключения, разрешена большая ширина, что сильно ухудшает условия встреч и обгонов. Требования ГОСТ 9314—59 положили основу нормированию параметров подвижного состава автомобильных дорог, но еще не решили ее полностью.

В расчетные формулы для определения элементов плана и профиля автомобильных дорог входит ряд характеристик, меняющихся у автомобилей разных типов в широких пределах. К их числу относятся, например, динамический фактор, положение глаз водителя по отношению к уровню проезжей части и ее кромке. Это создает затруднения при оценке степени удовлетворения дорогами требований автомобильного движения, так как неизвестно, на какой тип автомобиля необходимо ориентироваться. В СССР расчеты обеспечиваемых дорогой скоростей движения обычно ведут на наиболее совершенные автомобили массового производства — легковой автомобиль «Волга» и грузовой автомобиль ЗИЛ-130. В дальнейшем целесообразно было бы разработать типаж некоторых осредненных «расчетных автомобилей», на которые нужно рассчитывать элементы дороги, подобно тому, как это делают при проектировании мостов.

Мосты на автомобильных дорогах проектируют на бо́льшие нагрузки, чем дороги, поскольку должна быть предусмотрена возможность пропуска по ним единичных тяжелых машин.

§ 4. ХАРАКТЕРИСТИКИ ДВИЖЕНИЯ ПО АВТОМОБИЛЬНЫМ ДОРОГАМ

Отдельные автомобили, различные по типам и техническому состоянию, следуя в одном направлении с разными скоростями и по самостоятельным маршрутам, образуют на дороге транспортный поток. Очевидно, что чем больше автомобилей движется в потоке, тем более высокие требования должны быть предъявлены к устройству дороги.

При обосновании требований к разным элементам дороги используют различные характеристики транспортного потока. Так, например, для назначения числа рядов движения автомобилей при обосновании ширины земляного полотна и проезжей части решающее значение имеет количество проходящих автомобилей за определенный срок, а не их нагрузки. Поэтому за основную характеристику движения по дорогам принимают общее количество автомобилей, проходящих через некоторое сечение дороги в единицу времени (сутки, час), называемое *интенсивностью движения*.

Для загородных участков дорог в СССР интенсивность движения определяют по фактическому количеству проходящих автомо-

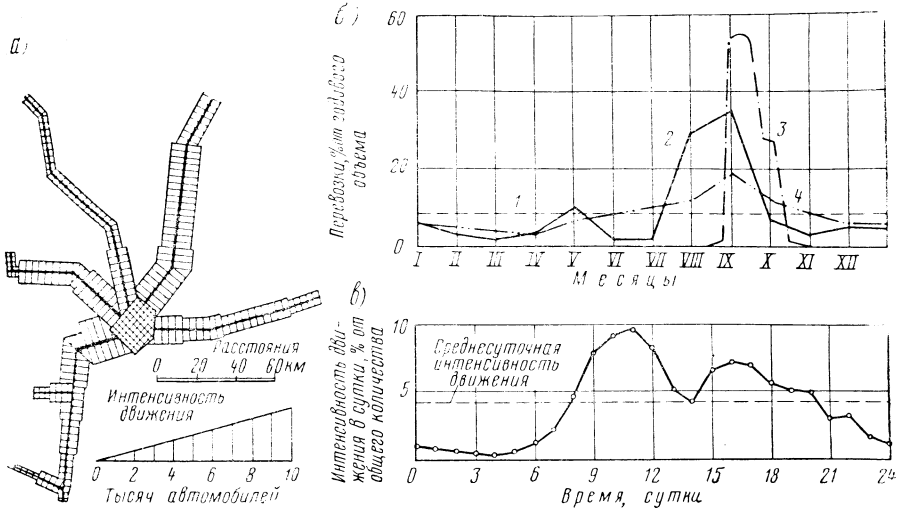


Рис. 2. Изменение интенсивности движения по дорогам:
а — на разных участках маршрута; *б* — в течение года; *в* — в течение суток;
1 — среднесуточная среднегодовая интенсивность; *2* — перевозки зерна в сельскохозяйственных районах; *3* — вывозка сахарной свеклы; *4* — среднее распределение перевозок по дорожной сети

билей, суммируя автомобили независимо от их типа. В этом есть известная условность, так как проезд по дороге с малой скоростью нескольких автопоездов с тяжелыми прицепами не эквивалентен проезду равного числа быстроходных легковых автомобилей. Поэтому в ряде стран, а в СССР при проектировании городских улиц фактическую интенсивность движения приводят к эквивалентному количеству легковых автомобилей, умножая число автомобилей каждого типа на коэффициенты пересчета. По Строительным нормам и правилам (СНиП II-К. 3-62 — Улицы, дороги и площади населенных мест) эти коэффициенты равны: для легковых автомобилей 1, для грузовых грузоподъемностью до 3 *т* — 1,5, то же грузоподъемностью 3—5 *т* — 3, более 5 *т*, для автобусов и автопоездов — 4, мотоциклов — 0,5.

Принципы приведения фактической интенсивности движения к эквивалентной изложены далее в § 29.

Интенсивность движения меняется по длине отдельных участков дороги и, увеличиваясь вблизи городов, крупных населенных пунктов и железнодорожных станций, имеет наименьшее значение на средних участках маршрутов (рис. 2, *а*). Интенсивность движения непостоянна в течение суток, резко уменьшаясь в ночное время. Не остается она одинаковой и в течение года.

На дорогах сельскохозяйственных районов в периоды уборки урожая интенсивность движения значительно возрастает (рис. 2, *б*).

В праздничные дни движение грузовых автомобилей уменьшается, а легковых, наоборот, увеличивается.

В связи с отмеченными частыми колебаниями величины интенсивности движения на дорогах ее можно надежно характеризовать только средними величинами за расчетный период времени.

В СССР при проектировании дорог движение чаще всего характеризуют его средней величиной за год, называемой *среднесуточной годовой интенсивностью движения*. Разрешается пользоваться также интенсивностью в час наибольшей загрузки дороги движением. На некоторых дорогах, используемых для вывозки продуктов сельскохозяйственного производства (зерна, сахарной свеклы), интенсивность движения в периоды сдачи продукции существенно превышает среднегодовую. В таких случаях, учитывая государственное значение этих перевозок, при разработке норм на элементы плана и профиля дорог, исходя из интенсивности движения в период пик, увеличивают среднегодовую интенсивность в 1,5—2 раза.

В странах, где на дорогах организован круглогодичный механизированный учет движения, считают более точным пользоваться для характеристики интенсивности движения 30-й по величине наибольшей за год среднечасовой интенсивностью движения, т. е. такой, которая бывает превышена только 29 *ч* в году. Она близка по величине к $^1/_6$ от среднесуточной среднегодовой интенсивности.

Соответствующая 30-у максимуму точка на графике зависимости между величиной часовой интенсивности и числом часов в году, в течение которых она превышается, обычно бывает расположена на участке перехода от быстро снижающейся к медленно изменяющейся части кривой (рис. 3).

Интенсивность не является единственной всеобъемлющей характеристикой движения; при решении некоторых задач проектирования и эксплуатации автомобильных дорог применяют ряд других характеристик.

Так, например, при расчетах количества транспортных средств, проходящих через регулируемые перекрестки, исходят из интенсивности, приведенной к эквивалентному количеству легковых автомобилей. Для расчета толщины дорожной одежды имеет значение не

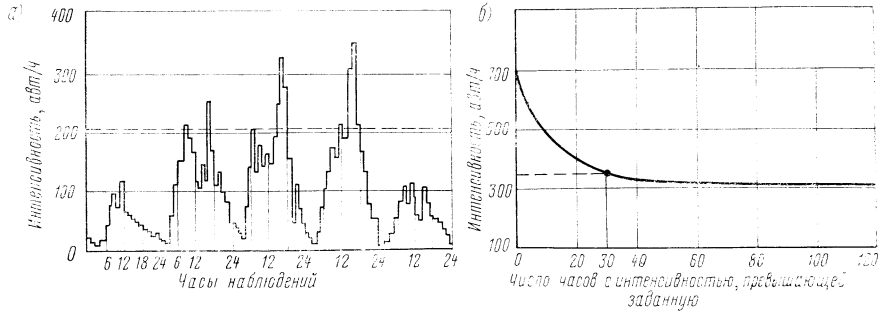


Рис. 3. Характеристика движения интенсивностью в час:
а — колебания интенсивности в отдельные дни; *б* — интенсивность, превышаемая 29 раз в год

только количество, но и величина нагрузок. Один проезд тяжелого автомобиля оказывает на дорогу более разрушительное воздействие, чем проход большого числа легких автомобилей. Это обстоятельство учитывают пересчетом фактической интенсивности движения в эквивалентную приведенную интенсивность движения одного из автомобилей, принимаемого за расчетный.

Износ дорожных покрытий в период эксплуатации пропорционален суммарному весу проходящих нагрузок. Для этой цели транспортный поток характеризуют грузонапряженностью — весом брутто автомобилей, проходящих за сутки.

Для детальной характеристики состава движения автомобили обычно делят на четыре основные категории: особо малой грузоподъемности — до 1,0 *т*, малой — от 1,0 до 2 *т*, средней — от 2 до 5 *т* и большой — свыше 5 *т* до предела, установленного дорожными весовыми ограничениями.

Выпускаемые отечественной промышленностью автомобили особо большой грузоподъемности — МАЗ-525 и МАЗ-530 (25 и 40 *т*) — предназначены для использования в карьерах и на строительных площадках и движение их по автомобильным дорогам общего пользования может быть допущено лишь в единичных случаях при неполной загрузке.

Средний состав потока движения на разных дорогах СССР сравнительно постоянен и состоит из автобусов—5%; грузовых автомобилей большой грузоподъемности — 5%; средней грузоподъемности — 45% и малой грузоподъемности — 30%; легковых автомобилей — 15%.

В ближайшие годы в связи с запланированным увеличением производства легковых автомобилей их количество в составе транспортного потока начнет возрастать.

§ 5. ГОСУДАРСТВЕННАЯ И ТЕХНИЧЕСКАЯ КЛАССИФИКАЦИЯ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

Значение автомобильных дорог для народного хозяйства в подавляющем большинстве случаев неразрывно связано с интенсивностью движения; чем интенсивнее движение, тем более совершенной должна быть дорога. Если при большой интенсивности движения построить дорогу с относительно крутыми уклонами и малой шириной проезжей части, то хотя она и будет стоить дешевле, но на ней нельзя будет в полной мере реализовать возможности автомобилей двигаться с большими скоростями.

На такой дороге при высокой интенсивности движения в течение всего периода эксплуатации автомобильный транспорт будет иметь излишние расходы.

Конечно, подход к назначению типа дорог не исчерпывается вопросами стоимости строительства и эксплуатации. Учитывают и ряд других соображений о значении дороги для народного хозяйства и ее роли в транспортной сети.

По значению для народного хозяйства и культурной жизни страны, а также по административному подчинению автомобильные дороги могут быть разделены на следующие группы:

1. Магистральные дороги общегосударственного значения, предназначенные для автомобильных сообщений на большие расстояния между крупными административными, промышленными и культурными центрами СССР и важнейшими экономическими районами государства.

2. Магистральные дороги республиканского значения для дальних автомобильных сообщений между областями союзных республик и центрами республиканского значения.

3. Дороги областного значения, обслуживающие связи районов и крупных предприятий с областными и краевыми центрами и станциями железных дорог и пристанями.

4. Дороги районного значения для связи между районными центрами, населенными пунктами и крупными местными промышленными предприятиями, между совхозами, колхозами, станциями железных дорог и пристанями.

По дорогам районного и областного значения (местные дороги) выполняется основная масса перевозок, поскольку по протяжению они составляют 80% дорожной сети. Многие из них не имеют твердого покрытия и в периоды осенней и весенней распутицы труднопроезжаемы. Строительство этих дорог должно в ближайшие годы занять видное место в планах дорожного строительства.

5. Курортные дороги преимущественно для пассажирских сообщений в курортных районах.

6. Подъездные пути к крупнейшим городам и промышленным центрам для связи их с тяготеющими районами.

7. Городские дороги и дороги населенных мест (улицы), обслуживающие внутренние пассажирские и грузовые перевозки.

8. Дороги отдельных совхозов, предприятий лесного хозяйства, промышленных предприятий и колхозов, хозяйств, предназначенные для внутрихозяйственных перевозок или служащие подъездами от этих предприятий к общей дорожной сети.

Существует ряд дорог, которые строят с соблюдением высоких технических требований, несмотря на относительно малую интенсивность движения, например, дороги в курортных местностях, которые должны отличаться наибольшими удобствами для отдыхающих.

Нельзя исходить только из ожидаемой интенсивности движения также при проектировании дорог пионерного типа, строящихся во вновь осваиваемых малонаселенных районах. Такая дорога, несмотря на малую интенсивность движения в течение первых лет после строительства, в дальнейшем становится магистралью, вокруг которой происходит заселение района. Пионерные дороги необходимо строить с учетом перспектив развития района по техническим нормативам плана, профиля земляного полотна, соответствующим большей интенсивности движения, чем перспективная.

Автомобильные дороги СССР делят на пять технических категорий (табл. 1). При отнесении дороги к той или иной категории исходят из ее народнохозяйственного значения и перспективной на 20 лет интенсивности движения, считаемой от ввода дороги в эксплуатацию.

К I и II категории относят автомобильные дороги общегосударственного значения, к III — дороги республиканского или областного значения, к IV—V — дороги, имеющие, как правило, местное хозяйственное и административное значение.

319767

Таблица 1

Категория дороги	Перспективная интенсивность движения в двух направлениях	
	среднесуточная, авт./сутки	наибольшая часовая, *авт./ч*
I	Более 6000	Свыше 1200
II	От 3000 до 6000	От 800 до 1200
III	От 1000 до 3000	От 400 до 800
IV	От 200 до 1000	—
V	Менее 200	—

Таблица 2

Категория дороги	Расчетная скорость, *км/ч*		
	основная	на трудных участках	
		пересеченной местности	горной местности
I	150	120	80
II	120	100	60
III	100	80	50
IV	80	60	40
V	60	40	30

Все элементы дороги каждой технической категории рассчитывают на обеспечение безопасного движения одиночных легковых автомобилей (при хорошей видимости в сухую погоду или при увлажненной чистой поверхности покрытия) со скоростью, соответствующей данной технической категории дороги [1] (табл. 2).

Расчетная скорость движения для дорог I категории соответствует фактическим скоростям современных отечественных автомобилей ЗИЛ-110 и ГАЗ-12, для дорог III категории — максимальным скоростям на горизонтальных участках, рекомендованным для стран СЭВа в перспективном типаже междугородных автобусов и грузовых автомобилей грузоподъемности 1,5 *т*, а дорог IV категории — фактическим средним скоростям движения транспортных потоков на дорогах с усовершенствованными покрытиями.

По дорогам низших категорий движутся те же автомобили, что и по дорогам высших категорий. Однако дороги III—V категорий ограничивают возможности автомобилей в полной мере использовать свои динамические качества. Поэтому в нормах проектирования автомобильных дорог СССР специально оговорено, что всегда, когда позволяют местные условия и это не связано с существенным увеличением объемов и стоимости работ, следует предусматривать значения элементов плана и профиля дорог, обеспечивающие высокие скорости движения, если возможно, даже превышающие расчетные для дорог I категории.

Расчетные скорости, принятые в СССР, примерно соответствуют расчетным скоростям других стран. Так, например, на автомагистралях ФРГ расчетная скорость в зависимости от условий рельефа равна 160 *км/ч* в равнинной местности, 140 *км/ч* в холмистой и 120 *км/ч* в гористой. В Англии расчетная скорость для магистральных дорог принята 130 *км/ч*, в США — 112 *км/ч*.

[1] Технические нормативы на автомобильные дороги СССР изложены в главе 5 «Автомобильные дороги общей сети Союза ССР. Нормы проектирования» Строительные нормы и правила. Ч. II, раздел Д (СНиП II-Д.5-62). М., Стройиздат, 1964.

Глава 2
ЭЛЕМЕНТЫ АВТОМОБИЛЬНОЙ ДОРОГИ

§ 6. ЭЛЕМЕНТЫ ПЛАНА ДОРОГИ

Автомобильные дороги должны обеспечивать перевозку грузов и пассажиров с удобством, минимальной затратой энергии и при малой стоимости перевозок. Казалось бы, что этим требованиям лучше всего может удовлетворить дорога, построенная по прямой линии, соединяющей заданные точки. Однако строить дорогу по кратчайшему направлению препятствуют элементы рельефа земной поверхности (горы, овраги), водные преграды (болота, озера, реки), заповедники и высокоплодородные земли, ценные для сельского хозяйства, а также необходимость проведения дороги через заданные промежуточные пункты: места примыкания к городам, участки, удобные для пересечения рек, железных и автомобильных дорог.

Как можно видеть из рис. 4, необходимость перехода реки на прямом ее участке с удобным подходом к переправе по пологим склонам оврага, желание обойти населенный пункт и избежать пересечения оврага заставили при проведении дороги отклониться от кратчайшего прямого направления (воздушной линии) и наметить дорогу в виде ломаной линии.

Для удобства и безопасности движения автомобилей изломы дороги смягчают, вписывая в их углы дуги окружности или кривые с постепенно изменяющимся радиусом кривизны (переходные кривые).

Положение геометрической оси дороги на местности называют ее *трассой*. Поскольку трасса при обходе препятствий и подъемах

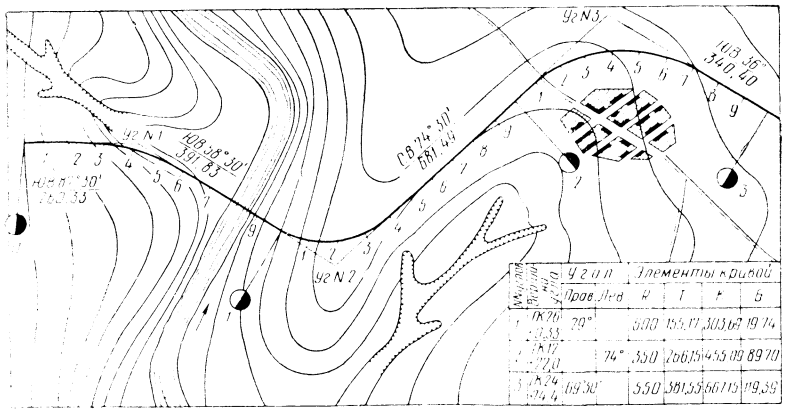


Рис. 4. План участка трассы дороги

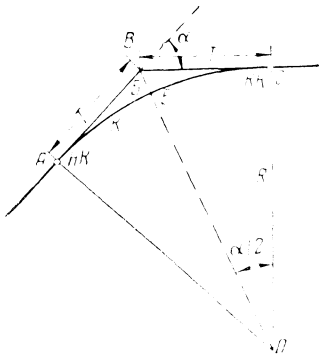


Рис. 5. Элементы угла поворота:
α — угол; B — вершина угла; A — точка начала кривой (НК); C — точка конца кривой (КК); $Б$ — биссектриса; R — радиус; K — кривая; T — тангенс

на холмы и спусках в понижения меняет свое направление в плане и профиле, она является пространственной линией.

Графическое изображение проекции трассы на горизонтальную плоскость, выполненное в уменьшенном масштабе, называют *планом трассы*.

Каждое изменение направления трассы в плане определяется *углом поворота*, который измеряют между продолжением направления трассы и новым ее направлением (рис. 5). Углы поворота последовательно нумеруют вдоль дороги («по ходу трассы»).

Для того чтобы запроектированную трассу можно было точно воспроизвести на местности, ее ориентируют относительно стран света. Для этого вычисляют румбы прямых участков трассы.

Различают следующие геометрические элементы закруглений: угол α, радиус R, кривую K, тангенс T, биссектрису $Б$.

Так как при изысканиях длину трассы измеряют по направлениям тангенсов, то в пределах кривой возникает ошибка в оценке длины дороги, поскольку измеряемая ломаная линия $АБС$ (см. рис. 5) больше, чем дуга $АЕС$. Чтобы исправить эту ошибку, при измерении длины дороги на каждой кривой вводят поправку, называемую домером — $Д$.

Элементы кривой связаны между собой простыми тригонометрическими соотношениями, которые легко могут быть получены из рис. 5.

$$T = R \operatorname{tg}\frac{\alpha}{2}; \quad Б = R\left(\sec\frac{\alpha}{2} - 1\right); \qquad (1)$$

$$K = \frac{\pi R \alpha}{180^\circ}; \quad D = 2T - K.$$

Для удобства определения длин кривых и разбивки их на местности составлены таблицы [1].

[1] Ганьшин В. Н., Хренов Л. С. Таблицы для разбивки круговых и переходных кривых. Изд. 3. М., «Недра», 1966.

Митин Н. А. Таблицы для разбивки горизонтальных и вертикальных круговых кривых и закруглений с переходными кривыми на автомобильных дорогах. Госгеолтехиздат, 1963.

§ 7. ЭЛЕМЕНТЫ ПРОДОЛЬНОГО ПРОФИЛЯ ДОРОГИ

Продольным профилем дороги называют развернутую в плоскости чертежа вертикальную проекцию оси дороги.

Продольный профиль характеризует крутизну отдельных участков автомобильной дороги, измеряемую величиной *продольного уклона*, и расположение ее проезжей части относительно поверхности земли.

Естественные уклоны местности часто превышают допустимые для эффективного использования автомобилей. В таких случаях уклон дороги делают более пологим, чем уклон поверхности земли, срезая часть грунта или, наоборот, подсыпая его, например в местах перехода через пониженные участки рельефа.

Величина продольного уклона является одной из важнейших характеристик транспортных качеств автомобильной дороги.

Места, где поверхность дороги в результате срезки грунта расположена ниже поверхности земли, называются *выемками*, а участки, где дорога проходит выше поверхности земли, по искусственно насыпанному грунту — *насыпями*. Из-за устройства насыпей и выемок отметки дороги не совпадают с отметками поверхности земли (рис. 6).

Разница между отметкой поверхности земли и отметкой бровки дороги, определяющая высоту насыпи или глубину выемки, называется *рабочей отметкой* (рис. 7).

Переломы продольного профиля, образующиеся при изменении уклона, вызывают ряд неудобств для движения: выпуклые места на дороге ухудшают видимость, а на переломах, имеющих сравнительно малый радиус кривизны, при высоких скоростях движения возникает опасность потери управляемости автомобилей в связи с разгрузкой передней оси; на вогнутых переломах в связи с внезапным изменением направления движения возникает толчок, не-

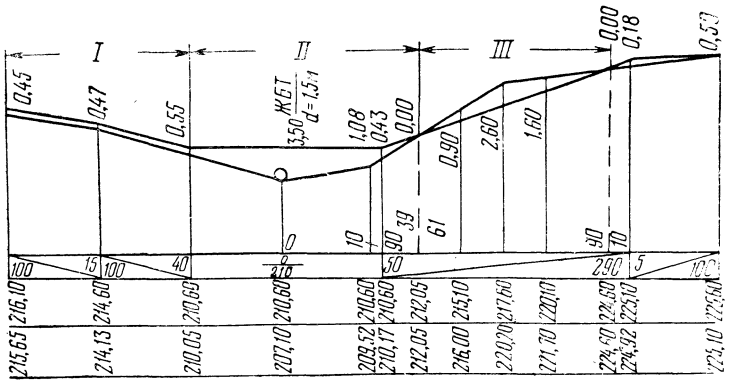


Рис. 6. Расположение дороги в продольном профиле:
I — дорога в нулевых отметках; *II* — в насыпи; *III* — в выемке

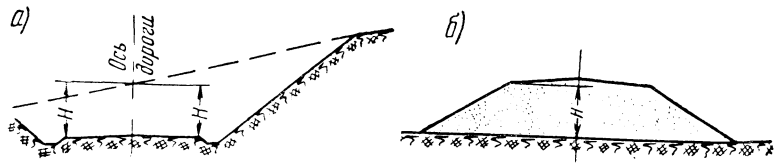


Рис. 7. Рабочая отметка земляного полотна H:
а — в выемке; *б* — в насыпи

приятный для пассажиров и перегружающий подвеску автомобиля. Поэтому переломы продольного профиля смягчают введением сопрягающих вертикальных кривых (рис. 8). На рис. 8 пунктиром показаны смягчаемые переломы продольного профиля. Цифры в скобках характеризуют рабочие отметки, которые были бы при отсутствии вертикальных кривых, цифры без скобок — фактические отметки.

Графическое изображение продольного профиля является одним из основных проектных документов, на основе которых строится дорога.

Чертеж продольного профиля оформляют в строгом соответствии с установленными правилами. На рис. 9 приведен образец оформления продольного профиля, принятого в проектных организациях СССР.

Для наглядности продольного профиля вертикальные расстояния (отметки) откладывают в большем масштабе, чем горизонтальные.

Для дорог, проходящих в равнинной местности, принят вертикальный масштаб 1 : 500 (5 *м* в 1 *см*) и горизонтальный масштаб 1 : 5000 (50 *м* в 1 *см*).

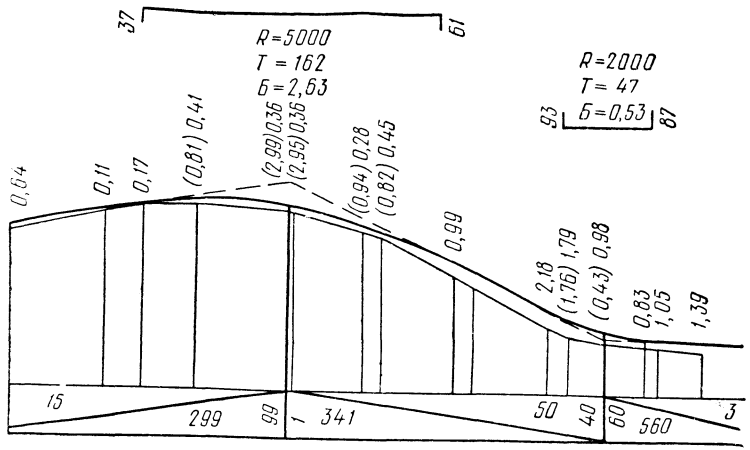


Рис. 8. Вертикальные кривые

Основные условные обозначения, применяемые на продольных профилях, показаны на рис. 10.

На горных дорогах, где продольный профиль характеризуется частыми изменениями уклонов поверхности земли и дороги и значительной разностью отметок в пределах небольших участков дороги, принимаются более крупные масштабы: вертикальный 1 : 200, горизонтальный 1 : 2000.

Линию на продольном профиле, соединяющую отметки поверхности земли, называют *линией поверхности* земли, или «черной линией». Линию, соответствующую отметкам бровки дороги, называют *проектной*.

На чертежах проектную линию изображают в 2 раза толще, чем линию поверхности земли.

На продольном профиле ниже линии поверхности земли на 2 *см* и параллельно ей наносят грунтовый профиль, на котором при помощи условных обозначений изображают грунтовые напластования в шурфах (рис. 11).

При составлении грунтового профиля принимают вертикальный масштаб 1 : 50 (50 *см* в 1 *см*).

§ 8. ЭЛЕМЕНТЫ ПОЛОСЫ ОТВОДА И ПОПЕРЕЧНОГО ПРОФИЛЯ ДОРОГИ

Полосу местности, выделяемую для расположения на ней дороги, разработки грунта для отсыпки насыпей, постройки вспомогательных сооружений и посадки зеленых насаждений, называют *дорожной полосой* или *полосой отвода*. Полоса отвода находится в распоряжении дорожных организаций и изымается из ведения тех землепользователей, за которыми была закреплена до постройки дороги. Чем выше техническая категория дороги, тем большая ширина полосы отвода требуется для дороги:

Категория дороги	I	II	III	IV	V
Ширина полосы отвода, *м*	39	33	22	19	18

В пределах населенных мест, заповедников или сельскохозяйственных угодий, используемых под особо ценные культуры (питомники, плантации технических и цитрусовых культур), ширину полосы отвода уменьшают до фактически необходимой для размещения земляного полотна.

В отдельных случаях, например, для постройки служебных зданий, разработки карьеров дорожно-строительных материалов, посадки снегозащитных насаждений из фруктовых деревьев, разработки притрассовых резервов, могут отводиться дополнительные земельные площади. Однако после окончания строительства земли, использовавшиеся для постройки временных сооружений, закладки резервов и карьеров, должны быть спланированы, приведены в состояние, пригодное для сельского хозяйства, и возвращены землепользователям. Это накладывает на дорожные организации обяза-

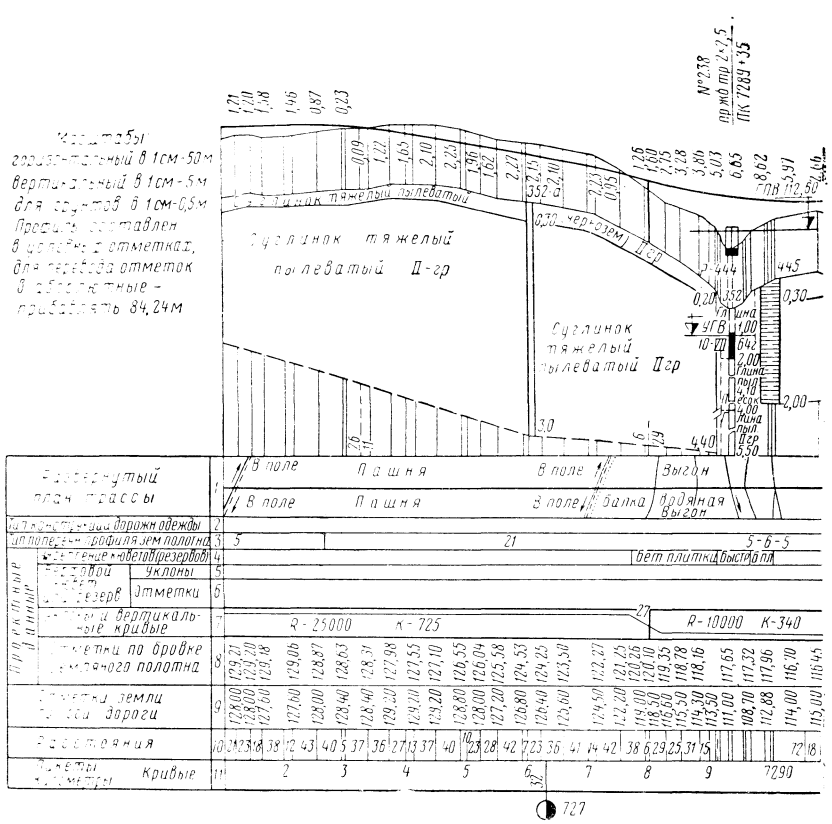


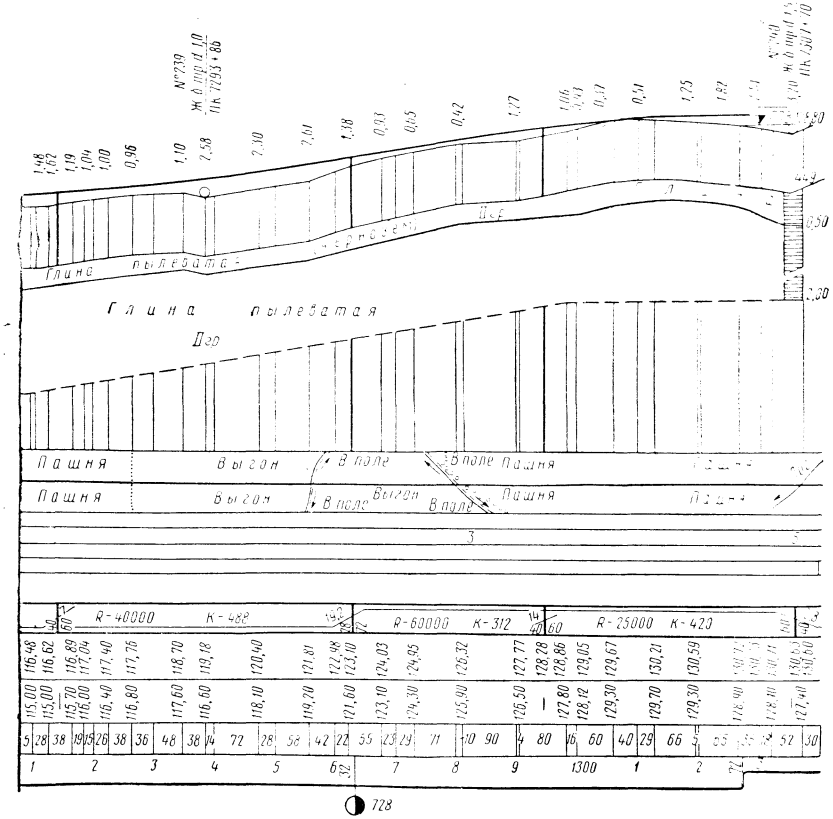
Рис. 9. Образец оформления продольного профиля

тельство сохранять при производстве работ верхние плодородные почвенные слои.

Поперечным профилем называется изображение сечения дороги вертикальной плоскостью, перпендикулярной к оси дороги[1] (рис. 12).

Полосу поверхности дороги, в пределах которой происходит движение автомобилей, называют *проезжей частью*. Обычно ее укрепляют прочными каменными материалами, устраивая дорожную одежду. На дорогах I категории устраивают самостоятельные проезжие части для движения в каждом направлении. Между ними для безопасности оставляют грунтовую *разделительную полосу*, на которую запрещается заезд автомобилей. Сбоку от проезжей части

[1] В данном параграфе рассмотрены типовые элементы поперечного профиля дороги. Видоизменения поперечных профилей при проектировании автомагистралей, дорог в горных, заболоченных и других сложных условиях рассматриваются в соответствующих разделах учебника.



расположены *обочины*. Обочины используются для временной стоянки автомобилей и для размещения дорожно-строительных материалов при ремонте. Наличие обочины, окаймляющей проезжую часть, способствует безопасности движения автомобилей. Вдоль проезжей части на обочинах и разделительных полосах укладывают *укрепительные полосы* (краевые полосы), повышающие прочность края дорожной одежды и обеспечивающие безопасность движения в случае случайного съезда колеса автомобиля с покрытия.

Для расположения проезжей части на необходимом уровне от поверхности грунта сооружают *земляное полотно* — насыпь или выемку с *боковыми канавами* (кюветами) для осушения дороги и отвода от нее воды. К земляному полотну относят также *резервы* — неглубокие выработки вдоль дороги, из которых был взят грунт для отсыпки насыпи, и *кавальеры* — параллельные дороге валы грунта из выемок, не потребовавшегося для отсыпки смежных участков насыпей.

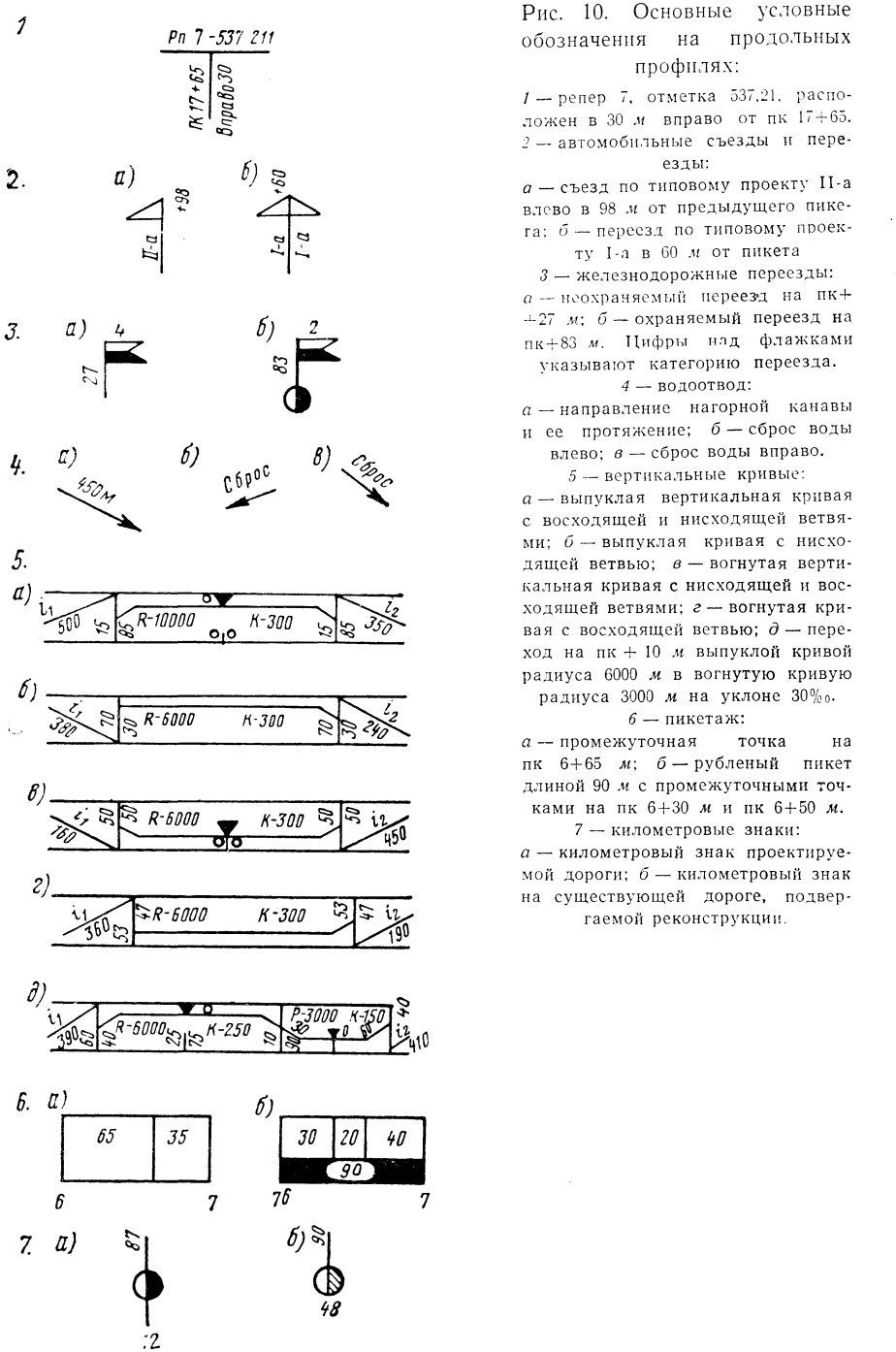


Рис. 10. Основные условные обозначения на продольных профилях:

1 — репер 7, отметка 537,21, расположен в 30 *м* вправо от пк 17+65.

2 — автомобильные съезды и переезды:

а — съезд по типовому проекту II-а влево в 98 *м* от предыдущего пикета; *б* — переезд по типовому проекту I-а в 60 *м* от пикета

3 — железнодорожные переезды:

а — неохраняемый переезд на пк+ +27 *м*; *б* — охраняемый переезд на пк+83 *м*. Цифры над флажками указывают категорию переезда.

4 — водоотвод:

а — направление нагорной канавы и ее протяжение; *б* — сброс воды влево; *в* — сброс воды вправо.

5 — вертикальные кривые:

а — выпуклая вертикальная кривая с восходящей и нисходящей ветвями; *б* — выпуклая кривая с нисходящей ветвью; *в* — вогнутая вертикальная кривая с нисходящей и восходящей ветвями; *г* — вогнутая кривая с восходящей ветвью; *д* — переход на пк + 10 *м* выпуклой кривой радиуса 6000 *м* в вогнутую кривую радиуса 3000 *м* на уклоне 30‰.

6 — пикетаж:

а — промежуточная точка на пк 6+65 *м*; *б* — рубленый пикет длиной 90 *м* с промежуточными точками на пк 6+30 *м* и пк 6+50 *м*.

7 — километровые знаки:

а — километровый знак проектируемой дороги; *б* — километровый знак на существующей дороге, подвергаемой реконструкции.

8 — кривые в плане:

а — кривая № 5 радиусом 500 *м* при угле поворота 26°24′. Уклон виража 40‰, длина переходной кривой — 40 *м*. Начало и конец кривой расположены соответственно на плюсовых точках +13 и +10;

б — кривая при угле поворота влево менее 5°.

9 — местоположение искусственных сооружений:

а — проектируемое искусственное сооружение; *б* — существующее искусственное сооружение.

10 — мосты:

а — деревянный мост или путепровод; *б* — капитальный мост или путепровод с балочным пролетным строением; *в* — мост с фермой с ездой понизу; *г* — путепровод над проектируемой дорогой; *д* — путепровод под проектируемой дорогой.

11 — трубы и другие искусственные сооружения:

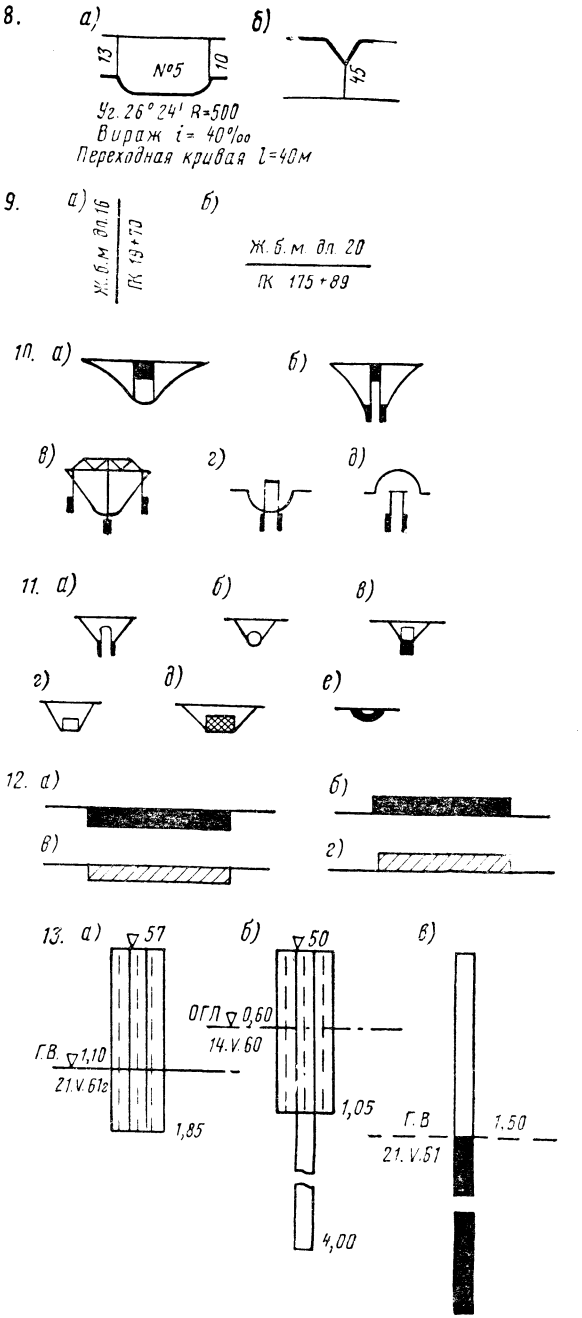
а — овоидальная труба капитального типа; *б* — круглая труба капитального типа; *в* — прямоугольная труба капитального типа; *г* — деревянная прямоугольная труба; *д* — фильтрующая насыпь; *е* — лоток.

12 — подпорные стены:

а — верховая подпорная стена; *б* — низовая подпорная стена; *в* — верховая одевающая стена; *г* — низовая одевающая стена.

13 — шурфы и буровые скважины:

а — шурф № 57 глубиной 1,85 *м*, грунтовые воды по наблюдениям 21 мая 1967 г. на глубине 1,10 *м* (ширина колонки на профиле 6 *мм*); *б* — шурф, углубленный скважиной до 4,00 *м*; граница оглеения на глубине 0,60 *м*; *в* — скважина глубиной 8,10 *м* (ширина колонки на профиле 2 *мм*)



Проезжая часть и обочины отделяются от прилегающей местности правильно спланированными наклонными плоскостями — *откосами*. В выемках и боковых канавах различают внешний и внутренний откосы. Линия сопряжения поверхностей обочины и откоса насыпи или внутреннего откоса канавы образует *бровку земляного полотна*. Расстояние между бровками условно называют *шириной земляного полотна*.

Крутизну откосов характеризуют коэффициентом заложения, который определяется как отношение высоты откоса к его горизонтальной проекции — заложению.

Откосам малых насыпей для возможности съезда автомобилей с дороги в аварийных случаях целесообразно придавать заложение 1 : 3 и положе, до 1 : 5 и 1 : 6. Это уменьшает заносимость дороги снегом и повышает безопасность движения.

При высоте насыпи более 6 *м*, съезд с которой при аварии практически невозможен, для уменьшения объемов земляных работ откосы устраивают с заложением 1 : 1,5. Как показывает многолетний опыт, такие насыпи вполне устойчивы. Более крутые откосы высоких насыпей при увлажнении грунта могут оползать под действием собственного веса грунта или веса съехавшего на обочину автомобиля.

В настоящее время по действующим правилам сооружения земляного полотна принимаются следующие коэффициенты заложения откосов: насыпи высотой до 1,5 *м* на дорогах I—III категорий

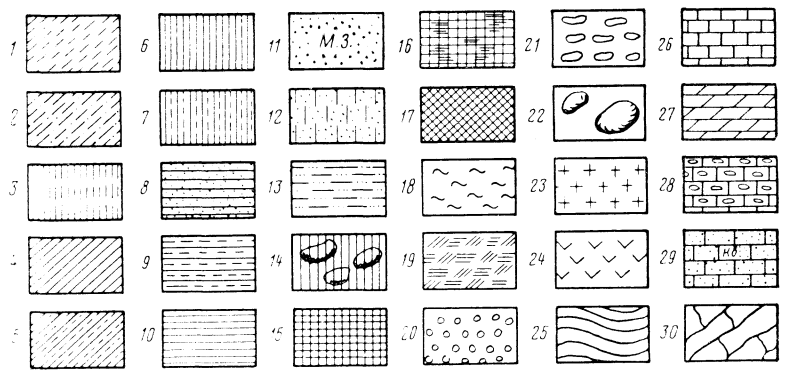


Рис. 11. Условные обозначения грунтов и горных пород на продольных профилях автомобильных дорог:

1 — супесь легкая; *2* — супесь пылеватая; *3* — супесь тяжелая; *4* — суглинок легкий; *5* — суглинок легкий пылеватый; *6* — суглинок тяжелый; *7* — суглинок тяжелый пылеватый; *8* — глина песчанистая; *9* — глина пылеватая; *10* — глина жирная; *11* — песок мелкий; *12* — песок пылеватый; *13* — плывун; *14* — суглинок тяжелый валунный (грунты, разнородные по составу, показываются условными знаками составляющих их компонентов); *15* — торф; *16* — торф разжиженный; *17* — сапропель; *18* — ил, иловатый грунт; *19* — насыпной грунт; *20* — гравий; *21* — галька; *22* — валуны; *23* — гранит; *24* — диабаз; *25* — сланец глинистый; *26* — известняк; *27* — мергель; *28* — известняк-ракушечник; *29* — песчаник (знак «кв» обозначает кварцевый, «гл» — глинистый, «изв» — известковый); *30* — трещиноватость пород

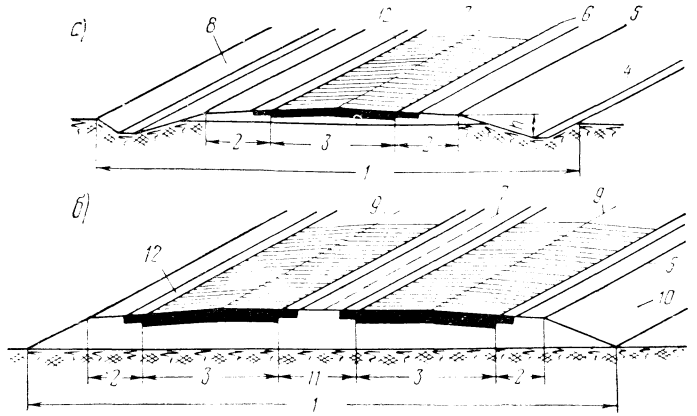


Рис. 12. Элементы поперечного профиля дороги:
а — с одной проезжей частью; *б* — с двумя проезжими частями и разделительной полосой;

1 — земляное полотно; *2* — обочина; *3* — проезжая часть; *4* — внутренний откос; *5* — бровка насыпи; *6* — кромка проезжей части; *7* — ось дороги; *8* — внешний откос канавы; *9* — ось проезжей части; *10* — откос насыпи; *11* — разделительная полоса; *12* — краевая полоса

устраивают с откосами не круче 1 : 3; более высокие насыпи, а также насыпи, строящиеся из привозного грунта на подходах к мостам, на поймах рек, на болотах и в прочих местах, где съезд с дороги невозможен, делают с более крутыми откосами — 1 : 1,5. Для устойчивости высоких насыпей нижнюю часть их устраивают более пологой.

При отсыпке из глинистых, суглинистых и супесчаных грунтов откосам верхних 6 *м* насыпи придают заложение 1 : 1,5. Ниже откосы делают с заложением 1 : 1,75.

Откосы насыпей из крупного песка, гравия, щебенистых грунтов и слабо выветривающихся горных пород имеют крутизну 1 : 1,5 до высоты 12 *м*, а из камня 1 : 1—1 : 1,3 до 6 *м* и 1 : 1,3—1 : 1,5 от 6 до 12 *м*. Поперечные профили насыпей выше 12 *м* обосновывают расчетами на устойчивость (см. гл. 9, 10).

Заложение внутренних откосов резервов принимается таким же, как и откосов отсыпаемых из них насыпей.

Конструкцию и размеры земляного полотна назначают с учетом местных природных условий района строительства дороги.

Поперечные профили земляного полотна в насыпях показаны на рис. 13. Если насыпь невысокая и для ее устройства достаточно грунта из несколько уширяемых боковых канав, говорят, что дорога проходит в *нулевых отметках* (рис. 13, *а* и *б*). При большей высоте насыпи грунт подвозят из находящихся вблизи дороги выемок или берут его из закладываемых около дороги резервов. В местах с

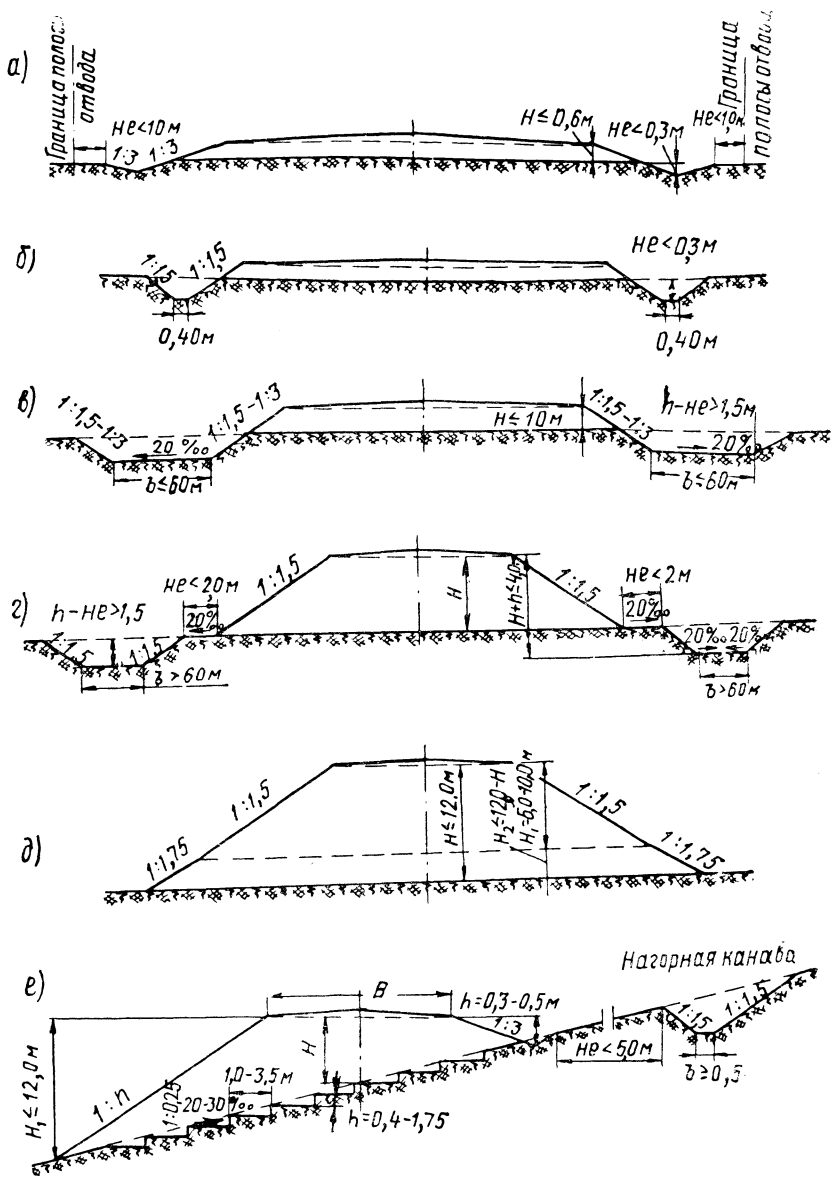


Рис. 13. Поперечные профили земляного полотна в насыпях:
а — с боковыми треугольными канавами; *б* — с боковыми трапецеидальными канавами; *в* — с кюветами резервами; *г* — с резервами; *д* — в высокой насыпи; *е* — на косогоре

особо ценными для сельского хозяйства землями грунт привозят из разрабатываемых в стороне от дороги грунтовых *карьеров*.

Размеры резервов определяют, исходя из количества грунта, необходимого для отсыпки земляного полотна. Глубина резервов не должна превышать 1,5 *м* и быть менее 0,3 *м*. В зависимости от местных условий их можно располагать как с одной, так и с двух сторон дороги.

На косогорах для удобства возки грунта резервы закладывают только с верховой стороны.

Резервы следует располагать как можно ближе к дороге, так как с уменьшением дальности перемещения грунта из резерва в насыпь снижается стоимость земляных работ и улучшается использование дорожных машин. Поэтому при постройке невысоких насыпей поперечным перемещением грунта резервы часто совмещают с боковой канавой (рис. 13, *в*). Превышение бровки насыпи над дном резерва (сумма высоты насыпи и глубины резерва) не должно превышать 4 *м*. Ширину такого кювета-резерва назначают из расчета получения необходимого количества грунта, но при этом кювет-резерв не должен быть глубоким и узким.

При высоких насыпях, когда требуется много грунта между началом (бровкой) резерва и подошвой откоса насыпи, оставляют полосу земли, называемую *бермой*. Ширину берм принимают не менее 2 *м*, устраивая их тем шире, чем выше насыпь. Бермы увеличивают устойчивость высоких насыпей и могут быть использованы в период постройки насыпей для проезда дорожных машин и автомобилей, так как движение по берме более удобно, чем по неровному дну резерва. Берме придают поперечный уклон 20‰ в сторону резерва для стока воды.

Ширину резервов и кюветов-резервов необходимо по возможности выдерживать постоянной на достаточно больших участках, так как частые изменения их ширины портят внешний вид дороги. Резервы должны быть тщательно спланированы при отделочных работах.

При проектировании земляных работ следует по возможности избегать устройства резервов. Необходимо максимально использовать продольную возку из выемок или получать грунт от срезки неровностей рельефа в пределах участков земель, не пригодных для сельского хозяйства.

Поперечный профиль выемки в равнинной местности показан на рис. 14, *а*. Если грунт из выемки непригоден для устройства насыпи или, по соображениям баланса земляных работ, его не транспортируют вдоль дороги в расположенные поблизости насыпи, то в первую очередь этот грунт следует использовать для уположивания откосов насыпей или для планировки придорожной полосы путем засыпки пониженных участков местности. При полной невозможности использования грунта для указанных целей допускается укладка его на обрезе дороги параллельно бровке выемки в валы — кавальеры, которым придают правильные геометрические очертания.

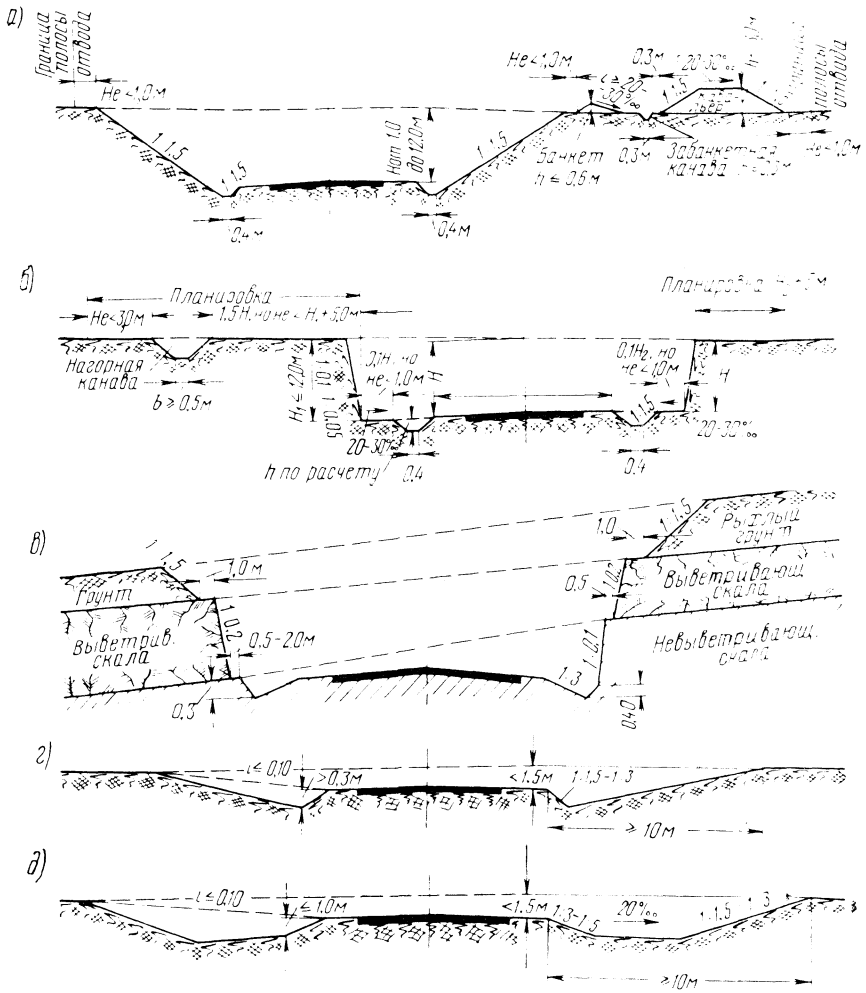


Рис. 14. Поперечные профили выемок:
а — при устройстве кавальеров; *б* — в сухих лессовых грунтах; *в* — в слоистых грунтах; *г* — раскрытая мелкая выемка в снегозаносимом месте; *д* — мелкая выемка, разделанная под насыпь

Высота кавальеров не должна превышать 3 *м*. Их располагают не ближе 5 *м* от внешней бровки откоса выемки. В слабых и влажных грунтах, где тяжесть кавальера может вызвать оползание откоса, кавальер должен быть не ближе чем $H+5$ *м* от бровки, где H — высота откоса выемки. В степях, где зимой бывают сильные метели, кавальеры нельзя располагать ближе 20 *м* от выемки, так как иначе образующиеся снеговые отложения будут попадать в выемку.

Чтобы вода, выпадающая во время дождей или образующаяся при таянии снега, не стекла в выемку, между кавальером и откосом выемки отсыпают вал грунта треугольного сечения, называемый *банкетом*. Высота банкета не превышает 0,6 *м*; подошва его откоса должна отстоять от бровки выемки не менее чем на 1 *м*. Поверхности банкета придают уклон 20—40‰ в сторону от выемки.

Между банкетом и кавальером отрывают забанкетную канаву, глубиной и шириной по дну не более 0,3 *м*.

В связи с тем, что грунт на откосах выемок более подвержен переувлажнению, чем на откосах насыпей, крутизну заложения откосов выемок в рыхлых грунтах принимают не менее 1 : 1,5.

В щебенистых и гравелистых грунтах в зависимости от их гранулометрического состава и плотности откосы устраивают крутизной от 1 : 1,4 до 1 : 1,5.

В скальных породах в зависимости от их свойств, степени выветривания и глубины выемки заложение откосов принимают от 1 : 0,2 до 1 : 1,5. При этом необходимо учитывать наклон залегания составляющих их слоев, устойчивость горных пород против выветривания и экспозицию откосов выемок. Часто бывает, что породы (например, сланцевые и меловые), кажущиеся вполне устойчивыми, после обнажения подвергаются интенсивному распаду и выветриванию в процессе службы, осыпаясь при крутом заложении откосов.

Если выемка прорезает неоднородные по физическим свойствам грунты, откосам можно придавать ломаное или ступенчатое очертание (рис. 14, *в*). Устройство таких откосов сложно, и поэтому их допускают лишь в тех случаях, когда это позволяет существенно снизить стоимость земляных работ.

Мелкие выемки зимой обычно заносятся снегом. Для предотвращения этого выемки глубиной менее 1 *м* разделывают под насыпь или устраивают с пологими откосами крутизной от 1 : 4—1 : 6 и до 1 : 10. В последнем случае выемки называют раскрытыми. Длина откоса разделанных под насыпь или раскрытых выемок должна быть не менее 10 *м* (рис. 14, *г* и *д*).

Лессовые грунты в условиях засушливого климата среднеазиатских союзных республик в связи с особенностями их структуры (тонкие вертикальные каналы, стенки которых скреплены известковистым веществом) могут стоять в сухих местах вертикальной стенкой (рис. 14, *б*). Поэтому выемки в лессах устраивают с откосами 1 : 0,1—1 : 0,05. Однако из-за воздействия дождей и ветра лессовые откосы постепенно шелушатся. Чтобы осыпающийся грунт не засорял дорожную канаву, между подошвой откоса и наружной бровкой канавы устраивают берму шириной $0,1H$, но не менее 0,5 *м*, с которой периодически удаляют осыпавшийся материал. Такой поперечный профиль неприменим в лессовидных суглинках и в лессах в районах с более влажным и дождливым климатом, где необходимо придавать откосам выемок заложение от 1 : 0,5 до 1 : 1,5.

РАЗДЕЛ ВТОРОЙ

ТРЕБОВАНИЯ АВТОМОБИЛЬНОГО ДВИЖЕНИЯ К ЭЛЕМЕНТАМ ДОРОГИ В ПЛАНЕ И ПРОФИЛЕ

Глава 3

ТЯГОВЫЙ БАЛАНС АВТОМОБИЛЯ

§ 9. ДВИЖЕНИЕ АВТОМОБИЛЯ ПО ДОРОГЕ

Все элементы современной автомобильной дороги должны обеспечивать возможность безопасного движения автомобилей, следующих с расчетной скоростью.

Чем выше интенсивность движения по дороге, тем большие взаимные помехи испытывают отдельные автомобили и скорость их движения снижается. Поэтому требования к отдельным элементам плана и профиля дороги устанавливают из условия движения по дороге одиночного автомобиля.

Движущийся автомобиль испытывает сложную систему перемещений — поступательное движение на прямых, вращение вокруг вертикальной оси при движении по закруглениям, колебания в продольном и поперечном направлениях, вызываемые неровностями на проезжей части и т. д. Не все эти особенности движения пока еще могут быть в полной мере учтены при проектировании дорог, и поэтому при обосновании требований к элементам дороги в плане и профиле условно допускают, что автомобиль движется без колебаний по ровной, твердой и недеформируемой поверхности.

Фактический режим движения автомобиля по дороге определяется тремя факторами — динамическими качествами автомобилей, дорожными условиями, обеспечивающими возможность развить ту или иную скорость, и особенностями водителей, избирающих в зависимости от восприятия ими дорожных условий наиболее удобную для себя скорость и, как правило, не полностью использующих тяговые возможности автомобилей.

Для обеспечения проектом возможности безопасного, экономичного и удобного проезда по дороге необходим комплексный учет взаимного влияния указанных факторов, что и рассматривается далее в гл. 16. В данной главе условия движения автомобилей анализируются только исходя из обычного допущения теории автомобиля о полной реализации тяговых возможностей автомобиля.

Тяговое усилие, развиваемое двигателем на ведущих колесах автомобиля, расходуется на преодоление сил сопротивления движению.

В наиболее общем случае ускоренного движения на подъем на автомобиль действуют следующие силы сопротивлений (рис. 15):

сопротивление качению (трение качения) P_f;

сопротивление движению на подъем P_i;

сопротивление воздуха P_w;

инерционные силы самого автомобиля и вращающихся масс его механизмов P_j, возникающие при изменении скорости движения.

Силы сопротивления качению и сопротивления воздушной среды всегда действуют на движущийся автомобиль. Сопротивления движению на подъем и силы инерции в зависимости от продольного профиля дороги и режима движения автомобиля могут или отсутствовать, или даже иметь отрицательный знак, способствуя движению (например, при спуске под гору или при торможении).

Сопротивление качению вызывается затратой энергии на деформацию шин и дороги. На ровных цементобетонных и асфальтобетонных покрытиях сопротивление качению возникает в основном за счет затрат энергии на деформирование шин. На менее ровных покрытиях (щебеночных, гравийных, булыжной мостовой) сопротивление качению возрастает также от ударов колес о неровности покрытия. На грунтовых дорогах с мягкой поверхностью шины деформируются меньше, а сила сопротивления качению создается в основном за счет усилия на деформирование грунта при образовании колеи.

При движении по дорогам с твердыми покрытиями, на которых не образуется колеи, сопротивление качению прямо пропорционально давлению на дорогу:

$$P_f = \Sigma G_i f_i, \qquad (2)$$

где G_i — давление на дорогу от отдельных колес;

f_i — соответствующие коэффициенты сопротивления качению.

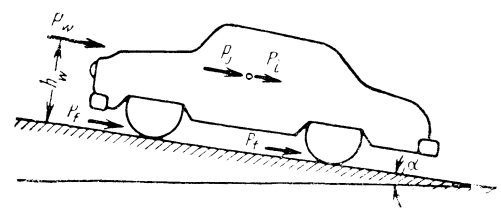


Рис. 15. Силы сопротивления движению, действующие на автомобиль

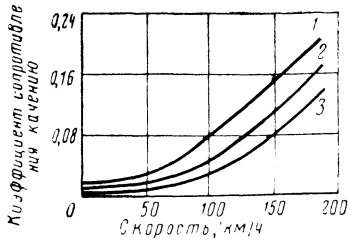


Рис. 16. Увеличение коэффициента сопротивления качению при возрастании скорости автомобиля и при разном давлении в шинах:
1 — p=1,5 *кГ/см²*; *2* — p=2,5 *кГ/см²*: *3* — p=3,5 *кГ/см²*

При движении по деформирующимся грунтовым поверхностям с образованием колеи существует более сложная зависимость между силой сопротивления качению и давлением колеса [1]

$$P_f = \xi G_l \sqrt{\frac{H}{D}}, \qquad (3)$$

где H — глубина колеи после прохода колеса;
D — диаметр колеса;
ξ — коэффициент, меняющийся от 0,6 до 1 в зависимости от состояния грунта.

Обычно коэффициент сопротивления качению относят к общему весу автомобиля, т. е. считают

$$f = \frac{\Sigma P_f}{G}, \qquad (4)$$

где ΣP_f — суммарное сопротивление качению всех колес автомобиля;
G — вес автомобиля.

Сопротивление качению зависит от скорости движения и от эластичности шины. При каждом наезде колеса на неровность дорожной поверхности происходит удар, вызывающий потерю скорости катящегося колеса. Для движения с постоянной скоростью по неровной поверхности требуется затрата дополнительной мощности. Поскольку кинетическая энергия колеса при наездах на неровности прямо пропорциональна квадрату скорости качения, коэффициент сопротивления качению возрастает при увеличении скорости автомобиля. После превышения скоростью некоторого критического значения шина уже не успевает распрямляться, в ней возникают волнообразные колебания и коэффициент сопротивления качению резко возрастает. Чем ниже давление воздуха в шинах, тем

[1] В. Ф. Бабков, А. К. Бируля и В. М. Сиденко. Проходимость колесных машин по грунтам. М., Автотрансиздат, 1959.

выше сопротивление качению и тем раньше возникают колебательные процессы (рис. 16). При скоростях движения менее 50 *км/ч* коэффициенты сопротивления качению f остаются практически постоянными и соответствуют приведенным ниже:

	Значения f
Цементобетонное и асфальтобетонное покрытия	0,01—0,02
Покрытия с ровной поверхностью из щебня или гравия, обработанных органическими вяжущими материалами	0,02—0,025
Щебеночные и гравийные покрытия, не обработанные вяжущими, с небольшими выбоинами	0,03—0,04
Булыжная мостовая	0,04—0,05
Грунтовая дорога, ровная, сухая и плотная	0,03—0,06
Пашня, переувлажненный заболоченный грунт, сыпучие пески	0,15—0,30 и более

При расчетах, проводимых применительно к автомобилям, движущимся в пределах скоростей, близких к расчетным, для проектирования дорог высших категорий следует учитывать возрастание коэффициента сопротивления качению по эмпирической формуле:

$$f_v = f_0[1 + 0{,}01\,(V - 50)], \qquad (5)$$

где V — скорость, *км/ч*;
f_0 — коэффициент сопротивления качению при скоростях до 50 *км/ч*;
f_v — то же, при скорости V *км/ч* ($50 < V < 150$ *км/ч*).

При расчетах, связанных с движением по дороге быстроходных, например, спортивных автомобилей, необходимо исходить из экспериментальных значений коэффициента сопротивления качению, определяемых на стендах.

Сопротивление воздушной среды вызывается:

реактивным давлением встречного воздуха на переднюю часть автомобиля («лобовое сопротивление»);

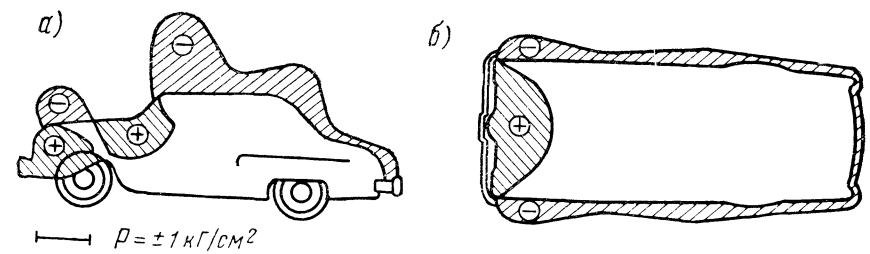


Рис. 17. Давление воздуха на модель автомобиля «Волга» при испытаниях в аэродинамической трубе:
а — эпюра давления по оси симметрии; *б* — то же, по горизонтальному сечению на уровне буфера

Таблица 3

Тип автомобиля	Коэффициент сопротивления воздуха, $\frac{кГ \cdot сек^2}{м^4}$	Площадь лобовой проекции, $м^2$
Грузовой	0,050—0,070	3,0—7,0
Автобус с кузовом вагонного типа	0,025—0,050	4,5—7,0
Легковой	0,015—0,030	1,4—2,6
Обтекаемый спортивный гоночный	0,010—0,015	1,0—1,5

трением воздуха о боковую поверхность автомобиля и сопротивлением, создаваемым выступающими частями автомобиля — крыльями, зеркалами, номерными знаками и др.;

затратой мощности на завихрения воздушных струй за автомобилем, около колес и под кузовом.

В результате неравномерного обтекания и образования завихрений давление воздуха на поверхность движущегося автомобиля неравномерно. Имеются зоны повышенного давления и разрежения (рис. 17).

Сопротивление воздуха движению автомобиля выражается формулой аэродинамики:

$$P_W = \frac{c\rho\omega V^2}{3{,}6^2}, \qquad (6)$$

где c — коэффициент сопротивления среды (безразмерная величина, зависящая от формы тела, движущегося в воздухе, а также от гладкости его поверхности);

ρ — плотность воздуха, равная на уровне моря 0,125 $\frac{кГ \cdot сек^2}{м^4}$

Произведение $c\rho$ при тяговых расчетах автомобилей заменяют коэффициентом сопротивления воздуха K, определяемым экспериментально (табл. 3);

ω — площадь проекции автомобиля на плоскость, перпендикулярную к направлению его движения («лобовая проекция»), $м^2$. (Для современных автомобилей справедлива формула площади лобовой проекции: $\omega = 0{,}8\ BH$, где B и H — габаритные ширина и высота автомобилей.);

V — скорость движения автомобиля относительно воздушной среды, $км/ч$; при встречном ветре $V = (V_{авт} - V_{встр})$; при попутном ветре $V = (V_{авт} + V_{ветра})$.

Обычно тяговые расчеты ведут применительно к движению при спокойной безветренной погоде.

Приближенно принимают, что сила сопротивления воздуха приложена в центре лобовой площади или в центре тяжести автомобиля.

Сопротивление воздуха резко возрастает при увеличении скорости движения и является основным видом сопротивления для легковых автомобилей. Поэтому при конструировании автомобилей уделяется большое внимание улучшению их обтекаемости. За по-

следние 30 лет коэффициент сопротивления воздуха для стандартных советских легковых автомобилей снизился в 2 раза — с 0,046 для ГАЗ-А до 0,023 для автомобиля ГАЗ-12.

При движении автопоезда сопротивление воздуха выше, чем при движении одиночного автомобиля из-за завихрений воздуха между тягачом и прицепом и увеличения поверхности трения. В среднем считают, что каждый прицеп увеличивает сопротивление воздушной среды на 25% по сравнению с отдельным автомобилем.

Сопротивление движению на подъем с уклоном i создается в результате необходимости дополнительной работы двигателя на перемещение автомобиля по наклонной поверхности дороги на некоторую высоту.

Для поднятия автомобиля на протяжении участка дороги длиной L на высоту H нужна работа $F = GH$. Пренебрегая разницей между фактической длиной наклонного и горизонтального участков дороги, несущественной для применяемых на автомобильных дорогах продольных уклонов, можно выразить сопротивление движению на подъем на единицу пути уравнением:

$$P_i = \frac{F}{L} = \frac{GH}{L} = Gi. \qquad (7)$$

Таким образом, удельное сопротивление движению на подъем равно величине продольного уклона, выраженной в десятичных дробях.

Сопротивление инерционных сил автомобиля слагается из инерции поступательного движения и инерции вращающихся частей автомобиля. Эти силы действуют на автомобиль при ускорении или замедлении его движения.

Если масса автомобиля $m = \frac{G}{g}$, то величина инерционной силы поступательного движения:

$$P_j' = m\frac{dv}{dt} = \frac{G}{g} \cdot \frac{dv}{dt} = Gj, \qquad (8)$$

$\frac{dv}{dt}$ — ускорение автомобиля;

$j = \frac{1}{g} \cdot \frac{dv}{dt}$ — относительное ускорение.

Наряду с инерцией поступательного движения при изменении скорости движения возникает инерция вращающихся частей автомобиля (колес, маховика, механизмов трансмиссии).

Точную величину инерционных сил при конструировании автомобиля устанавливают расчетами по известным размерам и весу вращающихся частей. Однако на практике, для того чтобы учесть влияние вращающихся частей, к инерции поступательного движе-

ния обычно вводят поправочный коэффициент δ, представляющий собой отношение полной силы, необходимой для разгона всех поступательно движущихся и вращающихся частей автомобиля, к силе, необходимой только для разгона поступательно-движущихся масс:

$$\delta = \frac{P_{j\text{пост}} + P_{j\text{вращ}}}{P_{j\text{пост}}}. \qquad (9)$$

Поэтому выражение для инерционной силы автомобиля имеет вид

$$P_j = \delta G j. \qquad (10)$$

Чем больше передаточное число коробки передач, тем выше значение коэффициента δ. Для прямой передачи коэффициент δ колеблется в пределах 1,03—1,07, при других передачах увеличивается примерно по зависимости:

$$\delta = 1{,}04 + n i_к^2, \qquad (11)$$

где n — коэффициент, равный 0,03—0,05 для легковых автомобилей и 0,05—0,07 — для грузовых;
$i_к$ — передаточное число коробки передач.

§ 11. ДИНАМИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ АВТОМОБИЛЯ

Механическая энергия, вырабатываемая двигателем, передается через трансмиссию автомобиля на его ведущие колеса.

Крутящий момент колеса $M_к$ вызывает появление пары сил — одна из них окружная сила $P_к$, приложенная к площадке контакта шины с покрытием, передаваясь на покрытие, она как бы стремится сдвинуть его верхний слой в сторону, противоположную движению; вторая сила — тяговое усилие $P_р$ — передается через ведущий мост и рессоры на раму автомобиля и вызывает движение автомобиля.

Величина тягового усилия $P_р$ равна

$$P_р = \frac{M_к}{r_к}, \qquad (12)$$

где $r_к = \lambda r_0$ — радиус качения колеса с учетом деформации шины (рис. 18).

Коэффициент деформации шины λ зависит от конструкции шины и от величины передаваемого момента. В среднем можно принять, что при движении по твердой поверхности он составляет 0,945—0,950 для пневматических шин высокого давления и 0,930—0,935 для шин низкого давления.

Крутящий момент на ведущих колесах $M_к$ может быть определен как произведение момента двигателя $M_е$ на передаточные числа трансмиссии $i_к$ и i_0 и механический коэффициент полезного действия η (рис. 19):

$$M_к = M_е i_к i_0 \eta, \qquad (13)$$

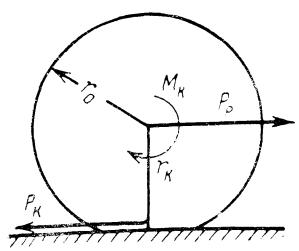


Рис. 18. Тяговое усилие на ведущих колесах автомобиля

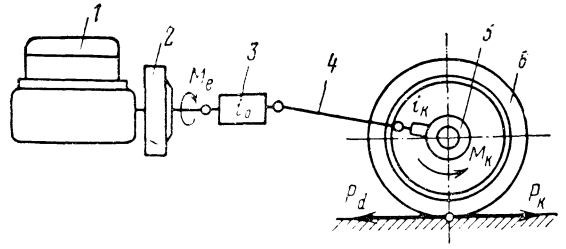


Рис. 19. Схема передачи вращающего момента двигателя на колеса автомобиля:
1 — двигатель; *2* — сцепление; *3* — коробка передач; *4* — карданный вал; *5* — главная передача; *6* — шина

где $i_к$ — передаточное число коробки передач;
i_0 — передаточное число главной передачи;
η — механический коэффициент полезного действия трансмиссии автомобиля учитывающий потери энергии на преодоление сопротивлений во всех механизмах от двигателя до ведущих колес. Примерные значения к. п. д. трансмиссии составляют для грузовых автомобилей и автобусов — 0,8—0,9; легковых автомобилей — 0,88—0,92.

Отсюда тяговое усилие:

$$P_р = \frac{M_е i_к i_0 \eta}{r_к}. \qquad (14)$$

Учитывая, что вращающий момент, развиваемый двигателем, связан с его мощностью $N_е$ и числом оборотов коленчатого вала $n_е$ зависимостью $M_е = \frac{N_е}{n_е}$, можно привести выражение (14) к виду:

$$P_р = 716{,}2 \frac{N_е i_к i_0}{n_е r_к} \eta, \qquad (15)$$

где $N_е$ — мощность двигателя, л. с., развиваемая при i_0 и $n_е$.

Каждому числу оборотов коленчатого вала соответствует строго определенная скорость движения автомобиля, определяемая зависимостью:

$$v = \frac{2\pi r_к n_к}{60} = \frac{2\pi r_к n_е}{60 i_к i_0} \quad м/сек$$

или

$$V = 0{,}377 \frac{r_к n_е}{i_0 i_к} \quad км/ч, \qquad (16)$$

где $n_е$ — число оборотов коленчатого вала в минуту;
$i_к$ и i_0 — передаточные числа коробки передач и главной передачи.

При постоянном числе оборотов вала использование понижающих передач приводит к увеличению тяговой силы при соответствующем уменьшении скорости автомобиля. Поэтому во время дви-

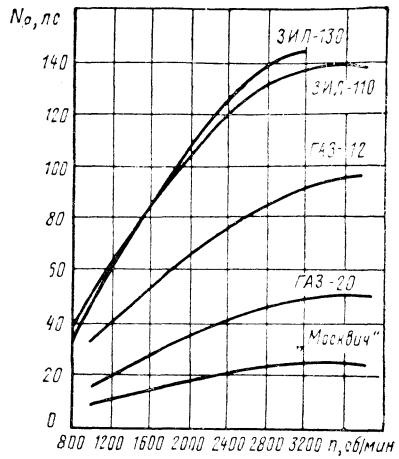


Рис. 20. Внешние скоростные характеристики двигателей

жения автомобиля по хорошей дороге, когда сопротивление качению мало, используется прямая передача ($i_к = 1$). При движении на подъем и по плохой дороге переходят на низшие передачи.

Мощность N_e и крутящий момент M_e, развиваемые двигателем, зависят от числа его оборотов и количества подаваемой горючей смеси. Эти зависимости характеризуют экспериментальным графиком внешней скоростной характеристики двигателя (рис. 20), который обычно получают путем испытания двигателей при полном открытии дросселя в карбюраторных двигателях или при полной подаче топливного насоса в дизелях. Поэтому график внешней скоростной характеристики позволяет оценить максимальную мощность, которую может развить двигатель.

Для оценки мощности двигателя при работе с неполной нагрузкой снимают частичные скоростные характеристики при различной степени открытия дросселя.

Используя график внешних скоростных характеристик и выражения (6) и (15), можно определить расчетом величину тягового усилия $P_р$ при различных скоростях движения автомобиля исходя из условия, что при движении автомобиля все тяговое усилие расходуется на преодоление сопротивлений движению.

Условие равенства внешних и внутренних сил выражается зависимостью:

$$P_р = P_f \pm P_i + P_W \pm P_j, \qquad (17)$$

где P_f — сопротивление качению;
P_i — сопротивление движению на подъем;
P_W — сопротивление воздуха;
P_j — сопротивление инерционных сил.

В зависимости от соотношения внешних сопротивлений происходит движение с постоянной скоростью, разгон или замедление автомобиля.

Перенеся величину сопротивления воздушной среды, зависящую от скорости движения, в левую часть уравнения и подставив значения сопротивлений, определенных в § 10, получим:

$$P_р - \frac{K\omega v^2}{13} = Gf \pm Gi \pm Gj. \qquad (18)$$

Академик Е. А. Чудаков предложил характеризовать тяговые или динамические качества автомобиля динамическим фактором — разницей между полной силой тяги на ведущих колесах и сопротивлением воздушной среды, отнесенной к единице веса автомобиля:

$$D = \frac{P_р - \frac{K\omega v^2}{13}}{G} = f \pm i \pm j \qquad (19)$$

или

$$D = \frac{P_р - P_W}{G} = f \pm i \pm j.$$

Динамический фактор характеризует резерв тягового усилия на единицу веса автомобиля, движущегося со скоростью v. Этот резерв может быть израсходован на преодоление дорожных сопротивлений $f \pm i$ и на ускорение автомобиля j.

Как сила тяги, так и сопротивление воздуха зависят от скорости движения. Поэтому величина динамического фактора не остается постоянной при изменении скорости. График зависимости величины динамического фактора от скорости движения при полной нагрузке автомобиля, названный Е. А. Чудаковым динамической характеристикой (рис. 21), используется в Советском Союзе при тяговых

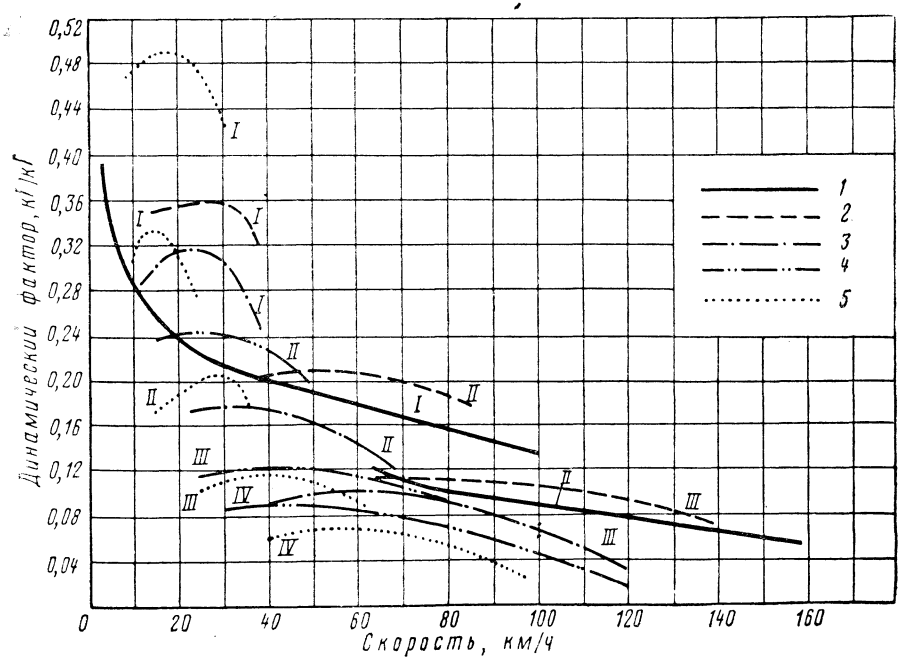


Рис. 21. Динамические характеристики легковых автомобилей:
1 — ЗИЛ-111; *2* — М-13 («Чайка»); *3* — «Волга»; *4* — «Москвич-408»; *5* — «Запорожец»

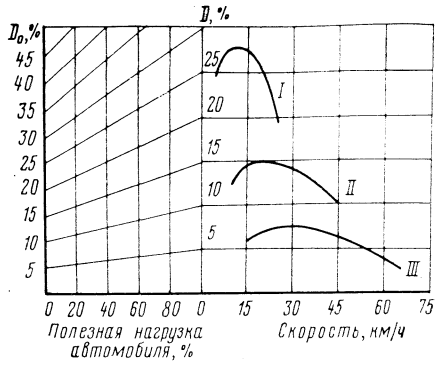


Рис. 22. Дополнительная номограмма для учета величины нагрузки на автомобиль:
I—III — передачи

расчетах на автомобильных дорогах как основной показатель тяговых качеств автомобилей.

Графики динамических характеристик обычно строят применительно к случаю полной нагрузки автомобилей:

$$D_{\text{п}} = \frac{P_{\text{р}} - P_W}{G_{\text{п}}}. \qquad (20)$$

При изменении нагрузки на автомобиль стоящее в числителе выражение не меняется, поскольку оно зависит от мощности движения. Поэтому при постоянной скорости соблюдается отношение:

$$D_{\text{п}} G_{\text{п}} = D_1 G_1 = P_{\text{р}} - P_W. \qquad (21)$$

Отсюда $\boldsymbol{D_1 = D_{\text{п}} \frac{G_{\text{п}}}{G_1}}$, т. е. динамический фактор увеличивается при снижении нагрузки на автомобиль.

Это обстоятельство учитывают при расчетах скоростей движения для определения продолжительности проезда по заданному маршруту конкретных автомобилей.

Для учета степени загрузки автомобилей по предложению проф. Н. А. Яковлева к графику динамических характеристик пристраивают вспомогательную «номограмму нагрузок» (рис. 22).

Масштаб шкалы динамического фактора для неполной загрузки m_1 автомобиля определяют из соотношения

$$m_1 = m_{\text{п}} \frac{G_1}{G_{\text{п}}}, \qquad (22)$$

где $m_{\text{п}}$ — масштаб шкалы динамического фактора $D_{\text{п}}$ для полностью загруженного автомобиля.

§ 12. СЦЕПЛЕНИЕ ПНЕВМАТИЧЕСКИХ ШИН С ПОВЕРХНОСТЬЮ ДОРОГИ

Тяговое усилие на колесах автомобиля, обеспечиваемое мощностью двигателя, может быть развито лишь в том случае, если между ведущими колесами и дорогой имеется достаточное сцепление. Величину отношения максимального окружного тягового усилия $P_{\text{р}}$

к вертикальной нагрузке на колесо $G_{\text{к}}$, при превышении которого начинается проскальзывание (пробуксовывание) колеса, называют *коэффициентом сцепления* и обозначают буквой φ.

Для того чтобы улучшить условия сцепления шины с поверхностью дороги и сделать наиболее эффективным выжимание воды при качении по мокрой дороге, поверхность беговой дорожки пневматических шин делают рифленой, устраивая на ней выпуклый рисунок — протектор.

В связи с различной жесткостью шины в плоскости качения и в боковом направлении сопротивление шины сдвигу зависит от направления приложенного усилия. Однако разница в величине сдвигающего усилия невелика, и при расчетах, связанных с проектированием дорог, обычно принимают, что в любом направлении сопротивление шины сдвигу одинаково.

При расчете элементов дорог всегда соблюдают условие, что геометрическая сумма сил, действующих в плоскости контакта шины с дорогой, не должна превышать величины силы сцепления. В связи с этим нормируются две величины коэффициента сцепления:

коэффициент продольного сцепления — коэффициент сцепления, соответствующий началу пробуксовывания или проскальзывания колеса при его качении в плоскости движения без боковой силы; его используют для вычисления пути, проходимого автомобилем при торможении, и для определения преодолеваемых автомобилями подъемов;

коэффициент поперечного сцепления — поперечная составляющая коэффициента сцепления при движении колеса под углом к плоскости вращения, когда колесо одновременно и вращается и скользит вбок.

Многочисленные экспериментальные исследования коэффициента сцепления, проведенные в СССР и за границей, показали, что на его величину большее влияние оказывает состояние дорожного покрытия, чем его тип. Это связано с тем, что при любых сухих покрытиях твердые выступы минеральных частиц вдавливаются в резину протектора, и поэтому колесо проскальзывает при пробуксовывании, преимущественно за счет деформации резины. По мере износа шероховатость покрытия уменьшается, а следовательно, уменьшается и сцепление с колесом.

Впадины на поверхности покрытия при увлажнении или загрязнении заполняются грязью, пылью и т. д. Пленка влаги, смачивая зону контакта между шиной и покрытием, действует как смазка, разделяющая шероховатые поверхности, что также снижает величину коэффициента сцепления. При высоких скоростях движения шина не успевает полностью деформироваться, так как продолжительность контакта с покрытием недостаточна, а следовательно, неровности покрытия вдавливаются в шину на меньшую глубину, и поэтому коэффициент сцепления снижается. На сухих покрытиях снижение коэффициента сцепления со скоростью менее ощутимо.

При сильном износе протектора шины на мокром покрытии может возникать явление «аквапланирования», когда между шиной и покрытием образуется водяной клин, создающий гидродинамическую подъемную силу, снижающую давление колеса на дорогу. В результате аквапланирования передних колес автомобиль может потерять управляемость.

Обобщение рекомендаций Международного объединения гражданской авиации и технических условий на проектирование дорог в ФРГ позволяет предложить для расчетов следующую зависимость коэффициента сцепления шин со слабоизношенным протектором от скорости движения автомобиля по влажному цементобетонному покрытию:

Скорость, *км/ч*	30	50	70	80	100	120	150	175
Коэффициент сцепления φ	0,50	0,43	0,38	0,36	0,32	0,30	0,26	0,24

В связи с тем, что во время торможения скорость движения автомобилей меняется в широких пределах, при расчетах тормозного пути исходят из величин коэффициентов сцепления, относящихся к скоростям 30—40 *км/ч*, принимая их за средние для всего процесса торможения. Ниже приводятся значения коэффициентов продольного сцепления φ в зависимости от состояния покрытия:

	Значения φ		Значения φ
Сухое шероховатое	0,7	Мокрое	0,4—0,3
Сухое гладкое	0,6	Грязное	0,2—0,3
Влажное	0,5	Обледенелое во время гололеда	0,1—0,05

Условия сцепления пневматических шин с поверхностью дороги связаны с погодными условиями. Величина коэффициента сцепления меняется в течение года в широких пределах, повышаясь летом и значительно снижаясь в период зимних гололедиц, когда для повышения сцепления иногда приходится посыпать дорогу песком или шлаком, надевать на колеса автомобиля шины с шипами или цепи противоскольжения.

Международная ассоциация дорожных конгрессов сформулировала следующие требования к величинам коэффициента поперечного сцепления покрытий в сухом или слабом увлажненном, но чистом состоянии:

а) кривые малых радиусов, пересечения в одном уровне, участки с уклонами 50‰ и более, участки, требующие частых торможений (перед светофорами, переходами для пешеходов, у автобусных остановок), — $\varphi > 0{,}6$;

б) прямые участки с малыми уклонами и кривые больших радиусов при отсутствии на них пересечений в одном уровне — $\varphi > 0{,}4$;

в) участки, не охватываемые пп. а и б., — $\varphi > 0{,}5$;

г) участки дорог с малой интенсивностью или малыми скоростями движения — $\varphi > 0{,}3$.

В СССР считают, что на всех участках дорог коэффициент сцепления не должен быть менее 0,4.

Коэффициент сцепления шины с покрытием является важнейшей характеристикой безопасности движения, так как от него зависит устойчивость автомобилей против заноса на кривых в плане

и возможность своевременно остановить автомобиль перед препятствием или пешеходом.

Чем ответственнее назначение дороги и чем труднее условия движения по отдельным ее участкам, тем более высокие требования должны предъявляться к величине коэффициента сцепления.

Статистика дорожно-транспортных происшествий показывает, что возрастание числа несчастных случаев соответствует периодам снижения по погодным условиям величины φ. Безопасное движение в периоды ухудшения погодных условий — при скользкой поверхности покрытия — возможно только при пониженных скоростях, соответствующих фактическим значениям коэффициента сцепления.

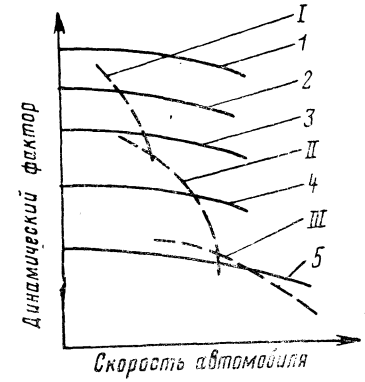


Рис. 23. Динамические характеристики автомобиля:
——— — по сцеплению;
— — — — по силе тяги;
1 — $\varphi = 0{,}5$; *2* — $\varphi = 0{,}4$; *3* — $\varphi = 0{,}3$; *4* — $\varphi = 0{,}2$; *5* — $\varphi = 0{,}1$; *I—III* — передачи

Условия сцепления ведущих колес с поверхностью дороги ограничивают динамические возможности автомобиля, поскольку при малых коэффициентах сцепления большие тяговые усилия, обеспечиваемые мощностью двигателя, не могут быть использованы из-за недостатка сцепления между колесами и покрытием.

Поэтому наряду с динамическими характеристиками по мощности двигателя при тяговых расчетах используются динамические характеристики по условиям сцепления, получаемые из уравнения тягового баланса при замене в уравнении (18) величины силы тяги $P_{\text{р}}$ по мощности двигателя автомобиля ее максимальным значением, возможным по условиям сцепления шины с покрытием дороги $P_{\text{р}} = G\varphi$

$$G'\varphi = Gf \pm Gi \pm Gj + \frac{K\omega V^2}{13}, \qquad (23)$$

где G' — нагрузка от ведущих колес на дорогу.

Относя избыток сцепления над сопротивлением воздушной среды к единице веса автомобиля, получим выражение динамической характеристики по сцеплению:

$$D_{\text{сц}} = \frac{G\varphi - K\omega v^2}{G} = f \pm i \pm j. \qquad (24)$$

Пример динамической характеристики по условиям сцепления показан на рис. 23.

§ 13. ПРОДОЛЬНЫЕ УКЛОНЫ, ПРЕОДОЛЕВАЕМЫЕ АВТОМОБИЛЯМИ

График динамической характеристики дает возможность решать ряд задач по исследованию условий движения автомобиля по дороге [1] и позволяет определить:

1. Величину продольного уклона, преодолеваемого при той или иной постоянной скорости движения.

Для решения этой задачи на графике динамической характеристики от абсциссы, соответствующей заданной скорости движения, восстанавливают перпендикуляр до пересечения с кривой динамической характеристики (рис. 24). Ордината этой точки дает значение динамического фактора D, равное сумме $i+f+j$.

Поскольку предусматривается, что движение происходит с постоянной скоростью $j=0$, следовательно

$$i = D - f.$$

2. Постоянную скорость, с которой автомобиль может преодолеть заданный уклон.

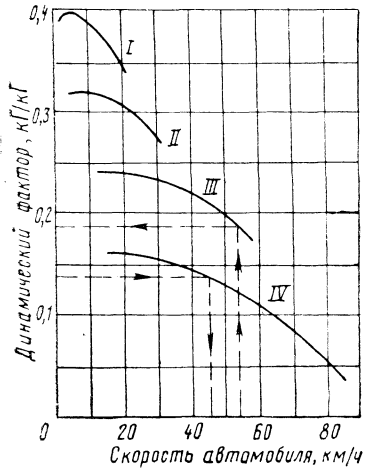


Рис. 24. Использование динамической характеристики для тяговых расчетов:
I—IV — передачи

Необходимый для выполнения этого условия динамический фактор равен

$$D_1 = i + f.$$

Отложив это значение на оси ординат и найдя соответствующую абсциссу точки на кривой динамической характеристики, определим скорость движения v.

Поскольку изложенные методы расчета основываются на величине тягового усилия на ведущих колесах, их необходимо дополнительно проверять по условиям достаточности сцепления. Для этого на график динамических характеристик должны быть нанесены ограничивающие кривые по условию сцепления.

Если полученная по первоначальному расчету точка расположена ниже кривых по условиям сцепления, то принятое в расчете тяговое усилие не вызывает буксования и расчет правилен.

Все перечисленные методы расчетов исходят из гипотезы движения автомобилей с полностью открытым дросселем карбюратора, т. е. при максимальном использовании тягового усилия.

В действительности движение происходит при менее напряженном режиме работы двигателя, что необходимо учитывать для точных расчетов скорости и продолжительности проезда участков разной крутизны.

Наблюдения за режимами движения автомобилей на подъемах показывают, что у большинства водителей степень открытия дросселя составляет в зависимости от уклона:

Уклон, ‰	0—20	20—40	40—70	>70
Степень открытия дросселя, %	40	50—60	80—85	100

Для точных расчетов скорости движения на участках таких уклонов необходимо исходить из графиков динамических характеристик, соответствующих разной степени открытия дросселя.

3. Ускорение, развиваемое автомобилем при разгоне.

При коэффициенте сопротивления качению f, уклоне i и некоторой начальной скорости v возможное ускорение поступательного движения автомобиля при разгоне будет равно ($м/сек^2$)

$$j = \frac{dv}{dt} = \frac{g}{\delta}[D - (f + i)], \qquad (25)$$

где δ — коэффициент влияния вращающихся частей автомобиля.

4. Протяжение пути, на котором устанавливается равновесная скорость при изменении уклона.

Автомобиль обычно въезжает на подъем, имея некоторый запас кинетической энергии, которая может расходоваться на преодоление сопротивления движению за счет постепенного снижения скорости. Поскольку величина динамического фактора D зависит от скорости движения, ускорение в процессе разгона постепенно уменьшается. Когда оно снижается до нуля, устанавливается равновесное движение.

При переходе автомобиля на участок с другим продольным уклоном некоторое время автомобиль движется равнозамедленно или равноускоренно.

Протяжение участка, на котором вновь устанавливается равновесная скорость, может быть определено методом последовательных приближений, при этом допускается, что ускорение в малых интервалах изменения скоростей постоянно. Пример такого построения показан на рис. 25. Вначале на основе графика динамических характеристик строят вспомогательную кривую ускорений, отняв из величины динамических характеристик величину дорожных сопротивлений $f+i$.

Если обозначить в интервале скоростей v_1 и v_2 ($v_2 > v_1$) j — среднюю величину ускорения, то согласно закономерностям равномерно-

[1] Следует иметь в виду, что методика расчета скоростей движения по динамическим характеристикам не является единственно возможной. Автомобилисты при расчете скоростей не менее широко используют метод мощностного баланса автомобиля, учитывающий, что в каждый момент времени мощность, подведенная от двигателя к ведущим колесам, равна сумме мощностей, требуемых для преодоления всех видов сопротивления движению.

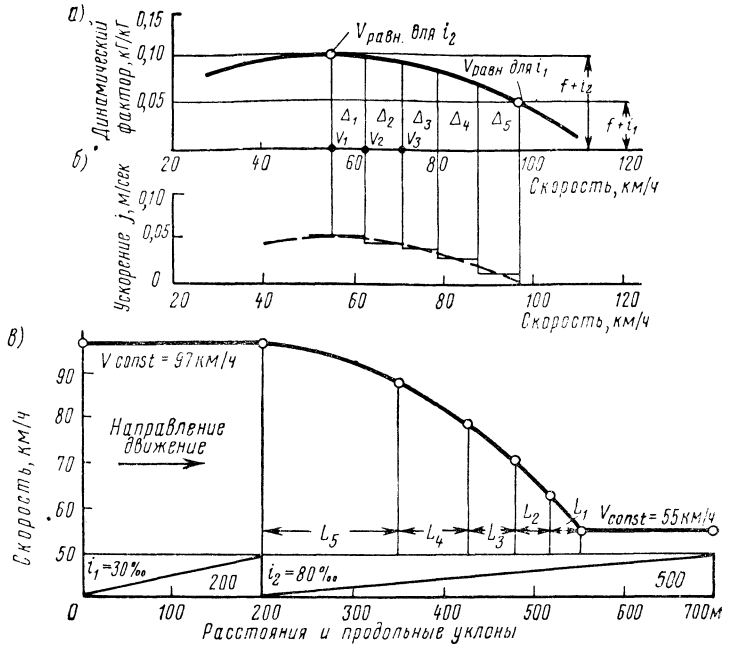


Рис. 25. Графическое определение протяжения пути, на котором устанавливается равновесная скорость:
а — график динамических характеристик; *б* — график ускорений; *в* — построение для определения протяжения пути

ускоренного движения расстояние, на котором происходит изменение скоростей, равно

$$L_1 = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2\delta j}. \qquad (26)$$

Полную величину расстояния, на котором происходит изменение скоростей, находят как сумму расстояний L, определенных для всех выделенных интервалов.

При проектировании дорог иногда необходимо определить, на каком протяжении автомобиль, входящий на подъем со скоростью v_1 *м/сек*, может преодолеть уклон i_{max}, превышающий предельный уклон i, найденный по условиям равновесного движения. В конце подъема скорость должна быть не менее v_2.

На практике часто применяют для решения этой задачи упрощенный метод, основанный на следующих соображениях.

При постоянной силе тяги двигателя в начале участка кинетическая энергия автомобиля будет $\frac{\delta G}{2g} v_1^2$, а в конце участка — $\frac{\delta G}{2g} v_2^2$.

Потеря кинетической энергии затрачивается на преодоление дополнительного сопротивления движению на подъем $(i_{max} - i)$. Эта работа на пути L составляет $LG(i_{max} - i)$. Отсюда

$$LG(i_{max} - i) = \frac{\delta G}{2g}(v_1^2 - v_2^2) \qquad (27)$$

или длина инерционного участка с уклоном, превышающим предельный, равна (при выражении скоростей в *км/ч*):

$$L = \frac{\delta(V_1^2 - V_2^2)}{254(i_{max} - i)}. \qquad (28)$$

Здесь, как и ранее, δ — коэффициент влияния вращающихся частей автомобиля.

Более точно расчет может быть произведен методом, показанным выше на рис. 25, или по формулам, основанным на решении дифференциального уравнения движения автомобиля.

§ 14. ОСОБЕННОСТИ ДВИЖЕНИЯ АВТОМОБИЛЕЙ ПО КРИВОЛИНЕЙНОМУ ПРОДОЛЬНОМУ ПРОФИЛЮ

На современных автомобильных дорогах участки, имеющие различные продольные уклоны, сопрягают вставкой вертикальных кривых больших радиусов. При пересеченном рельефе местности вертикальные кривые составляют 50% и более от общей длины дорог высших категорий.

При движении автомобиля по криволинейному продольному профилю преодолеваемый продольный уклон непрерывно изменяется, в связи с чем меняется и скорость автомобиля. Это делает условными выводы, вытекающие из рассмотренных выше формул движения с «равновесными скоростями».

В уравнении движения для случая криволинейного продольного профиля величина продольного уклона должна быть принята переменной.

Если расположить начало координат в точке начала вертикальной кривой, имеющей уравнение $y = f(x)$, приняв за ось абсцисс хорду, стягивающую начало и конец кривой, то уклон, соответствующий некоторой точке A, равен

$$i = \alpha + \beta = \alpha + \frac{d[f(y)]}{dx}, \qquad (29)$$

где α — угол наклона к горизонтали хорды, стягивающей вертикальную кривую;

$\beta = \frac{d[f(y)]}{dx}$ — угол наклона касательной и вертикальной кривой по отношению к хорде, меняющийся по длине кривой.

Согласно рис. 26 внешний угол перелома проектной линии, в который вписана вертикальная кривая,

$$\omega = i_1 + i_2,$$

а угол наклона хорды к горизонтали

$$\alpha = i_1 - \beta = i_1 - \frac{\omega}{2} = \frac{i_1 - i_2}{2}.$$

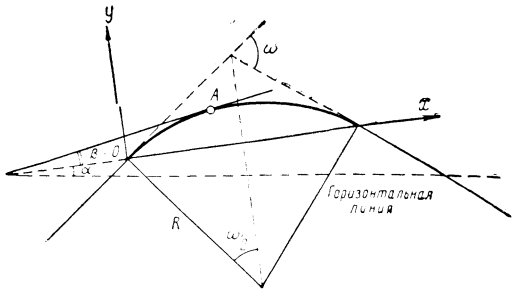


Рис. 26. Схема к выводу уравнения движения автомобиля по вертикальным кривым

Подставляя найденное значение α в уравнение (29), получаем, что уклон в точке A равен:

$$i_A = \frac{i_1 - i_2}{2} + \frac{d[f(y)]}{dx}. \qquad (30)$$

Отсюда уравнение движения для рассматриваемого случая принимает вид:

$$\frac{P_p - P_W}{G} = f + \alpha + \frac{d[f(y)]}{dx} + \frac{\delta}{g}\frac{dv}{dt}. \qquad (31)$$

Решения уравнения (31) для разных очертаний вертикальных кривых предложены канд. техн. наук К. А. Хавкиным и А. Е. Бельским.

К. А. Хавкин принял вертикальную кривую, очерченную по параболе второго порядка с уравнением·

$$y = \frac{\omega}{2}x \pm \frac{1}{2R}x^2, \qquad (32)$$

аппроксимирующую вписанную в угол перелома продольного профиля круговую кривую радиуса R.

В этой формуле ω — внешний угол перелома, образованного смежными участками продольного профиля;

x — абсцисса кривой, которую без существенных погрешностей можно принять равной пути, пройденному автомобилем по вертикальной кривой.

Знак минус соответствует выпуклой, а знак плюс — вогнутой кривой.

Переменный продольный уклон в разных точках кривой из уравнения (32) равен

$$\frac{d[f(y)]}{dx} = \frac{\omega}{2} \pm \frac{1}{R}x. \qquad (33)$$

Уравнение кривой динамического фактора на графиках динамической характеристики К. А. Хавкин выражает эмпирической зависимостью

$$\frac{P_p - P_W}{G} = a - bv^2, \qquad (34)$$

где a и b — параметры, характеризующие зависимости силы тяги от скорости движения на разных передачах и при разных открытиях дросселя карбюратора;

v — скорость, *м/сек*.

Значения параметров a, b и μ для случая движения на прямой передаче и при полном открытии дросселя приведены в табл. 4 Через μ обозначено вспомогательное отношение $\mu = \frac{2gb}{\delta}$.

Подставляя в уравнение (31) значения $\frac{P_p - P_W}{G}$ из уравнения (34) и $\frac{d[f(y)]}{dx}$ из уравнения (33), получаем исходное дифференциальное уравнение для определения скоростей движения по криволинейному продольному профилю:

$$a - bv^2 = \frac{\omega}{2} \pm \frac{1}{R}x + \alpha + f - \frac{\delta}{g}\frac{dv}{df}. \qquad (35)$$

Решение дифференциального уравнения (33) при учете, что $\frac{dv}{dt} = \frac{v\,dv}{dx}$, приводит к выражению для определения скорости автомобиля на разных участках вертикальной кривой:

$$v_x = \sqrt{(v_н^2 - k_1)e^{-\mu x} + k_1 + k_2 x}, \qquad (36)$$

где $v_н$ — скорость автомобиля в момент въезда на кривую, *м/сек*;

x — расстояние от начала координат, *м*

$$k_1 = \frac{1}{b}(a - f - i_1) - \frac{k_2}{\mu};$$

$$k_2 = \pm\frac{1}{Rb}.$$

Значения k_2 берут со знаком «плюс» на подъемах и «минус» на спусках.

Подставляя в уравнение (36) значение $k_2 = 0$, что соответствует движению по участку дороги с постоянным уклоном ($R = \infty$), можно использовать уравнение (36) для решения задачи о преодолении крутых подъемов после разгона, приближенное решение которой было дано выше в § 13. Для расчетов по уравнению (36) в работах К. А. Хавкина и А. Е. Бельского даны вспомогательные таблицы. Имеются также программы для расчетов на ЭВМ.

Результаты расчетов показывают, что проектирование продольного профиля вертикальными кривыми не только повышает безопасность движения, но и улучшает технико-экономические показатели автомобильной дороги.

§ 15. ТОРМОЖЕНИЕ АВТОМОБИЛЯ

Для экстренной остановки автомобиля или снижения его скорости применяется торможение. При сухой поверхности дороги наиболее эффективным является торможение, при котором сцепление выключается, крутящий момент двигателя перестает передаваться на ведущие колеса и накопленная автомобилем кинетическая энергия постепенно поглощается за счет трения колодок о тормозной барабан.

Для характеристики условий торможения автомобиля при выключенном сцеплении может быть использовано уравнение движения автомобиля (17) с заменой тягового усилия $P_т$ тормозной силой:

$$Gj = P_{торм} + P_W \pm P_i + P_f, \qquad (37)$$

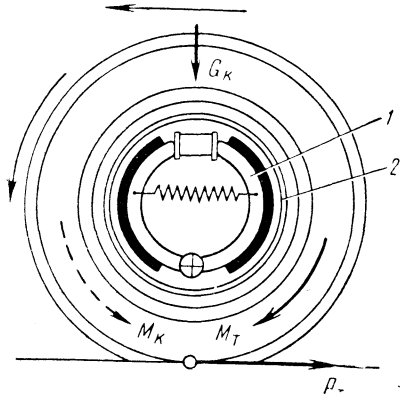


Рис. 27. Схема устройства тормозов автомобиля:
1 — тормозная колодка; *2* — тормозной барабан

Таблица 4

Тип автомобиля	a	$b\times10^4$	$c\cdot10^3$
ГАЗ-13 „Чайка"	0,218	0,724	1,35
М-21 „Волга"	0,122	0,77	1,40
ГАЗ-51	0,053	0,059	1,09
ЗИЛ-150	0,055	0,073	1,33

где P_W, P_i и P_f — силы сопротивления движению;

$P_{торм}$ — тормозная сила, величина которой определяется выражением

$$P_{торм} = \gamma_т G, \tag{38}$$

G — вес автомобиля;

$\gamma_т$ — коэффициент удельной тормозной силы, равной отношению суммы тормозных сил, возникающих на всех тормозных колесах, к весу автомобиля.

Параметр $\gamma_т$ зависит от конструктивных особенностей автомобиля и его состояния (число тормозных колес, состояние и регулировка тормозов) и от интенсивности торможения водителем. Последняя определяется целями торможения и может меняться в широких пределах — от легкого притормаживания до полной блокировки колес с движением юзом при аварийном торможении. Коэффициент $\gamma_т$ характеризует использование тормозных возможностей автомобиля. У современных автомобилей с тормозами на всех колесах предельное возможное значение $\gamma_т$ равно величине коэффициента продольного сцепления шины с покрытием φ.

Подставляя в уравнение (37) значения сопротивлений движению, получаем, что отрицательное ускорение при торможении, характеризующее интенсивность замедления автомобиля, равно:

$$j = \frac{P_W}{G} + \gamma_т \pm i + f. \tag{39}$$

Поскольку при торможении скорость движения автомобиля быстро снижается, а при скоростях, меньших 30 *км/ч*, сопротивление воздуха незначительно, его влиянием на процесс торможения

обычно пренебрегают, принимая $\frac{P_W}{G} = 0$, что вносит ошибку не более 5 %.

Путь, проходимый автомобилем при снижении скорости от v_1 до v_2, равен

$$S = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g\gamma_т}\ м/сек \quad \text{или} \quad S = \frac{V_1^2 - V_2^2}{254g\gamma_т}\ км/ч. \tag{40}$$

В процессе торможения водитель, нажимая на педаль тормоза, создает тормозным приводом усилие трения между тормозными колодками и барабаном (рис. 27). Тормоза современных автомобилей могут развивать усилие, большее, чем возможное сцепление шины с покрытием. Поэтому при интенсивном торможении происходит блокировка колес, в результате которой колесо начинает скользить по поверхности покрытия не вращаясь — «юзом». При этом происходит нагревание шины в зоне контакта, которое сопровождается плавлением резины, понижающим сцепление, и усиленным износом шины на участках торможения. На покрытиях при этом остаются черные полосы следов шин. Однако в аварийных условиях срочного торможения водитель не имеет возможности регулировать интенсивность нажима тормозной педали и торможение происходит при пониженных коэффициентах сцепления, что надо учитывать при расчетах.

Нормальный эксплуатационный режим торможения соответствует неполной блокировке колес, при которой колесо катится по покрытию с небольшим проскальзыванием. При таком режиме торможение наиболее эффективно.

Величина пути, на котором водитель может остановить автомобиль, движущийся с расчетной скоростью, — важная характеристика безопасности движения. Она имеет большое значение для обоснования ряда норм на элементы плана и профиля автомобильных дорог.

Между моментом, когда водитель видит перед собой препятствие, и моментом, когда начинается полное торможение автомобиля, проходит некоторый промежуток времени. Подробное исследование величины тормозного пути приводит к необходимости учитывать продолжительность периода реакции водителя, в течение которого он осознает необходимость торможения и переносит ногу с педали подачи топлива на педаль тормоза t_1, затраты времени на холостой ход тормозной педали t_2 и период, в течение которого тормозное усилие в тормозных приводах, постепенно возрастая, достигает своего полного значения t_3.

Продолжительность запаздывания действия тормозных устройств t_2 составляет 0,1 *сек* для гидравлического привода и 0,5 *сек* для пневматического. Период нарастания тормозного усилия t_3 равен 0,2 *сек* для гидравлического привода и 0,6 — 1 *сек* для пневматического.

Продолжительность реакции водителей t_1, как установлено многочисленными исследованиями, может колебаться в широких пределах. Она зависит от скорости, дорожных условий, в которых происходит движение автомобиля, а также от возраста, стажа работы и усталости водителя и колеблется в пределах от 0,3 до 1,5 *сек*, составляя в среднем 0,8 *сек*. Таким образом, время, прошедшее с момента, когда водитель увидел препятствие, до начала эффективного торможения, может составить 1,2 *сек* при гидравлическом приводе тормозов и 2 *сек* при пневматическом.

При расчетах тормозного пути для определения элементов плана и профиля автомобильных дорог принимают суммарное время $t_1+t_2+t_3$ равным 1 *сек*, называя его условно «временем реакции водителя». Как видно из приведенных выше данных, оно соответствует очень внимательной работе водителя.

Путь, проходимый за период полного торможения, можно найти по формуле равномерно-замедленного движения

$$v = \sqrt{2aS_т}, \tag{41}$$

где v — скорость в начале торможения, *м/сек*;
$S_т$ — тормозной путь, *м*.
a — абсолютная величина отрицательного ускорения при торможении, равная $(\gamma_т+f\pm i)g$ (при допущении, что сопротивление воздуха отсутствует, $P_W=0$).

По рекомендациям СЭВ на конструирование автомобилей, выпускаемых в социалистических странах, абсолютная величина замедления должна составлять для грузовых автомобилей и автопоездов 4,4 *м/сек*^{2} и автобусов 5 *м/сек*^{2}.

Подставляя значения a и $\gamma_т$ в уравнение (40), получаем выражение для тормозного пути:

$$S_т = \frac{v^2}{2g(\gamma_т + f \pm i)}. \tag{42}$$

При расчетах, связанных с определениями геометрических элементов плана и профиля дорог, условно исходят из аварийного режима торможения с полной блокировкой колес, принимая $\gamma_т$ равным коэффициенту сцепления φ. Однако в реальных условиях эксплуатации из-за неточной регулировки тормозов и неравномерности распределения усилия между колесами в процессе торможения редко удается реализовать теоретически возможную полную величину коэффициента сцепления. По предложению проф. Д. П. Великанова, это учитывается введением в формулу тормозного пути «коэффициента эффективности торможения». Поэтому расчетная величина тормозного пути

$$S = \frac{v^2 K_э}{2g(\varphi \pm i + f)}. \tag{43}$$

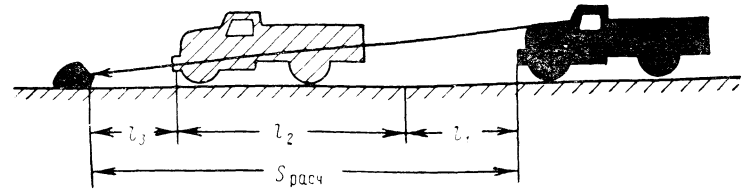


Рис. 28. Схема к определению тормозного пути:
$S_{расч}$ — расчетное расстояние видимости; l_1 — путь за время реакции водителя; l_2 — путь торможения; l_3 — расстояние безопасности

По данным опытов для легковых автомобилей следует принимать $K_э \approx 1{,}2$, а для грузовых автомобилей и автобусов $K_э \approx 1{,}3$—1,4. При торможении на скользких покрытиях на всех колесах тормозные усилия достигают максимально возможного значения практически мгновенно. Поэтому при коэффициентах сцепления $\varphi < 0{,}3$ нужно брать $K_э \approx 1$. При расчетах геометрических элементов автомобильных дорог принимают среднюю величину $K_э = 1{,}2$.

Уравнение (43) дает заниженные результаты при расчетах для скоростей движения более 90—100 *км/ч*, поскольку оно не учитывает особенностей поведения водителя, тормозящего при высоких скоростях. Из-за опасности заноса торможение ведется вначале при легком нажиме на педаль, без полного использования возможностей тормозов и лишь после снижения скорости до 70—80 *км/ч* начинается интенсивное торможение. Проф. Д. П. Великанов предлагает в этом случае принимать $K_э = 2{,}3$.

При расчетах элементов дорог для обеспечения большей безопасности движения вводят в величину «расчетного тормозного пути» расстояние, проходимое за период реакции водителя, и зазор безопасности между остановившимся автомобилем и препятствием, обычно принимаемый равным длине автомобиля (рис. 28). В этом случае при скорости, выраженной в *км/ч*, формула принимает вид:

$$S_{расч} = \frac{V}{3{,}6} + \frac{V^2}{254K_э(\varphi \pm i + f)} + l_3. \tag{44}$$

§ 16. ОСОБЕННОСТИ ТОРМОЖЕНИЯ АВТОМОБИЛЕЙ НА ЗАТЯЖНЫХ СПУСКАХ

При назначении величины продольных уклонов дороги не следует забывать, что каждый подъем для автомобилей, едущих в обратном направлении, является спуском.

При расчете скорости движения на спусках по графику динамической характеристики величина сопротивления от уклона входит в уравнение с отрицательным знаком:

$$\frac{P_к - P_W}{G} = f \pm j - i. \tag{45}$$

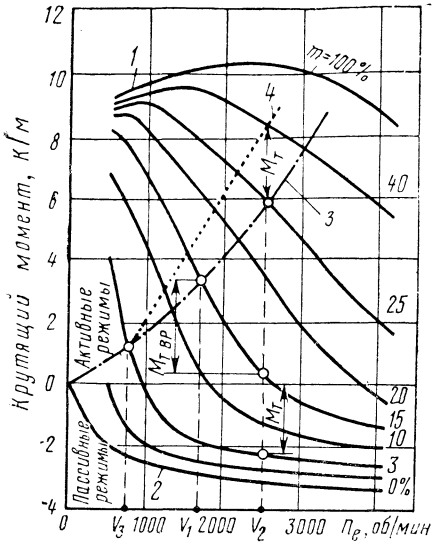


Рис. 29. Частичные и тормозные характеристики:

1 — внешняя скоростная характеристика; *2* — внешняя тормозная характеристика; *3* — момент, затрачиваемый на преодоление сопротивлений движения; *4* — суммарный момент, создаваемый двигателем при m=3% и дорожными сопротивлениями; m — степень открытия дросселя

На крутых спусках ускорение приобретает большую величину, происходит разгон автомобиля и быстрое возрастание его скорости.

Движение автомобиля под уклон с большими скоростями, особенно при неровном или скользком покрытии, опасно. Управление автомобилем затрудняется. Поэтому водители в зависимости от крутизны спуска принимают специальные меры снижения скорости — уменьшают подачу рабочей смеси, притормаживают, не выключая сцепления, или переходят на торможение двигателем, включая одну из понижающих передач.

Торможение автомобилей на спусках, особенно длинных, с использованием колесных тормозов нерационально, так как при длительном торможении коэффициент трения фрикционных накладок резко уменьшается из-за нагревания тормозных барабанов. Это снижает эффективность торможения и приводит к быстрому износу тормозов.

Торможение двигателем происходит следующим образом. При уменьшении нажатия на педаль подачи топлива двигатель автомобиля, едущего со скоростью v_2, снижает число оборотов до величины, которой соответствует некоторая скорость v_1. Однако вал двигателя продолжает принудительно вращаться от колес с большим числом оборотов, соответствующим первоначальной скорости v_2, так как за счет инерционных сил от колес передается вращающий момент, равный моменту внутреннего сопротивления двигателя. При этом возникает дополнительное сопротивление движению, вызывающее постепенное торможение автомобиля. Это показано схематически на рис. 29, на котором изображены графики зависимости мощности, развиваемой двигателем при разной степени открытия дросселя. Верхняя кривая для 100% открытия дросселя называется внешней скоростной характеристикой. Нижняя кривая для выключенного зажигания и закрытого дросселя — тормозной характеристикой. Промежуточные кривые для частично прикрытой дроссельной заслонки называют частичными внешними скоростными и тормозными характеристиками.

При уменьшении степени открытия дросселя с 25 до 15% равновесное движение соответствует n_{v_1} оборотов в минуту, необходимых для преодоления момента внешних сопротивлений движению. Однако в переходный период колеса продолжают вращаться принудительно с постепенно снижающейся скоростью, создавая дополнительное сопротивление движению, на преодоление которого расходуется момент $M_{т.вр}$.

При еще большем снижении степени открытия дросселя, например до 3%, двигатель начинает давать постоянный тормозной момент $M_т$, который приплюсовывается к моменту внешних сопротивлений. По окончании торможения автомобиль будет иметь постоянную скорость v_3, соответствующую некоторому числу оборотов n_{V_3}.

Устанавливающаяся при торможении двигателем равновесная скорость может быть рассчитана теоретически на основе общей формулы уравнения движения:

$$\frac{-P_{т.д}-\dfrac{k\omega V^2}{13}}{G}=f-i. \qquad (46)$$

Тормозное усилие, создаваемое на ведущих колесах тормозящим моментом двигателя при полностью прикрытом дросселе при движении на прямой передаче может быть найдено по эмпирической формуле канд. техн. наук Ю. Л. Кременца:

$$P_{т.д}=9{,}5W_д+\frac{0{,}25G_aV}{1000}, \qquad (47)$$

где $W_д$ — рабочий объем двигателя, *л*;

G_a — вес автомобиля, *кг*;

V — скорость, *км/ч*.

Эффект торможения двигателем проявляется особенно сильно при включении понижающих передач, которые обусловливают при той же скорости автомобиля более быстрое вращение вала двигателя.

Для расчетов, соответствующих этому случаю, в уравнении (47) вместо V подставляют эквивалентную скорость

$$V_{экв}=Vi_к,$$

где $i_к$ — передаточное число включенной передачи.

На избираемый водителями режим движения на спусках большое влияние оказывают особенности восприятия ими условий движения — длина спуска, величина продольного уклона, ситуация в конце спуска.

Наблюдения показали, что чаще всего на спусках используются режимы движения:

при уклоне $\leqslant 20‰$ — движение с тяговым усилием на ведущих колесах, независимо от длины спуска.

при $30<i<50‰$ — накат при протяженности спуска соответственно до 500—300 *м*; для грузовых автомобилей — торможение двигателя в нижней части участка спуска.

при $i>60‰$ — торможение двигателем, при длине спуска менее 1000 *м* — совместное торможение двигателем и колесными тормозами.

§ 17. ОСОБЕННОСТИ ТЯГОВЫХ РАСЧЕТОВ АВТОПОЕЗДОВ

Одно из действенных средств снижения стоимости перевозок — использование автомобильных поездов. В равных дорожных условиях производительность автомобиля с прицепами в 1,5—2,0 раза выше, чем у аналогичного автомобиля.

Чтобы обеспечить эффективное использование автопоездов, дороги должны удовлетворять более высоким требованиям, чем в случае движения одиночных автомобилей. Это объясняется тем, что у автопоезда при большем общем весе сила тяги остается той же, как и у одиночного автомобиля, а воздушное сопротивление и сопротивление качению увеличиваются.

Уравнение динамического фактора принимает для автопоезда следующий вид:

$$\frac{P_{\text{р}} - P_{W_{\text{ап}}}}{G_{\text{а}} + G_{\text{п}}} = f_1 \pm i \pm j, \qquad (48)$$

где $P_{W_{\text{ап}}}$ — сопротивление воздуха движению автопоездов;
$G_{\text{а}}$ — вес автомобиля;
$G_{\text{п}}$ — вес прицепов;
f_1 — коэффициент сопротивления качению для автопоездов.

Динамический фактор автопоезда меньше, чем одиночного автомобиля, в то же время сопротивление движению у автопоезда выше. Из-за трения в сцепных приборах и в поворотном круге, а также из-за раскачиваний прицепов на ходу и ударов при подскоках колес сопротивление качению у автопоезда возрастает с увеличением количества прицепов. Увеличивается также и сопротивление воздуха, так как каждый дополнительный прицеп вызывает дополнительное трение воздуха о боковую поверхность и завихрение воздушных струй за собой.

Для расчетов, связанных с проектированием дорог, можно принять, что коэффициент обтекаемости возрастает от каждого прицепа на 25—30%, а коэффициент сопротивления качению для автопоезда на 4—5%.

Еще более неблагоприятные результаты дает проверка на обеспеченность сцепления ведущих колес с покрытием при трогании с места.

В этом случае при отсутствии сопротивления воздуха уравнение движения автопоезда имеет вид

$$\frac{\varphi G_{\text{сц}}}{G_{\text{а}} + G_{\text{п}}} = f_1 \pm i \pm j. \qquad (49)$$

Проф. Я. Х. Закин предлагает учитывать при расчетах на трогание автопоездов с места возникающие дополнительные сопротивления, увеличивая коэффициент сопротивления качению для летних условий в 1,5—2,5 раза и для зимних в 2,5—5 раз.

Для повышения безопасности движения современные автомобильные прицепы снабжают тормозами, управляемыми с автомобиля. При отсутствии тормозов существенные трудности вызывает торможение автопоездов, особенно на уклонах.

Уравнение движения автопоезда при торможении выражается зависимостью.

$$\frac{-\varphi P_{\text{т}} - P_{W_{\text{ап}}}}{G_{\text{а}} + G_{\text{п}}} = f_1 \pm i \pm j. \qquad (50)$$

В этом выражении $P_{\text{т}}$ — нагрузка на тормозные оси.

Путь, проходимый заторможенным автопоездом, намного превышает путь одиночного автомобиля. Интенсивности торможения при остановке автопоездов ниже, чем одиночных автомобилей, так как резкое торможение автопоезда вызывает опасность заноса прицепов или наезда их на автомобиль.

Из изложенного следует, что при проектировании дорог для движения автомобильных поездов максимальные продольные уклоны необходимо снижать. Независимо от категории дороги продольные уклоны принимать не более 30‰ или обязательно устраивать дополнительные полосы на участках подъемов (см. гл. 5).

§ 18. РАСХОД ТОПЛИВА И ИЗНОС ШИН В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ДОРОЖНЫХ УСЛОВИЙ

Существенную часть стоимости перевозок составляют затраты на топливо и смазку автомобиля, величина которых зависит от дорожных условий и режима движения.

Для оценки расхода топлива служит предложенный акад. Е. А. Чудаковым график экономической характеристики автомобиля, дающий расход топлива на 100 *км* пробега при разных сопротивлениях дороги и скоростях движения (рис. 30). Поскольку в основу тягового расчета автомобиля положено условие полного открытия дросселя, те же условия выдерживают и при построении экономической характеристики. График экономической характеристики строят для разных передач в виде семейства кривых, каждая из которых относится к определенному значению суммы дорожных сопротивлений — сопротивления движению и сопротивления движению на подъем.

Экономические характеристики автомобилей могут быть получены расчетом и сняты экспериментально.

Для движения автомобиля со скоростью V *км/ч* двигатель должен расходовать мощность (*л. с.*)

$$N_{\text{двиг}} = \frac{V \Sigma P}{3{,}6 \cdot 75 \cdot \eta}, \qquad (51)$$

$$\Sigma P = P_W + P_f + P_j + P_i$$

— сумма сопротивлений, испытываемых автомобилем при движении (см. § 10);
η — коэффициент полезного действия трансмиссии автомобиля.

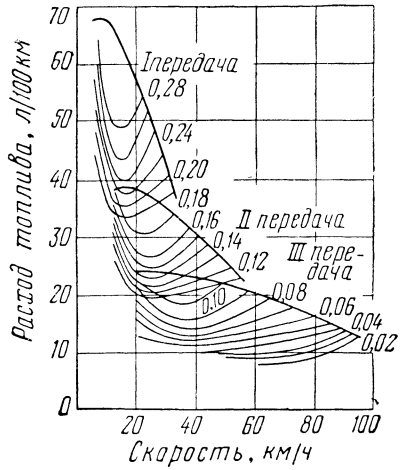


Рис. 30. Пример графика экономических характеристик

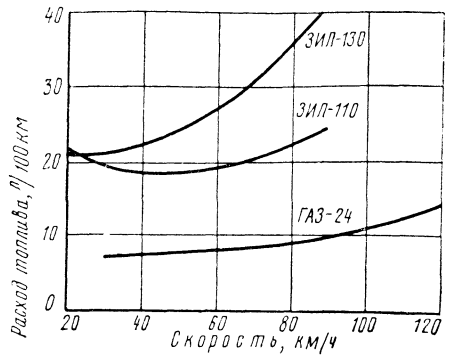


Рис. 31. Экономические характеристики некоторых советских автомобилей на прямой передаче при движении по усовершенствованным покрытиям

Подставляя значения сопротивлений, получаем для равномерного движения

$$N_{\text{двиг}} = \left(\frac{K\omega V^2}{3{,}6^2} + G\psi\right)\frac{V}{270\eta}, \quad (52)$$

где $\psi = f + i$ — суммарный коэффициент дорожных сопротивлений.

Из курса термодинамики известно, что удельный расход топлива на 1 *л.с.* в час составляет (*г*)

$$q_e = \frac{632}{H_u \eta_{дв}}, \quad (53)$$

где 632 — число калорий, эквивалентное работе, равной 1 *л. с.* в час;

H_u — низшая теплотворность топлива, *ккал/кг*;

$\eta_{дв}$ — эффективный коэффициент полезного действия двигателя.

Фактически q_e зависит от степени использования мощности и оборотов двигателя и определяется, как правило, экспериментально[1]. Расход топлива при движении автомобиля (*л/ч*)

$$Q_S = \frac{q_e N_{\text{двиг}}}{1000\gamma}, \quad (54)$$

где γ — удельный вес топлива.

Расход топлива при построении графика экономических характеристик принято выражать в литрах на 100 *км* пути. В этом случае, учитывая выражения (52) и (53), расход топлива будет (*л*/100 *км*)

$$Q_{100} = Q_S \frac{100}{V} = \frac{0{,}233\left(\frac{K\omega V^2}{3{,}6^2} + G\psi\right)}{\gamma\eta}. \quad (55)$$

На рис. 31 приведены экономические характеристики некоторых советских автомобилей при движении на прямой передаче с полностью открытым дросселем по ровным горизонтальным участкам дороги с усовершенствованными покрытиями.

Использование двух графиков — динамической и экономической характеристик автомобиля — позволяет определять продолжительность проезда автомобилем участков дороги с разными продольными профилями и типами покрытий, а также суммарный расход топлива.

[1] Б. Ф. Конев, Д. М. Аронов, Б. Д. Куров, А. П. Лебединский. Автомобильные карбюраторные двигатели. М., Машгиз, 1960.

Кривые экономических характеристик имеют минимумы расхода топлива, соответствующие скоростям, иногда называемым экономическими скоростями. Это название неправильное, поскольку экономичность использования автомобильного транспорта определяется выполняемой им работой по перевозкам. В большинстве случаев перерасход топлива при движении со скоростями, превышающими экономические, окупается снижением стоимости перевозок в результате повышения оборачиваемости автомобилей.

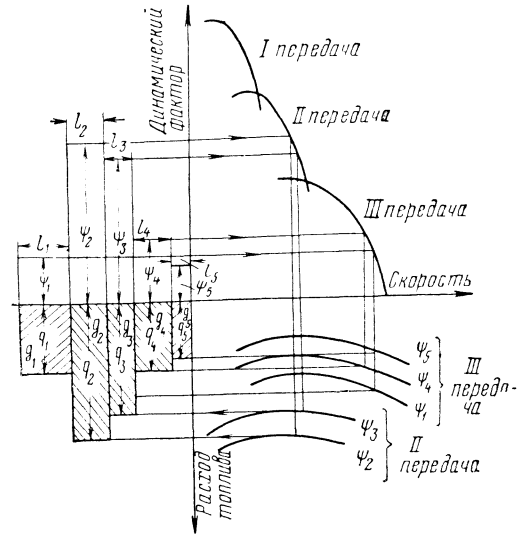


Рис. 32. Схема для графического определения расхода топлива

Расход топлива при движении автомобиля по заданному участку дороги может быть определен при помощи графиков динамических и экономических характеристик. Вначале должны быть определены скорости движения на отдельных участках. В результаты расчетов вводят поправки на фактические условия движения: ограничение скорости по требованиям правил движения, движение под уклон при торможении двигателем и т. д. Для участков, в пределах которых происходят изменения скорости, принимают ее среднее значение. Затем по скоростям и величинам дорожных сопротивлений $\varphi = f + i$ устанавливают расход топлива на каждом из участков.

Определение удобно вести графически при помощи построения, показанного на рис. 32.

Вначале, анализируя продольный профиль дороги устанавливают протяжение участков l_1, l_2,..., l_n с равными величинами дорожных сопротивлений, которые могут быть пройдены на тех или иных передачах, и находят по графику динамической характеристики соответствующие скорости движения. Построив под осью скоростей динамической характеристики экономические характеристики, определяют соответствующие каждому участку расходы топлива Q, *л*/100 *км*. Отсюда расход на каждом участке $q = \frac{Ql}{100}$ *л*.

В расчет должны быть введены поправки, учитывающие действительные условия движения: ограничения скорости, объезды, возможность стоянки автомобилей у светофоров или переездов с работающим двигателем, спуски с торможением двигателем и т. д.

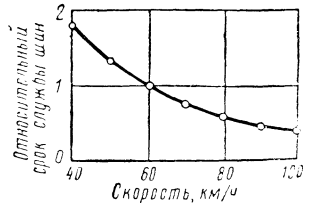


Рис. 33. Зависимость износа шин от скорости движения

При повседневной эксплуатации автомобилей исходят из осредненных директивных норм расхода топлива, учитывающих средние условия эксплуатации автомобилей. Согласно этим нормам, расход топлива в литрах на 100 *км* пробега автомобиля с полной нагрузкой по дороге с твердым покрытием составляет для основных марок автомобилей:

ГАЗ-51	26,0	«Волга»	13,5
ЗИЛ-130	38,0	«Москвич» 408	11
МАЗ-500	25	«Запорожец»	7,3
ЗИЛ-111	29		

От скорости автомобиля на отдельных участках зависит также износ шин. Высокие скорости движения повышают износ шин. Это вызывается значительным нагреванием шин, а также увеличением силы ударов о неровности дорожной одежды (рис. 33). Износ шин возрастает также на кривых малых радиусов на горных дорогах (см. § 20).

Износ шин зависит от типа покрытия. Если принять пробег шин на дорогах с ровным твердым усовершенствованным покрытием за 100%, то на дорогах с менее ровными покрытиями (щебеночные, гравийные, булыжная мостовая) он снижается на 25—30%, а на дорогах с покрытиями с большим числом деформаций — на 50%.

ЛИТЕРАТУРА [1]

Бабков В. Ф., Афанасьев М. Б. и др. Дорожные условия и режимы движения автомобилей. М., «Транспорт», 1967.

Бируля А. К. Проектирование автомобильных дорог. Ч. I, 1961, ч. II, 1962. М., Автотрансиздат.

Бируля А. К. Эксплуатация автомобильных дорог. М., «Транспорт». 1966.

Бельский А. Е. Расчеты скоростей движения на автомобильных дорогах. М., «Транспорт», 1966.

Великанов Д. П. Эффективность автомобиля. М., «Транспорт», 1969.

Закин Я. Х. Прикладная теория автопоезда. М., «Транспорт», 1966.

Иларионов В. А. Эксплуатационные свойства автомобилей. М., «Машиностроение», 1966.

Проектирование автомобильных дорог. (Примеры). Под ред. проф. В. Ф. Бабкова. М., «Транспорт», 1966.

Фалькевич Б. С. Теория автомобиля. М., Машгиз, 1963.

Хавкин К. А. и Дашевский Л. Н. Проектирование продольного профиля автомобильных дорог. М., «Транспорт», 1966.

Чудаков Е. А. Теория автомобиля. Избранные труды. Ч. I. Изд. АН СССР. М., 1961.

[1] Приводимые перечни дополнительной литературы не являются исчерпывающими и охватывают только основные источники, рекомендуемые для более глубокого изучения студентами отдельных разделов курса.

Глава 4
ПРОЕКТИРОВАНИЕ КРИВЫХ В ПЛАНЕ

§ 19. ОСОБЕННОСТИ ДВИЖЕНИЯ АВТОМОБИЛЯ НА КРИВОЙ

На автомобиль, движущийся со скоростью v *м/сек* по круговой кривой, описанной радиусом R, действует центробежная сила

$$C = \frac{mv^2}{R}. \qquad (56)$$

Центробежная сила, перпендикулярная к направлению движения автомобиля, оказывает на него опрокидывающее и сдвигающее воздействие. Влияние ее отражается на водителе также через изменение условий управления автомобилем при движении по кривой.

На кривых малых радиусов воздействие центробежной силы на автомобиль вызывает деформацию шин в поперечном направлении, увеличивает их износ и повышает расход топлива. В ночное время условия движения автомобилей по кривым осложняются тем, что свет фар освещает дорогу перед автомобилем на меньшее расстояние, чем на прямых участках.

Все указанные отрицательные факторы проявляются тем сильнее, чем меньше радиус кривой в плане. Поэтому безопасность, удобство и экономичность движения автомобилей по дорогам с высокой скоростью возможны только при назначении достаточно больших радиусов кривых.

В общем виде выражение для определения необходимой величины радиуса кривых в плане может быть получено из следующих соображений. При движении по кривой со скоростью v на автомобиль действуют две поперечные силы, приложенные к центру тяжести (рис. 34):

центробежная сила C, направленная горизонтально во внешнюю сторону закругления [см. уравнение (56)];

составляющая веса автомобиля, параллельная поперечному уклону дороги, равная mgi; в зависимости от направления поперечного уклона покрытия эта составляющая может иметь знак «плюс» или «минус».

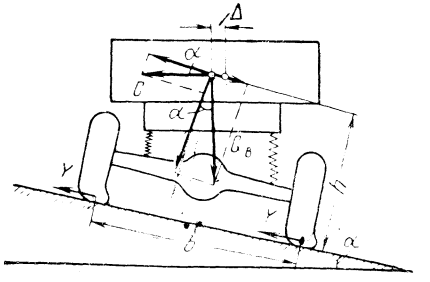


Рис. 34. Силы, действующие на автомобиль при движении по кривой

Проектируя обе силы на направление поперечного уклона, получаем

$$Y = \frac{mv^2}{R}\cos\alpha \pm mgi, \tag{57}$$

где Y — суммарная сила, стремящаяся сдвинуть автомобиль с дороги, называемая поперечной силой.

Поскольку угол α мал ($\cos\alpha \approx 1$), его влиянием можно пренебречь; тогда

$$Y \approx \frac{mv^2}{R} \pm mgi. \tag{58}$$

Отсюда находим, что

$$R = \frac{v^2}{g\left(\frac{Y}{mg} \pm i\right)}. \tag{59}$$

Это уравнение показывает, что величина радиуса закругления зависит не от абсолютной величины поперечной силы Y, а от ее отношения к весу автомобиля: $\mu = \frac{Y}{mg}$.

Д-р техн. наук А. В. Макаров предложил назвать это отношение *коэффициентом поперечной силы*.

Вводя обозначение μ в уравнение для определения радиуса кривых, получаем

$$R = \frac{v^2}{g(\mu \pm i)}. \tag{60}$$

Для практического использования этого выражения необходимо нормировать допустимую величину коэффициента поперечной силы μ.

§ 20. КОЭФФИЦИЕНТ ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЫ

Расчетную величину коэффициента поперечной силы назначают с учетом требований устойчивости автомобиля, удобства управления, комфортабельности поездок, экономичности перевозок.

Устойчивость автомобиля против опрокидывания обеспечивается превышением значения удерживающего момента над опрокидывающим (см. рис. 34). Составляя уравнение моментов сил, действующих на автомобиль, относительно оси, проходящей через центры площадей контактов внешних колес, получаем

$$Yh = mg\left(\frac{b}{2} - \Delta\right),$$

откуда

$$\mu = \frac{Y}{mg} = \frac{1}{2h}(b - 2\Delta). \tag{61}$$

В этом выражении учитывается, что из-за деформации рессор и эластичности шин центр тяжести автомобиля смещается под действием центробежной силы в поперечном направлении на некоторую величину Δ.

Для определения коэффициента поперечной силы необходимо исходить из размеров автомобиля, вернее — из отношения его ширины b к высоте h центра тяжести.

На основе опытов величину бокового смещения Δ можно принять равной примерно 0,2 b. Отношение $\frac{b}{h}$ для современных легковых автомобилей колеблется от 1,8 до 2,5, для грузовых — от 2 до 3 и для автобусов — от 1,7 до 2,2. Принимая для расчета минимальное значение $b = 1{,}7\ h$, получаем, что для устойчивости автомобиля против опрокидывания необходимо, чтобы коэффициент поперечной силы не превышал 0,6.

В нормальных условиях эксплуатации автомобилей и при обычных скоростях движения коэффициент поперечной силы не достигает этого значения. Случаи опрокидывания обычно бывают связаны с наездом колеса автомобиля на препятствие при заносе.

При движении автомобиля по кривой *устойчивость против заноса* автомобиля вбок под действием центробежной силы обеспечивает сцепление шин с покрытием.

Приложенные к ведущему колесу автомобиля поперечная сила Y и тяговое или тормозное усилие P создают в плоскости контакта колеса с покрытием суммарное сдвигающее усилие Q, направленное под углом к траектории движения (рис. 35). Для устойчивости автомобиля необходимо, чтобы было соблюдено условие:

$$\sqrt{Y^2 + P} = Q \leqslant G'\varphi, \tag{62}$$

где G' — нагрузка от ведущего колеса на покрытие;

φ — коэффициент сцепления шины с покрытием.

При этом делается допущение, что величина сопротивления шины сдвигу $G'\varphi$ не зависит от угла, составляемого ею с направлением траектории движения.

Под воздействием центробежной силы нагрузка между колесами перераспределяется. При большой величине поперечной силы тяговое усилие на менее нагруженном внутреннем колесе может превысить силу сцепления и вызвать пробуксовывание колеса. Коэффициент сцепления при этом снижается еще более, и может возникнуть занос автомобиля.

При анализе условий устойчивости автомобиля против сдвига по покрытию принимают, что используемые для передачи тягового или тормозного усилия и обеспечения устойчивости против заноса величины коэффициентов сцепления в продольном φ_1 и поперечном φ_2 направлениях (см. рис. 35) связаны между собой зависимостью

$$\varphi_2 = \sqrt{\varphi^2 - \varphi_1^2}. \tag{63}$$

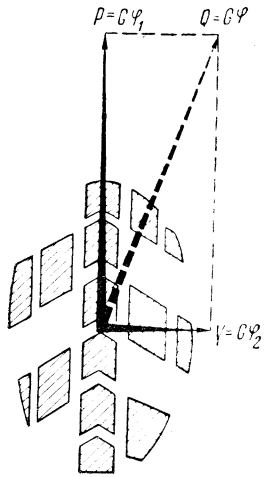


Рис. 35. Соотношение между поперечными и продольными усилиями, действующими на колесо автомобиля

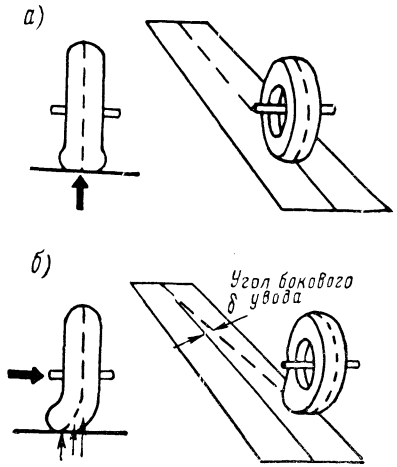


Рис. 36. Боковой увод колеса:
а — движение при отсутствии боковой силы;
б — движение при наличии боковой силы

Для устойчивости автомобиля на кривой против заноса необходимо, чтобы соблюдались условия $\varphi_2 G' > Y$ и $\varphi_1 G' > P_р > P_{торм}$. Отсюда вытекает требование, чтобы $\varphi_2 > \frac{Y}{G} = \mu$, т. е. коэффициент поперечной силы μ не должен превышать коэффициент поперечного сцепления φ_2. Чем большая часть общего коэффициента сцепления φ используется для сопротивления сдвигу автомобиля на кривой, тем меньшая величина коэффициента продольного сцепления может быть применена при разгоне и торможении без опасности заноса автомобиля.

Поэтому при нормировании требований к радиусам кривых в плане приходится задаваться соотношениями между коэффициентами φ_1 и φ_2. Чем большее значение φ_1 принимается за расчетное, тем при меньшем значении коэффициента поперечной силы μ возникает опасность заноса автомобиля.

В СССР по предложению д-ра техн. наук А. В. Макарова принимают φ_1 равным $0{,}7\,\varphi - 0{,}8\,\varphi$.

В этом случае

$$\mu = \varphi_2 = 0{,}6\varphi - 0{,}7\varphi.$$

Возникающая при въезде автомобиля на кривую центробежная сила воспринимается пассажиром как толчок и усилие, наклоняющее его вбок. Поэтому важно, чтобы величина центробежной силы не превышала значения, при котором проезд по кривой становится

неприятным для пассажира, т. е. необходимо *обеспечить удобство пользования автомобильным транспортом для пассажиров.*

Данные опытов, проводившихся в СССР (канд. техн. наук Л. П. Видугирис) и за рубежом, показывают, что при коэффициенте поперечной силы $\mu = 0{,}1$ пассажир, не глядящий на дорогу, не может различить, движется ли автомобиль по кривой или на прямом участке дороги. При $\mu = 0{,}15$ движение по кривой ощущается слабо, а при $\mu = 0{,}2$, ясно ощущая движение, пассажир уже испытывает легкое неудобство. При $\mu = 0{,}3$ переход с прямого участка на кривую ощущается как толчок, наклоняющий пассажира вбок. Считают, что для удобства проезда по дороге для пассажиров величина коэффициента поперечной силы μ на кривых не должна превышать 0,15, а в сложных условиях на горных дорогах — 0,2.

Экономичность автомобиля во многом зависит от величины коэффициента поперечной силы. Действующая на колесо поперечная сила вызывает боковую деформацию шины, в результате которой площадка контакта шины с покрытием перекашивается. Колесо, оставаясь в той же вертикальной плоскости, начинает перемещаться под некоторым углом к первоначальному направлению движения (явление бокового увода, рис. 36). Водитель компенсирует боковой увод соответствующим поворотом передних колес под углом к движению.

Экспериментальные исследования показали, что при углах бокового увода $\delta < 4$—$5°$ их величина прямо пропорциональна боковой силе, приложенной перпендикулярно к плоскости качения колеса

$$\delta = \kappa_{ув} Y, \tag{64}$$

где $\kappa_{ув}$ — коэффициент сопротивления уводу, зависящий от упругости пневматической шины в поперечном направлении. Для различных типов шин современных легковых автомобилей значения κ составляют от 30—70 *кГ/град*, для грузовых автомобилей 50—150 *кГ/град*;

Y — боковая сила, *кГ*.

На основе опытных данных предложена эмпирическая формула, дающая зависимость величины $\kappa_{ув}$ (*кГ/град*) от размеров стандартных отечественных шин

$$\kappa_{ув} = 0{,}09b\,(D + 2b)\,(p + 1), \tag{65}$$

где b — ширина профиля, дюймы;

D — диаметр обода, дюймы;

p — давление воздуха в шине, *кГ/см²*.

С увеличением угла бокового увода резко возрастает затрата мощности двигателя на качение колеса, а следовательно, увеличивается расход топлива и повышается износ шин (рис. 37). Опытные данные показывают, что если даже поперечная сила ограничена величиной, при которой угол увода не превышает 1°, износ шин увеличивается в пять раз. При этом из-за возрастания сопротивле-

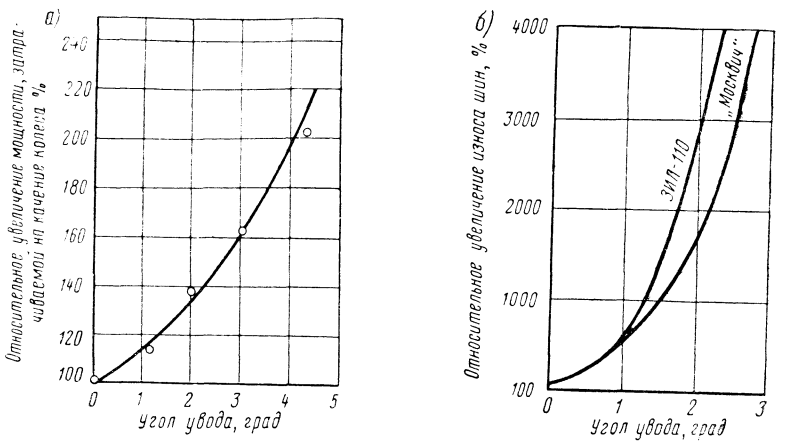


Рис. 37. Характеристики движения автомобиля по кривой при качении колеса с боковым уводом:
а — затраты мощностей; *б* — износ шин

ния движению дополнительные затраты мощности двигателя на движение по кривой достигают 15%.

Этим условиям для легковых автомобилей соответствует коэффициент поперечной силы, равный

$$\mu = \frac{Y}{G} = \frac{\delta}{\kappa_{\text{ув}} G} \approx 0{,}1. \qquad (66)$$

Таким образом, для того чтобы кривые на дорогах не являлись причиной существенного повышения себестоимости автомобильных перевозок, необходимо проектировать кривые таких радиусов, чтобы коэффициент поперечной силы при движении по ним с расчетной скоростью не превышал значения $\mu = 0{,}1$.

§ 21. НАЗНАЧЕНИЕ ВЕЛИЧИНЫ РАДИУСОВ В ПЛАНЕ

Обосновывая величины радиусов кривых в плане на автомобильных дорогах, необходимо стремиться обеспечить безопасность движения с расчетными скоростями при мокром покрытии, при значениях коэффициента поперечной силы μ, соответствующих комфортабельной езде в автомобиле.

В трудных условиях рельефа или в густонаселенной местности, когда увеличение радиуса ведет к резкому возрастанию объема земляных работ или к необходимости сноса ценных строений, приходится вынужденно допускать меньшие значения радиусов, но обязательно обеспечивающие безопасность движения и малую стоимость перевозок с расчетной скоростью при благоприятном

состоянии дороги и максимальном допустимом значении коэффициента поперечной силы.

Анализ особенностей движения автомобиля по кривым дает возможность сопоставить допустимые максимальные значения коэффициента μ исходя из различных требований устойчивости и использования автомобиля (табл. 5).

Таблица 5

Удовлетворяемые требования	Предельные допустимые значения коэффициента поперечной силы μ в зависимости от состояния покрытия		
	сухое (φ=0,6)	мокрое (φ=0,3)	гололедица (φ=0,2)
Устойчивость против опрокидывания	0,60	0,60	0,60
» против заноса	0,36	0,20	0,12
Обеспечение удобства езды для пассажира	0,15	0,15	0,15
Экономичность эксплуатации автомобиля	0,10	0,10	0,10

Расчетным случаем является движение по мокрому незагрязненному покрытию. Обеспечить движение с высокими скоростями в гололед или при грязной поверхности покрытия невозможно, так как при малейшей неточности в регулировке тормозов и в результате влияния поперечного уклона дороги занос возникает даже при торможении на прямом участке. При исключительно неблагоприятных условиях трассирования дороги, требующих применения минимальных радиусов кривых, в основу расчета может быть положено значение $\mu = 0{,}2$, обеспечивающее устойчивость автомобиля против заноса, но понижающее удобство и экономичность пользования дорогой на участке кривой.

При относительно благоприятных условиях местности для расчетов наименьшей величины радиуса целесообразно ориентироваться на значение $\mu = 0{,}05$—$0{,}1$, принимая его тем меньшим, чем выше расчетные скорости движения.

Отечественные нормы на проектирование автомобильных дорог устанавливают следующие значения минимальных допустимых радиусов кривых в плане:

Категории дорог	I	II	III	IV	V
Наименьшие радиусы на трудных участках (μ равно 0,14—0,15):					
равнинная местность	1000	600	400	250	125
пересеченная местность	600	400	250	125	60

Если дорогу строят в открытой равнинной или слабо пересеченной местности, увеличение радиуса сокращает ее длину и уменьшает строительные и транспортные издержки. Поэтому в

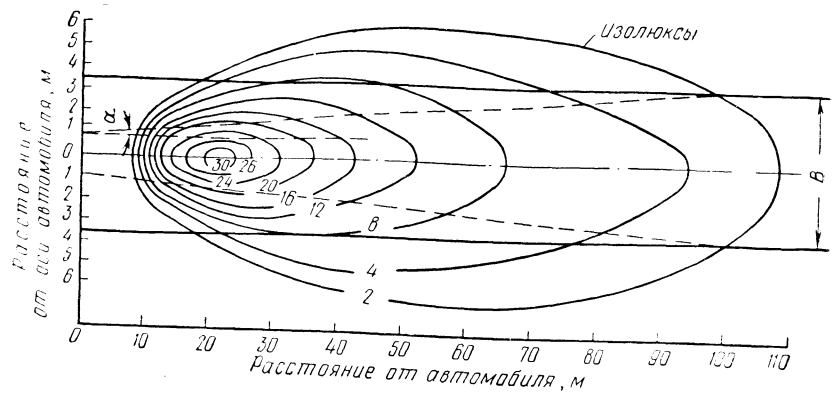


Рис. 38. Освещенность дороги светом фар:
B — ширина земляного полотна

благоприятных для проложения трассы условиях рекомендуется назначать возможно большие радиусы кривых в плане (3000—5000 *м*), условия движения автомобилей по которым практически не отличаются от движения по прямым участкам.

На кривых малых радиусов часто не бывают обеспечены условия безопасности движения с расчетной скоростью в ночное время, поскольку участок дороги, освещенный фарами, оказывается меньше расчетного расстояния видимости.

Важность удовлетворения требований безопасности в ночное время подчеркивает то обстоятельство, что при интенсивности движения ночью примерно в 10 раз меньшей, чем днем, половина несчастных случаев происходит ночью.

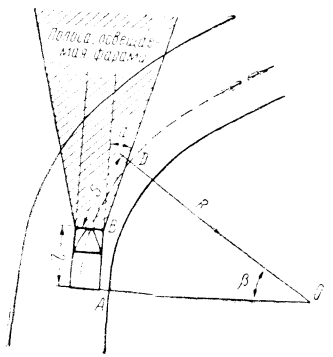


Рис. 39. Схема к определению радиуса кривой из условия освещенности дороги светом фар

Оптические устройства фар концентрируют лучи света в виде эллиптической фигуры, которая может быть характеризована углом раствора пучка фар α, стягивающим в пределах земляного полотна изолинию минимальной допустимой освещенности поверхности дороги, обычно принимаемую равной 2 *лк* (рис. 38).

Современные фары дальнего света обеспечивают видимость при отсутствии встречного движения на расстояние порядка 175 *м*, максимум до 250 *м*, что меньше расчетных расстояний видимости.

Однако при проектировании дорог, рассчитанных на использование в течение длительного времени, необходимо ориентироваться на дальнейший прогресс техники автомобилестроения, предусматривая возможность видимости на расчетное расстояние.

Величина радиуса R, при котором видимость дороги на кривой будет соответствовать расчетному значению видимости S, может быть найдена из следующих соображений (рис. 39). Центральный угол β, стягивающий дугу длиной $(S+l)$, где l — длина автомобиля, равен в градусах

$$\beta = \frac{180\,(S + l)}{\pi R}. \qquad (67)$$

Пренебрегая длиной автомобиля l, много меньшей, чем расчетная видимость S, можно принять из геометрических соображений $\beta = 2\alpha$ и, следовательно,

$$R = \frac{28{,}6\,(S + l)}{\alpha}. \qquad (68)$$

Приближенное выражение для радиуса кривых

$$R \approx \frac{30S}{\alpha}. \qquad (69)$$

Угол раствора пучка света для современных фар α составляет примерно 2°.

Для предусмотренных на дорогах высших категорий видимостей от 100 до 300 *м* радиус кривых, при которых свет фар освещает проезжую часть на расстояние видимости, составляет от 1500 до 4500 *м*.

§ 22. ВИРАЖИ

Для автомобилей, которые движутся на кривой по внешней стороне проезжей части, имеющей уклон от центра кривой, условия менее благоприятны, чем для находящихся с внутренней стороны. Устойчивость автомобиля снижается, так как составляющая его веса, параллельная уклону проезжей части, складывается с соответствующей проекцией центробежной силы. Осложняется управление автомобилем в связи с большей, чем для полосы встречного движения, величиной бокового увода колес. Между тем устройство кривых больших радиусов не всегда возможно по местным условиям. Поэтому на кривых для повышения устойчивости автомобиля и большей уверенности управления устраивают односкатный поперечный профиль — вираж с уклоном проезжей части и обочин к центру кривой.

Долгое время виражи рассматривали только как дополнительный элемент дороги на кривых малого радиуса, необходимый для повышения скорости движения автомобилей. Однако опыт эксплуатации автомагистралей показал, что виражи на кривых больших радиусов оказывают положительное психологическое воздействие на водителей, способствующее уверенному проезду кривых с той же скоростью, что и примыкающих прямых участков. При отсутствии виражей скорость непроизвольно снижается даже на кривых с радиусом 600 *м* и более. Поэтому в настоящее время в СССР виражи устраивают на всех кривых с радиусами, меньшими 3000 *м* на доро-

гах I категории и 2000 *м* на дорогах остальных категорий. За границей на дорогах с высокими расчетными скоростями движения виражи устраивают и при бо́льших радиусах.

Поперечный уклон виража, необходимый для обеспечения скорости движения v *м/сек*, при заданной величине радиуса определяется путем преобразования выражения (60)

$$i_{вир} = \frac{v^2}{gR} - \mu = \frac{v^2}{gR} - \varphi_2, \qquad (70)$$

где φ_2 — коэффициент поперечного сцепления колеса с дорогой, так как расчетным условием в данном случае из всех критериев, рассмотренных в § 21, принимают устойчивость автомобиля против заноса.

Расчетные величины поперечного уклона на вираже для высоких скоростей движения при малых радиусах кривых могут получаться значительными. Такие виражи делают, например, на автодромах, предназначенных для гонок автомобилей.

На современных автомобильных дорогах поперечные уклоны виражей обычно не превышают 60‰. Лишь в районах, где не бывает продолжительного снегового покрова и гололеда, допускается увеличение поперечного уклона на виражах до 100‰. Однако такие крутые виражи неудобны для грузовых автомобилей, движущихся со скоростью, меньшей расчетной.

При проектировании виражей на автомагистралях, рассчитанных на высокие скорости движения, исходят из пропорционального распределения поперечной силы между сопротивлением шины сдвигу и сопротивлением поднятию автомобиля вверх по виражу.

На вираж обычно передают $^1/_3$—$^1/_4$ поперечной силы. Обозначим его долю в общем виде $1/n$, тогда

$$\frac{v^2}{ngR} = i_{вир}. \qquad (71)$$

На сопротивление шин сдвигу передается

$$\frac{(n-1)}{n} \cdot \frac{v^2}{gR} = \varphi_2. \qquad (72)$$

Из последнего выражения

$$R = \frac{(n-1)}{n} \cdot \frac{v^2}{g\varphi_2}.$$

Подставляя найденное значение R в выражение (71), получаем, после преобразований,

$$i_{вир} = \frac{\varphi_2}{n-1}. \qquad (73)$$

При $\varphi_2 = 0{,}20$ и $n = 4$ $i_{вир} = 0{,}07$.

Действующие Строительные нормы и правила дают следующие значения уклонов виражей для горизонтальных кривых малых радиусов:

Радиусы горизонтальных кривых, *м*	Более 2000 (2000)	3000—1000	1000—700	700—650	650—600	Менее 600
Уклон виража, ‰	Двухскатный профиль	20—30	30—40	40—50	50—60	60

Примечания: 1. Большие значения поперечных уклонов виражей соответствуют меньшим радиусам кривых.

2. В районах с частыми гололедицами и длительными их периодами на кривых с радиусами менее 700 *м* виражи устраивают с уклонами не более 40‰.

При совпадении кривых с большими продольными уклонами величину поперечного уклона виражей ограничивают требованием, чтобы суммарный уклон проезжей части $i_{max} = \sqrt{i^2_{прод} + i^2_{вир}}$ не превышал величины $i_{прод}$, увеличенной на 20%.

Переход от двухскатного к односкатному поперечному профилю на вираже осуществляют плавно в пределах участка, называемого отгоном виража (рис. 40). Вначале постепенно изменяют поперечный уклон внешней половины поперечного профиля проезжей части, вращая ограничивающую его линию вокруг оси дороги. После того, как будет достигнут односкатный профиль с поперечным уклоном, равным уклону при двухскатном профиле, линию вращают вокруг внутренней кромки проезжей части до получения необходимой величины поперечного уклона на вираже.

Поперечный уклон обочин на виражах принимают равным уклону проезжей части дороги. Уклон обочин изменяют на протяжении 10 *м* перед началом отгона.

Длина отгона виража не должна быть слишком короткой. При движении автомобиля с большой скоростью по участку дороги с быстро меняющимся поперечным профилем возникает неприятное для пассажира боковое раскачивание автомобиля. Минимальную необходимую длину

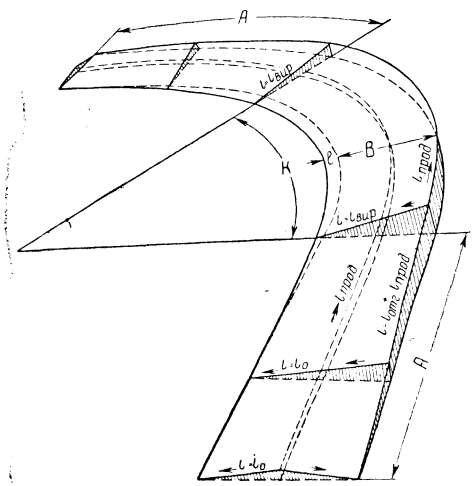


Рис. 40. Схема виража на дороге с двухскатной проезжей частью:
A — отгон виража и переходная кривая; *K* — круговая кривая; *B* — ширина проезжей части

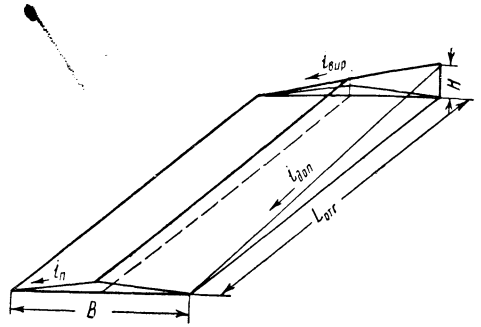


Рис. 41. Схема к определению длины отгона виража

отгона виража определяют исходя из дополнительного продольного уклона, возникающего у внешней кромки проезжей части в результате ее поднятия при устройстве виража. Если уклон оси дороги в продольном профиле i, то общий уклон кромки проезжей части на участке отгона виража равен

$$i_{кр} = i + i_{доп} = i + \frac{Bi_п}{L}, \qquad (74)$$

где B — ширина проезжей части;

L — длина отгона виража;

$i_п$ — поперечный уклон покрытия;

Поскольку при расположении кривой на участке с большим продольным уклоном величина продольного уклона внешней кромки покрытия может превысить допускаемый уклон для данной дороги, необходимо, чтобы общий уклон по кромке проезжей части на участках отгона виража не превышал допускаемого на дороге в исключительных случаях. Дополнительный продольный уклон на отгоне виража для дорог I и II категорий не должен превышать 5‰, а для прочих дорог — 10‰ в равнинной и пересеченной местности и 20‰ в горной.

Минимальная длина отгона виража составляет согласно рис. 41

$$L = \frac{Bi_{кр}}{i_{доп}}.$$

§ 23. УШИРЕНИЕ ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ НА КРИВЫХ

При повороте каждое колесо автомобиля движется по самостоятельной траектории, в результате чего ширина занимаемой им на проезжей части полосы увеличивается (рис. 42). Чтобы условия движения по кривой были аналогичны условиям движения на прямом участке, проезжую часть на кривых малых радиусов необходимо уширять. Исходя из допущения, что траектория движения автомобиля в пределах кривой является окружностью, можно получить приближенное выражение для необходимого уширения одной полосы движения на кривой.

Из подобия треугольников ABC и BCD находим

$$\frac{AC}{BC} = \frac{BC}{CD} \quad \text{или} \quad AC(2R - AC) = l^2.$$

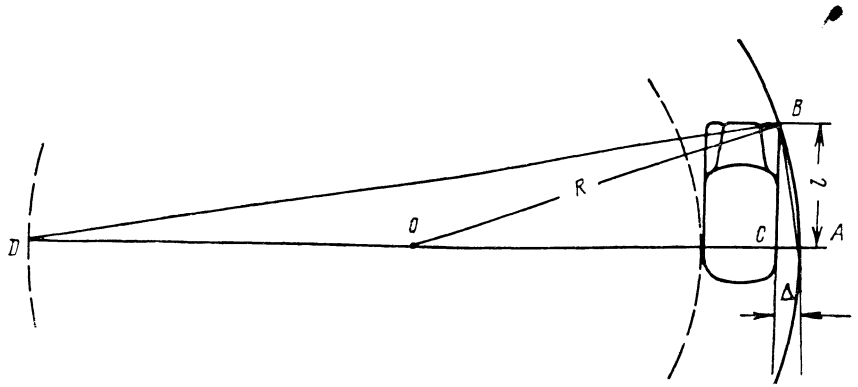


Рис. 42. Схема к определению ширины полосы движения на кривой

Пренебрегая в скобках величиной AC, малой по сравнению с $2R$, получаем, что необходимая величина уширения одной полосы движения

$$\Delta = AC = \frac{l^2}{2R}. \qquad (75)$$

Выведенная формула уширения на кривой основывается на чисто геометрических соображениях и не учитывает неизбежных отклонений автомобиля при движении от средней траектории. Поэтому она применима только для малых скоростей движения, когда эти отклонения невелики. При больших скоростях движения уширение рекомендуется принимать бо́льшим, учитывая влияние скорости движения V, *км/ч*, по эмпирической формуле

$$\Delta = \frac{l^2}{2R} + \frac{0{,}05V}{\sqrt{R}}. \qquad (76)$$

Более сложно определяют уширение для движения по дороге автопоездов, у которых каждый прицеп описывает собственную траекторию, причем ширина полосы, занимаемая автопоездом, возрастает с числом прицепов. Схема поворота автопоездов зависит от их конструкции. Она различна для поездов с седельным прицепом, одноосными и двухосными прицепами. В наиболее совершенных типах прицепов сцепные устройства обеспечивают следование прицепов точно по траектории автомобиля. При обычных сцепных устройствах во время поворота прицепы смещаются внутрь кривой, причем каждая ось автопоезда поворачивается вокруг собственного мгновенного центра вращения.

Для точного определения габаритов полосы, занимаемой на проезжей части автопоездами во время поворота, предложены аналитические и графо-аналитические методы [1]. При малых радиу-

[1] Я. Х. Закин. Прикладная теория движения автопоезда. М., «Транспорт», 1967.

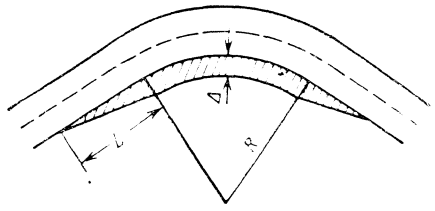


Рис. 43. Отгон полосы уширения проезжей части:
Δ — уширение; L — отгон уширения; R — радиус круговой кривой

сах поворота полоса существенно увеличивается. Поэтому на горных дорогах, особенно предназначенных для вывозки бревен автомобилями с прицепами, в некоторых случаях размеры земляного полотна и ширину покрытия на кривых малых радиусов необходимо обосновывать индивидуальными расчетами.

Строительные нормы и правила предусматривают следующие уширения проезжей части дорог с двумя полосами движения на кривых с радиусами менее 700 *м*:

Радиусы кривых, *м*	700—550	500—450	400—250	200—150	125—90	80—70	60	40
Величина уширения, *м*	0,4	0,5	0,6	0,75	1,0	1,25	1,4	1,8

Проезжую часть уширяют с внутренней стороны кривой за счет обочины. Ширину земляного полотна увеличивают лишь в тех случаях, когда остающаяся часть обочины менее 1 *м* в равнинной местности и 0,5 *м* в горной местности.

В пределах кривой уширение имеет постоянную величину, а затем постепенно уменьшается на протяжении отгона виража или переходных кривых (рис. 43).

На горных дорогах при радиусах кривых в 20—30 *м* автомобили с большой базой не могут вписаться во внутреннюю половину проезжей части. В этом случае кривые уширяют с внешней стороны.

Это мероприятие особенно целесообразно на кривых, расположенных выпуклостью в сторону косогора.

§ 24. ПЕРЕХОДНЫЕ КРИВЫЕ

В момент въезда автомобиля с прямого участка на кривую в плане условия движения изменяются:

кривая малого радиуса обеспечивает меньшую скорость движения, чем предшествующий ей прямой участок. Наблюдения показали, что водители снижают скорость движения при въезде на все кривые с радиусом менее 600 *м*;

на автомобиль начинает действовать центробежная сила. Теоретически она прилагается мгновенно, практически же в пределах короткого участка, на котором водитель поворачивает рулевое колесо.

Чтобы изменение условий движения не происходило слишком быстро, что неприятно для пассажиров, а в неблагоприятных погодных условиях может привести к заносу автомобилей, между прямым участком и кривой малого радиуса вводят так называе-

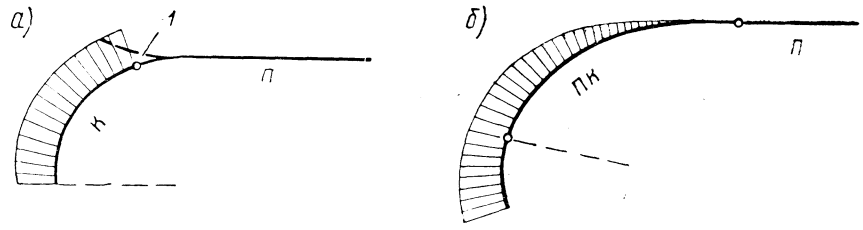


Рис. 44. Нарастание центробежной силы:
а — при непосредственном сопряжении прямой и кривой; *б* — при введении переходной кривой:
П — прямая; *К* — круговая кривая; *ПК* — переходная кривая;
1 — фактическое изменение величины центробежной силы

мую переходную кривую. В пределах переходной кривой кривизна оси дороги плавно изменяется от 0 на прямом участке до $1/R$ в месте примыкания к круговой кривой (рис. 44).

Для вывода уравнения переходной кривой допускаем, что режим движения при въезде автомобиля по переходной кривой с прямого участка на круговую кривую удовлетворяет следующим требованиям:

скорость движения снижается прямо пропорционально продолжительности проезда, от $v_{пр}$ до $v_{кр}$ с постоянным по величине отрицательным ускорением $b = \frac{v_{кр} - v_{пр}}{t}$;

центробежное ускорение возрастает пропорционально продолжительности движения по переходной кривой, т. е.

$$\frac{v^2}{r} = \kappa t.$$

Согласно закономерностям равномерно-замедленного движения ускорение при торможении

$$b = \frac{v_{кр}^2 - v_{пр}^2}{2L}, \qquad (77)$$

где L — длина переходной кривой.

Скорость автомобиля в промежуточной точке переходной кривой, соответствующей длине l и радиусу r,

$$v_l = \sqrt{v_{пр}^2 + 2bl}. \qquad (78)$$

При линейном возрастании центробежного ускорения по длине переходной кривой

$$\frac{v^2}{r} = \kappa t = \frac{\kappa (v_{кр} - v_r)}{b}. \qquad (79)$$

Для конца переходной кривой

$$\frac{v_{кр}^2}{R} = \frac{\kappa(v_{кр} - v_{пр})}{b}. \quad (80)$$

Отсюда, учитывая уравнение (77),

$$\kappa = \frac{v_{кр}^2(v_{пр} + v_{кр})}{2RL}. \quad (81)$$

Подставляя значения b и κ в уравнение (80), получаем

$$r = \frac{v_r(v_{кр} - v_{пр})}{v_{кр}(v_r - v_{пр})}R. \quad (82)$$

Учитывая выражение (79) и обозначая для упрощения записи, $\frac{v_{пр}}{v_{кр}} = n$, $\frac{r}{R} = y$, $\frac{l}{L} = x$, получаем

$$y = \frac{(n-1)[n^2 - x(n^2-1)]}{n - \sqrt{n^2 - x(n-1)}}. \quad (83)$$

Переходную кривую, имеющую это уравнение, называют *тормозной кривой*. Она хорошо соответствует фактическим траекториям движения автомобилей при въездах на кривые малых радиусов с притормаживанием. Ее применение особенно целесообразно на примыканиях дорог, пересечениях дорог в разных уровнях и на участках горных дорог с недостаточной видимостью.

На автомагистралях и дорогах I—III категории, где автомобили проезжают кривые без снижения скорости, применяются переходные кривые несколько иного очертания. Их уравнение можно получить, приняв в уравнении (83) $v_{пр} = v_{кр}$, что после раскрытия неопределенности приводит к уравнению:

$$r = \frac{RL}{l} = \frac{C}{l}. \quad (84)$$

Уравнение (84) представляет собой уравнение клотоиды (радноидальной спирали, радиоиды) — основной переходной кривой, применяемой на современных автомобильных дорогах. Радиус кривизны клотоиды возрастает обратно пропорционально длине переходной кривой.

Если к переходной кривой не предъявляются специальные требования обеспечения пространственной плавности трассы (см. далее § 93), длину переходных кривых назначают исходя из условия, чтобы центробежная сила нарастала во время проезда по кривой достаточно замедленно, не вызывая неприятного ощущения у пассажиров. Для этого скорость нарастания центробежного ускорения при проезде по переходной кривой I не должна превышать значений, легко переносимых пассажирами.

При разработке технических условий различных стран величину I принимают в пределах от 0,3 *м/сек*³ до 1 *м/сек*³. Нормы на проектирование дорог СССР исходят из величины $I = 0{,}5$ *м/сек*³.

Время проезда переходной кривой, необходимое, чтобы величина центробежного ускорения равномерно возросла от нуля до $\frac{v^2}{R}$, составляет $t = \frac{v^2}{RI}$.

Отсюда необходимая длина переходной кривой

$$L = vt = \frac{v^3}{RI}, \quad (85)$$

или, выражая скорость в V *км/ч*, получим

$$L = \frac{V^3}{3{,}6^3 RI} = \frac{V^3}{47RI}. \quad (86)$$

Принимая расчетное значение $I = 0{,}5$ *м/сек*³,

$$I = \frac{V^3}{23{,}5R}. \quad (87)$$

По действующим в СССР нормам переходные кривые устраивают на дорогах всех категорий на кривых с радиусами менее 2000 *м*, принимая их длину равной:

Радиусы круговых кривых, *м*	60	100	200	300	500	600—1000	1000—2000
Длина переходных кривых, *м*	40	50	70	90	110	120	100

Обычно в пределах переходных кривых размещают отгоны виражей. Если по расчету отгон виража получается большей длины, переходную кривую увеличивают.

Приведенные выше длины переходных кривых должны рассматриваться как минимальные необходимые. Их целесообразно увеличивать, так как введение длинных переходных кривых придает трассе дороги зрительную плавность, способствующую реализации водителями высоких скоростей. Поэтому при проектировании автомобильных дорог, предназначенных для движения с высокими скоростями, переходные кривые превращаются из вспомогательного элемента кривых малых радиусов в самостоятельный элемент трассы дороги в плане и профиле, равноправный с прямыми и кривыми.

Кроме клотоиды, в практике дорожного строительства переходные кривые разбивают и по уравнениям других кривых, в общем удовлетворяющих требованиям закономерного изменения кривизны. Наибольшее после клотоиды распространение имеют:

кубическая парабола — кривая, у которой радиус кривизны обратно пропорционален абсциссе $x\left(\rho = \frac{c}{x}\right)$;

лемниската Бернулли — кривая, у которой радиус обратно пропорционален длине хорды a, стягивающей начало координат с рассматриваемой точкой на кривой $\left(\rho = \frac{c}{a}\right)$.

Различие в ординатах переходных кривых, рассчитанных по разным формулам, часто находится в пределах точности разбивки и меньше, чем возможные отклонения автомобиля при движении от средней траектории движения. Раньше уравнения переходной кривой выбирали преимущественно из соображений удобства составления таблиц для разбивки. В настоящее время, в связи с возможностью использования для этой цели электронных вычислительных машин, указанные соображения потеряли свое значение. В СССР, как и в других странах, наибольшее распространение получила разбивка переходных кривых по клотоиде, исходные предпосылки о движении по которой автомобилей наиболее просты — при постоянной скорости движения центробежное ускорение пропорционально длине пройденного пути[1]. Уравнение клотоиды в прямоугольной системе координат, наиболее удобной для использования при разбивке кривых на местности, имеет вид

$$x = s - \frac{s^5}{40C^2} + \frac{s^9}{3456C^4} - \dots$$
$$y = \frac{s^3}{6C} - \frac{s^7}{336C^3} + \frac{s^{11}}{42\,240C^5} - \dots \qquad (88)$$

В уравнениях (88) $C = RL$, а s — длина участка кривой, соответствующего координатам x и y. Ряды для x и y быстро сходятся, и при составлении таблиц обычно пользуются двумя первыми членами уравнений (88). Введение переходных кривых вызывает смещение основной круговой кривой внутрь угла (рис. 45). Это обстоятельство должно учитываться при назначении углов поворота и радиусов кривых, так как величина биссектрисы увеличивается на величину сдвижки кривой внутрь угла

$$p = y_0 - R(1 - \cos\beta), \qquad (89)$$

где y_0 — ордината переходной кривой в точке примыкания к круговой кривой;

$$\beta = \frac{L}{2R} \quad \textit{радиан}.$$

[1] За границей при проектировании автомобильных магистралей уравнению клотоиды обычно придают вид $A^2 = RL$. Различие величин и размерностей параметров A и C необходимо учитывать при пользовании изданными за границей таблицами для разбивки переходных кривых.

Часть основной круговой кривой при этом заменяется переходной кривой. Согласно рис. 45 разбивка переходной кривой возможна при условии $2\beta < \alpha$. Если это условие не соблюдается, должна быть уменьшена длина переходной кривой или увеличен радиус R.

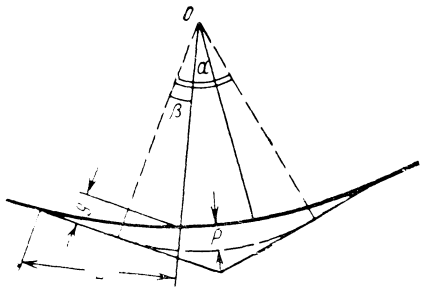


Рис. 45. Смещение основной кривой при введении переходных кривых: L — переходная кривая

§ 25. ТРЕБОВАНИЯ К ВИДИМОСТИ НА ДОРОГАХ

На прямом горизонтальном участке водитель видит перед собой дорогу на большом расстоянии.

На кривых в плане и у переломов продольного профиля видимый участок дороги значительно сокращается. В таких местах при проектировании должна быть искусственно обеспечена расчетная видимость — расстояние перед автомобилем, на котором водитель должен видеть перед собой дорогу, чтобы, заметив препятствие, осознать его опасность и успеть объехать или затормозить.

В теории проектирования дорог предложено несколько схем видимости, рассматривающих условия движения автомобилей и расположение их и препятствий на дороге. Все эти схемы могут быть разделены на две принципиально различные группы:

схемы торможения, предусматривающие остановку автомобиля перед препятствием или встречным автомобилем;

схемы объезда, исходящие из объезда автомобилем препятствия или обгона попутного автомобиля с заездом на смежную полосу встречного движения.

В первом случае исходят из формулы расстояния, на котором водитель может остановить автомобиль (§ 15),

$$S = \frac{V}{3{,}6} + \frac{KV^2}{254(\varphi \pm i + f)} + l_0,$$

где V — скорость, *км/ч*.

В зависимости от исходных предпосылок может рассматриваться остановка автомобиля перед препятствием или встречное движение двух автомобилей по одной полосе. В последнем случае расстояние видимости складывается из суммы тормозных путей двух автомобилей и зазора безопасности между ними.

Многочисленные схемы для расчета видимости из условия обгона основаны на определении пути, необходимого для обгона автомобиля, едущего с меньшей скоростью, более быстрым, и неизбежно содержат ряд допущений о режимах и траекториях движения автомобилей. Исследования, проведенные канд. техн. наук

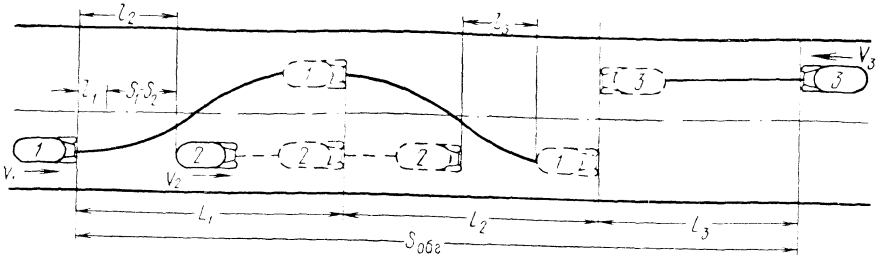


Рис. 46. Схема определения расстояния видимости из условия обгона

Ю. М. Ситниковым, показали, что встречающиеся на практике режимы движения зависят от многих факторов и не могут быть охвачены какой-либо одной схемой. Поэтому при определении расчетного расстояния видимости из условия обгона целесообразно исходить из схем, достаточно простых, обеспечивающих запас надежности.

Такая схема, предложенная проф. М. С. Замахаевым (рис. 46), предусматривает следующий процесс движения.

Обгон начинается, когда обгоняющий автомобиль *1* приблизится к обгоняемому автомобилю на расстояние, равное разности их тормозных путей $(S_1 - S_2)$. До начала выезда на встречную полосу с момента принятия водителем решения об обгоне проходит некоторое время, которое по аналогии с процессом торможения перед препятствием можно принять равным 1 *сек*. За этот период автомобиль проходит расстояние $l_1 = v_1$ *м*. Поэтому обгон начинается на расстоянии от обгоняемого автомобиля

$$l_2 = v_1 + (S_1 - S_2) = v_1 + \frac{K(v_1^2 - v_2^2)}{2g\varphi}, \qquad (90)$$

где v_1 — скорость заднего автомобиля, *м/сек*;
v_2 — скорость переднего автомобиля, *м/сек*;
K — коэффициент эксплуатационного состояния тормозов;
φ — коэффициент сцепления.

При разности скоростей автомобилей $(v_1 - v_2)$ это расстояние будет покрыто задним автомобилем на пути

$$L_1 = \frac{l_2 v_1}{v_1 - v_2} = \frac{v_1^2}{v_1 - v_2} + \frac{Kv_1(v_1 + v_2)}{2g\varphi}. \qquad (91)$$

Поравнявшись с обгоняемым автомобилем, задний автомобиль получает возможность вернуться на свою полосу движения. По соображениям безопасности место выхода должно быть расположено перед местом, где будет находиться обгоняемый автомобиль,

на расстоянии, равном длине его тормозного пути S_2, увеличенном на некоторое расстояние безопасности $l_0 = 5$—10 *м*:

$$l_3 = \frac{K^2 v_2}{2g\varphi} + l_0. \qquad (92)$$

Отсюда путь, проходимый поравнявшимся автомобилем *1* до возвращения на свою полосу движения:

$$L_2 = \frac{l_3 v_1}{v_1 - v_2} = \left(K\frac{v_2^2}{2g\varphi} + l_0\right)\frac{v_1}{v_1 - v_2}. \qquad (93)$$

Предельный случай возможности осуществления обгона с выходом на полосу встречного движения соответствует возвращению обгоняющего автомобиля на свою полосу к моменту встречи со встречным автомобилем, который за период обгона проходит путь

$$L_3 = \frac{(l_2 + l_3)v_3}{v_1}. \qquad (94)$$

Отсюда расстояние видимости из условия обгона

$$S = L_1 + L_2 + L_3 = \left[\frac{v_1^2}{v_1 - v_2} + \frac{Kv_1(v_1 + v_2)}{2g\varphi} + \left(\frac{Kv_2^2}{2g\varphi} + l_0\right)\frac{v_1}{v_1 - v_2}\right]\left(1 + \frac{v_2}{v_1}\right). \qquad (95)$$

Расчетные видимости, обеспечиваемые на дорогах СССР согласно требованиям СНиП, приведены в табл. 6.

Технические условия большинства стран также предусматривают расстояние видимости 300—400 *м*. Однако в зарубежной практике проектирования дорог магистрального типа стремятся обеспечить видимость не менее 750 *м*.

Для дорог в густо застроенной местности, особенно в городских условиях, а также на пересечениях с автомобильными и железными дорогами в одном уровне обеспечение безопасности движения требует достаточной боковой видимости придорожной полосы. Водитель автомобиля должен иметь возможность заблаговременно увидеть на улице ребенка, выбежавшего из двора или с тротуара, а на пересечениях в одном уровне — приближающийся автомобиль или поезд.

Таблица 6

Категория дороги	Минимальные расстояния видимости, *м*	
	поверхности дороги	встречного автомобиля
I	250	—
II	175	350
III	140	280
IV	100	200
V	75	150

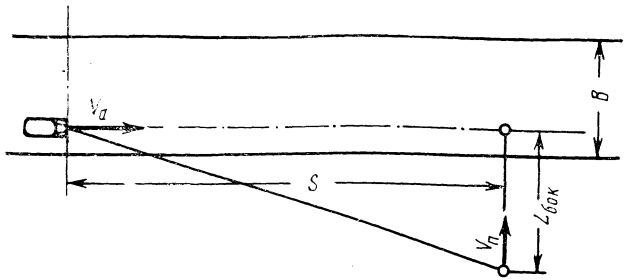


Рис. 47. Схема определения расстояния боковой видимости:
B — ширина проезжей части

Необходимое расстояние боковой видимости (рис. 47)

$$L_{бок} = \frac{2SV_п}{V_a}, \qquad (96)$$

где V_a — расчетная скорость автомобиля, *км/ч*;

$V_п$ — скорость движения пешехода или автомобиля по пересекающей дороге. Для бегущего человека может быть принята 10 *км/ч*;

S — расчетное расстояние видимости по уравнению (40).

§ 26. ОБЕСПЕЧЕНИЕ ВИДИМОСТИ НА КРИВЫХ В ПЛАНЕ

Видимость на горизонтальных кривых проверяют для автомобиля, следующего по крайней внутренней полосе движения. Принимается, что глаз водителя расположен в 1,5 *м* от внутренней кромки покрытия и на высоте 1,2 *м*. Это соответствует положению водителя легкового автомобиля.

Поскольку под видимостью подразумевается длина пути, который автомобиль проходит до остановки перед препятствием на дороге, расстояние видимости при проверке изменяют по траектории движения автомобиля.

Наиболее исчерпывающий и математически точный анализ видимости в плане проведен инж. В. И. Ксенодоховым, который исследовал уравнение кривой, огибающей систему лучей взгляда водителя при движении автомобиля по круговой кривой с переходными кривыми и уширениями.

На практике для построения границ срезки препятствий в зоне видимости чаще всего применяют графический метод.

На плане закругления, вычерченном в крупном масштабе (рис. 48), на траектории движений автомобиля намечают ряд точек, от которых откладывают расстояния видимости. Затем концы этих отрезков соединяют прямыми линиями, огибающая которых определяет границу видимости. Намечая уровень срезки в выемках, необходимо учитывать зарастание их в дальнейшем травой и выпадение снега.

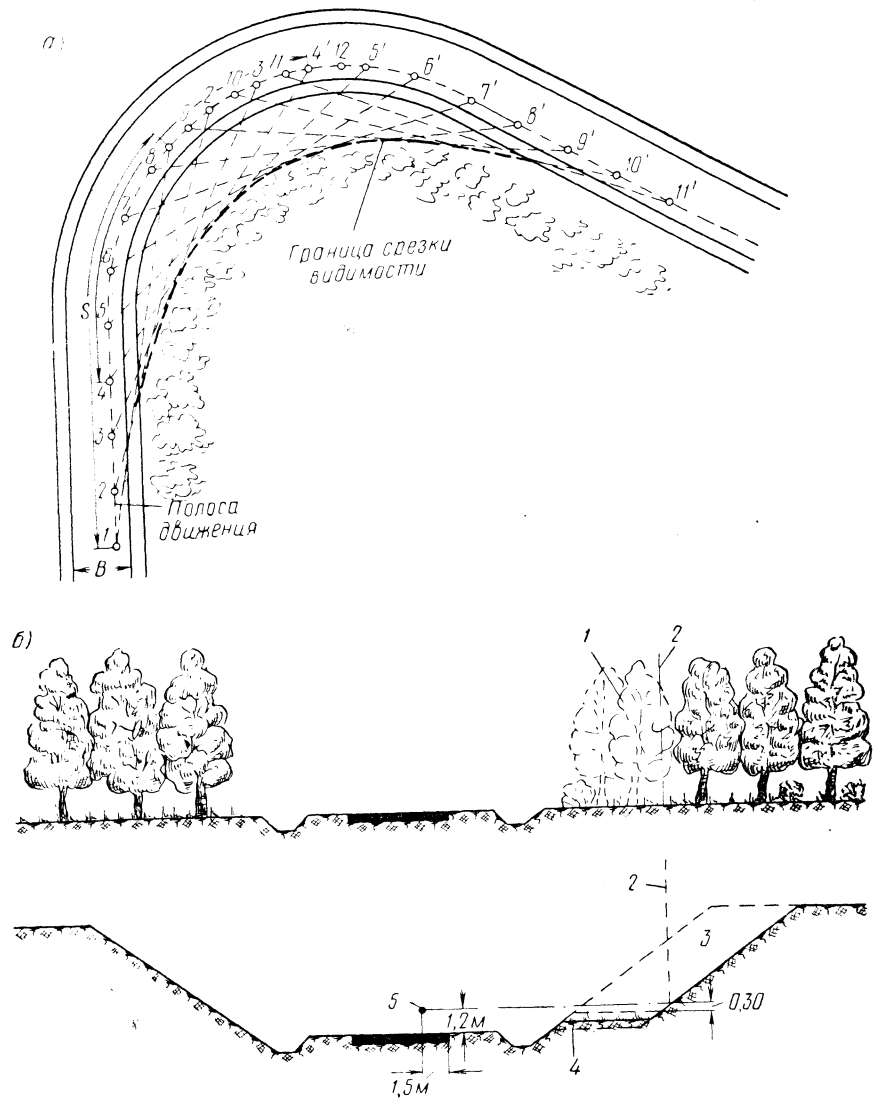


Рис. 48. Обеспечение видимости на кривых в плане:
а — графическое построение границ срезки видимости; *б* — граница вырубки леса; *в* — граница срезки в выемке; *B* — ширина проезжей части; *П* — полоса движения автомобиля;

1 — срезка видимости; *2* — граница зоны видимости; *3* — наиболее целесообразный уровень срезки; *4* — минимальный уровень срезки; *5* — положение глаз водителя

Наиболее целесообразно доводить срезку в выемках до уровня поверхности дороги.

Для проверки обеспеченности видимости дороги в плане и упрощенного построения границ зоны видимости можно ограничиваться установлением величины срезки в середине кривой по биссектрисе.

Рассмотрим наиболее общий случай, когда длина кривой K меньше, чем необходимое расстояние видимости S.

Согласно рис. 49 необходимая величина срезки

$$\delta = DE + EH.$$

В этом выражении $DE = R_1 - OE$, где R_1 — радиус траектории автомобиля. Но $OE = R_1 \cos\frac{\alpha}{2}$ где α — центральный угол кривой. Отсюда

$$DE = R_1\left(1 - \cos\frac{\alpha}{2}\right),$$

$$EH = AF = FM \sin\frac{\alpha}{2},$$

но

$$FM = \frac{1}{2}(S - K) = \frac{1}{2}\left(S - \frac{\pi R\alpha}{180}\right).$$

Отсюда

$$EH = AF = \frac{1}{2}\left(S - \frac{\pi R\alpha}{180}\right)\sin\frac{\alpha}{2},$$

а общая величина срезки

$$\delta = R_1\left(1 - \cos\frac{\alpha}{2}\right) + \frac{1}{2}\left(S - \frac{\pi R\alpha}{180}\right)\sin\frac{\alpha}{2}. \qquad (97)$$

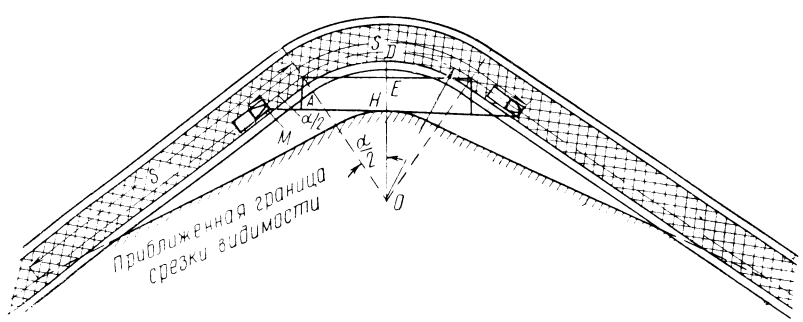


Рис. 49. Схема к определению срезки видимости

В частном случае, когда $K > S$, выражение (97) упрощается и принимает вид

$$\delta = R_1\left(1 - \cos\frac{\alpha_1}{2}\right), \qquad (98)$$

где α_1 — угол, стягивающий дугу окружности, равную расстоянию видимости, и составляющий (*град*)

$$\alpha_1 = \frac{S180}{\pi R_1}.$$

В обоих случаях в пределах кривой величину срезки можно принять постоянной и провести границу срезки по концентрической окружности. Срезка должна начинаться на прямой или на переходной кривой на расстоянии видимости S от начала и конца кривой.

Если видимость ограничивается пролетными строениями мостов с ездой понизу или опорами путепроводов, для ее обеспечения чаще всего оказывается необходимым перетрассировать дорогу, устранив кривую или существенно увеличив ее радиус.

ЛИТЕРАТУРА

Андреев О. В., Афанасьев М. Б. и др. Проектирование автомобильных дорог (Примеры). М., «Транспорт», 1966.

Бабков В. Ф., Афанасьев М. Б. Дорожные условия и режимы движения автомобилей. М., «Транспорт», 1967.

Замахаев М. С. Переходные кривые на автомобильных дорогах. М., «Транспорт», 1965.

Замахаев М. С., Афанасьев М. Б. Разбивка клотоидных кривых. М., «Высшая школа», 1966.

Расчет срезок для обеспечения видимости на дорогах. Информационное письмо Дорнии № 50/51 (автор В. И. Ксенодохов). М., Дориздат, 1953.

Глава 5

ТРЕБОВАНИЯ К ЭЛЕМЕНТАМ ДОРОГИ В ПРОДОЛЬНОМ ПРОФИЛЕ

§ 27. НОРМИРОВАНИЕ ВЕЛИЧИНЫ ПРОДОЛЬНЫХ УКЛОНОВ НА ДОРОГАХ

Изложенные в § 13 и 17 методы расчета уклонов, преодолеваемых автомобилями, позволяют рассчитать величину предельного преодолеваемого подъема применительно к конкретному типу автомобиля и заданным условиям нагрузки.

Однако при разработке технических условий на проектирование дорог и нормирований предельных величин продольных уклонов приходится учитывать ряд технико-экономических соображений.

Поток движения по дорогам состоит из автомобилей разных типов, загруженных в разной степени и имеющих разное техническое состояние. Состав транспортных потоков может меняться в процессе службы дороги. Поэтому нормирование требований к про-

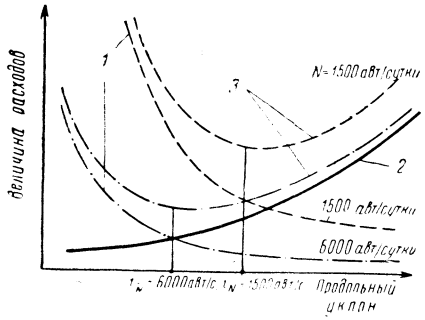


Рис. 50. Схема к обоснованию величины предельного продольного уклона:

1 — строительные расходы на 1 автомобиль; *2* — эксплуатационные расходы на 1 автомобиль; *3* — суммарные расходы

дольным уклонам исходя из конкретных динамических характеристик какого-либо одного типа автомобиля, принятого за расчетный, может иметь место только в ограниченном числе случаев, например на дорогах, обслуживающих карьеры при открытой разработке полезных ископаемых или на строительных площадках.

При разработке технических условий на автомобильные дороги общего пользования исходят из принципа наименьших суммарных затрат для народного хозяйства, оценивая совокупно влияние уклонов на стоимость строительства дорог и на эксплуатационные показатели автомобильного транспорта: скорость движения, расход топлива, использование грузоподъемности автомобилей.

Если, например, в пересеченной местности допустить крутые подъемы на дороге и тем существенно уменьшить объемы земляных работ и снизить стоимость строительства, то движение автомобилей будет происходить с малыми скоростями. Чтобы обеспечить движение с высокими скоростями, потребовалось бы строить дорогостоящую дорогу с малыми продольными уклонами. Поэтому при нормировании величины продольного уклона исходят не из расчетных скоростей, которые даже на подъемах средней крутизны могут развить только некоторые типы легковых автомобилей, а из соображений минимума суммарных затрат на строительство дороги и на эксплуатацию автомобильного транспорта по построенной дороге. При этом не следует забывать, что допущенное для снижения стоимости строительства ухудшение условий движения будет отражаться на эксплуатации автомобильного транспорта в течение весьма длительного срока, а иногда может потребоваться через некоторое время и реконструкция дороги. Таким образом, нормирование величины продольного уклона — задача технико-экономическая.

В принципе подход к нормированию величин продольного уклона сводится к следующему.

При преодолении какого-либо участка подъема с разными продольными уклонами на стоимость строительства будут в основном влиять объемы земляных работ. Стоимость строительства, отнесенная к одному прошедшему автомобилю за срок, в течение которого должны оправдаться затраты на строительство (см. § 140), будет выражаться в зависимости от величины продольного уклона гиперболическими кривыми (рис. 50).

Эксплуатационные затраты автомобильного транспорта на проезд одного автомобиля, наоборот, возрастают с увеличением продольных уклонов (сплошная линия на графике). Оптимальное значение продольного уклона соответствует минимуму суммарных затрат. Оно тем меньше, чем выше расчетная интенсивность движения.

В Строительных нормах и правилах 1962 г. на проектирование автомобильных дорог установлены следующие максимальные продольные уклоны при строительстве дорог в СССР:

Категория дороги	I	II	III	IV	V
Продольный уклон, ‰	40	50	60	70	90

Рекомендуется проектировать дороги всех категорий с уклонами, не превышающими 30 ‰.

В особо трудных условиях местности разрешается увеличивать величину продольного уклона проектируемых дорог не более чем на 15—20‰ против приведенных выше норм при условии технико-экономического обоснования народнохозяйственной эффективности этого решения.

Однако применение этого исключения на отдельных трудных участках дорог, проходящих на большей части протяжения, в относительно благоприятных условиях рельефа приводит к резкому ухудшению транспортных качеств автомобильной дороги в целом и к образованию на ней очень неудобных и опасных для движения участков.

Поэтому увеличение продольных уклонов оправдывается лишь в горной местности, на участках с особо крутыми склонами, где скорости на всем протяжении дороги невелики.

Чем больше протяжение подъема, тем больше влияние продольного уклона на условие движения автомобилей.

На основе опытных данных канд. техн. наук В. В. Сильянова можно рекомендовать следующие предельные длины участков с разными уклонами:

Уклон, ‰	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Предельная длина, на подъеме в местностях:									
равнинная и холмистая	2000	1200	600	400	300	250	200	150	150
горная	—	—	1500	1200	700	500	400	350	300

Нормы максимальных продольных уклонов в СССР мало отличаются от норм, принятых в других странах.

Комиссия ООН в утвержденных в 1950 г. технических условиях на транзитные автомагистрали международного значения рекомендовала для дорог в равнинной местности предельные продольные уклоны 50‰ и на отдельных коротких участках 60‰ и соответственно для горных местностей 80—100‰.

§ 28. ВЕРТИКАЛЬНЫЕ КРИВЫЕ

Вертикальные кривые на автомобильных дорогах описывают по квадратной параболе с уравнением

$$y = \pm \frac{x^2}{2R}, \qquad (99)$$

где R — радиус кривизны в начале координат, расположенном в вершине кривой. Знак «плюс» соответствует выпуклым кривым, знак «минус» — вогнутым.

В связи с малой величиной продольных уклонов на автомобильных дорогах без сколько-нибудь ощутимых погрешностей абсциссу x принимают равной длине участка кривой l. Уклон в некоторой точке вертикальной кривой A на расстоянии l_A от ее вершины.

$$i_A = \frac{dy}{dx} = \frac{x}{R} \approx \frac{l_A}{R}. \qquad (100)$$

Эта приближенная зависимость позволяет получить ряд формул, связывающих уклоны касательных к кривой с другими ее элементами (рис. 51):

расстояние от вершины кривой до точки A с уклоном i_a

$$l_a = Ri_a; \qquad (101)$$

расстояние между двумя точками кривой A и B, имеющими уклоны i_a и $i_в$,

$$L = l_a - l_в = R(i_a - i_в); \qquad (102)$$

разница отметок точки C с уклоном i_c и вершины кривой

$$H = \frac{l_c^2}{2R} = \frac{(Ri_c)^2}{2R} = \frac{i_c^2 R}{2}; \qquad (103)$$

разница отметок точек с уклонами i_a и i_c:

$$H_C = \frac{l_c^2}{2R}; \quad H_A = \frac{l_a^2}{2R};$$

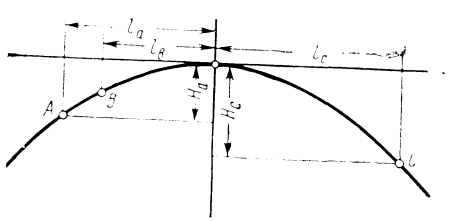


Рис. 51. Схема к определению элементов вертикальных кривых на автомобильных дорогах

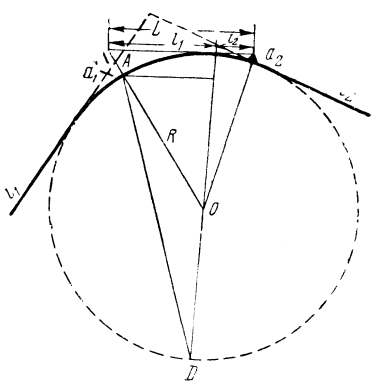


Рис. 52. Схема к расчету радиуса вертикальной выпуклой кривой из расчета видимости

$$H_C - H_A = \frac{1}{2R}(l_c^2 - l_a^2) = \frac{1}{2R}(i_c^2 R^2 - i_A^2 R^2) =$$

$$= \frac{R}{2}(i_c^2 - i_A^2). \qquad (104)$$

Величину радиуса выпуклых круговых вставок определяют из условия обеспечения расчетной видимости поверхности дороги водителем автомобиля. Сравнительные расчеты показали, что удовлетворение этого требования обеспечивает и требования безопасности и удобства движения в связи с отрицательным влиянием на управляемость автомобиля направленной по вертикали центробежной силы, уменьшающей сцепной вес колес автомобиля.

Расчет исходит из простых геометрических соотношений (рис. 52). Пусть a_1 — возвышение глаза водителя над поверхностью дороги, a_2 — возвышение препятствия, видимость которого должна быть обеспечена. Согласно чертежу расчетная величина видимости на выпуклой кривой состоит из двух отрезков: l_1 и l_2. Распространяя на рассматриваемый случай закономерности, справедливые для круговых кривых, получаем из подобия треугольников ABC и ACD.

$$\frac{\overline{BC}}{\overline{AC}} = \frac{\overline{AC}}{\overline{CD}} \quad \text{или} \quad \overline{BC} \times \overline{CD} = \overline{AC}^2. \qquad (105)$$

Поскольку радиусы вертикальных кривых значительно превышают величины a_1 и a_2, можно, не допуская существенной ошибки, принять

$$\overline{BC} \approx a_1; \quad \overline{CD} \approx 2R - a_1 \approx 2R; \quad \overline{AC} \approx l_1.$$

Подставляя эти значения в уравнение (105), получаем

$$l_1 = \sqrt{2a_1 R}.$$

Аналогично можно определить: $l_2 = \sqrt{2a_2 R}$.

Следовательно, расчетное расстояние видимости

$$L = l_1 + l_2 = (\sqrt{a_1} + \sqrt{a_2})\sqrt{2R},$$

откуда

$$R = \frac{L^2}{2(\sqrt{a_1} + \sqrt{a_2})^2}.$$

Для случая встречи двух отнотипных автомобилей, пренебрегая разницей между уровнем глаза водителя и высотой автомобиля, получим

$$R = \frac{L^2}{8a}. \qquad (106)$$

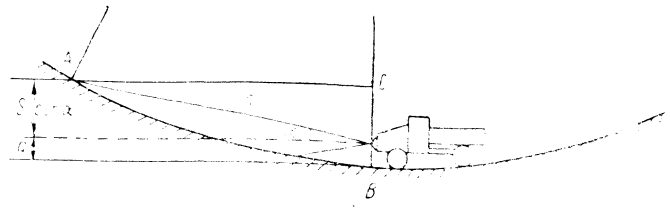


Рис. 53. Видимость вогнутой кривой при свете фар

При расчете на видимость поверхности дороги величина $a_2 = 0$, и, следовательно,

$$R = \frac{L^2}{2a}. \qquad (107)$$

Радиус вогнутых кривых определяют исходя из величины центробежной силы, допустимой по условиям самочувствия пассажира и перегрузки рессор. Допускаемая перегрузка может быть выражена в долях от статической нагрузки на колесо

$$Q = \kappa G,$$

где κ — коэффициент дополнительной нагрузки от действия центробежной силы, обычно принимаемый равным 0,05—0,10;
G — давление на колесо от веса автомобиля.

Пользуясь выражением для центробежной силы на вертикальной кривой, получаем

$$\frac{Gv^2}{gR} = \kappa G. \qquad (108)$$

Следовательно,

$$R = \frac{v^2}{g\kappa}.$$

Вогнутые кривые малых радиусов неудобны для движения в ночное время, так как свет фар освещает поверхность покрытия вблизи от автомобиля на расстоянии, меньшем расчетной видимости. Поэтому радиусы вогнутых вертикальных кривых, определенные из величины центробежной силы, должны быть также проверены на обеспечение видимости при свете фар.

Согласно рис. 53 при угле распространения пучка лучей фар в вертикальной плоскости α верхняя граница освещенного участка проезжей части возвышается над началом координат на величину

$$a + S\sin\alpha,$$

где a — возвышение центра фары над поверхностью дороги;
S — расчетное расстояние видимости.

По геометрическим закономерностям, связывающим хорду и диаметр [уравнение (105)],

$$\overline{AC}^2 \approx 2R\overline{CB} \quad \text{или} \quad S^2 = 2R(a + S\sin\alpha).$$

Отсюда

$$R \approx \frac{S^2}{2(a + S\sin\alpha)}. \qquad (109)$$

Строительные нормы и правила СССР рекомендуют, если это возможно по местным условиям и не ведет к удорожанию строительства, применять радиусы вертикальных выпуклых кривых не менее 60 000 *м* (длина кривой более 300 *м*) и вогнутых кривых 8000 *м*.

В сложных условиях рельефа в зависимости от категории дороги допускается изменение радиусов в весьма широких пределах, например, для дорог II категории радиусы выпуклых кривых принимают от 15 000 до 2500 *м*.

Глава 6

ШИРИНА ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ И ПРОПУСКНАЯ СПОСОБНОСТЬ ДОРОГ

§ 29. ШИРИНА ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ И ОБОЧИН

Ширина полосы, занимаемой автомобилем при движении на проезжей части, значительно больше его габарита. Для уверенного и безопасного управления автомобилем необходим достаточный зазор до встречного или обгоняемого автомобиля. Кроме того, как показали опыты канд. техн. наук В. Н. Иванова, даже при стремлении водителя ехать точно по прямому направлению автомобиль фактически движется по некоторой синусоидальной траектории. Отклонения этой траектории от оси полосы движения тем больше, чем выше скорость движения. Поэтому чем выше скорость движе-

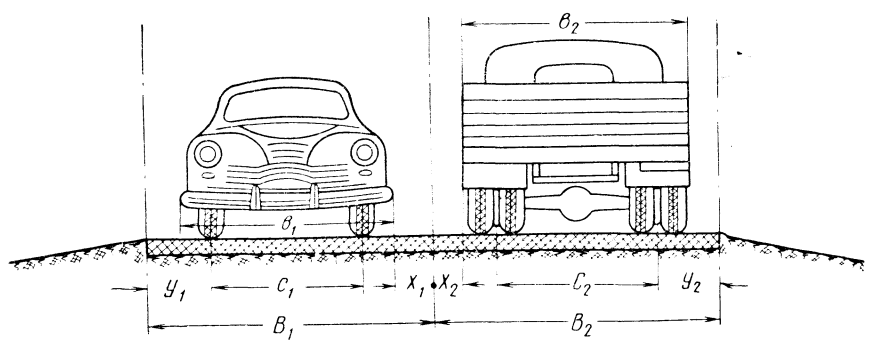


Рис. 54. Схема к определению ширины полосы движения

ния автомобиля, тем большая ширина полосы движения необходима для его управления. Ширина полосы движения, граничащей с краем проезжей части (рис. 54), может быть определена по формуле

$$B = \frac{в + c}{2} + x + y, \qquad (110)$$

где $в$ — ширина кузова автомобиля;
c — колея автомобиля (расстояние между серединами колес);
x — расстояние от кузова до смежной полосы, по которой происходит движение;
y — расстояние от середины следа колеса до края проезжей части.

Если покрытие имеет несколько полос движения, то ширина внутренней полосы, не граничащей с краем проезжей части, равна:

$$B = в + x_1 + x_2, \qquad (111)$$

где x_1 и x_2 — расстояния от кузова до смежных полос движения.

Величины x и y зависят от скоростей движения автомобиля и нормируются по данным наблюдений за движением и условиями его безопасности.

Измерив при помощи киносъемки зазоры между автомобилями при встречах и обгонах, М. С. Замахаев предложил следующие эмпирические зависимости величины расстояний x и y от скорости при встречном движении:

$$x = y = 0{,}5 + 0{,}005V. \qquad (112)$$

При движении в одном направлении

$$x_1 = x_2 = 0{,}35 + 0{,}005V, \qquad (113)$$

где скорость движения V выражена в *км/ч*, а расстояния x и y — в *м*.

Формулы предусматривают случай движения по проезжей части, сопрягающейся в одном уровне с плотными ровными обочинами. При наличии у кромки проезжей части возвышающегося бордюра или ребристой краевой полосы водители, боясь наезда, почти не используют крайнюю полосу покрытия, равную по ширине двум-трем высотам бордюра.

При расчетах ширины проезжей части дорог с бордюрами проф. М. С. Замахаев предложил измерять величину y не от середины следа колеса, а от края кузова автомобиля.

При определении ширины проезжей части необходимо анализировать два возможных случая: первый, когда легковые автомобили, имеющие небольшую ширину, едут с высокой скоростью и при малой ширине кузовов требуется большой зазор безопасности; второй, когда грузовые автомобили с широким кузовом следуют с меньшими скоростями при меньшем зазоре безопасности.

Найденные по расчету ширины полос движения должны быть округлены до величин, удобных для разбивки и работы дорожно-строительных машин.

Назначение ширины проезжей части — задача технико-экономическая. На дорогах с малой интенсивностью движения для снижения расходов на строительство строят покрытия с меньшей шириной полосы движения, сознательно предусматривая снижение скорости при немногочисленных встречах автомобилей. В сложных горных условиях возможно строительство дорог с проезжей частью на одну полосу движения, с устройством через некоторое расстояние уширений, на которых один из автомобилей ожидает проезда встречного. Вопрос о необходимой ширине проезжей части неразрывно связан с дисциплиной вождения автомобилей — строгим соблюдением водителями правил движения. Отклонения многими водителями от края проезжей части и неоправданное увеличение величины расстояния y приводят к снижению скорости движения и повышают опасность аварий на дорогах. Одной из мер борьбы с проявлением этой недисциплинированности служат белые осевые линии регулирования движения, которые наносят на покрытиях краской или обозначают металлическими кнопками со стеклами, отражающими свет фар.

Большое значение имеет прочность обочин. Широкое покрытие оказывается бесполезным при неровных или скользких грязных обочинах, к которым боятся приблизиться водители автомобилей.

Строительные нормы и правила предусматривают следующую ширину одной полосы движения, в общем удовлетворяющую средним современным условиям движения по дорогам:

На дорогах I и II категорий	3,75 *м*
» III категории	3,5 *м*
» IV »	3,0 *м*

На дорогах V и IV категорий при интенсивности движения менее 200 авт./сутки разрешается устраивать проезжую часть шириной 4,5 *м*.

Ширины полос движения за границей близки к применяемым в СССР. Комиссией ООН рекомендована ширина полосы движения 3,5 *м* для маршрутов международного значения, пересекающих территорию нескольких стран.

В пересеченной местности автомобильные дороги состоят из чередующихся подъемов и спусков. Скорость движения автомобилей меняется на протяжении подъемов и спусков. Водители многих автомобилей специально увеличивают скорость в нижней части спусков, чтобы, накопив кинетическую энергию, легче преодолеть последующий подъем. Однако при постоянной ширине проезжей части с увеличением скорости безопасность снижается, а условия движения становятся все более напряженными. Поэтому на участках высоких скоростей желательно устраивать более широкую проезжую часть. Строительные нормы и правила предусматривают увеличе-

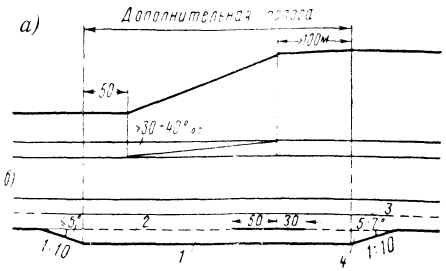


Рис. 55. Схема планировки дополнительной полосы на подъеме:
а — продольный профиль; *б* — план;
1 — дополнительная полоса; *2* — линия разметки, которая разрешает обгон; *3* — линия разметки, запрещающая обгон; *4* — участок отгона дополнительной полосы

ние ширины полосы движения в нижней части вогнутых вертикальных кривых при алгебраической разности сопрягаемых уклонов 60‰ и более. Практика показывает, однако, что такого уширения недостаточно. Желательно в конце спусков с уклоном более 30‰ уширять в пределах вогнутой кривой каждую полосу движения не менее чем на 1 *м*.

На подъемы, превышающие 30—40‰, автомобили большой грузоподъемности, имеющие малый запас мощности, и автопоезда могут двигаться лишь с весьма низкими скоростями, часто не более 10—15 *км/ч*, вынуждая весь транспортный поток следовать за ними с той же скоростью. Попытки отдельных автомобилей совершать обгон с выездом на полосу встречного движения часто приводят к дорожным происшествиям.

Для отделения от основного потока автомобилей, обладающих низкими динамическими качествами, на дорогах с интенсивным движением (150—200 *авт/ч* в сторону подъема) устраивают дополнительные полосы на проезжей части в направлении, ведущем на подъем (рис. 55). Дополнительные полосы должны иметь ширину не менее 3,5 *м*. Чтобы перестроение автомобилей не создавало помех движению транспортного потока, дополнительные полосы должны начинаться не менее чем за 50 *м* до начала подъема и продолжаться не менее чем на 100 *м* за подъемом.

Для эффективной работы дополнительная полоса должна быть выделена из основной проезжей части, нанесенной на покрытии разметочной линией, и обозначена указательными знаками.

Устройство обочин по обе стороны проезжей части должно обеспечивать возможность съезда с проезжей части и стоянки автомобилей. На дорогах с одеждой из мало связных материалов (гравия) обочина создает боковой упор для дорожной одежды. При ремонтах покрытий на обочинах складывают материал, а иногда используют их для объезда. Минимальной допустимой является ширина обочин, при которой габариты остановившегося на ней автомобиля не вдаются в пределы проезжей части.

Однако для удобства и безопасности движения желательно, чтобы между стоящим на обочине и проезжающим автомобилями оставался просвет не менее 1,5 *м*. Поэтому на дорогах I—II категорий обочины устраивают шириной 3,5 *м*.

На дорогах высшей категории и в пределах населенных пунктов обочины должны быть укреплены, так как заезд колесом на обочину во влажный период года с большой скоростью опасен, а дорога загрязняется грунтом, заносимым колесами.

Около проезжей части на дорогах I, II, а в неблагоприятных климатических условиях и III категории обочины укрепляют укладкой краевых полос шириной 0,75—0,5 *м*. Эти полосы при отличии их цвета от цвета основного покрытия четко обозначают край покрытия и способствуют повышению дисциплины движения.

§ 30. ЗАКОНОМЕРНОСТИ ДВИЖЕНИЯ ТРАНСПОРТНОГО ПОТОКА ПО АВТОМОБИЛЬНЫМ ДОРОГАМ

Автомобили, каждый из которых следует по самостоятельному маршруту, обычно не зависящему от других автомобилей, в процессе проезда по какому-либо участку дороги образуют транспортные потоки, движущиеся по встречным направлениям. Транспортный поток состоит из автомобилей разных типов, с разной степенью загрузки и управляемых водителями, каждый из которых обладает индивидуальными особенностями вождения и отличной от других квалификацией. В результате влияния указанных факторов в транспортном потоке происходят обгоны медленно движущихся автомобилей более быстрыми, а при изменении продольных уклонов происходит отставание или сближение следующих друг за другом автомобилей. Точное описание закономерностей движения транспортного потока является предметом развивающейся в последние годы «Теории транспортных потоков» — отрасли математической теории вероятностей и ее специальных разделов, например, теории массового обслуживания.

При проектировании дорог пока еще используют простейшие осредненные характеристики транспортного потока, что является следствием как недостаточной изученности теории транспортных потоков, так и малой надежности современных методов прогнозирования движения автомобилей по дорогам на сколько-нибудь длительный период времени вперед.

Полоса дороги, занимаемая следующими друг за другом в одном направлении автомобилями и другими транспортными средствами, называется полосой движения.

В зависимости от насыщенности дорог автомобилями различают характерные случаи транспортного потока.

Свободный поток (рис. 56, *а*) — *одиночные автомобили*, едущие по дороге на таком расстоянии друг за другом, что они не оказывают взаимного влияния на условия движения. Этот случай соответствует рассматривавшимся выше случаям обоснования требований к отдельным элементам дорог.

Устойчивый поток (рис. 56, *б*). Движение происходит в виде *пачек* автомобилей, когда несколько автомобилей, отличающихся по динамическим качествам, следуют на близком расстоянии друг за другом. Обычно это вызывается тем, что передний автомобиль, движущийся более медленно, задерживает задние. Водители их вынужденно едут медленнее, чем хотели бы, ожидая удобного момента времени для совершения обгона с выездом на соседнюю полосу, после чего получают возможность продолжать движение с режимом одиночного автомобиля. Если движение на близком расстоянии друг от друга предписано группе водителей, едущих в одно место с одинаковыми скоростями и интервалами, мы имеем *группу автомобилей* (случай колонного движения).

Неустойчивый поток (рис. 56, *в*), когда все автомобили оказывают взаимное влияние и сразу после обгона одиночного автомобиля или пачки движение автомобиля начинает вновь определяться движением едущего перед ним автомобиля. Обгон осуществляется с тем большей трудностью, чем выше интенсивность движения.

Насыщенный поток (рис. 56, *г*) — обгон практически невозможен, и скорость движения резко снижается.

Зак. 630

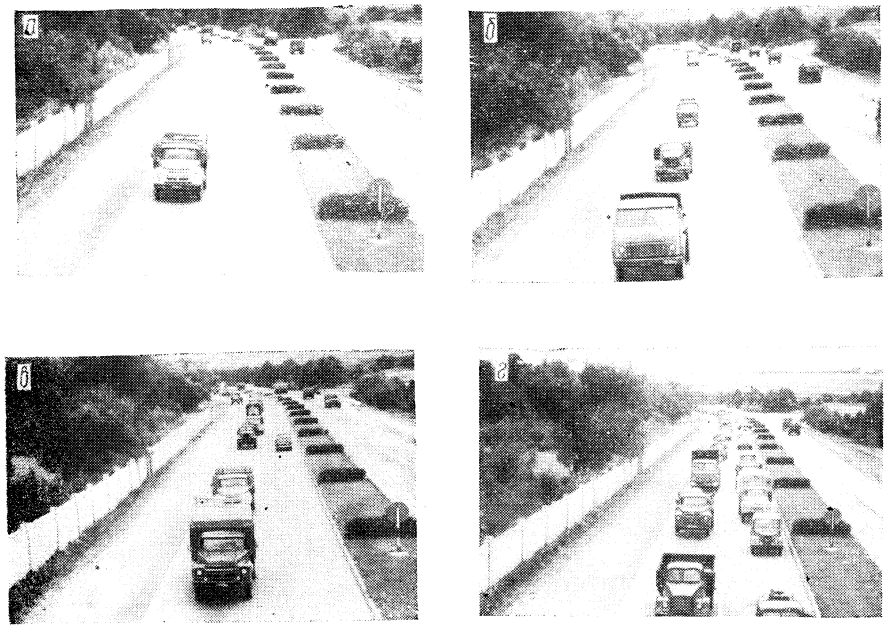


Рис. 56. Движение по дороге при разной насыщенности потока

Наблюдения за транспортными потоками привели к выводу, что скорости движения отдельных автомобилей подчиняются нормальному закону распределения, а интервалы между ними — закономерностям распределения Пуассона.

Все предложенные многочисленные теории транспортных потоков делятся на две большие группы:

теории, основанные на динамической модели потока автомобилей; они рассматривают расстояния между двумя следующими друг за другом по одной полосе без обгона автомобилями и распространяют их на весь транспортный поток;

теории, основанные на вероятностных моделях; они анализируют движение двух встречных потоков в целом, учитывая возможности обгонов с заездом на смежную полосу движения.

Динамические теории описывают движение потока автомобилей при больших интенсивностях движения, когда обгоны затруднительны или практически невозможны.

Из динамических моделей наибольшее распространение имеет «упрощенная динамическая модель транспортного потока», которая предполагает, что движение автомобилей происходит с равными скоростями, без обгонов и на постоянном расстоянии друг от друга, зависящем от тормозного пути автомобилей. Из этой предпосылки пока еще исходят и при разработке норм на проектирование дорог.

Более совершенна динамическая теория «следования за лидером», которая допускает, что в пределах транспортного потока расстояния между автомобилями могут меняться и в каждой паре автомобилей задний движется с ускорением, пропорциональным разности скоростей переднего и заднего автомобиля.

Использование аналогии движения транспортного потока и течения жидкости легло в основу «гидродинамической модели», дающей возможность исследовать скорость сжатия и растягивания транспортных потоков при возникновении и последующем удалении препятствия на пути потока автомобилей, движущегося с постоянной скоростью.

Вероятностные модели, учитывающие возможности обгона, имеют большое практическое значение, поскольку точнее учитывают реальные условия движения. Однако разработаны они в меньшей степени, чем динамические. Они рассматривают характеристики режима каждого автомобиля — скорость, выдерживаемый интервал, выходы на обгон как случайные события, возникновение каждого из которых в малой степени связано с предшествующими. Для оценки этих характеристик весьма перспективным является использование теории массового обслуживания (проф. Я. А. Калужский, доц. В. В. Филиппов).

§ 31. ПРОПУСКНАЯ СПОСОБНОСТЬ ПОЛОСЫ ДВИЖЕНИЯ

Рассмотрим пропускную способность полосы движения, по которой следует с соблюдением постоянных расстояний между однотипными автомобилями транспортный поток. Определим минимальное безопасное расстояние между двумя автомобилями в потоке.

После того как водитель переднего автомобиля начинает торможение, задний автомобиль за время t_1 — период реакции водителя — проходит путь $l_1 = t_1 v$.

Поскольку обычно принимают $t_1 = 1$ *сек*, то $l_1 = v$ *м*.

Вследствие возможного различия в состоянии тормозов переднего и заднего автомобилей тормозной путь первого может оказаться меньшим, и тогда задний автомобиль приблизится к переднему на расстояние

$$l_2 = L_з - L_п = \frac{v^2 (K_з - K_п)}{2g(\varphi \pm i + f)}, \qquad (114)$$

где $L_з$ и $L_п$ — тормозные пути заднего и переднего автомобилей;
$K_з$ и $K_п$ — коэффициенты эксплуатационного состояния тормозов обоих автомобилей.

Для безопасности движения необходимо иметь также некоторый запас расстояния между остановившимися автомобилями l_3.

Отсюда безопасное расстояние между следующими друг за другом автомобилями

$$s = v + \frac{v^2 (K_з - K_п)}{2g(\varphi \pm i + f)} + l_3. \qquad (115)$$

При интервале между автомобилями l *м* и скорости V *км/ч*, количество автомобилей, прошедших за час, т. е. пропускная способность полосы движения

$$N = \frac{1000V}{l}. \qquad (116)$$

На один автомобиль, следующий в потоке движения, приходится участок дороги длиной $s + l_4$ *м*, где l_4 — длина автомобиля. Время, затрачиваемое на его проезд: $t = \frac{s + l_4}{v}$ *сек*.

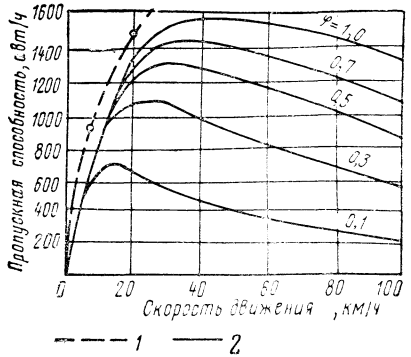


Рис. 57. Теоретическая пропускная способность полосы движения при разных значениях коэффициента сцепления:

1 — по уравнению (118); *2* — по уравнению (119)

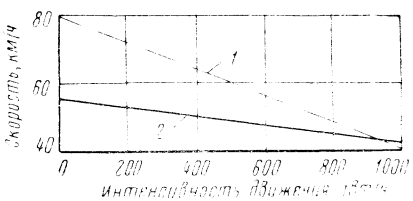


Рис. 59. Зависимость средней скорости движения по дороге от интенсивности движения:

1 — одни легковые автомобили; *2* — смешанный транспортный поток, типичный для дорог СССР

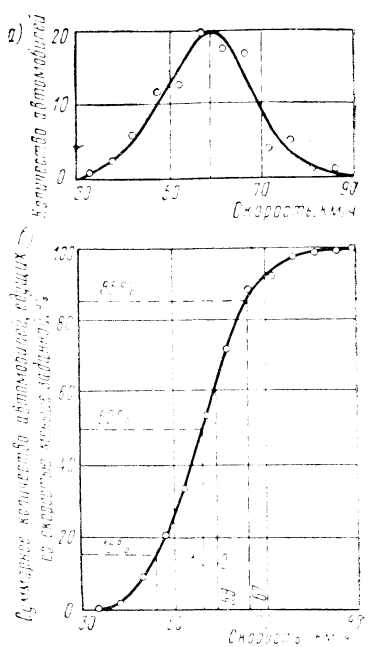


Рис. 58. Закономерности распределения скоростей движения между автомобилями в транспортном потоке:

а — кривая распределения; *б* — кумулятивная кривая;

1 — средняя скорость; *2* — модальная скорость

Учитывая уравнение (116), получаем число автомобилей, которое может быть пропущено за 1 *ч*,

$$N = \frac{1000V}{\frac{V}{3{,}6} + \frac{V^2(K_з - K_п)}{254(\varphi \pm i + f)} + l_3 + l_4}. \qquad (117)$$

При определении пропускной способности делают разные допущения о режиме торможения и о состоянии тормозов переднего и заднего автомобилей.

Наиболее распространено предположение о мгновенной остановке переднего автомобиля ($K_п = 0$), что физически можно себе представить как падение с грузового автомобиля какого-либо предмета, наезд на который представляет опасность для заднего автомобиля.

В этом случае

$$N_1 = \frac{1000V}{\frac{V}{3{,}6} + \frac{K_з V^2}{254(\varphi \pm i + f)} + l_3 + l_4}. \qquad (118)$$

Математическое исследование уравнения (118) показывает, что оно имеет максимум порядка 1100—1600 *авт/ч*, соответствующий скорости движения 20—40 *км/ч*. При дальнейшем возрастании скорости пропускная способность медленно снижается (рис. 57).

Второе допущение (Н. А. Яковлев, Ю. Н. Даденков) исходит из предпосылки об одинаковом состоянии и режиме торможения переднего и заднего автомобилей ($K_п = K_з$). В этом случае

$$N_2 = \frac{1000V}{\frac{V}{3{,}6} + l_3 + l_4}, \qquad (119)$$

где V — скорость, *км/ч*.

Это предположение справедливо только для сравнительно редкого случая организованного колонного движения однотипных автомобилей, когда пропускная способность возрастает со скоростью.

Многочисленные наблюдения за режимом движения, проводившиеся в разных странах, привели к ряду эмпирических формул, сохраняющих структуру выражений (118) и (119), в которых в зависимости от местных условий были установлены различные коэффициенты при V и V^2 и числовые значения l_3 и l_4.

Анализ семейства кривых на рис. 57, построенных при $l_3 = 5$ *м* и $l_4 = 3$ *м*, дает возможность сделать принципиально важный вывод о том, что пропускная способность не является постоянной величиной и может лишь условно рассматриваться как характеристика дороги. Значительное изменение пропускной способности при колебаниях величины коэффициента сцепления φ в связи с погодными условиями показывает, что допускаемая интенсивность движения по дороге непостоянна в течение года. При одинаковом состоянии покрытия ($\varphi = \text{const}$) пропускная способность зависит от скорости движения транспортного потока. Поскольку скорость различна на разных участках дороги, неодинакова и их пропускная способность. Очевидно, что участок дороги с наименьшей пропускной способностью определяет пропускную способность всего перегона дороги между смежными населенными пунктами или примыканиями дорог.

Теоретические расчеты пропускной способности одной полосы движения по схемам динамической теории потока имеют малое практическое значение, поскольку в реальных условиях эксплуатации дорог автомобили в потоке движутся с различными скоростями. Отдельные, более медленные автомобили препятствуют остальным автомобилям развивать высокие скорости, вызывая обгоны, не учитываемые в приведенных формулах.

В связи с этим в условиях смешанного движения для оценки пропускной способности дороги пока еще имеют большое значение данные наблюдений за закономерностями движения в часы наибольшей интенсивности движения. Наблюдения показывают, что скорости движения меняются для отдельных автомобилей в широком интервале, но для основной массы отличаются относительно мало. Кривые распределения скоростей движения (рис. 58, *а*) имеют колоколообразное очертание, характерное для нормальной кривой распределения.

Если транспортный поток малой интенсивности складывается из нескольких групп автомобилей, которые обладают резко отличающимися динамическими качествами, но при сравнительно малой интенсивности движения практически не влияющими на условия движения друг друга, кривые распределения могут иметь две вершины и более. Чем плотнее поток, тем меньше различие в скоростях движения автомобилей. Скорости и режимы движения транспортных потоков характеризуют также кумулятивными кривыми, показывающими, какой процент из общего количества автомобилей движется со скоростями, меньшими заданной (см. рис. 58, *б*). Кумулятивные кривые имеют характерное очертание символа интеграла. Средняя часть кривой характеризует основную часть потока. Нижняя часть кривой, примерно до 15% обеспеченности, показывает, с какой скоростью движутся наиболее медленные автомобили, вызывающие основную потребность в обгонах. Обеспеченность 50% выражает среднюю скорость потока. Изгиб верхней части кривой, примерно от 80—90% обеспеченности, выделяет наиболее быструю группу автомобилей, в число которой входят и автомобили, нарушающие требования безопасности движения.

С увеличением интенсивности движения взаимные помехи автомобилей возрастают и средние скорости потока снижаются (рис. 59), подчиняясь для дорог с двумя полосами движения эмпирической зависимости

$$V_{ср} = V_0 - \alpha N, \qquad (120)$$

где V_0 — скорость движения одиночного автомобиля при отсутствии помех, *км/ч*;

N — интенсивность движения в обоих направлениях, *авт/ч*;

α — коэффициент снижения скорости, который зависит от состава движения. По данным канд. техн. наук В. В. Сильянова, $\alpha = 0{,}016$ при 20% легковых автомобилей в составе транспортного потока, 0,012 при 50% и 0,008 при 80% легковых автомобилей.

В реальных условиях движения по дороге интервалы между автомобилями зависят от средней скорости транспортного потока и существенно отличаются от полученных на основе предпосылок динамической теории транспортного потока.

На основе наблюдений за движением транспортных потоков на дорогах различных категорий канд. техн. наук Н. Ф. Хорошилов

установил зависимости средней скорости при разных интенсивностях и средние величины интервалов при разных скоростях.

Пропускную способность полосы, удовлетворяющую обеим зависимостям, определяли графически, как точку пересечения кривых *1* и *2*, выражающих указанные зависимости (рис. 60). Полученная пропускная способность, названная «типичной пропускной способностью», приведена в табл. 7.

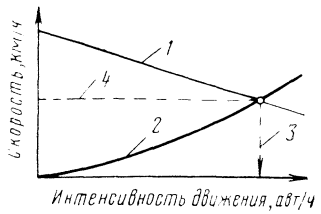


Рис. 60. Зависимость пропускной способности дороги от скорости движения:

1 — зависимости скорости потока от интенсивности; *2* — пропускная способность, рассчитанная по интервалам между автомобилями; *3* — типичная пропускная способность полосы; *4* — скорость при типичной пропускной способности

Типичная пропускная способность характеризует максимальную интенсивность движения в условиях устойчивого потока без существенного снижения скоростей по сравнению с одиночными автомобилями. При большей плотности транспортного потока, в условиях насыщенного потока, дорога может пропустить и большее количество автомобилей, но при резком снижении скорости движения и ухудшении транспортно-эксплуатационных показателей.

В связи с зависимостью пропускной способности от состава потока движения иногда, как отмечалось выше в § 4, пропускную способность характеризуют составом потока, приведенным к легковым автомобилям.

По наблюдениям канд. техн. наук В. В. Сильянова минимальные интервалы времени между проездами автомобилей в пачках составляют для легковых 1,6 *сек*, для грузовых автомобилей малой грузоподъемности — 2,4, средней грузоподъемности — 3,2 и большой грузоподъемности — 4,1 *сек*. Это позволяет сделать заключение, что с точки зрения загрузки дороги движением одному грузовому автомобилю малой грузоподъемности эквивалентно 1,5 легковых автомобиля, одному средней грузоподъемности — 2 и одному большой грузоподъемности — 2,6 легковых автомобиля.

В соответствии с наблюдениями и опытом эксплуатации при перспективной интенсивности движения, меньшей 6000 авт./сутки, проезжую часть устраивают с двумя полосами движения. При интенсивностях движения от 6 до 25 тыс. авт./сутки строят автомобильные дороги с четырьмя полосами движения, от 25 до 30—36 тыс. авт./сутки — с шестью полосами движения.

Таблица 7

Категория дороги	Пропускная способность одной полосы движения при разном рельефе, *авт/ч*		
	равнинный	пересеченный	горный
I, II	1200	1100	1000
III	1000	900	800
IV	850	800	650
V	650	550	400

Средняя интенсивность движения по полосе в час получается при указанных нормах меньше типичной пропускной способности, приведенной в табл. 7. Этим преследуется цель обеспечить при строительстве дороги необходимый резерв пропускной способности на случай неожиданных интенсивных перевозок и удобство и безопасность движения в часы сезонных и суточных пиков интенсивности. Поэтому расчетная загрузка дороги движением не должна превышать 0,35—0,4 от ее пропускной способности.

В СССР новых дорог с тремя полосами движения не строят, так как считается, что третья полоса бывает недостаточно загружена, а выезд на нее при обгоне создает повышенную опасность столкновения. Однако опыт ряда стран показывает, что при должной дисциплине и организации движения и выездах на третью полосу только в случаях необходимости пропускная способность дороги существенно возрастает.

Участки с тремя полосами движения часто получаются при реконструкции и уширении проезжей части существующих дорог, особенно в пригородных районах.

§ 32. ТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ НА ПРОЕКТИРОВАНИЕ ДОРОГ

Методы тяговых расчетов позволяют обосновать требования к плану и профилю автомобильных дорог применительно к движению каждого определенного типа автомобиля. По дорогам же происходит движение автомобилей различных марок, с разной нагрузкой и с различной степенью износа, управляемых водителями, отличающимися друг от друга психологическими особенностями и опытом управления автомобилями. Поэтому для практического руководства при проектировании дорог разрабатываются нормы на геометрические элементы дороги — технические условия, основанные на тяговых расчетах, исходящих из некоторых осредненных условий движения автомобилей по дороге. В нормативах, приводимых в технических условиях для элементов дорог разных категорий, учитывают динамические качества наиболее распространенных отечественных автомобилей и стоимость строительства дорог в различных условиях рельефа, допуская из экономических соображений некоторое недоиспользование возможностей автомобилей на дорогах, строящихся в трудных условиях рельефа, а также на дорогах низших категорий с малой интенсивностью движения.

По мере развития научной базы проектирования и строительства дорог и накопления опыта строительства технические условия периодически уточняют и дополняют.

Технические условия составляют с учетом перспективы развития автомобильного транспорта, определяя тем самым на ряд лет вперед техническую политику в области дорожного строительства. Необходимость весьма продуманного использования средств, вкладываемых в дорожное строительство, требует, чтобы технические

условия обеспечивали возможность постепенного совершенствования дорог по мере возрастания интенсивности движения (стадийность строительства).

При составлении технических условий наряду с теоретическими разработками в области проектирования дорог широко используют опыт эксплуатации построенных дорог, показывающий, в какой степени принятые решения удовлетворяют требованиям движения. Большое значение имеют материалы исследования причин аварий, вызванных дорожными условиями, в частности, неудачным сочетанием элементов дороги в плане и профиле.

Технические условия на проектирование дорог СССР неоднократно уточнялись по мере роста автомобильного парка страны, причем требования к элементам дороги непрерывно повышались. Технические условия Министерства путей сообщения дореволюционной России 1917 г. предусматривали исключительно условия движения конных повозок.

Технические условия 1931 и 1934 гг. уже учитывали требования смешанного автогужевого движения.

В Технических условиях Гушосдора НКВД СССР 1938 г. и Главного дорожного управления РСФСР 1939 г. впервые все элементы плана и профиля дороги были обоснованы на случай движения автомобиля с постоянной расчетной скоростью.

Дальнейшим этапом разработки технических нормативов на автомобильные дороги в СССР явились «Нормы и технические условия проектирования автомобильных дорог» (НиТУ 128-55), составленные на основе опыта строительства автомобильных дорог в СССР и за рубежом в послевоенный период.

С 1963 г. проектирование дорог ведется на основе гл. 5 «Строительных норм и Правил» Государственного комитета по делам строительства СССР «Автомобильные дороги общей сети Союза ССР. Нормы проектирования» (СНиП II-Д.5-62).

Эти нормы созданы на основе учета опыта эксплуатации магистральных дорог, достижений теории автомобиля и проведенного научными организациями изучения закономерностей движения потоков автомобилей.

Не следует считать работу по разработке норм законченной. Природные условия СССР весьма разнообразны. Поэтому условия работы дорог, характерные, например, для северной части страны (избыточное весеннее увлажнение оснований дорожных одежд, заболоченные грунты или возможность зимних гололедиц), совершенно не типичны для засушливых районов страны. Наоборот, в юго-восточных районах страны из-за искусственного орошения, широкого распространения засоленных грунтов и сыпучих песков к дорогам предъявляются специфические требования, не характерные для северных районов.

В процессе дальнейшего развития теории проектирования дорог несомненно будут разработаны самостоятельные технические условия на проектирование применительно к характерным естественно-историческим районам СССР. Объединяющим элементом этих региональных технических условий будет служить постоянная расчетная скорость для дорог разных категорий, обеспечиваемая в течение достаточно длительного периода года.

Это потребует внимательного учета природных и климатических условий для назначения расчетной величины коэффициента сцепления шин с поверхностью дорожных покрытий при проектировании элементов дорог в плане и профиле. Значения коэффициента φ должны соответствовать наиболее типичным для каждого из природных районов неблагоприятным условиям погоды. В ряде районов при назначении ширины проезжей части, особенно на дорогах низших технических категорий, необходимо учитывать движение специальных типов сельскохозяйственных и транспортных машин. Для районов с равномерным и ярко выраженным сезонным распределениями перевозок в течение года найдут применение

различные методы определения расчетной интенсивности движения. Уточнение данных о водно-тепловом режиме земляного полотна и дорожных одежд даст возможность конкретизировать их конструкции применительно к характерным природным районам.

Наряду с тщательным учетом при проектировании дорог достижений в области теории автомобилей, особенностей их конструкции и методов эксплуатации, в связи с высокой стоимостью постройки дорог в условиях горного и сильно пересеченного рельефов должна быть поставлена и обратная задача — необходимость лучшего приспособления выпускаемых автомобилей к характерным условиям эксплуатации в типичных природных районах Советского Союза.

В своей практической деятельности инженер должен ясно представлять себе, что требования любых норм и технических условий отражают уровень наших знаний периода их составления и не должны рассматриваться как непреложный закон математики или физики, отступление от которого всегда приводит к ошибкам. Тщательно анализируя местные природные условия, закономерности движения, особенности новых типов транспортных средств, свойства местных материалов и т. д., инженер может предложить на рассмотрение органов, утверждающих проекты дорог, собственные решения, отличающиеся от нормативных.

ЛИТЕРАТУРА

Бабков В. Ф., Афанасьев М. Б. и др. Дорожные условия и режимы движения автомобилей. М., «Транспорт», 1967.

Замахаев М. С. Назначение ширины проезжей части автомобильных дорог. М., Автотрансиздат, 1956.

Калужский Я. А., Филиппов В. В. и др. Применение теории массового обслуживания в проектировании автомобильных дорог. М., «Транспорт», 1969.

Хейт Ф. Математическая теория транспортных потоков. М., «Мир», 1966.

РАЗДЕЛ ТРЕТИЙ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА И ДОРОЖНОЙ ОДЕЖДЫ

Глава 7

ВЛИЯНИЕ НА РАБОТУ ДОРОГИ ПРИРОДНЫХ ФАКТОРОВ

§ 33. ПРИРОДНЫЕ ФАКТОРЫ

Работа автомобильной дороги зависит от воздействия на нее многочисленных природных геофизических факторов, из которых наиболее сильное влияние оказывают климат и гидрологические условия, а также почвенно-геологическое строение местности, ее рельеф и растительность.

Влияние отдельных природных факторов на дорогу часто трудно выделить, так как, помимо своего непосредственного воздействия на условия строительства или эксплуатации дороги, каждый из них находится во взаимосвязи с другими, ослабляя или усиливая их действие. Поэтому при общей оценке природные условия района проложения трассы дороги необходимо рассматривать в комплексе, применительно к отдельным ландшафтным зонам, характеризующимся определенными сочетаниями природных факторов. Следует учитывать перспективы их изменения под влиянием производственной деятельности человека, которая может коренным образом изменять природные условия. Так, например, вырубка лесов приводит к иссушению почвы и к интенсивному развитию процессов эрозии. Искусственное орошение часто повышает уровень грунтовых вод и создает более мягкий микроклимат.

Рельеф местности обусловливает величину применяемых при выборе трассы продольных уклонов, необходимость развития линии по склонам, обхода заболоченных и затапливаемых мест. От рельефа местности зависит количество воды, притекающей к малым мостам и трубам. Водный и температурный режимы земляного полотна в горной и сильно пересеченной местности зависят от экспозиции склона, по которому проложена дорога. Во время строительства дороги особенности рельефа приходится учитывать при выборе способов производства земляных работ и при назначении путей перемещения нагруженных транспортных средств.

Условия рельефа отражаются в процессе эксплуатации дороги на стоимости автомобильных перевозок. Крутые подъемы на доро-

гах иногда могут вызывать необходимость снижения нагрузок на транспортные средства и повышенный расход топлива. Движение по ним опасно при скользком покрытии, особенно в периоды гололедицы.

Особенности рельефа неразрывно связаны с геологическим строением поверхностных слоев земной коры и должны рассматриваться в динамике их развития. Наименее устойчивые формы рельефа — песчаные холмы, сланцевые обнажения, крутые грунтовые склоны, на которых уничтожен растительный покров, — разрушаются процессами эрозии настолько быстро, что это подлежит учету при проектировании дорог.

Изучением и описанием форм земной поверхности занимается специальная наука — геоморфология.

Основные элементы рельефа можно классифицировать следующим образом:

равнины — участки суши со слабо расчлененным рельефом, отличающиеся сравнительно малыми колебаниями относительных высот отдельных точек. При общей ровности поверхности в отдельных местах возможны повышения или понижения (холмы, котловины, овраги и балки);

холмы — возвышенности, не превышающие 200 *м* над уровнем их подошвы, плавно переходящие в равнину;

горы — более высокие возвышенности, обладающие резко очерченной подошвой. Переходя одна в другую горные возвышенности вытянутой формы образуют горные хребты.

Таблица 8

Категория сложности	Рельеф	
	Наименование	Характеристика
I	Равнинный	Равнины с широкими водоразделами, пологими склонами речных долин
II	Слабохолмистый	Местность с отдельными невысокими холмами и котлованами и пологими водоразделами, расчлененная редкими оврагами и балками
III	Сильно пересеченный	Сильно холмистая местность с пересеченным рельефом, узкими извилистыми водоразделами и большим числом лощин и оврагов. Предгорья и нижние части склонов гор. Места с густо расположенными сопками
IV	Гористый	Склоны гор и предгорий с сильно расчлененным рельефом, узкими ущельями и долинами горных рек, большой крутизной склонов и русел водотоков
V	Горный	Чередующиеся хребты, извилистые горные ущелья с очень крутыми обрывистыми, сильно изрезанными горными склонами. Перевальные участки горных хребтов

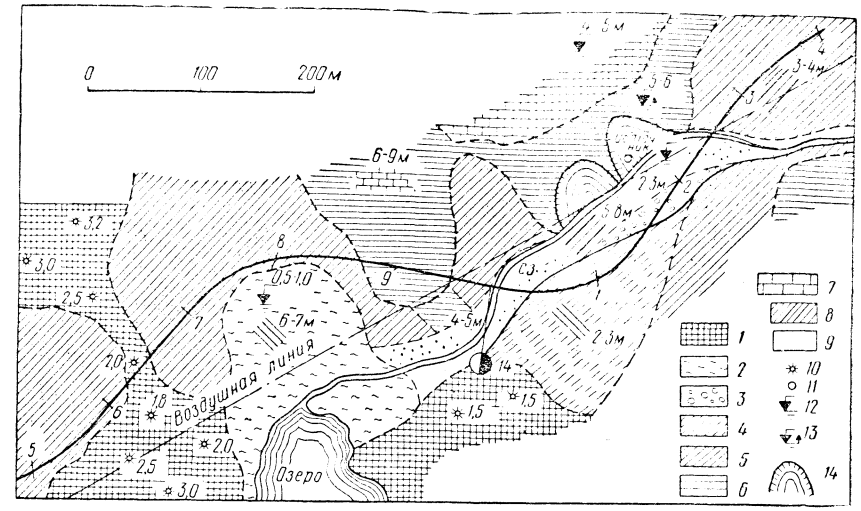


Рис. 61. Влияние сложных геологических условий на выбор трассы дороги:
1 — торф хорошо разложившийся, средней плотности; *2* — озерные илистые отложения, малоустойчивые под нагрузкой; *3* — гравий; *4* — покровная супесь; *5* — моренные суглинки; *6* — плотные слоистые глины (девонские отложения); *7* — известняк; *8* — способ указания пород, залегающих под покровными, и глубины их залегания; *9* — среднезернистый песок; *10* — места зондировки болот и толщина слоя торфа; *11* — места выхода грунтовых вод в виде источника; *12* — глубина залегания грунтовых вод; *13* — глубина залегания напорных вод; *14* — оползневые участки

Нормативная литература по проектированию дорог рассматривает элементы рельефа с точки зрения трудности проложения трассы и частоты применения предельных продольных уклонов и кривых малых радиусов. К трудной категории относят пересеченную местность, прорезанную часто чередующимися глубокими долинами с разницей отметок долин и водоразделов более 50 *м* на расстоянии не более 0,5 *км* и боковыми глубокими балками и оврагами, в отдельных случаях с неустойчивыми склонами.

Применительно к проектированию дорог могут быть выделены категории рельефа, перечисленные в табл. 8.

Чем более сложен рельеф местности, тем большие продольные уклоны приходится применять при трассировании дороги, тем более извилистой она получается и тем значительнее объемы земляных работ, которые приходится выполнять при строительстве.

Геологические условия характеризуют степень устойчивости горных пород в районе проложения трассы (рис. 61).

При неустойчивых поверхностных и подземных напластованиях (оползни, осыпи и карстовые полости) в проектах приходится предусматривать специальные мероприятия по обеспечению устойчивости земляного полотна и дорожных сооружений или переносить трассу на другие, более устойчивые участки.

Геологические данные позволяют выявить наличие местных дорожно-строительных материалов — камня, песка, гравия, которые

должны быть в первую очередь использованы в конструкции дорожной одежды.

При выборе направления трассы приходится учитывать почвенный покров и грунтовые условия. Сильно заболоченные и засоленные участки, участки сыпучих, развеваемых ветром песков при проложении трассы по возможности стремятся обходить, если это не вызывает значительного удлинения трассы. От гранулометрического состава грунтов зависит необходимое возвышение бровки земляного полотна и глубина осушительных канав. При назначении конструкции дорожной одежды учитывают расчетные показатели прочности грунтов (модуль деформации). При организации и производстве земляных работ приходится считаться с трудностью разработки грунтов, от которой зависит производительность дорожных машин. В процессе эксплуатации дорог грунтовые и гидрогеологические условия во многом определяют возможность повреждения дорог пучинами, размыва водой откосов земляного полотна, придорожных и водоотводных канав.

От гранулометрического состава грунтов в значительной степени зависит проезжаемость грунтовых дорог: песчаные грунты труднопроезжаемы в сухое время года; глинистые грунты сильно размокают во влажные периоды и медленно просыхают при наступлении сухой погоды.

Климатические условия оказывают особенно большое влияние на условия эксплуатации дорог. К их числу относятся: амплитуда и быстрота колебания температуры, максимумы и минимумы температуры, осадки и испарение, направление и скорости ветров, мощность снегового покрова и глубина промерзания.

Эти факторы приходится учитывать и при проектировании земляного полотна. Климатические условия часто ограничивают продолжительность строительного сезона или требуют применения специальных способов производства работ, осложняющих их выполнение.

Снегопад и метели могут прерывать движение по дороге. Гололед, уменьшая коэффициент сцепления пневматической шины с покрытием, создает опасность дорожно-транспортных происшествий. В замерзшем земляном полотне возникают процессы перераспределения влаги и образования ледяных прослоек, которые при весеннем оттаивании вызывают переувлажнение грунта и снижение прочности дорожной одежды.

Хорошее представление о климатических условиях района проложения дороги в отдельные периоды года дает график климатических характеристик (рис. 62), на котором отмечают годовое изменение температуры, количество выпадающих осадков, высоту снегового покрова и другие характеристики, которые могут оказаться полезными при конструировании элементов дороги и при организации строительства. Для планирования числа рабочих смен и расчета искусственного освещения строительных площадок на графике показывают продолжительность светлого периода суток.

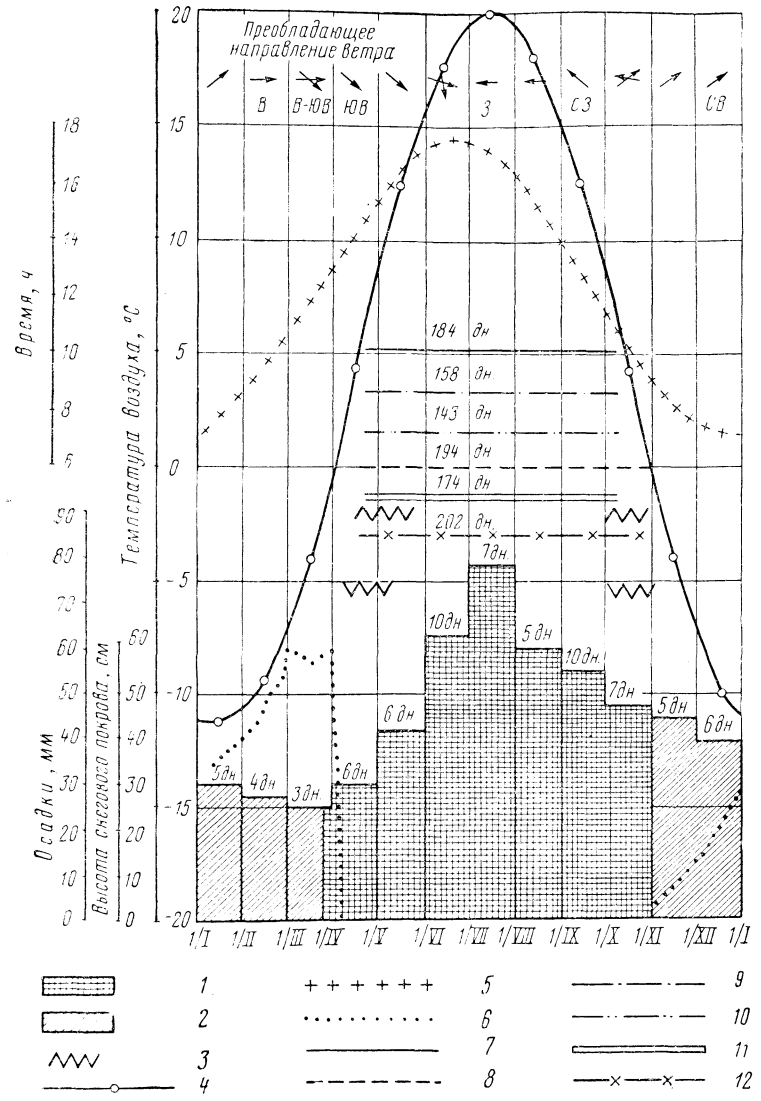


Рис. 62. График климатических характеристик района строительства:

1 — осадки дождевые; *2* — осадки снеговые; *3* — распутица на грунтовых дорогах; *4* — температура; *5* — продолжительность дня; *6* — толщина снегового покрова; *7* — земляные работы и устройство оснований; *8* — постройка малых мостов и труб; *9* — постройка асфальтобетонных покрытий; *10* — постройка облегченных усовершенствованных покрытий; *11* — постройка цементобетонных покрытий; *12* — разработка притрассовых карьеров

Зная температуры, при которых возможно проведение тех или иных дорожных работ, на графике климатических характеристик отмечают периоды, когда они могут выполняться. При этом следует учитывать, что с ростом механизации строительства и с переходом на индустриальные методы его выполнения, а также при применении новых дорожных конструкций и усовершенствовании технологии производства работ влияние климатических факторов снижается. Многие работы, например земляные и устройство каменных оснований дорожных одежд, могут с успехом выполняться в зимний период.

Дорожники СССР успешно борются за ликвидацию сезонности в дорожном строительстве.

Гидрологические и гидрогеологические условия характеризуются количеством выпадающих осадков, условиями стока и испарения воды, глубиной залегания грунтовых вод и особенностями их режима, режимом рек и ручьев. Все эти условия подлежат учету при проектировании водоотвода и при выборе конструкции земляного полотна.

При оценке влияния природных факторов на условия работы автомобильной дороги следует учитывать обратную зависимость — изменение природных условий в местах проложения дороги в результате ее постройки. Так, например, вырубка растительности на полосе отвода и расчистка придорожной полосы способствуют ее осушению, более глубокому промерзанию грунта зимой и более быстрому оттаиванию весной. Пересечение болота насыпью, сжимающей торф, может вызвать прекращение просачивания грунтовых вод и развитие процессов заболачивания.

§ 34. ИСТОЧНИКИ УВЛАЖНЕНИЯ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

Насыщение земляного полотна дороги влагой — крайне опасное явление, так как прочность всех элементов дороги при этом сильно снижается.

Грунтовые дороги в сухое летнее время имеют плотную ровную поверхность, обеспечивающую возможность движения автомобилей с высокими скоростями. Однако стоит пройти дождю, как грунт, впитавший в себя воду, становится мягким и легко прорезается колесами, которые образуют глубокие колеи, возрастает сопротивление качению колес, уменьшается коэффициент сцепления шин с грунтовой поверхностью, и часто автомобильное движение становится невозможным до просыхания дороги.

Дороги, имеющие на поверхности укрепленный слой из прочных каменных материалов — дорожную одежду, также часто разрушаются движением при насыщении водой подстилающего грунта. Откосы насыпей и выемок могут размываться стекающей водой. Крутые откосы насыпей и выемок после напитывания их водой часто оползают. Задача борьбы с переувлажнением земляного полотна осложняется тем, что вода может попадать в земляное полотно

двумя путями — просачиваясь с поверхности и поднимаясь до уровня грунтовых вод.

Выпадающая дождевая вода частично стекает по поверхности земли, а частично просачивается вглубь, скапливаясь над водонепроницаемыми слоями в порах вышележащего грунта. Поверхность образовавшейся таким образом грунтовой воды, заполняющей поры нижней части водопроницаемого слоя, называют горизонтом грунтовых вод.

Горизонт грунтовых вод представляет собой до некоторой степени смягченную копию рельефа местности. Обычно он несколько приподнимается под холмами и слегка снижается под долинами.

В местах, где водонасыщенный горизонт грунтовых вод выходит на поверхность земли, образуются ключи или болота. В этом месте горизонт грунтовых вод понижается. На грунтовом профиле в плоскости направления течения воды поверхность грунтовых вод образует кривую депрессии. Кривая депрессии тем круче, чем менее водопроницаем грунт.

Промежутки между грунтовыми частицами имеют малые размеры и образуют тонкие каналы неправильной формы и переменного сечения — капилляры. По этим капиллярам вода распространяется под действием молекулярных сил от горизонта грунтовых вод и из мест застоев на поверхности грунта. Таким образом, над горизонтом грунтовых вод и в поверхностном слое грунта после дождей имеются две зоны капиллярной воды: 1) поднимающаяся от горизонта грунтовых вод и 2) так называемая подвешенная, не связанная с горизонтом грунтовых вод, а образующаяся у дневной поверхности мелкозернистых грунтов после выпадения атмосферных осадков.

Уровень, которого достигает вода, поднимаясь от горизонта грунтовых вод по капиллярам, зависит от крупности грунтовых частиц и от степени уплотнения грунта. В песках высота капиллярного поднятия невелика (менее 30—50 *см*), а в слабо уплотненных пылеватых грунтах может достигать нескольких метров.

При повышении уровня грунтовых вод соответственно поднимается и горизонт капиллярного поднятия. Слой грунта выше уровня капиллярного поднятия содержит воду в виде тончайших пленок, измеряемых долями микрона (связанная вода), а также в виде водяных паров, содержащихся в воздухе, который находится в порах между частицами.

Отдельные виды грунтовой воды в земляном полотне не остаются в течение года в статическом равновесии. Под влиянием притока воды извне, а также при изменении температуры и атмосферного давления происходят колебания уровня грунтовых вод и горизонта капиллярного поднятия и перемещение водяных паров и пленочной влаги из мест с более высокой температурой в места с температурой более низкой.

Таким образом, источниками увлажнения земляного полотна являются выпадающие осадки, приток воды от дождей и таяния

снега по склонам местности, капиллярное поднятие от горизонта грунтовых вод, конденсация водяных паров из воздуха и перемещение пленочной влаги по поверхности грунтовых частиц.

В зависимости от климатического района, местных условий и от времени года преобладают те или иные причины увлажнения земляного полотна.

§ 35. ВОДНЫЙ РЕЖИМ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

Количество влаги W, находящееся в земляном полотне, не остается в течение года постоянным и изменяется за определенный промежуток времени согласно уравнению *водного баланса*.

$$W = (A + B + C) - (D + E + F), \qquad (121)$$

где A — осадки, выпадающие на земляное полотно;

B — приток воды с прилегающей к дороге местности;

C — приток воды от уровня грунтовых вод по капиллярам, а также путем пленочного и парообразного перемещения влаги;

D — сток воды с земляного полотна;

E — испарение влаги с поверхности грунта;

F — просачивание воды из земляного полотна в глубинные слои.

В разное время года соотношение между элементами, входящими в уравнение водного баланса, изменяется. Исследованием водного режима земляного полотна автомобильных и железных дорог в СССР занимались — профессора Г. Д. Дубелир, Н. В. Орнатский, А. К. Бируля, Г. М. Шахунянц, М. Н. Гольдштейн, Н. А. Пузаков, А. Я. Тулаев, И. А. Золотарь, В. М. Сиденко и др. Их работы позволили существенно прояснить механизм перемещения влаги и установить картину циклического изменения влажности в разных слоях земляного полотна в течение года.

На изменения водного режима земляного полотна, помимо атмосферных осадков, значительное влияние оказывают колебания температуры в течение года, создающие в теле земляного полотна температурные градиенты, под влиянием которых вода в грунте перемещается из более теплых мест к более холодным.

В годовом цикле изменения влажности грунтов земляного полотна, по предложению А. Я. Тулаева, различают следующие периоды: I — первоначальное накопление влаги осенью в результате просачивания дождевых осадков; II — промерзание земляного полотна и зимнее перераспределение влаги; III — оттаивание земляного полотна и весеннее переувлажнение грунта; IV — летнее просыхание земляного полотна.

Характер изменения водного режима существенно зависит от местных климатических условий, поскольку влияние факторов, входящих в уравнение водного баланса, по-разному проявляется в разных климатических зонах.

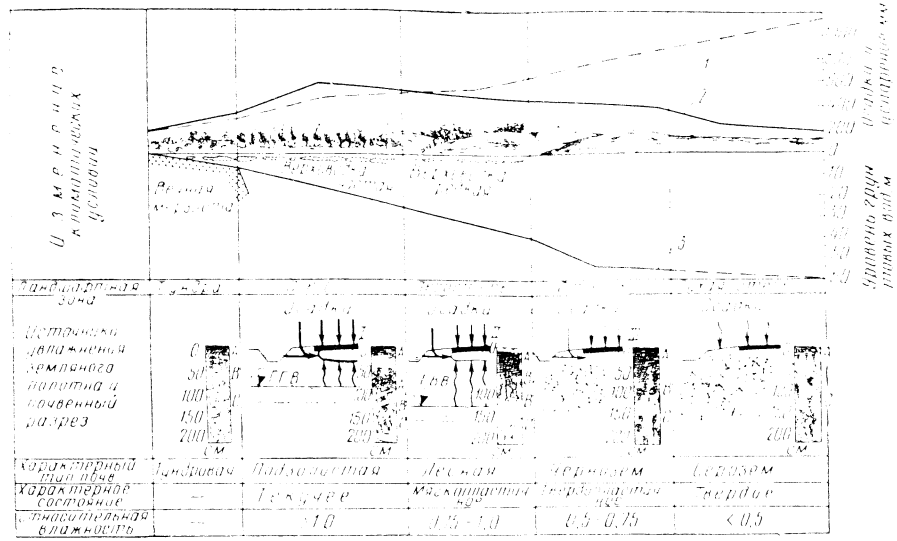


Рис. 63. Изменение климатических факторов и источников увлажнения земляного полотна в пределах Европейской территории СССР. Влажность выражена в долях предела текучести:

1 — испаряемость; *2* — осадки; *3* — уровень грунтовых вод;

I — пучины; *II* — возможные пучины; *III* — конденсация паров

На рис. 63 показано изменение роли источников увлажнения земляного полотна при передвижении с северо-запада на юго-восток Европейской части СССР.

В связи с увеличением глубины залегания уровня грунтовых вод, уменьшением количества выпадающих осадков и с ростом испарения по мере приближения к югу водный режим земляного полотна становится все более и более благоприятным, особенно если учесть, что одновременно с уменьшением интенсивности увлажнения снижается и влияние зимних температурных перемещений влаги. Поэтому в южных засушливых зонах роль грунтовых вод в изменениях водного баланса снижается, а роль парообразного перемещения влаги повышается. Важнейшими источниками увлажнения земляного полотна в степной зоне являются атмосферные осадки и конденсация водяных паров в порах грунта. В более северных зонах в увлажнении земляного полотна соответственно возрастает роль капиллярного поднятия грунтовых вод, расположенных вблизи от поверхности грунта, и уменьшается роль испарения влаги. По мере приближения к югу консистенция грунтов в весенний период в основании дорожной одежды становится все более плотной, а влажность, выраженная в долях предела текучести, — меньшей.

§ 36. ЗИМНЕЕ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЕ ВЛАГИ В ГРУНТЕ И ПРОЦЕСС ПУЧИНООБРАЗОВАНИЯ

Для дорог, построенных в северных и центральных районах страны с дождливой осенью и холодными морозными зимами, характерны процессы зимнего перераспределения влаги в земляном полотне, приводящие к перемещению влаги и к накоплению ее в верхних слоях грунта. При этом в грунте образуются ледяные прослойки, которые вызывают увеличение его объема, часто являющееся причиной взбугривания дорожных одежд. При весеннем оттаивании сопротивление сильно увлажненного грунта земляного полотна нагрузкам резко снижается. На дорогах, где дорожная одежда имеет недостаточную прочность, возникают характерные деформации, связанные с проломами дорожной одежды (весенние пучины).

В процессе замерзания в теле земляного полотна создается разность температур в пределах от плюс 4—6° С у уровня грунтовых вод до отрицательных температур в промерзшей зоне грунта. Под влиянием разности температур влага начинает перемещаться от теплого грунта к границе промерзания.

Имеется несколько путей перемещения воды в промерзающем грунте:

перемещение влаги по пленкам, обволакивающим грунтовые частицы, от более теплых частиц к более холодным, обладающим большей поверхностной энергией;

путем конденсации на охлажденных поверхностях грунтовых частиц водяных паров, приносимых содержащимся в грунте воздухом из нижних теплых слоев при конвекционной циркуляции в порах грунта. Парообразное перемещение влаги прекращается при влажности грунта, близкой к капиллярной влагоемкости, когда капилляры начинают замыкаться кольцами менисков воды;

по тонким капиллярам, из которых незамерзающая вода всасывается в мерзлую часть грунта к центрам кристаллизации.

В пределах промерзшей толщи грунта вода в капиллярах замерзает при температуре — 0,2° С. При понижении температуры грунта ниже 0° С вода, замерзая, образует в отдельных крупных порах кристаллы льда. Молекулы воды в поверхностных слоях водных пленок на грунтовых частицах, соприкасающихся с кристаллами льда, при понижении температуры начинают подтягиваться к кристаллам льда, включаясь в их кристаллическую решетку. В мелкозернистых грунтах эти кристаллы постепенно увеличиваются в объеме, притягивая к себе влагу от окружающего грунта и из нижерасположенного незамерзшего грунта. Возникающая «всасывающая сила» заставляет воду по системе пленок передвигаться из незамерзших слоев к центрам замерзания, вызывая накопление в грунте прослоек льда. По данным проф. Н. А. Пузакова, перемещение влаги протекает интенсивно при температурах от 0 до —3° С. При более низких температурах большая часть рыхло связанной пленочной воды замерзает и перемещение влаги в грунте практически прекращается.

Количество воды, подтянутой к растущим ледяным кристаллам, бывает тем больше, чем дольше продолжается процесс постепенного промерзания грунта, т. е. чем более длительный период времени температура какого-либо слоя грунта находится в пределах от 0 до —3° С. При быстром промерзании грунта количество влаги, которое успевает подойти к каждому центру кристаллизации невелико, так как по мере опускания границы промерзания в грунте возникают новые центры кристаллизации, к которым направляется поток влаги. Горизонты накопления ледяных прослоек обычно соответствуют периодам, когда границы промерзания удерживаются на одном уровне.

Растущие ледяные кристаллы, заполняя поры, имеющиеся в грунте, образуют ледяные прослойки, которые раздвигают грунтовые частицы и вызывают поднятие (пучение) поверхности грунта. На рис. 64 показан примерный график хода промерзания и пучения грунта в течение зимы.

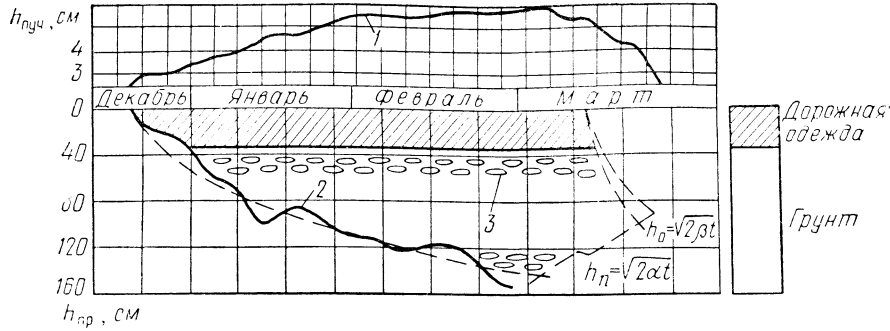


Рис. 64. Рост глубины промерзания и вспучивания грунта в течение зимнего периода:

1 — вспучивание покрытия; *2* — промерзание грунта земляного полотна; *3* — линзы льда

Сопротивление, оказываемое весом расположенных выше слоев грунта, затрудняет накопление льда и противодействует образованию ледяных прослоек. Поэтому с увеличением глубины интенсивность образования в грунте ледяных кристаллов уменьшается.

Процесс перемещения влаги и ее накопления в мерзлом грунте наиболее интенсивно протекает в пылеватых грунтах с большим содержанием частиц размером от 0,05 до 0,002 *мм*. В этих грунтах поверхность грунтовых зерен достаточно развита, чтобы обеспечить подтягивание к центрам кристаллизации большого количества пленочной воды. Поры грунта достаточно крупны, чтобы в них происходило и парообразное перемещение влаги.

В грунтах с большим содержанием глинистых частиц вода перемещается замедленно, поскольку в тончайших порах глинистых грунтов вязкость связанной воды очень велика, а микроструктура грунтов создает значительные сопротивления для перемещения влаги.

Характеристикой интенсивности процесса зимнего влагонакопления в грунте может служить коэффициент пучения $K_п$, который выражает отношение высоты поднятия поверхности грунта к глубине промерзания. По данным Н. А. Пузакова, при благоприятных грунтовогидрологических условиях $K_п = 2—3\%$. В неблагоприятных случаях, например при близком к поверхности грунта стоянии уровня грунтовых вод, $K_п$ может достигать 15—20%. Общее количество влаги, накопившейся в земляном полотне за зимний период, при различных источниках увлажнения земляного полотна наиболее просто может быть найдено методами, предложенными Н. А. Пузаковым.

Рассмотрим процессы зимнего влагонакопления в столбике грунта с площадью сечения, равной единице, охлаждаемого сверху.

В зависимости от источников увлажнения имеются три схемы расчета.

1. Сухие местности с обеспеченным стоком поверхностных вод, глубоким залеганием уровня грунтовых вод и относительно малым количеством осадков.

Накопление влаги в верхних слоях земляного полотна происходит в этом случае за счет перераспределения пленочной влаги в зоне отрицательных температур. Наблюдения за промерзанием грунтов (см. рис. 64) показывают, что скорость распространения определенной отрицательной температуры в глубь грунта с достаточной точностью подчиняется эмпирической зависимости

$$H_t = \sqrt{2a_T t}, \qquad (122)$$

a_T — коэффициент, зависящий от рассматриваемой температуры и климатических условий местности, *см*²/*сутки*;

t — продолжительность промерзания, сутки.

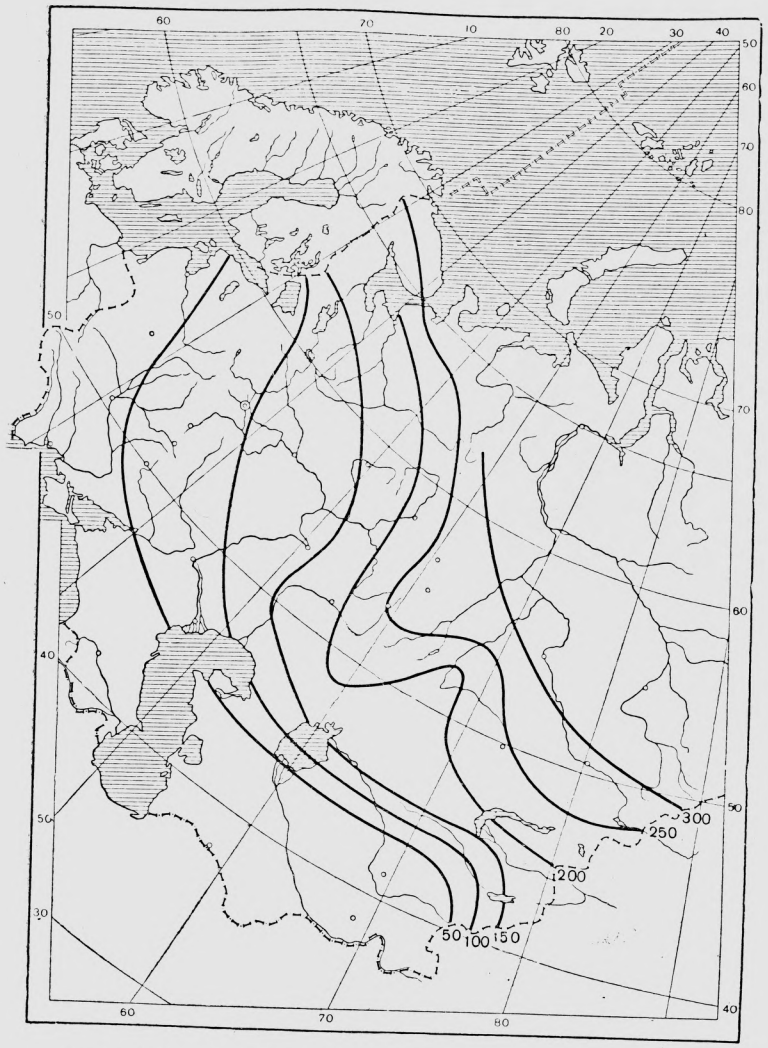


Рис. 65. Карта изолиний климатического параметра α_{-1°

Значения $\alpha_т$ для каждой местности могут быть установлены по данным многолетних наблюдений на метеорологических станциях. Средние значения для изотермы — 1° С, при которой практически начинает замерзать грунт, колеблются в пределах от 50 до 150 *см²/сутки* и более.

Примерная карта изолиний климатического коэффициента $\alpha_т$ по Н. А. Пузакову приведена на рис. 65.

Для изотермы — 3° С, при которой адсорбированная вода утрачивает подвижность, значение α_{-3° составляет в зависимости от типа грунта от 0,1 α_{-1° до 0,85 α_{-1°

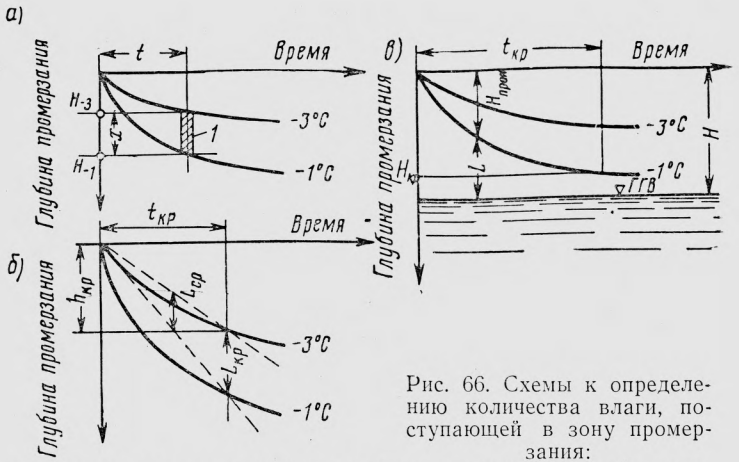


Рис. 66. Схемы к определению количества влаги, поступающей в зону промерзания:

а — изменение во времени мощности зоны пучения грунта; *б* — средний путь перемещения незамерзшей влаги; *в* — путь перемещения в зоне капиллярного увлажнения

Мощность мерзлой зоны, в пределах которой происходит перемещение влаги, через t дней после начала промерзания согласно рис. 66, *а* и формуле (122) составляет

$$x = H_{-1^\circ} - H_{-3^\circ} = (\sqrt{\alpha_{-1}} - \sqrt{\alpha_{-3}})\sqrt{2t}. \qquad (123)$$

Лабораторные опыты показали, что количество незамерзшей воды на изотерме —1° С близко к молекулярной влагоемкости W_0, а на изотерме —3° С к утроенной гигроскопичности грунта W_1. Величины W_0 и W_1 выражены в долях объема, занимаемых водой.

Таким образом, разность $W_0 - W_1$ характеризует количество рыхло связанной воды, которая может перемещаться под влиянием температурных градиентов. Распространяя общие закономерности механики грунтов на случай перемещения пленочной влаги принимают, что аналогично гравитационной фильтрации воды через грунт скорость пленочного перемещения воды может быть выражена зависимостью

$$v = \kappa \frac{W_0 - W_1}{L}, \qquad (124)$$

где κ — коэффициент молекулярной влагопроводимости грунта, величина которого может быть определена опытным путем; *см²/сутки*;

L — путь перемещения влаги — расстояние между изотермами —1° С и —3° С.

В этой формуле, как и для фильтрации гравитационной воды, напор выражен в виде приведенного столба перемещающейся жидкости $W_0 - W_1$.

В период от начала промерзания до достижения критической глубины $h_{кр}$, ниже которой давление грунта препятствует возникновению линз льда, средний путь перемещения незамерзшей пленочной влаги (см. рис. 66, *б*) равен

$$L_{ср} = \frac{L_{t=0} + L_{t=t_{кр}}}{2} = \frac{\sqrt{2t_{кр}}(\sqrt{\alpha_{-1}} - \sqrt{\alpha_{-3}})}{2}. \qquad (125)$$

Значения $h_{кр}$ для средней части Европейской территории СССР приведены далее в табл. 47.

Следовательно, скорость перемещения влаги

$$v = \frac{2\kappa(W_0 - W_1)}{\sqrt{2t_{кр}}\left(\sqrt{a_{-1}} - \sqrt{a_{-3}}\right)}. \quad (126)$$

Общее количество влаги, переместившейся в зону замерзания за время $t_{кр}$, равно

$$Q_1 = \int_0^{t_{кр}} v\,dt = 2\kappa \frac{W_0 - W_1}{\sqrt{a_{-1}} - \sqrt{a_{-3}}} \sqrt{2t_{кр}}. \quad (127)$$

2. Районы с достаточным количеством осадков и с затрудненным стоком воды от земляного полотна.

За осенние месяцы верхний слой грунта насыщается влагой и создается столб подвешенной капиллярной влаги со средней влажностью, превышающей 0,6 от предела текучести грунта.

Увлажнение грунта в зоне отрицательных температур происходит за счет перемещения пленочной и капиллярно-подвешенной воды. Количество перемещающейся влаги определяют аналогично предыдущему случаю, но с учетом того, что влажность грунта изменяется от начальной капиллярной влагоемкости $W_к$ до молекулярной влагоемкости W_0.

По мере промерзания весь подвешенный столб капиллярной воды подтягивается кверху. Таким образом, во втором расчетном случае учитывают перемещение воды в зоне положительных температур. Анализ, проведенный Н. А. Пузаковым, показал, что путь фильтрации воды изменяется пропорционально корню квадратному из продолжительности охлаждения

$$L = \sqrt{12\kappa_к t_{кр}}. \quad (128)$$

Средний за время $t_{кр}$ путь фильтрации

$$L = \frac{1}{2}\sqrt{12\kappa_к t_{кр}}.$$

Следовательно, условный градиент притока капиллярной влаги в этом случае равен

$$I = \frac{2(W_к - W_0)}{\sqrt{12\kappa_к t_{кр}}}, \quad (129)$$

где $\kappa_к$ — коэффициент капиллярной влагопроводимости грунта, *см/суток*;
t — продолжительность промерзания.

Скорость притока капиллярной влаги

$$v_к = 2\kappa_к \frac{W_к - W_0}{\sqrt{12\kappa_к t_{кр}}}. \quad (130)$$

Приток капиллярной влаги в мерзлую зону

$$Q_2 = \int_0^{t_{кр}} v_к\,dt = 2\kappa_к \frac{W_к - W_0}{\sqrt{12\kappa_к}} \sqrt{2t_{кр}} = 1{,}15(W_к - W_0)\sqrt{\kappa_к t_{кр}}. \quad (131)$$

Таблица 9

Грунты	Коэффициент молекулярной влагогр. вопности k, *см²/сутки*	Коэффициент капиллярной влагопроводности $k_к$, *см/сутки*	$W_к - W_0$	$k(W_0 - W_1)$
Глины	1,20	17,0	0,18	0,12
Суглинки	1,10	10,0	0,13	0,14
Пылеватые суглинки	1,20	—	—	0,14
Пылеватые супеси	2,80	7,1	0,10	0,31
Мелкие супеси	1,85	—	—	0,19
Супеси	1,70	6,6	0,05	0,17
Пылеватые пески	1,65	—	—	0,16

3. В местностях с близким от поверхности стоянием горизонта грунтовых вод (постоянно сырые места) путь фильтрации сокращается по мере роста глубины промерзания (рис. 66, *в*).

$$L = H - h_{пр} = H - \sqrt{2a_{-1}t_{кр}} \quad (132)$$

где H — глубина уровня грунтовых вод от поверхности грунта.

Аналогично предыдущему

$$v_з = \kappa_к I_к = 2\kappa_к \frac{W_к - W_0}{H - h_к} = 2\kappa_к \frac{W_к - W_0}{H - \sqrt{2a_{-1}t_{кр}}}. \quad (133)$$

Приток воды в морозную зиму

$$Q_з = \int_0^{t_{кр}} v_з\,dt = 2\kappa_к \frac{W_к - W_0}{a_{-1}} \left(2{,}3H \lg \frac{H}{H - \sqrt{2a_{-1}t_{кр}}} - \sqrt{2a_{-1}t_{кр}}\right). \quad (134)$$

Зная количество воды, поступившей в промерзающую зону, можно (допуская, что вся вода замерзает) определить для всех случаев увлажнения высоту пучения по формуле

$$H_{пуч} = 1{,}1Q. \quad (135)$$

Средние значения входящих в формулы значений коэффициентов капиллярной влагопроводимости κ и $\kappa_к$ для разных грунтов, по данным Н. А. Пузакова, приводятся в табл. 9.

§ 37. ДОРОЖНО-КЛИМАТИЧЕСКОЕ РАЙОНИРОВАНИЕ СССР

Условия водного режима земляного полотна зависят от местных климатических условий района проложения дороги. Разнообразие климатических, почвенно-грунтовых и гидрологических условий на обширной территории СССР не позволяет проектировать земляное полотно и дорожную одежду в разных геофизических зонах СССР по единым правилам.

Построенная автомобильная дорога, подвергаясь воздействию климатических факторов, участвует во всех естественно-историче-

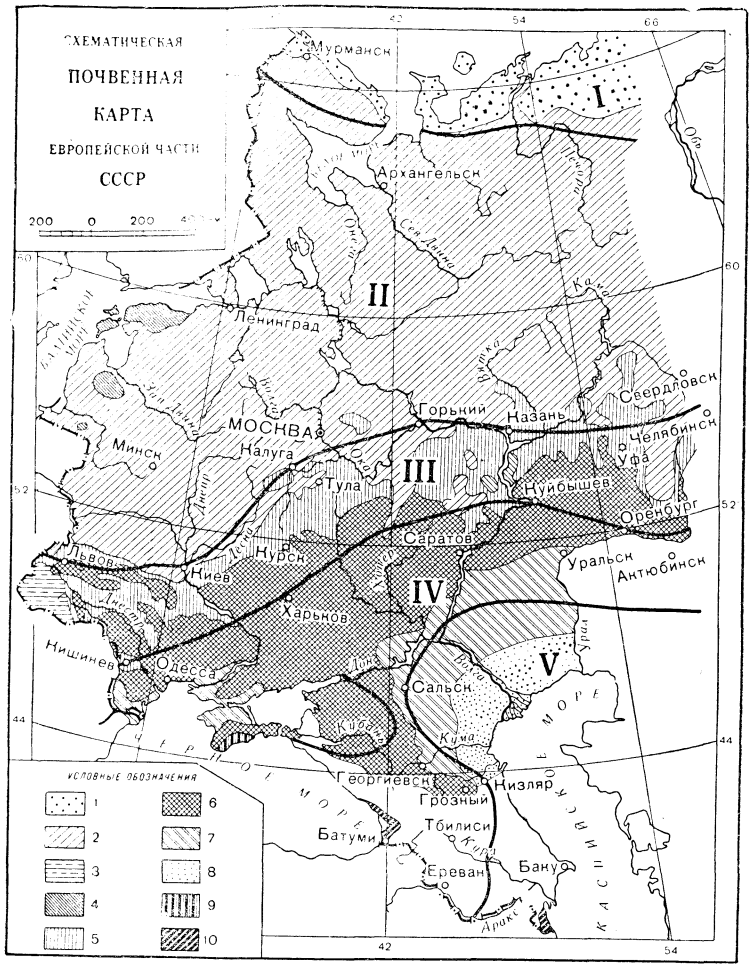


Рис. 67. Дорожно-климатические и почвенные зоны Европейской части СССР:

1 — тундровые почвы; *2* — подзолистые и заболоченные почвы; *3* — горно-лесные подзолистые почвы; *4* — дерновые перегнойно-карбонатные почвы, вперемежку с подзолистыми; *5* — серые лесные земли и другие почвы лесостепи; *6* — черноземные почвы; *7* — каштановые почвы и солонцы; *8* — бурые почвы, солонцы и развеваемые пески; *9* — буроземы южных лиственных лесов Кавказа и Крыма; *10* — красноземы, желтоземы и субтропические подзолистые почвы

ских процессах, протекающих в поверхностных слоях земной коры. Влияние этих природных факторов несколько смягчается мероприятиями, предусматриваемыми при проектировании дороги: возвышением низа дорожной одежды над источниками увлажнения, устройством водонепроницаемых покрытий, теплоизоляционных слоев и др. Эти мероприятия назначаются в зависимости от водно-теплового режима местности.

Водно-тепловой режим местности кладется в основу дорожно-климатического районирования. Характеристикой водно-теплового режима является современный почвенный покров, отражающий условия водно-теплового режима грунтовой толщи, поскольку распространение отдельных почвенных типов показательно для определенных климатических зон. Исходным материалом для деления территории СССР на дорожно-климатические зоны принята почвенная карта, в которую при районировании внесены коррективы на основе учета опыта эксплуатации построенных дорог, поскольку почвенные типы являются продуктом многовекового воздействия на грунт изменяющихся во времени природных факторов.

Сопоставление карты дорожного районирования со схемой распространения почвенных типов (рис. 67) и с картой ландшафтных зон на территории СССР по Л. С. Бергу (рис. 68) показывает, что зоны дорожного районирования примерно соответствуют границам почвенных и ландшафтно-географических зон.

По дорожно-климатическим условиям территория СССР разделена на пять зон:

I зона — распространения многолетнемерзлых грунтов (вечной мерзлоты) — расположена севернее линии Мончегорск — Поной — Несь — Ошкурья — Сухая Тунгуска — Канск — Туран — Слюдянка — Госграница и Биробиджан — Де-Кастри. Эта зона включает в себя зоны тундры, лесотундры и северо-восточную часть лесной зоны, охватывая районы распространения вечномерзлых грунтов, характеризующиеся переувлажнением верхних слоев грунта. Просачиванию воды вглубь препятствует расположенный вблизи от поверхности грунта мерзлый грунт. Испарение незначительное в связи с кратковременностью теплого периода года.

В пределах Европейской части территории СССР I зона характеризуется преобладающим распространением тундровых почв. В связи с исключительно сильно проявляющейся зависимостью глубины залегания вечномерзлого слоя от растительного покрова, рельефа и экспозиции склонов по отношению к странам света типовых рекомендаций по конструированию земляного полотна и дорожной одежды для I дорожно-климатической зоны не дается.

II зона — избыточного увлажнения — ограничивается с юга линией Львов — Житомир — Калуга — Горький — Ижевск — Тобольск — Томск — Канск и далее на участке Биробиджан — Де-Кастри южнее I зоны до Государственной границы с Китайской Народной Республикой.

Положение южной границы зоны в пределах Европейской части территории СССР примерно соответствует северной границе серых лесных почв и лесной ландшафтной зоны. В западной части зона включает заболоченные территории Полесья.

II зона характеризуется избыточным увлажнением вследствие значительного количества выпадающих осадков, малой испаряемости и высокого расположения уровня грунтовых вод.

Коэффициент водного баланса по проф. А. Н. Костякову (отношение впитывающейся в грунт части годового количества осадков к величине испарения за тот же период) для II зоны составляет от 1,5 до 2. Зона характеризуется таежными и смешанными лесами и почвами подзолистого типа.

В отличие от остальных зон II зона включает значительную часть территории СССР с резко различающимися по климатическим условиям районами. Несомненно, что в дальнейшем в ее пределах окажется необходимым выделить самостоятельные подзоны. При этом придется дополнительно учитывать географические закономерности распределения природных факторов, влияющих на проектирование дорожных одежд, — осеннее влагонакопление в грунтах, скорость промерзания и зимнее влагонакопление.

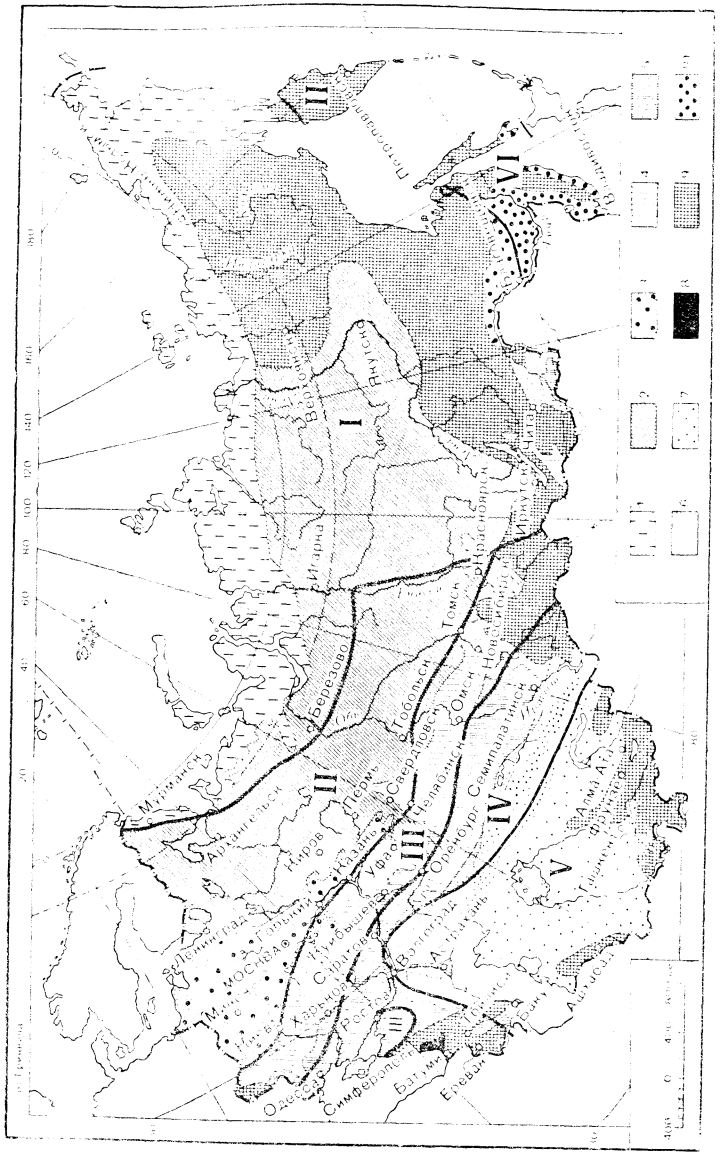


Рис. 68. Ландшафтное районирование СССР по акад. Л. С. Бергу и дорожно-климатическое районирование Азиатской части СССР:

1 — тундры; *2* — тайга; *3* — смешанный лес; *4* — лесостепь; *5* — степь; *6* — полупустыня; *7* — пустыня; *8* — субтропики; *9* — горные районы; *10* — вечномерзлые и смешанные леса

III зона — переменного увлажнения — расположена к югу от границы II зоны до линии Кишинев — Кировоград — Харьков — Куйбышев — Оренбург — Кустанай и далее южнее Омска на 100 *км* до Бийска и Турана. Южная граница зоны соответствует северной границе распространения черноземных почв. По почвенным типам III зона располагается в пределах оподзоленных почв лесостепи и выщелоченных черноземов. Зона характеризуется избыточным увлажнением весной и осенью, однако среднегодовой коэффициент водного баланса близок к единице. В отдельные годы приток влаги может превышать расход, в другие может происходить обратное явление.

IV зона — недостаточного увлажнения — охватывает обширные территории, покрытые черноземами. В северной части зона относится к лесостепи, на правобережье Днепра распространены смешанные леса, южная часть левобережья представляет собой степь. Зона характеризуется умеренной влажностью верхних слоев грунта вследствие значительной испаряемости и небольшого количества осадков. Коэффициент водного баланса составляет 0,5—0,6. Грунтовые воды расположены на большой глубине.

V зона — засушливая — расположена юго-восточнее линии Джульфа — Степанакерт — Кировабад — Буйнакск — Кизляр — Сальск — Волгоград и далее южнее на 200 *км* линии Уральск — Актюбинск — Тургай — Караганда и севернее побережья оз. Балхаш.

Зона характеризуется незначительным увлажнением грунтов вследствие сильной испаряемости. Границы V дорожно-климатической зоны примерно совпадают с ландшафтной зоной сухих степей и полупустынь и характеризуются распространением бурых и каштановых почв с включением солонцов и солончаков.

Условия промерзания грунтов более благоприятны в западной части выделенных климатических зон, чем в восточной, где климат более континентальный, количество осадков меньше, а скорость промерзания выше. Границу между западными и восточными частями зоны условно принимают по Северной Двине и Волге.

Высокогорные районы Кавказа и Средней Азии не охватываются дорожно-климатическим районированием. Подчинение расположения почв в этих районах вертикальной зональности, распространение скальных и каменистых грунтов, а также резкая зависимость условий увлажнения от высоты над уровнем моря и от экспозиции склона относительно стран света не дают возможности дать общую дорожно-климатическую характеристику этих районов. Точно так же и для морских прибрежных районов независимо от их географического положения условия увлажнения обосновываются в каждом конкретном случае.

§ 38. ОЦЕНКА ГИДРОЛОГИЧЕСКИХ И ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ МЕСТНОСТИ

Для назначения рабочей отметки и толщины дорожной одежды большое значение имеет оценка гидрологических и гидрогеологических условий придорожной полосы, влияющих на возможную влажность земляного полотна.

Дорожно-климатическое районирование дает лишь общую характеристику географического района. Особенности проложения трассы дороги могут в пределах каждой зоны существенно изменять условия работы грунта в земляном полотне, что учитывается введением понятия о гидрологической группе местности.

Рациональным проектированием дороги всегда можно значительно смягчить влияние неблагоприятного сочетания гидрологических и гидрогеологических факторов. Однако это может быть связано с значительным удорожанием стоимости строительства и должно обосновываться технико-экономическими расчетами по сравнению с вариантами обхода неблагоприятных участков.

Участки трассы по условиям увлажнения могут быть разделены на три типа:

1) сухие места без избыточного увлажнения, к которым относят участки с обеспеченным поверхностным стоком, без признаков заболачивания и с глубоким залеганием уровня грунтовых вод; участки, сложенные на большую глубину песками;

2) сырые места с избыточным увлажнением в отдельные периоды года с необеспеченным поверхностным водоотводом, характеризующиеся избыточным увлажнением поверхностными водами при глубоком залегании грунтовых вод и с застоями воды весной и осенью, участки с признаками поверхностного заболачивания и участки с затрудненным стоком при слабопроницаемых почвах (западины и блюдца на широких водораздельных плато, низины, равнины, котловины и нижняя часть затяжных залесенных склонов);

3) мокрые места с постоянным избыточным увлажнением — верхняя толща грунтов постоянно увлажнена близко стоящими грунтовыми водами или застаивающимися на длительное время (более 20 суток) поверхностными водами; почвы торфяные, грунты оглеенные с признаками заболачивания, солончаки, постоянно орошаемые территории засушливой зоны.

При отнесении участка проложения трассы к тому или иному типу гидрологических условий руководствуются рельефом местности и данными почвенно-грунтовой съемки. Наглядным внешним признаком для предварительной оценки грунтовых и гидрогеологических условий часто является растительность, поскольку отдельные комплексы растительных форм встречаются только при определенных сочетаниях почв и гидрогеологических условий [1].

Резкое изменение растительности обычно связано с изменением условий увлажнения. Признаком выхода грунтовых вод служит появление влаголюбивой растительности среди более сухолюбивой, свежесть растений, сочность их листвы, густота дернового покрова.

В степной и засушливой зонах растительность служит хорошим индикатором степени засоления почв.

Изыскатель должен знать связь между типами растительности и почвенными и гидрогеологическими условиями мест их произрастания для оценки места проложения трассы.

ЛИТЕРАТУРА

Берг Л. С. Географические зоны Советского Союза. Ч. I. 1947, ч. II. 1952. М., Географгиз.

Пузаков Н. А. Водно-тепловой режим земляного полотна автомобильных дорог. М., Автотрансиздат, 1960.

Сиденко В. М. Расчет и регулирование водно-теплового режима дорожных одежд и земляного полотна. М., Автотрансиздат, 1962.

Эдельштейн А. С. Основы геоморфологии. М., Госгеолиздат, 1947.

[1] И. В. Ларин. Определение почв и сельскохозяйственных угодий по растительному покрову. М., Сельхозгиз, 1953.

Глава 8

ДОРОЖНЫЙ ВОДООТВОД

§ 39. СИСТЕМА СООРУЖЕНИЙ ПОВЕРХНОСТНОГО И ПОДЗЕМНОГО ВОДООТВОДОВ И ПРИНЦИПЫ ИХ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Система дорожного водоотвода состоит из ряда сооружений и отдельных конструктивных мероприятий, предназначенных для предотвращения переувлажнения земляного полотна. Система служит для перехвата и отвода воды, поступающей к земляному полотну, или для преграждения доступа воды в верхнюю часть земляного полотна. Целью ее устройства является обеспечение постоянного безопасного режима влажности грунтовых оснований дорожных одежд.

Для того чтобы отвести поверхностную воду, выпадающую на дорогу и притекающую к ней, придают выпуклое очертание поперечному профилю земляного полотна и дорожной одежде (поперечный уклон способствует стоку воды с дороги), планируют и укрепляют обочины; для отвода воды вдоль дороги устраивают боковые водоотводные канавы, а часто используют для этого резервы у дорожных насыпей; устраивают нагорные канавы, перехватывающие воду, которая стекает по склонам местности к дороге.

Для обеспечения стока воды с покрытия проезжей части придают поперечный уклон от середины к обочинам. Чем меньше ровность поверхности покрытия, тем больше должен быть поперечный уклон, так как вода, испытывая сопротивление стеканию, может застаиваться в неровностях поверхности и просачиваться в покрытие. Однако требования удобства движения автомобилей вынуждают ограничивать крутизну поперечного уклона возможно меньшей величиной, достаточной для обеспечения стока воды. На необходимость ограничения величины поперечного уклона указывают следующие обстоятельства:

при больших поперечных уклонах и скользкой поверхности дороги возможно сползание автомобилей с покрытия; особенно ярко это проявляется на накатанных движением профилированных грунтовых дорогах после дождей, когда поверхность дороги покрывается тонким слоем грязи;

при выезде на середину проезжей части у автомобилей, имеющих спаренные задние колеса, внутренние шины перегружаются, что приводит к усиленному износу шин и покрытия;

поперечный уклон покрытия способствует появлению бокового увода шин, что увеличивает сопротивление движению, ухудшает управляемость автомобилей и приводит к износу шин.

Принимаемые в зависимости от типа покрытия поперечные уклоны дорожных одежд приводятся в табл. 10.

Обочинам придают бо́льший поперечный уклон, чем покрытию, так как на их поверхности при эксплуатации могут появляться не-

Таблица 10

Тип покрытия	Поперечный уклон покрытия, ‰	
	наименьший	наибольший
Асфальтобетонное и цементобетонное	15	20
Гравийное и щебеночное, обработанные органическими вяжущими материалами, мозаиковые, брусчатые и клинкерные мостовые	20	25
Гравийное, щебеночное	25	30
Мостовая из булыжного или колотого камня, грунтовые, укрепленные местными материалами	30	40

ровности, вызванные заездом автомобилей в неблагоприятную погоду, а застои воды даже на укрепленной обочине приводят к переувлажнению земляного полотна. В зависимости от типа грунта земляного полотна и типов покрытий обочины устраивают с уклоном на 10—20‰ больше, чем покрытие, т. е. обычно в пределах 40—60‰.

Поперечный профиль проезжей части обычно очерчивается по параболе или по двум наклонным прямым, сопряженным в средней части круговой вставкой длиной 2 *м*. При параболическом очертании поверхности дороги поперечный уклон по оси ее равен нулю и достигает наибольшего значения 60‰ у бровок земляного полотна. Стрелка параболы равна 1,5% от ширины земляного полотна.

Обочины на дорогах I—II категорий планируют, уплотняют и укрепляют на ширину 0,75 *м* от проезжей части бетонными плитами, щебеночными и гравийными материалами с обработкой их вяжущими или мостят камнем. На остальной части ширины обочину укрепляют щебнем, гравием, а также грунтом, обработанным вяжущими материалами, а на дорогах с малой интенсивностью движения засевают низкорослыми травами для создания дернового покрова.

В пределах населенных пунктов поверхность обочины необходимо на всю ширину укреплять гравием, щебнем, шлаком, местными слабыми каменными материалами или обрабатывать вяжущими материалами. Если обочины не укреплены или вдоль покрытия не уложены краевые полосы, условия работы краев покрытия также резко ухудшаются, что часто вызывает их обламывание.

Боковые канавы (кюветы) устраивают в выемках и у насыпей, высотой до 1—1,2 *м*. Эти канавы служат для отвода воды, стекающей во время дождя и таяния снега с поверхности дороги и прилегающей к ней местности. Боковые канавы способствуют также осушению верхней части земляного полотна в связи с испарением влаги с внутренних откосов боковых канав. Однако положительное действие боковых канав сказывается лишь при быстром отводе из них воды.

При невозможности отвода поверхностной воды и, следовательно, неизбежности застоя ее вблизи от дороги в течение длительного времени необходимо назначать такое возвышение низа дорожной одежды над поверхностью земли или уровнем длительного стояния воды в пониженных местах около дороги, чтобы капиллярное поднятие не достигало грунтового основания (табл. 11). Возвышение низа дорожной одежды, достигаемое увеличением высоты насыпи, — наиболее эффективный способ обеспечить устойчивость земляного полотна, возведение которого при современных средствах механизации не вызывает существенных затруднений и стоимость которого составляет сравнительно малый процент от общей стоимости дороги.

При водонепроницаемых грунтах и малоудовлетворительных условиях поверхностного стока боковым канавам (рис. 69) придают трапецеидальное сечение с шириной по дну 0,4 *м* и глубиной обычно 0,7—0,8 *м* (до 1—1,2 *м* как максимум), считая от бровки насыпи. Откосам канав в выемках придают крутизну 1 : 1,5, а у насыпей внутренний откос канав устраивают с крутизной 1 : 3.

Если земляное полотно возводят в сухих местах с обеспеченным быстрым стоком поверхностных вод, а грунтовые воды расположены глубоко, боковые канавы устраивают треугольного сечения глубиной не менее 30 *см* от поверхности земли. Крутизна откосов таких канав 1 : 3 и менее обеспечивает автомобилям возможность безопасного съезда с насыпи.

В водопроницаемых песчаных, щебенистых и гравелистых грунтах, обеспечивающих быстрое впитывание воды в любое время года, канавы не делают.

Таблица 11

Грунты земляного полотна	Наименьшее возвышение низа дорожной одежды, *м*, в дорожно-климатических зонах			
	II	III	IV	V
Пески средние и мелкие, супеси легкие	0,5 / 0,7	0,4 / 0,6	0,3 / 0,5	0,2 / 0,4
Пески пылеватые, супеси тяжелые	0,6 / 1,2	0,5 / 0,8	0,4 / 0,8	0,3 / 0,7
Супеси пылеватые, тяжелые пылеватые; суглинки легкие и тяжелые пылеватые	0,8 / 1,9	0,6 / 1,7	0,5 / 1,4	0,4 / 1,3
Тяжелые суглинки; глины пылеватые, песчанистые и жирные	0,7 / 1,9	0,6 / 1,4	0,4 / 1,1	0,4 / 1,0

Примечание. В числителе даны наименьшие возвышения над уровнем земли, а в знаменателе — над уровнем длительного стояния поверхностных и грунтовых вод.

В выемках, расположенных в гравелистых, щебенистых грунтах или легко выветривающихся скальных породах, устраивают трапецеидальные канавы глубиной не менее 0,3 *м* с откосами 1 : 1. В прочном скальном грунте делают треугольные лотки глубиной не менее 0,3 *м* с внутренним откосом 1 : 3 и внешним 1 : 1—1 : 0,5.

Глубину канав в равнинной местности назначают по опыту эксплуатации в указанных выше пределах, проверяя в случаях необходимости, при значительном притоке воды с окружающей местности, достаточность пропускной способности канав гидравлическими расчетами (см. § 39). Вероятность (частоту повторения) расчетного паводка, наполняющего канаву, принимают в зависимости от категории дороги. При этом глубину канав назначают таким образом, чтобы низ выхода дренажного слоя дорожной одежды на откос (или дренажных воронок) возвышался над дном канавы не менее чем на 20 *см*.

При помощи боковых водоотводных и нагорных канав поверхностные воды отводятся в пониженные места (лога, тальвеги), и пропускаются через дорогу, для чего в логах строят водопропускные трубы под насыпями и малые мосты (см. § 41).

Если приток воды слишком большой, водоотводные канавы или резервы могут переполняться и не будут выполнять своих функций по осушению земляного полотна. В связи с этим вода из боковых канав и резервов, расположенных с нагорной стороны, сбрасывается на низовую сторону дороги перепускными трубами, располагаемыми не реже чем через 500 *м* вдоль дороги на спуске к тальвегу.

Поверхностные воды притекают к рассматриваемому участку дороги с некоторой площади, называемой водосбором (бассейном). Бассейн оконтурен водоразделом, т. е. линией, от которой сток воды происходит в обе стороны (рис. 70). Площадь бассейна делится на части: с площади «*а*» вода притекает непосредственно к водопропускному сооружению (мосту, трубе) и по водоотводным канавам не проходит; с площадок «*б*», а также с поверхности дороги вода притекает сначала к канавам или к резервам, а по ним

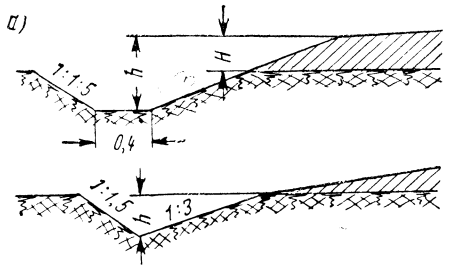


Рис. 69. Поперечные сечения боковых канав:
а — трапецеидальное; *б* — треугольное

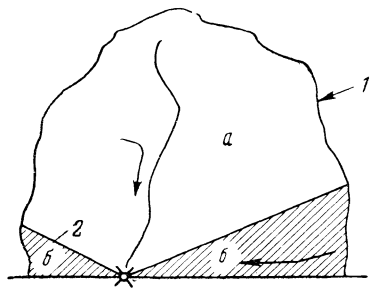


Рис. 70. Схема малого бассейна:
1 — общий водораздел; *2* — местные водоразделы

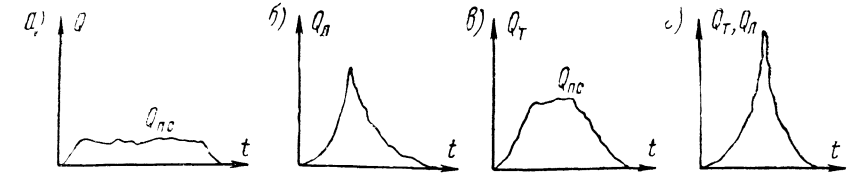


Рис. 71. Графики притока воды во времени:
а — к кюветам; *б*, *в* — ливневых и талых вод к малым сооружениям; *г* — ливневых и талых вод со значительных площадей

либо к перепускным трубам (если длина спуска дороги к тальвегу велика), либо к водопропускному сооружению на тальвеге.

Водораздел, окаймляющий весь бассейн, легко устанавливается по карте в горизонталях (см. § 117). Водоразделы, окаймляющие площадки «*б*», которые питают отдельные участки канав, проводятся в виде наклонных линий, перпендикулярных к горизонталям на плане бассейна (см. рис. 70).

Определение возможного секундного притока воды к водоотводным канавам и водопропускным сооружениям рассмотрено в § 42. Из двух возможных видов стока (ливневых и талых вод) опасным для канав и резервов всегда является ливневый сток. Особенность стока с очень малых площадок (к которым относятся и площадки «*б*» на рис. 70) — постоянный расход в течение весьма длительного времени. К водопропускным сооружениям (мостам и трубам) вода притекает с достаточно больших площадей, и график притока как ливневых, так и талых вод меняется, что отражается на длительности пика паводка (рис. 71). При этом ливневые воды притекают по почти треугольному гидрографу, а талые — чаще всего по трапецеидальному, но с верхним основанием, значительно меньшим нижнего; при весьма значительных площадях бассейнов и талые воды притекают к дорожным водопропускным сооружениям по почти треугольным гидрографам.

При проектировании водоотводных канав, являющихся элементами земляного полотна, исходят из следующих вероятностей превышения расчетных расходов воды (соответственно СНиП II-Д. 5-62):

Категория дороги	I—II	III	IV—V
Вероятность превышения	1:100	1:50	1:33

Только для водоотводных канав, расположенных вдали от земляного полотна, разрешается рассчитывать канавы на сток с вероятностью превышения 1 : 25.

Для того чтобы быстро отвести воду, боковым канавам придают продольный уклон, который не должен быть менее 5‰ в I—III дорожно-климатических зонах и 3‰ в IV—V зонах. Если это требование удовлетворить нельзя, рабочую отметку насыпи необходимо настолько увеличить, чтобы низ дорожной одежды возвышался

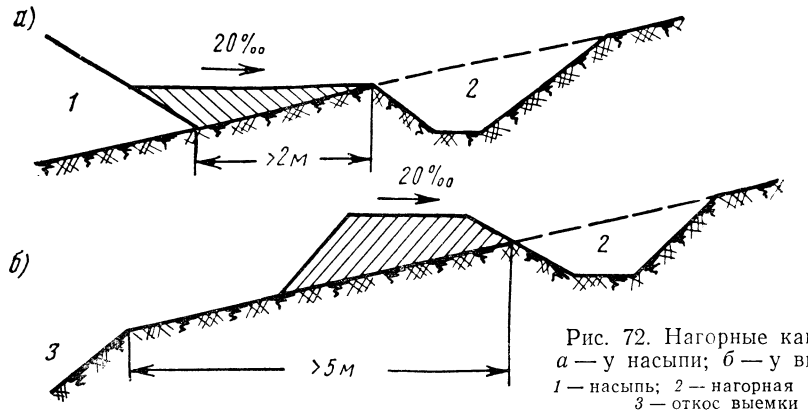


Рис. 72. Нагорные канавы:
а — у насыпи; *б* — у выемки;
1 — насыпь; *2* — нагорная канава;
3 — откос выемки

над участками длительного стояния вод на величину, требуемую табл. 11. На участках дорог с большими продольными уклонами боковые канавы укрепляют по *гидравлическому расчету* исходя из количества воды, притекающей с дороги и прилегающей местности.

Нагорные канавы служат для перехвата воды, стекающей по косогору к дороге, и для отвода этой воды к ближайшим искусственным сооружениям, в резервы и в пониженные места рельефа (рис. 72).

Нагорным канавам придают трапецеидальное поперечное сечение, размеры которого всегда приходится обосновывать гидравлическим расчетом.

При расчете длинных канав учитывают увеличение бассейна вдоль канавы по мере удаления от водораздела; поэтому сечение нагорных канав обычно подбирают по отдельным участкам по мере возрастания площади водосборных бассейнов. Вместо одной большой нагорной канавы можно устраивать две параллельных канавы меньшего сечения.

Нагорные канавы трассируют на местности с таким продольным уклоном, при котором вода не размывала бы грунт.

Во избежание сплывов или оползания откосов выемки из-за переувлажнения грунта, которое может возникнуть в результате случайного засорения нагорной канавы, расстояние от края выемки до канавы должно быть не менее 5 *м*. На косогорах с откосом положе 1 : 5 грунт из нагорных канав используют для устройства невысокого валика (банкета) между выемкой и канавой. Банкет несколько повышает безопасность дороги от затопления при переполнении нагорной канавы.

В местах перехода дороги из выемки в насыпь канавы отводят с нагорной стороны в резерв, а с низовой выводят на поверхность грунта в сторону от выемки (рис. 73). Для стока воды дно резерва по окончании земляных работ тщательно планируют с уклоном

20‰ от насыпи. Резервам, ширина которых превышает 6 *м*, придают вогнутый профиль с уклоном к середине. При продольном уклоне резерва менее 5‰ для лучшего отвода воды в середине резерва делают канаву шириной по дну 0,4 *м*.

Каковы, отводящие воду из резервов, должны быть укреплены против размыва.

По боковым водоотводным и нагорным канавам вода стекает со скоростью, зависящей от их продольного уклона, поперечного профиля канавы, глубины потока и степени шероховатости стенок канавы. При скорости течения, меньшей 0,4—0,5 *м/сек*, взвешенные в воде грунтовые частицы выпадают из потока и образуют отложения наносов, канава засоряется и в ней возникает застой воды. Поэтому не допускается уклон водоотводных канав менее 2‰.

При слишком большой скорости течения грунт начинает размываться, в связи с чем дно и откосы канав необходимо укреплять против размыва. Откосы канав укрепляют сплошной одерновкой с укреплением дна щебневанием, грунтом, обработанным органическими вяжущими материалами, одиночным мощением и каменной кладкой на цементном растворе. Реже применяются бетонные укрепления.

Укрепления канав назначают по гидравлическому расчету (рис. 74).

Для боковых канав в тех случаях, когда их сечение назначают не по гидравлическому расчету, тип укрепления принимают ориентировочно в зависимости от величины продольного уклона на основе многолетней практики (табл. 12).

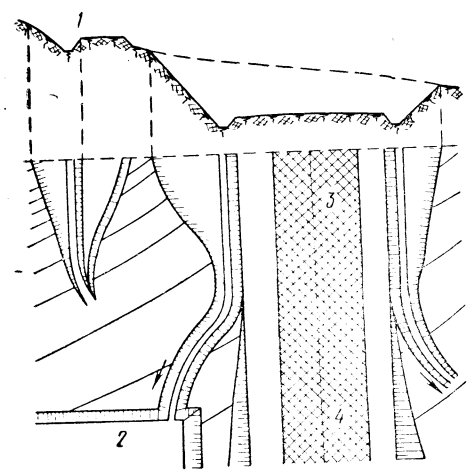


Рис. 73. Выпуск воды из нагорных канав и кюветов в резервы:
1 — нагорная канава; *2* — резерв; *3* — выемка; *4* — насыпь

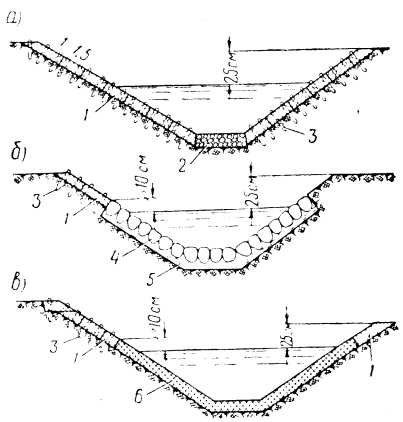


Рис. 74. Укрепления кюветов и нагорных канав:
а — дерном; *б* — мощением; *в* — укрепленным грунтом

На больших уклонах дну канав придают ступенчатый продольный профиль, устраивая перепады из сборных железобетонных элементов, бетона, укладываемого на месте, каменной кладки (рис. 75), а на дорогах местного значения из плетней с гравийной засыпкой.

Прилегающие к перепаду участки дна канавы укрепляют мощением. Между перепадами дну канавы придают уклон, не требующий укрепления или соответствующий принятому типу укрепления.

Таблица 12

Тип укрепления	Продольные уклоны канав, ‰	
	Супесчаные грунты	Суглинистые грунты
Без укрепления	До 10	До 20
Одерновка	10—30	20—30
Мощение	30—50	30—50
Перепады и лотки	>50	>50

В степных районах, в равнинной местности, в застойных местах, когда нельзя отвести воду от дороги по боковым водоотводным канавам в естественные понижения местности или к водопропускным сооружениям, устраивают в стороне от дороги испарительные бассейны. Эти бассейны представляют собой котлованы, вокруг которых делают земляные валики, для того чтобы преградить доступ воды, поступающей со стороны, не из канав. Иногда вместо специальных испарительных бассейнов можно использовать резервы, которые в этом случае располагают на большем расстоянии от дороги, чем обычно.

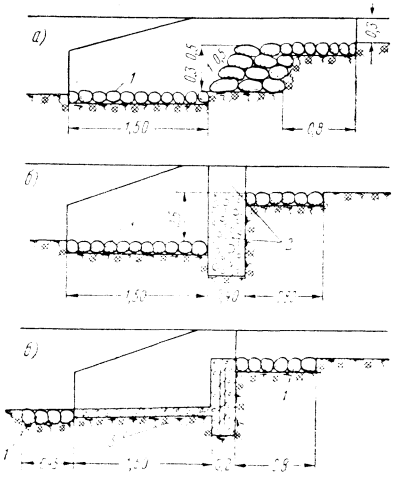


Рис. 75. Перепады в кюветах: *а* — из камня; *б* — из бетона; *в* — из сборных железобетонных элементов; *1* — мощение; *2* — бетон или бутобетон; *3* — железобетонные элементы

Емкость одного испарительного бассейна не должна превышать 200—300 $м^3$, глубина — 1,5 *м*, а уровень воды должен располагаться на 0,6 *м* ниже отметки бровки земляного полотна. Расчет испарительных бассейнов сводится к подбору такой их площади, чтобы количество влаги, стекающей с земляного полотна во время дождя, успевало испариться за период между дождями.

Испарительные бассейны следует устраивать лишь в местностях, где климатические условия (небольшое количество осадков, высокая среднегодовая температура воздуха и сильные ветры) способствуют высокой испаряемости. В северных и центральных районах Европейской части СССР, характеризующихся водонепроницаемыми грунтами, они способствуют заболачиванию местности и неприменимы.

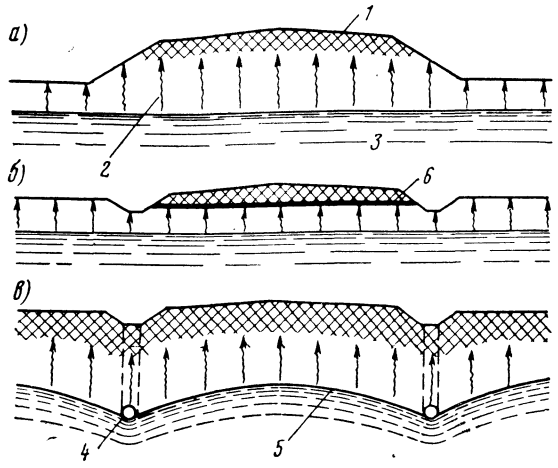


Рис. 76. Защита земляного полотна от грунтовых вод: *а* — повышение земляного полотна; *б* — устройство прерывателей; *в* — понижение грунтовых вод: *1* — сухой грунт; *2* — зона капиллярного поднятия; *3* — грунтовая вода; *4* — дрена; *5* — кривая депрессии; *6* — изолирующая прослойка

Для испарительных бассейнов требуется дополнительный отвод земли. Если за ними повседневно не ухаживать, то бассейны зарастают сорняками и становятся источниками засорения прилегающих полей. Поэтому на участках с затрудненным водоотводом целесообразнее проектировать земляное полотно в насыпях с таким возвышением бровки, чтобы вообще избежать необходимости устройства канав и испарительных бассейнов.

Для предотвращения действия грунтовых вод на земляное полотно может быть использовано несколько способов (рис. 76): необходимое возвышение низа дорожной одежды, но уже над уровнем грунтовых вод (см. табл. 11); устройство в теле земляного полотна прослоек для прерывания перемещения капиллярной, пленочной и парообразной влаги; закладка специальных устройств — дренажей, для понижения уровня грунтовых вод. Прослойки, прерывающие перемещение влаги внутри земляного полотна, устраивают в случаях, когда отметка дороги зафиксирована и не может быть увеличена до требуемой в табл. 11, например, при пересечении железной или автомобильной дороги более высокой категории. Прерывая поднятие воды из нижних слоев земляного полотна, эти прослойки обеспечивают благоприятный водный режим верхней части земляного полотна, хотя расположенный ниже прослойки грунт может оставаться сильно переувлажненным. Прослойки закладывают на 20 *см* выше возможного наивысшего горизонта грунтовых вод или уровня длительного затопления.

Прослойки из водонепроницаемых материалов (битума, грунта, обработанного битумом, полиэтиленовой пленки) при водопроницаемых покрытиях устраивают на всю ширину земляного полотна (рис. 77, *а*). При большой ширине земляного полотна и водонепро-

ницаемых одеждах допускается применение замкнутых прослоек только на ширину проезжей части (рис. 77, *б*). Действие таких прослоек менее надежно, так как при трещинах в одежде вода застаивается в замкнутом объеме грунта. Глубина заложения прослойки от поверхности покрытия не должна быть менее 0,90 *м* во II зоне и 0,65 *м* в V зоне.

Капилляропрерывающие прослойки (рис. 77, *в*) устраивают толщиной 10—15 *см* из крупнозернистого песка или гравия, обладающих малой высотой капиллярного поднятия, располагая их по всей ширине земляного полотна. Для предохранения от загрязнения сверху и снизу прослойки укладывают слой мелкого гравия толщиной 3—5 *см*.

Дренажи (рис. 78) состоят из заложенных в грунт труб (закрытый дренаж) или заглубленных в водоносный слой грунта канав, заполненных крупным дренирующим материалом (открытый дренаж).

Закрытый дренаж (или дренажная прорезь) состоит из уложенной в грунте дрены — трубы (гончарной, керамиковой, бетонной или деревянной), вода в которую поступает через открытые стыки звеньев. Чтобы труба не засорялась грунтом, стыки окружают пористой засыпкой (фильтром), крупность которой уменьшается по направлению к стенкам траншеи. Пористая засыпка собирает притекающую из грунта воду, которая стекает далее по трубе (дрене).

Дренажи можно использовать как для понижения уровня грунтовых вод, так и для полного перехвата грунтовой воды, притекающей к дороге со стороны. Чаще всего последние применяются на откосах выемок, перерезающих водоносные пласты.

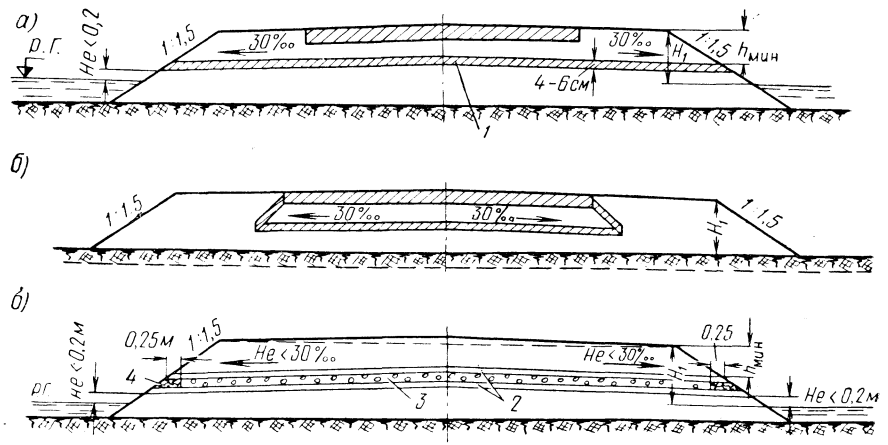


Рис. 77. Конструкция изолирующих прослоек:
а — насыпь со сплошной водопроницаемой прослойкой; *б* — насыпь с замкнутой прослойкой; *в* — насыпь с капилляропрерывающей прослойкой;
1 — грунт, обработанный органическими вяжущими материалами, или полиэтиленовая пленка; *2* — противоизолирующий слой мелкого гравия; *3* — слой гравия, щебня или крупнозернистого песка; *4* — крупный гравий или щебень

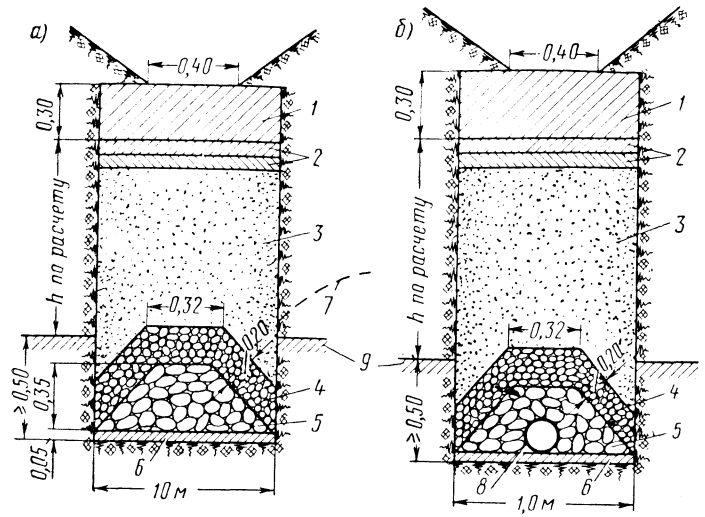


Рис. 78. Схема закрытого дренажа:
а — с каменным заполнением; *б* — с дренажной трубой;
1 — утрамбованная глина; *2* — два слоя дерна корнями вверх или 3 *см* грунта, обработанного битумом; *3* — крупнозернистый или среднезернистый песок; *4* — щебень или гравий 5—10 *мм*; *5* — щебень или гравий 40—70 *мм*; *6* — щебень, втрамбованный в грунт; *7* — кривая депрессии; *8* — керамическая или асбоцементная труба d=15—20 *см*; *9* — водоупор

Осушающее (понижающее) действие дренажей заключается в том, что при заглублении в грунт ниже уровня грунтовых вод труба быстро отводит воду, просачивающуюся из прилегающей части грунта, в результате чего вблизи от дренажа образуется осушенная зона.

К системе дорожного водоотвода можно отнести также подстилающий (дренирующий) слой дорожной одежды, устраиваемый из песка, гравия и других крупнозернистых материалов, который собирает воду, проникающую в основание дорожной одежды через обочины, а также трещины и швы в покрытиях. Вода из песчаного слоя отводится в резервы или в боковые канавы, для чего этот слой выводится на откосы насыпи по всей длине дороги.

В весенний период в дренирующий слой поступает вода, выделяющаяся из верхних слоев земляного полотна при таянии ледяных прослоек, образовавшихся на пучинистых участках в процессе зимнего влагонакопления.

Дренирующие песчаные слои устраивают в лесной и лесостепных зонах при пылеватых грунтах с избыточным увлажнением в период оттаивания, а в других зонах — в местах с постоянным избыточным увлажнением.

Применяют два типа дренажных слоев:

рассчитанные на отвод поступающей воды дренажными устройствами;

рассчитанные на размещение в порах песка всей воды, поступающей в период оттаивания.

В зависимости от ширины проезжей части и климатического района строительства песчаные материалы для устройства дренирующего слоя должны в уплотненном состоянии иметь коэффициент фильтрации от 3 до 10 *м/сутки*.

В благоприятных гидрогеологических условиях сплошной вывод песчаного слоя на откосы насыпи иногда заменяют устройством так называемых «дренажных воронок», заполненных хорошо дренирующим материалом — одноразмерной щебенкой, галькой размером 40—60 *мм* и др., по которым вода просачивается на откос земляного полотна. Дренажным воронкам придают сечение 0,4×0,2 *м* и располагают их через 4—6 *м* в шахматном порядке (рис. 79). Долгое время дренажные воронки были основным способом отвода воды из песчаного основания.

Однако пропускная способность дренажных воронок невелика и для отвода воды, заполнившей поры песчаного основания, требуется значительное время. Обочины, покрытые зимой более толстым слоем снега, чем проезжая часть, начинают оттаивать примерно на неделю позже, чем грунт под проезжей частью. В результате этого в наиболее ответственный для службы дороги период весеннего оттаивания воронки находятся в промерзшем состоянии и не могут отводить воду, выделяющуюся при оттаивании грунта земляного полотна и скапливающуюся в песчаном основании под проезжей частью. Поэтому в местах с менее благоприятными грунтово-гидрологическими условиями отказываются от применения

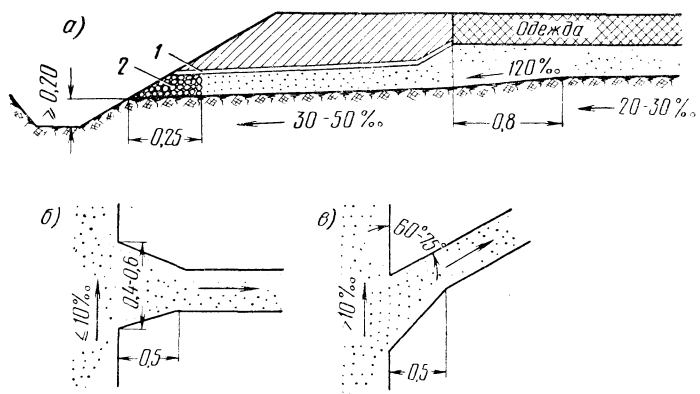


Рис. 79. Дренажные воронки:
а — продольный разрез воронки; *б* — примыкание воронки к проезжей части при малых продольных уклонах; *в* — то же, при больших продольных уклонах;
1 — дерн; *2* — заполнение конца щебнем

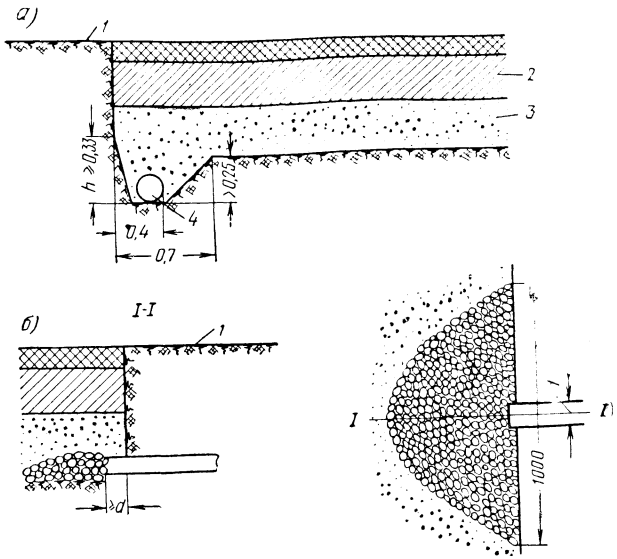


Рис. 80. Дренажные трубки для осушения песчаного основания:
а — продольная трубчатая дрена; *б* — приемная часть поперечной трубчатой дрены;
1 — обочина; *2* — дорожная одежда; *3* — песчаное основание; *4* — продольная трубчатая дрена

дренажных воронок. Воду из дренирующего слоя отводят поперечными и продольными дренажными трубками из асбоцементных или керамических (гончарных) труб (рис. 80), предохраняя их зимой от проникания морозного воздуха снаружи.

Расчеты необходимой толщины песчаного основания изложены далее в гл. 10 о проектировании дорожных одежд.

§ 40. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ДОРОЖНЫХ КАНАВ

Дорожные канавы рассчитывают по уравнению равномерного движения жидкости. Если длина канавы не велика, то расчет производят по одному значению расхода, фактически собирающемуся только к замыкающему сечению расчетного участка. При большой длине канавы или при большой площади, с которой стекает вода, целесообразно делить канаву на участки по длине и рассчитывать каждый участок на свою величину расхода (см. § 39).

Площадь, с которой вода стекает в низовую канаву, определяется половиной ширины дороги и длиной участка; к верховой канаве вода стекает не только с половины ширины дороги, но и с пространства до нагорной канавы, а при ее отсутствии — с некоторой площади, контуры которой могут быть найдены по плану в горизонталях (см. рис. 70). Для расчета более опасного ливневого стока к канавам используются только формула полного стока:

$$Q_{\text{п.с}} = 0{,}56 h_{30} F, \qquad (136)$$

где h_{30} — слой осадков 30-минутной продолжительности, определяемый по специальным таблицам. Образец их дан в табл. 17.

Таблица 13

Тип укрепления	Допускаемая скорость, *м/сек*	Тип укрепления	Допускаемая скорость, *м/сек*
Засев травой	0,8	Укрепленный грунт:	
Одерновка плашмя	1,0	толщиной 5 *см*	1,0
Одерновка «в стенку»	1,8	толщиной 10 *см*	2,5
Одиночное мощение на щебне (камнем 15—25 *см*)	2,5—3,5	Бетон низких марок	4—6
		Бетонные плиты	5—7
		Перепады	Более 5
Двойное мощение (камнем 15—25 *см*)	3,5—4,5		

Тип укрепления канав выбирают на основании результатов гидравлического расчета.

Обычно при уклоне дна до 5—10‰ канаву устраивают без укрепления. При больших уклонах чаще всего принимают типы укреплений, перечисленные в табл. 13. Кроме того, применяют также глинобетон и обрабатывают грунт вяжущими материалами.

Одерновку плашмя и реже в стенку применяют для укрепления откосов. Дно укрепляют одерновкой только при ширине канавы более 1,0 *м*.

При ширине менее 1,0 *м* на дно укладывают щебень, крупный гравий, доменный шлак и утрамбовывают. Толщина слоя щебня — 8—10 *см* (см. рис. 75).

Дерн (для укрепления одерновкой плашмя) должен быть свежий, луговой, плотный. Торфяной и болотистый дерн непригоден. Запрещается применять дернины поломанные, с нарушенной корневой системой. Размер штучных дернин должен быть не менее 20×25 *см*, толщина — 6—8 *см*. Дернины укладывают с перевязкой швов. При укреплении одерновкой в стенку (с обязательным перекрытием всех швов) каждая дернина должна перекрывать соседнюю с каждой стороны не менее чем на 6—8 *см*.

В засушливых районах и в особо сухих местах одерновки плашмя и в стенку не допускаются, так как дерн засыхает и не приживается.

Для мощения применяют камень высотой 12—14, 14—16 и 16—18 *см*. При песчаных и супесчаных грунтах обязательна укладка между грунтом и каменным мощением слоя глины толщиной 10—15 *см*. Мостят по слою сена, мха, соломы или щебня. Камни укладывают плотно, тычком, с тщательным заполнением промежутков щебнем и утрамбовкой. Укладка отдельных камней плашмя не допускается.

Глинобетон для укреплений готовят из мягкой жирной глины с щебнем из природного камня или кирпича. Толщина глинобетонного укрепления должна составлять 25 *см* в районах с умеренным климатом и 15 *см* в южных районах. Допускаемые скорости течения воды для глинобетонных укреплений принимают как для плотной твердой глины. Из слоя глинобетона можно успешно устраивать основания для одиночной мостовой при супесчаных и песчаных грунтах укрепляемого русла.

Укрепление грунтом обработанным методом смешения вяжущими материалами (парафинистой нефтью, мазутом, нефтяными остатками, жидким битумом, дегтем и др.) целесообразно при строительстве дорог на песчаных и супесчаных грунтах. Слой грунта, обработанного органическими вяжущими материалами, должен иметь толщину от 5 до 10 *см*.

Укрепление одерновкой и мощением очень трудоемко. В последнее время все более широкое распространение получают типы укрепления или приемы, поддающиеся механизации. К их числу относится засев трав по подготовленному грунту вместо одерновки. При больших скоростях течения для укрепления дна канав можно применять заливку тощим бетоном (на низких марках цемента) по подготовленному щебеночному слою. Особенно широко применяется бетонная облицовка в виде бетонных плит размером 50×50×8 *см*.

Выбор типа укрепления канавы зависит от скорости протекания воды (см. табл. 13), назначения канавы и наличия местных материалов.

Более точно допускаемые скорости течения назначаются с учетом глубины потока. Однако для проектирования сооружений дорожного водоотвода достаточно применения осредненных значений допускаемых скоростей для каждого из типов укреплений.

Скорость течения воды определяют по формуле Шези — Маннинга

$$v = \frac{R^{2/3} i^{1/2}}{n}, \qquad (137)$$

где R — гидравлический радиус;

i — уклон дна.

Гидравлические элементы трапецеидальных канав могут быть найдены по зависимостям:

а) площадь сечения потока

$$\omega = bh_0 + mh_0^2, \qquad (138)$$

где h_0 — глубина воды, несколько меньшая, чем полная глубина канавы (приблизительно на 0,2 *м*);

b — ширина канавы по дну, принимаемая обычно равной 0,4 *м* для боковых канав и часто значительно большей для нагорных канав;

б) смоченный периметр

$$\chi = b + h_0(\sqrt{1 + m_1^2} + \sqrt{1 + m_2^2}), \qquad (139)$$

где m_1 и m_2 в общем случае — неравные показатели крутизны откосов канав. Обычно крутизна откосов m колеблется от 1 до 3. При $b=0$ приведенные выше формулы будут справедливы для треугольного поперечного сечения канав; при $m=0$ эти формулы справедливы для прямоугольного сечения канав;

в) гидравлический радиус

$$R=\frac{\omega}{\chi}. \qquad (140)$$

Наиболее часто встречаются две задачи расчета:

Таблица 14

Тип укрепления	Коэффициент шероховатости
Засев травой или одерновка	0,025
Мощение	0,020
Бетонные плиты, бетон	0,014
Неукрепленные канавы и канавы, укрепленные стабилизированным грунтом	0,030

Задача 1. Известны: глубина канавы h и ширина по дну b, материал укрепления стенок и уклон. Определить пропускную способность канавы. В этом случае расчет сводится к определению допустимой глубины воды в канаве $h_0=h-z$, где z — запас по какому-либо заданному условию, но не меньше чем 0,2 *м*; затем по формулам (138—140) определяют гидравлические элементы потока, по формуле (137) находят скорость и вычисляют пропускную способность канавы:

$$K=\frac{\omega R^{2/3}}{n} \quad \text{и} \quad Q=K\sqrt{i}. \qquad (141)$$

Задача 2. Известны: уклон канавы и расход воды в ней. Определить глубину наполнения канавы и подобрать тип укрепления. Задача решается последовательными приближениями, так как скорость течения зависит от шероховатости, а шероховатость соответствует типу укрепления, назначаемому по скорости течения.

Рекомендуется графоаналитическое решение, которое сводится к построению графиков

$$nW=R^{2/3} \quad \text{и} \quad nK=\omega R^{2/3}.$$

Задавая несколько значений h_0, вычисляют по формулам ω и R_1, а затем функции nW и nK и строят график (рис. 81).

Откладывая на оси абсцисс значения $nQ:\sqrt{i}$ при различных коэффициентах шероховатости, соответствующих разным укреплениям по табл. 14, получают глубины и соответствующие им функции nW. Затем вычисляют скорости по полученным глубинам наполнения.

$$v=\frac{(nW)}{n}\sqrt{i} \qquad (142)$$

и проверяют соответствие их принятым типам укреплений.

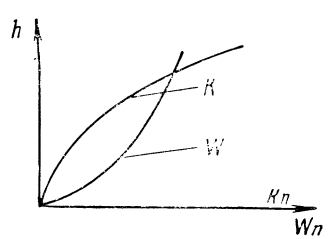


Рис. 81. Скоростная W и расходная K характеристики канавы

Так называемое гидравлически наивыгоднейшее сечение не применяется при проектировании дорожных канав, так как этот принцип расчета приводит, как правило, к глубоким (и узким по дну) сечениям и высокой скорости протекания воды.

§ 41. РАСЧЕТ ДРЕНАЖА

Дренаж устраивают для перехвата или понижения уровня грунтовых вод. Целесообразно дрены располагать под боковыми канавами, где они доступны для ремонта в случае заиления.

Перехватывающий, экранирующий дренаж устраивают обычно в откосах выемок, если выемка перерезает водоносный слой до водоупора (рис. 82). В этом случае приток воды на погонный метр длины дрены вычисляется по данным обследования водоносного слоя

$$q=\kappa h i_{в}, \qquad (143)$$

где κ — коэффициент фильтрации, определяемый испытанием образцов грунта;

h — глубина воды в слое;

$i_{в}$ — уклон водоносного слоя.

На длине l собирается расход воды, подлежащий отводу

$$Q=ql=\kappa h l i_{в}. \qquad (144)$$

Для пропуска такого количества воды необходима труба, размер которой может быть найден из равенства

$$Q=K_{д}i^{1/2}_{д}, \qquad (145)$$

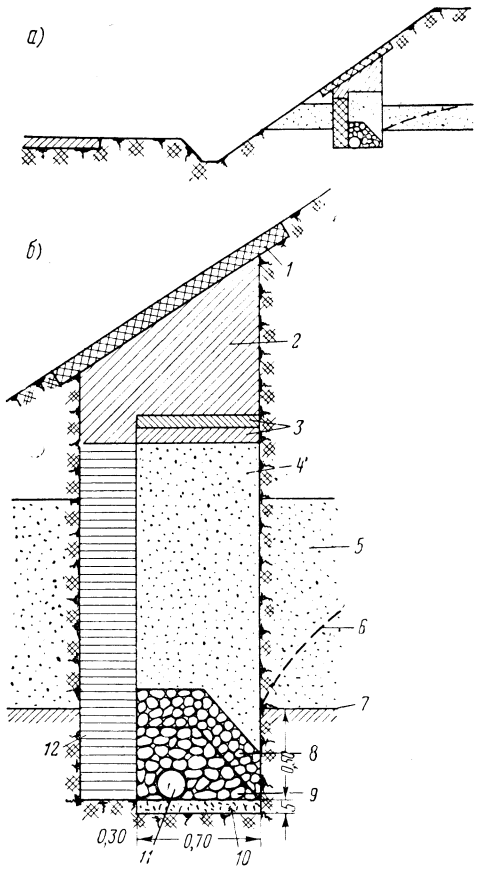


Рис. 82. Экранирующий дренаж:
а — общая схема расположения дренажа на откосе; *б* — деталь конструкции дренажа;
1 — дерн; *2* — утрамбованный глинистый грунт; *3* — два слоя дерна или битумированный грунт; *4* — крупнозернистый или среднезернистый песок; *5* — водоносный слой; *6* — кривая депрессии; *7* — водоупор; *8* — щебень или гравий 5—10 *мм*; *9* — щебень или гравий 40—70 *мм*; *10* — щебень, втрамбованный в грунт; *11* — асбоцементная или керамическая труба d=0,15—0,20 *м*; *12* — экран из мятой глины

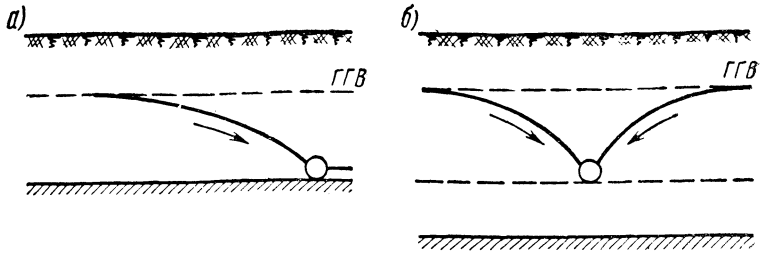


Рис. 83. Закрытые дрены:
а — совершенные; *б* — несовершенные

где $i_д$ — уклон дренажной трубы;

$K_д$ — расходная характеристика дренажной трубы, $м^3/сек$, вычисляемая по формуле (для асбоцементных и гончарных труб)

$$K_д = 24d^{8/3},$$

где d — диаметр трубы, *м*.

Скорость течения воды в трубе не должна быть очень высокой, но и не слишком малой (во избежание заиления). Рекомендуется, чтобы фактическая скорость течения не была меньше 0,6 *м/сек* и не превышала бы допускаемой скорости для фильтрующей обсыпки дрены. Скорость течения в круглой дренажной трубе может быть подсчитана по формуле

$$v_д = W_д i_д^{1/2}, \qquad (146)$$

где $W_д$ — скоростная характеристика трубы, равная 30,4 $d^{2/3}$.

При строительстве дорог в местности с высокими грунтовыми водами можно так высоко поднять бровку насыпи и проезжую часть, что понижения грунтовых вод не потребуется. Однако иногда положение бровки насыпи бывает заданным и изменить его невозможно. В этом случае единственный способ предохранить основание дорожной одежды от переувлажнения — понизить грунтовые воды под земляным полотном. Для этого боковые дрены должны быть заложены на глубину, обеспечивающую заданное понижение уровня грунтовых вод.

Если при этом дрены лягут на водоупор (рис. 83, *а*), то можно ограничиться устройством одной верховой дрены, расчет которой полностью совпадает с изложенным выше. За дреной пространство будет постепенно осушено. Такие дрены называются совершенными.

При глубоком залегании водоупора устраивают две дрены, располагая их симметрично по обе стороны дороги, и оставляют их висячими, несовершенными (рис. 83, *б*). Для определения необходимой глубины заложения дрен строят кривые депрессии (понижения) грунтовых вод, рассчитывают приток воды к дренам и их сечение (последнее аналогично приведенному выше).

Каждая из дрен осушает некоторое пространство, предельная ширина которого, отсчитываемая в одну сторону от дрены, называется радиусом действия дренажа

$$R = \frac{H}{\operatorname{tg}\alpha}, \qquad (147)$$

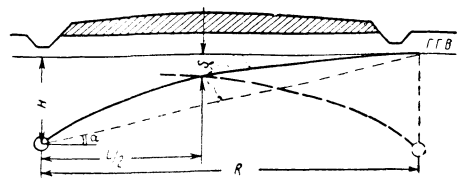


Рис. 84. Схема к расчету подкюветного дренажа

где $\operatorname{tg}\alpha$ — тангенс угла наклона хорды, стягивающей кривую депрессии (табл. 15), зависящий от свойств грунта водоносного пласта.

Форма кривой депрессии представляет собой параболу второй степени (рис. 84) с уравнением

$$h = H\sqrt{1 - \frac{x}{R}} \qquad (148)$$

При $x=0$, т. е. в наибольшем удалении от дрены $h=H$ и понижения нет.

При $x=R$ $h\approx 0$ и кривая депрессии снижается на величину H. Зная расстояние между двумя дренами L, получаем расчетное уравнение понижения уровня воды в середине дороги

$$s = H - h = H\left(1 - \sqrt{\frac{L}{2R}}\right). \qquad (149)$$

Порядок расчета висячего дренажа:

1) по условию неподтопляемости дренажного слоя дорожной одежды капиллярными водами назначается *понижение уровня* воды по середине дороги s;

2) по известному значению $s=H-h$ и расстоянию между двумя соседними висячими дренами L определяют глубину заложения дрены ниже уровня воды H, решая для этого квадратное уравнение, следующее из уравнения (149),

$$\left(\frac{s}{H}\right)^2 - \left(2 + \frac{L\operatorname{tg}\alpha}{2s}\right)\frac{s}{H} + 1 = 0. \qquad (150)$$

Таблица 15

Грунты	k, *м/сек*	$\operatorname{tg}\alpha$, ‰	Грунты	k, *м сек*	$\operatorname{tg}\alpha$, ‰
Крупные и гравелистые пески	10^{-2}	1,5—3	Суглинки	10^{-5}—10^{-7}	25—50
			Глины	10^{-7}	50—80
Мелкие пески	10^{-2}—10^{-3}	3—10	Тяжелые глины	10^{-7}	80—100
Супеси	10^{-4}—10^{-5}	10—25	Торфы	10^{-3}—10^{-4}	10—70

При известном понижении s необходимая глубина заложения дрены равна

$$H = \frac{s}{\left(\frac{s}{H}\right)};$$

3) приток отводимой воды на единицу длины дрены определяется через коэффициент фильтрации κ по формуле (двусторонний приток к каждой дрене)

$$2q = 2\kappa ih = -2\kappa h\frac{dh}{dx}, \qquad (151)$$

а с учетом выражений (147) и (148)

$$2q = \kappa\frac{H^2}{R} = \kappa H \operatorname{tg}\alpha. \qquad (152)$$

На всю длину дрены расход притока грунтовых вод равен

$$Q = 2ql_{д} = \kappa l_{д} H \operatorname{tg}\alpha. \qquad (153)$$

Коэффициенты фильтрации грунтов, в которых происходит понижение грунтовых вод определяют непосредственным испытанием полевых образцов грунта, взятых без нарушения их структуры.

Возможно также определение коэффициента фильтрации методом «пробных откачек и нагнетаний» в полевых условиях. Для ориентировочных расчетов можно пользоваться данными табл. 15.

Глава 9
МАЛЫЕ МОСТЫ И ТРУБЫ

§ 42. ОБЩИЕ ДАННЫЕ

Малые водопропускные сооружения устраивают в местах пересечения автомобильной дороги с ручьями, оврагами или балками, по которым стекает вода от дождей и таяния снега. Количество водопропускных сооружений зависит от климатических условий и рельефа, а стоимость их составляет 8—15% от общей стоимости автомобильной дороги с усовершенствованным покрытием. Поэтому правильный выбор типа и рациональное проектирование водопропускных сооружений, позволяющих индустриализировать их устройство, имеют большое значение для снижения стоимости строительства автомобильной дороги.

В различных условиях климата и рельефа количество искусственных сооружений на 1 *км* дороги в среднем составляет:

Районы строительства дороги	Количество сооружений на 1 *км*	Районы строительства дороги	Количество сооружений на 1 *км*
Пустыни и полупустыни	0,3	Сильно пересеченный рельеф	1,0—1,5
Болотистые районы	1	Горные районы	1,5—2
Равнины	0,5—1	Районы искусственного орошения	3
Среднехолмистый рельеф	0,7—1,2		

К основным видам водопропускных сооружений относят малые мосты и трубы. Меньшее распространение имеют другие типы сооружений, пропускающих воду переливом через земляное полотно,— лотки.

Применявшиеся некоторое время фильтрующие водопропускные сооружения в виде наброски крупных камней, через которую просачивается вода, не оправдали себя в эксплуатации и могут использоваться только как временные и на второстепенных дорогах, в местах, где стекающая вода не содержит наносов, заиливающих промежутки между камнями.

Водопропускные сооружения должны обеспечивать пропуск воды без вреда для дороги и дорожных сооружений. Наилучшее удовлетворение этих требований при обязательном соблюдении принципа экономичности сооружений достигается методами вариантного проектирования.

Большую часть водопропускных сооружений (почти 95%), строящихся на автомобильных и железных дорогах, составляют трубы. Они не меняют условий движения автомобилей, поскольку их можно располагать при любых сочетаниях плана и профиля дороги. Трубы не стесняют проезжую часть и обочины, а также не требуют изменения типа дорожного покрытия.

Устройство мостов предъявляет более высокие требования к продольному профилю дорог. Расположение мостов на вертикальных и горизонтальных кривых или на больших продольных уклонах вызывает усложнение их конструкции. На мостах иногда приходится применять иной тип покрытия, чем на подходах; значительная высота насыпи, например при пересечении глубоких оврагов, вынуждает строить даже при малых расходах воды мосты с большой длиной по верху, что приводит к значительному удорожанию сооружения, вызывает затруднения и косое пересечение водотоков мостами.

Все указанные обстоятельства позволяют рассматривать трубы как основной тип малых водопропускных сооружений на постоянных и периодически действующих водотоках. Мосты применяют только в тех случаях, когда трубы не могут обеспечить пропуск всей воды, притекающей к дороге.

В современном дорожном строительстве наибольшее распространение находят железобетонные мосты и трубы стандартных типов из сборных элементов, заранее изготовляемых на централизованных базах. Основным типом железобетонных труб являются

так называемые унифицированные трубы (круглые и прямоугольные), применимые как для автомобильных, так и для железных дорог. В горной местности на дорогах низших категорий иногда устраивают трубы на месте работ из каменной кладки насухо.

Для увеличения пропускной способности без повышения высоты насыпи устраивают многоочковые трубы из уложенных рядом нескольких труб. Наблюдения показали, что в этих случаях расход равномерно распределяется между трубами. Однако трубы с числом очков более 4 неэкономичны. В этих случаях следует переходить к мостам.

Лотки, укрепляемые мощением, допускается применять на дорогах низших технических категорий (IV—V) при пересечении периодически действующих водотоков с глубиной перелива не более 0,15—0,20 *м*.

При пропуске расчетных паводков трубы должны работать, как правило, в безнапорном режиме, когда на всем протяжении сооружения поток соприкасается по свободной поверхности с воздухом. Как исключение, на автомобильных, а иногда и на городских дорогах допускаются полунапорный или напорный режимы (с затопленным входом в сооружение) при условии принятия конструктивных мер, обеспечивающих устойчивость труб и земляного полотна против фильтрации воды.

При безнапорном режиме протекания воды возвышение высшей точки внутренней поверхности трубы над уровнем воды должно составлять: в круглых и сводчатых трубах высотой до 3 *м* — не менее $^1/_4$ высоты трубы в свету, а высотой более 3 *м* — не менее 0,75 *м*; в прямоугольных трубах высотой до 3 *м* — не менее $^1/_6$ высоты трубы в свету, а высотой более 3 *м* — не менее 0,5 *м*.

На автомобильных и городских дорогах используют трубы отверстием не менее 0,75 *м* (в кюветах на съездах с дороги — не менее 0,5 *м*). В целях удобства эксплуатации рекомендуется применять при длине менее 20 *м* трубы отверстием не менее 1,0 *м*, а при большей длине — отверстием не менее 1,25 *м*. Трубы нельзя укладывать на постоянных водотоках, где возможны наледи и ледоход. Не допускаются также трубы и при пересечении горных водотоков с корчеходом.

§ 43. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОБЪЕМОВ И РАСХОДОВ ПОВЕРХНОСТНЫХ ВОД НА МАЛЫХ ВОДОСБОРАХ

Количество воды, притекающей к сооружению с малого водосбора, поддается теоретическим расчетам, изучаемым в курсе гидрологии, в ходе которых неизбежны различные допущения (условности) и погрешности. Наиболее трудно выяснить ход дождя во времени, ход снеготаяния и впитывания воды в почву. Поэтому расходы и объемы воды с малых бассейнов вычисляют по нормам стока, т. е. с одинаковой схематизацией для всех водосборов и со стандартной оценкой метеорологических факторов стока в определенных географических районах. Проверкой норм стока является

сопоставление расчетных величин стока с наблюденными. Как правило, таких наблюденных величин стока оказывается немного; при этом наибольшие затруднения вызывает оценка вероятности их превышения еще большим стоком.

Обычно считают, что вероятность превышения объемов и расходов стока та же, что и основных стокообразующих факторов, т. е. ливней и снеготаяния, вызвавших сток. На этом основании по результатам длительных наблюдений за осадками и снеготаянием на метеостанциях, дающих возможность оценить вероятность больших и выдающихся ливней и интенсивностей снеготаяния, а также по величинам расходов воды, установленным по следам прохода паводков на местности, можно составить региональные (порайонные) нормы стока, которые являются обычно наиболее надежными. Примером таких региональных норм являются нормы ливневого стока для Приморского края, разработанные Дальгипротрансом и Союздорпроектом для Якутии и Непала.

При отсутствии данных для составления региональных норм пользуются всесоюзными нормами стока. Общепризнанными для всех видов инженерного проектирования в СССР в настоящее время являются нормы стока талых вод [1]. Расчеты ливневого стока в проектных организациях разных ведомств выполняют по разным нормам.

Эти нормы различаются, в основном, степенью сложности расчетов, причем разница в величине расходов, определенных по различным нормам, невелика. Однако единых всесоюзных норм ливневого стока еще нет. Ниже изложен расчет ливневого стока, применяемый, в основном, в дорожных проектных организациях.

Расчет ливневого стока с малых бассейнов

Действующие в организациях, проектирующих автомобильные и железные дороги, нормы ливневого стока с малых бассейнов, фактически введенные в практику проектирования в 1952 г., суммируют ряд отечественных теоретических разработок и в то же время учитывают требования возросшего транспортного строительства.

Новые нормы устраняют недостатки применявшихся ранее норм (1928 г.), так как дают возможность: определять расходы любой вероятности превышения; определять объемы стока и строить гидрографы стока; уточнять параметры норм по натурным данным. Наиболее важным положением норм является удовлетворение их проверке по общему балансу объемов стока.

Перечисленные положения свидетельствуют о принципиальном различии новых и старых норм, действовавших до 1952 г., определявших только максимальную величину расхода воды.

Физическая схема построения норм основана на раздельном рассмотрении гидрологических и гидравлических факторов формирования стока. Интегральным проявлением первой группы факторов является слой стока; факторы второй группы учитывают условия стекания осадков по русловой системе бассейна.

---

[1] Указание по определению расчетных максимальных расходов талых вод при отсутствии или недостаточности гидрометрических наблюдений (СН 356-66). М., Гидрометеоиздат, 1966.

Слой стока определяется совмещением кривой хода дождя с кривой впитывания (рис. 85). Точка касания этих кривых определяет начало водоотдачи. Заштрихованная фигура выше точки касания характеризует рост слоя стока h за время водоотдачи $t_в$. В расчет вводится слой стока за вычетом и другого вида потерь — от заполнения впадин микрорельефа и смачивания растительности. Этот вид потерь z откладывается на кривой впитывания (см. рис. 85).

Гидравлические факторы формирования стока увязываются в уравнении баланса объемов стока

$$W = W_с + W_л + W_Q, \qquad (154)$$

где W — общий объем стока с бассейна;
$W_с$ и $W_л$ — объемы воды на склонах и в логах;
W_Q — объем воды, уже прошедшей через замыкающий створ к концу рассматриваемого промежутка времени.

Решение уравнения (154) дает искомые характеристики стока, необходимые для расчета отверстий искусственных сооружений, — расход и гидрограф стока.

Имеются два метода решения уравнения баланса и построения гидрографа стока: аналитический, так называемый «точный метод», и графо-аналитический, или метод обобщенных гидрографов. Первый из этих методов развит в работах Союздорнии, второй — в работах ЦНИИС.

Помимо более полного и обоснованного учета действующих факторов формирования стока, прогрессивное значение новых норм для транспортного строительства состоит в возможности определения объема и хода притока воды, что позволяет снижать отверстия малых искусственных сооружений за счет учета аккумуляции воды перед сооружением. Подсчеты показывают, что учет аккумуляции воды перед сооружениями уменьшает отверстия в среднем на 20—30%. Это дает экономию в железобетонных конструкциях при современных темпах строительства автомобильных дорог от 20 до 30 тыс. $м^3$ железобетона ежегодно.

Десятилетний опыт применения норм показал, что наиболее надежным является так называемый «точный» метод. В отличие от графо-аналитического метода расчета по обобщенным гидрографам точный метод баланса объемов стока дает лучшее совпадение с натурными данными. Однако этот метод расчета стока в проектных дорожных организациях не получил массового распространения, ввиду его сложности. Поэтому возникла необходимость в разработке упрощенного метода расчета стока. При дальнейшем применении норм стока определилось два направления: расчет по точному методу, но с применением электронных вычислительных машин и расчет по упрощенным методам.

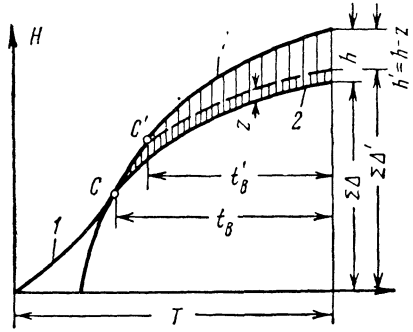


Рис. 85. Кривые хода дождя (*1*) и впитывания (*2*)

Первое направление—непосредственный расчет по точному методу при помощи ЭВМ — находится еще в начале своего развития.

Массовость непосредственного применения вычислительной техники для расчетов стока на каждом бассейне сдерживается, главным образом, особенностями технологического процесса проектирования, требующего обсчета бассейнов непосредственно в поле при сравнении вариантов трассы.

Массовые систематические расчеты стока на ЭВМ по точному методу позволили Киевскому автодорожному институту составить расчетные таблицы, освобождающие от использования ЭВМ для каждого бассейна [1]. Пользование ими равноценно применению точного метода.

[1] Таблицы для расчета ливневого стока с малых бассейнов. Минавтошосдор РСФСР. М., «Транспорт», 1969.

Расчетный расход определяется при этом путем перемножения расхода полного стока на четыре коэффициента, отыскиваемые по таблицам в зависимости от геометрических и ливневых характеристик водосбора, а также рода почв.

Упрощенные методы расчета стока, изложенные ниже, были разработаны в Союздорнии. В дорожных проектных организациях упрощенная формула Союздорнии 1954 г. получила большое распространение. В проектных организациях железнодорожного транспорта основным методом расчета стока остался графо-аналитический способ, разработанный ЦНИИС.

Опыт применения упрощенной формулы Союздорнии 1954 г. показал, что точность ее по сравнению с расчетом по методу баланса объемов стока недостаточна. В связи с этим Союздорнии в 1963 г. было произведено уточнение формулы.

Упрощенная формула 1963 г. для расчета ливневого стока ($м^3/сек$) имеет вид

$$Q_л = \psi (h - z)^m F^n \kappa \delta. \qquad (155)$$

Объем стока (тыс. $м^3$) при этом определяется по выражению

$$W_л = (h - z) F \gamma. \qquad (156)$$

Таблица 16

По визуальной характеристике водосбора		По уклону главного лога		По визуальной характеристике водосбора		По уклону главного лога	
Рельеф водосбора	ψ	$i_л$, ‰	ψ	Рельеф водосбора	ψ	$i_л$, ‰	ψ
Плоский	0,015	1	0,005	Гористый	0,040	28	38
		2	0,010			30	38
		3	0,015			35	40
		4	21			40	41
		5	24			45	42
		6	26			50	0,043
		7	27			60	0,045
Равнинный	0,025	8	28			70	47
		9	29			80	49
		10	30			90	51
		11	30	Горный	0,050	100	53
		12	31			110	55
		13	0,031			120	56
		14	32			130	57
		15	32			150	60
Холмистый	0,033	16	33				
		17	33				
		18	34				
		19	34				
		20	35				
		22	0,036				
		24	37				
		26	37				

Примечание. Определение коэффициента ψ по визуальной характеристике водосбора разрешается производить лишь при предварительных изысканиях (в поле). Как правило, коэффициент ψ принимается в зависимости от уклона главного лога i‰, определяемого как разница между отметками водораздела и дна лога у сооружения, деленная на расстояние между этими точками.

В этих формулах:

ψ — морфологический коэффициент, зависящий от уклона главного лога (табл. 16);

h — слой стока (водоотдачи), *мм*, расчетной вероятности превышения при $t_в = 30$ *мин*, определяется по таблицам, приведенным в Справочнике инженера-дорожника («Транспорт», 1969). Образец таблицы для ливневого района приведен в табл. 17. Слой стока зависит от ливневого района и рода почв (табл. 18). Карта ливневых районов приведена на рис. 86. Величины $(h-z)^m$ даны в табл. 19. Вероятность превышения определяется по табл. 20 в зависимости от вида и категории дорог;

z — потери стока, *мм*, на заполнение впадин микрорельефа и смачивание растительности (табл. 21);

F — площадь бассейна, *км*^{2}, величина F^n определяется по табл. 22;

κ — коэффициент, учитывающий шероховатость лога и склонов (табл. 23—25);

δ — коэффициент уменьшения расхода при наличии на бассейне озер (табл. 26);

γ — коэффициент, учитывающий неравномерность выпадения осадков (табл. 27).

Таблица 17

Вероятность превышения паводка, %	Слой стока h_{30} при слое задержанного стока $z = 0$ и категориях почв, *мм*				
	I	II	III	IV	V — VI
4	21	17	14	9	0
3	22	19	16	11	0
2	25	22	19	14	0
1	30	26	23	18	0

Таблица 18

Категория почв	Почвы и покрытия	Содержание песка, %	Интенсивность впитывания, *мм/мин*
I	Асфальтобетон, влажная промерзшая почва, лед, скала без трещин, бетон	0	0—0,02
II	Глина, жирноглинистые почвы, такыры и такыровые почвы, мощеные поверхности	5	0,02—0,15
III	Суглинки, подзолы, подзолистые и серые лесные суглинки, тучные и суглинистые черноземы, сероземы, суглинистые и глинистые, арктические, тундровые и болотные почвы, сухая песчаная промерзшая почва	10—20	0, 15—0,22
IV	Чернозем обычный и южный, светлокаштановые и темнокаштановые почвы, лёсс, карбонатные почвы и т. п.	20—50	0,22—0,30
V	Супеси бурые и серо-бурые, пустынно-степные почвы, сероземы супесчаные и песчаные	50—80	0,30—0,40
VI	Пески (гравий, рыхлые каменистые почвы)	80—100	0,40—0,67

Примечание. В засушливых районах (Астраханские степи, степи Средней Азии и др.) категорию почв можно повышать на единицу, а в зоне муссонного климата — понижать на единицу.

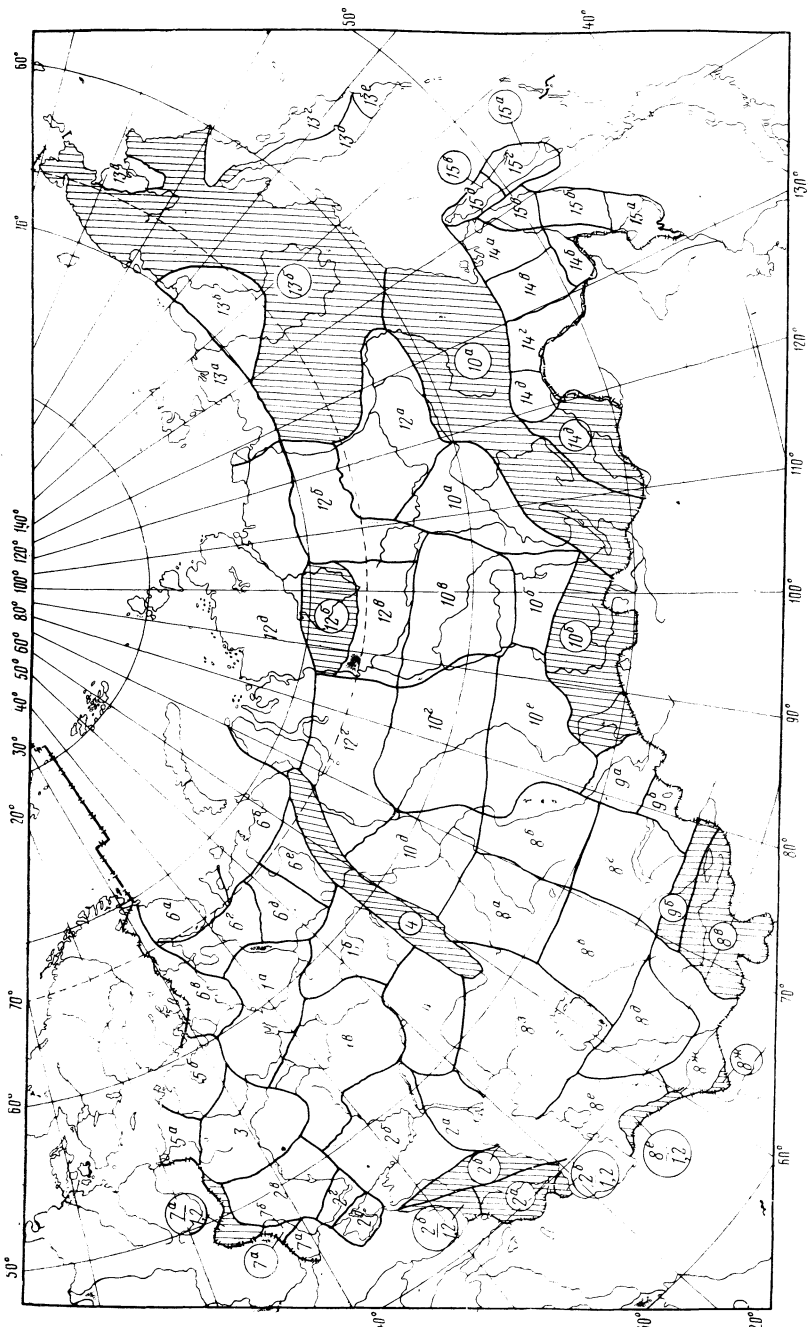


Рис. 86. Карта ливневых районов СССР

Разбивка на ливневые районы на карте (см. рис. 86) дана в основном применительно ко второму изданию норм ливневого стока ВСН 63-67 (1968 г.). Однако территории, заштрихованные на карте, этими нормами не отнесены ни к какому ливневому району. Для этих территорий в кружках показаны номера ливневых районов, к которым они могут быть отнесены по данным Союздорнии. По этим же данным должны быть изменены номера некоторых районов, что также показано в кружках; для трех районов слои стока должны применяться с коэффициентом 1,2.

Таблица 19

$h-z$	$(h-z)^m$	$h-z$	$(h-z)^m$	$h-z$	$(h-z)^m$	$h-z$	$(h-z)^m$
4	12	38	440	74	1130	128	2210
6	21	40	480	75	1150	130	2250
8	31	42	520	76	1170	132	2280
10	42	43	530	78	1210	136	2340
11	47	44	540	80	1250	140	2400
13	61	46	580	82	1290	144	2460
15	75	48	620	84	1330	148	2520
17	98	50	660	86	1370	152	2580
19	118	52	690	88	1410	156	2640
21	144	54	730	90	1450	160	2700
23	174	56	770	92	1490	164	2760
25	204	58	810	96	1570	168	2820
27	240	60	850	100	1650	172	2880
29	270	62	890	104	1730	176	2940
30	290	64	930	108	1810	180	3000
32	320	66	970	112	1890	188	3120
34	360	68	1010	116	1970	196	3240
35	385	70	1050	120	2050	210	3450
36	400	72	1090	124	2130	250	4050

Примечание. Интерполяция производится по линейному закону и в целых числах.

Таблица 20

Тип сооружения	Категория дороги	Вероятность превышения
Мосты	I—III и городские	1:100
	IV—V	1:50
Трубы	I	1:100
	II—III и городские	1:50
Трубы и деревянные малые мосты	IV—V	1:33
Пойменные насыпи	—	То же, что и для искусственных сооружений

Таблица 21

Характеристика растительности	z, мм	Характеристика растительности	z, мм
Редкая трава, небольшие неровности микрорельефа	3	Лес средней густоты, кустарник	10
Густая трава, редкий кустарник	5	Густой лес	15
		Тайга, завалы	20
		Моховое болото	20—40

Таблица 22

F	F^n	F	F^n	F	F^n	F	F^n
0,1	0,2	3,2	3,0	11	7,9	60	21
0,3	0,4	3,6	3,3	13	8,8	70	23
0,7	0,8	3,8	3,4	15	9,7	80	25
1,0	1,0	4,6	4,0	16	10	100	28
1,4	1,4	5,0	4,2	20	12	140	34
2,0	2,0	6,0	4,8	25	13	180	39
2,2	2,2	7,0	5,5	30	15	200	42
2,4	2,3	8,0	6,1	40	17	250	43
2,6	2,5	9,0	6,8	50	19	300	53
2,8	2,6	10	7,3	55	20	500	71

Таблица 23

Склоны	m_c
Невпитывающие	100
Спланированные в зависимости от растительного покрова	50—20
Обработанные вспашкой	30—10
Кочковатые, грубые	20—5

Таблица 24

Русло	$m_л$
Ровное земляное	25
Извилистое заросшее	20
Сильно заросшее	15
Завалы, валуны	10
То же, при грязекаменных селях	5

Таблица 25

$m_л$	Коэффициент k при значениях m_c						
	100	50	30	20	15	10	5
25	2,8	2,2	1,7	1,4	1,2	1,1	0,75
20	2,5	1,9	1,6	1,4	1,2	1,0	0,70
15	2,2	1,7	1,4	1,2	1,0	0,9	0,65
10	1,7	1,5	1,2	1,0	0,9	0,8	0,60
5	1,1	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,55

В случае, если дорога пересекает границу между ливневыми районами, рекомендуется не вводить в расчет значений слоев стока, сильно меняющихся при переходе из одного района в другой, а вводить переходную полосу шириной до 100 км. Эта полоса располагается вдоль пересекаемой границы. Значения слоев стока для переходной полосы могут быть приняты как средне-арифметические между их величинами для смежных районов.

Таблица 26

Озерность, %	δ_1	Озерность, %	δ_1
2—5	0,9	10—15	0,75
5—10	0,8	Более 15	0,7

Примечание. Наличие болот и леса не следует учитывать при вычислении расхода воды, так как на малых водосборах лес может быть полностью сведен, а болота осушены.

Таблица 27

Наибольшая длина водосбора, км	Коэффициент γ		
	Дальневосточный край и Черноморское побережье	Степи и полупустыни	Остальная территория СССР
5	1	0,97	0,99
10	0,98	0,82	0,94
15	0,92	0,54	0,81

Расход, вычисленный по формуле (155), не должен превышать расхода полного стока по выражению

$$Q_{п.с} = 0{,}56hF. \qquad (157)$$

Полный сток, рассчитываемый по формуле (157), характерен для небольших бассейнов с крутыми уклонами.

Упрощенная формула может быть использована и для установления вероятности превышения натурных паводков, расходы которых определены по меткам высоких вод.

В результате сравнительных расчетов оказалось, что формула 1963 г. в интервале ошибок ±20% обеспечивает точность в 64% случаев, а в интервале ±30% — около 84%.

Упрощенную формулу 1963 г. можно применять для расчетов стока на стадии технического проекта. На стадии рабочих чертежей она может применяться при расходах до 50 *м³/сек*. При расходах более 50 *м³/сек* расчеты стока на стадии рабочего проекта должны производиться по точному методу баланса объемов стока или по «Таблицам для расчета ливневого стока с малых бассейнов» («Транспорт», 1969).

Ливневые воды притекают к сооружениям по почти треугольному гидрографу. Максимальный расход, определяемый формулой (155), наблюдается очень краткое время. Поэтому расчетный расход в сооружении оказывается меньшим, чем максимальный расход притока к нему, в связи с аккумуляцией части стока в пруду перед сооружением. Учет аккумуляции подробно рассмотрен в § 45.

Расчет стока талых вод с малых водосборов

На основании «Указаний по определению расчетных максимальных расходов талых вод при отсутствии или недостаточности гидрометрических наблюдений» (СН 365—66), распространяющихся на проектирование всех видов сооружений (в том числе малых мостов и труб), расчетный максимальный расход талых вод для любых бассейнов определяется по редукционной формуле Государственного гидрологического института (преобразованная формула Д. Л. Соколовского):

$$Q_т = \frac{K_0 h_р F}{(F+1)^n}\delta_1\delta_2, \qquad (158)$$

где $h_р$ — расчетный слой суммарного стока, *мм*, той же ВП, что и искомый максимальный расход;

F — площадь водосбора, *км²*;

K_0 — коэффициент дружности половодья, определяемый по табл. 28;

n — показатель степени. Для равнинных водосборов он принимается по табл. 28, а для горных водосборов с уклонами более 0,05 $n=0{,}15$;

δ_1, δ_2 — коэффициенты, учитывающие снижение расхода на бассейнах, зарегулированных озерами (δ_1 — см. табл. 26), залесенных и заболоченных (δ_2 — табл. 29).

Расчет слоя стока половодья заданной вероятности превышения ($h_р$) производится по трем параметрам: среднему многолетнему слою стока $\overline{h}$, коэффициенту вариации $C_{v,h}$ и коэффициенту асимметрии $C_{s,h}$ слоя стока.

Таблица 28

Равнинные реки			Горные реки с весенне-летним половодьем		
Природная зона (район)	n	K_0 для малых бассейнов	Географический район	Средняя высота бассейна над уровнем моря, *м*	K_0
Зона тундры и лесная зона:			Урал	До 500	0,0025
				Более 500	0,0018
Европейская территория СССР и Восточная Сибирь	0,17	0,010	Карпаты	—	0,0045
			Алтай	До 1000	0,0025
				1000—2000	0,0015
Западная Сибирь	0,25	0,013		Более 2000	0,0010 *
Лесостепная и степная зоны:			Северо-Восток СССР	—	0,0030
Европейская территория СССР (без Северного Кавказа)	0,25	0,20	Камчатка	—	0,0010
			Северный Сахалин	—	0,0014
Северный Кавказ	0,25	0,030	Южный Сахалин	—	0,0020
Западная Сибирь	0,25	0,030			
Зона засушливых степей и полупустынь:					
Западный и Центральный Казахстан	0,35	0,060			

* Для бассейнов рек Центрального Алтая (засушливые Чуйские степи) $K_0=0{,}0007$.

Таблица 29

$\beta=5\frac{F_л}{F}+10\frac{F_б}{F}+1$ (целые числа)	β (десятые доли)				
	0	2	4	6	8
	$\sigma_2 = f(\beta)$				
1	1	0,94	0,88	0,84	0,80
2	0,76	0,73	0,70	0,67	0,64
3	0,62	0,60	0,58	0,56	0,54
4	0,52	0,50	0,48	0,47	0,46
5	0,44	0,43	0,42	0,40	0,39
6	0,38	0,37	0,36	0,34	0,33
7	0,32	0,31	0,30	0,30	0,29

Примечание. $F_л$, $F_б$ — площади леса и болот на бассейне.

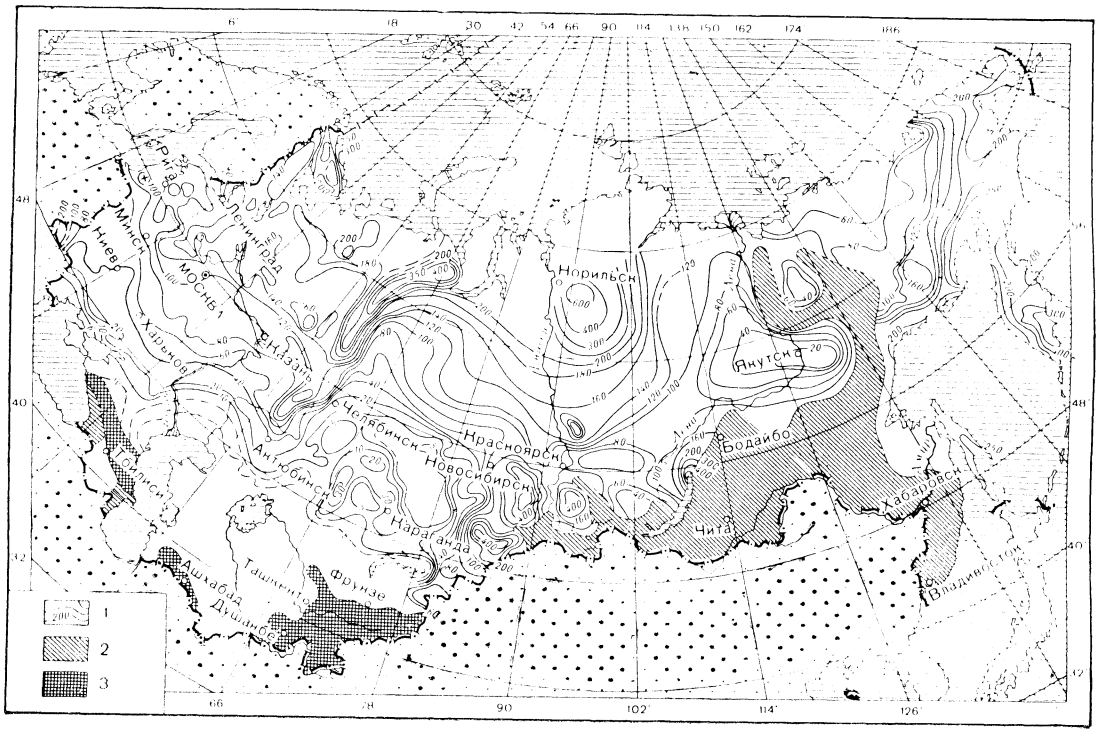


Рис. 87. Карта средних слоев стока:

1 — районы, в которых расчетными являются максимальные расходы половодья, за исключением малых водосборов; изолинии среднего слоя стока половодья; *2* — районы, в которых расчетными являются максимальные расходы дождевых паводков; *3* — горные районы, в которых весеннее половодье не выделяется

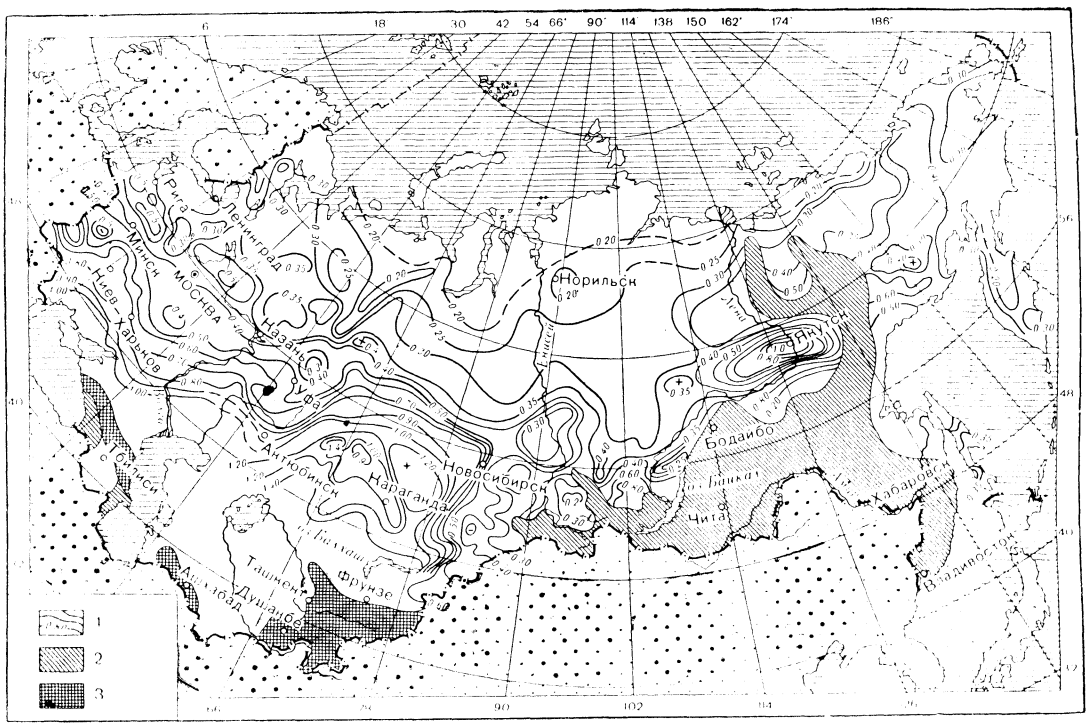


Рис. 88. Карта коэффициентов вариации слоев стока:

1 — районы, в которых расчетными являются максимальные расходы половодья, за исключением малых водосборов; изолинии C_{vh} слоя стока половодья; *2* — районы, в которых расчетными являются максимальные расходы дождевых паводков; *3* — горные районы, в которых весеннее половодье не выделяется

Высоту среднего слоя стока для бассейнов с площадью более 100 $км^2$ на Европейской территории и более 1000 $км^2$ на Азиатской территории СССР определяют непосредственно по карте рис. 87. Для меньших бассейнов к значениям, снятым с карты, вводят поправочные коэффициенты: 1,1 при холмистом рельефе и глинистых почвах и 0,9 при плоском рельефе и песчаных почвах. При особо больших потерях стока (сосновые леса на песках, значительное распространение туфогенных пород и др.) вводят коэффициент 0,5. В засушливых районах и в полупустынной зоне Западной Сибири и Казахстана для площадей водосборов менее 3000 $км^2$ к значениям высоты слоя, снятым с карты, вводят поправочные коэффициенты по табл. 30.

Таблица 30

Средний слой стока, снятый с карты, *мм*	Площадь водосбора, $км^2$				
	Менее 10	100	500	1000	3000
	Поправочные коэффициенты				
Менее 10	3,5	2,3	1,6	1,6	1,0
От 10 до 15	2,5	1,6	1,4	1,2	1,0
„ 15 „ 30	1,5	1,3	1,2	1,1	1,0

При наличии более 2% озерности бассейнов средние слои стока, снятые с карты, уменьшаются введением коэффициентов δ_1 по табл. 26.

Коэффициент вариации C_{vh} принимается по карте изолиний рис. 88, причем для бассейнов площадью менее 200 $км^2$ его значения умножаются на следующие коэффициенты:

Площадь бассейна, $км^2$	0—50	51—100	101—150	150—200
Коэффициенты	1,25	1,20	1,15	1,05

Коэффициент асимметрии C_{sh} для равнинных водосборов принимают равным $C_{sh}=2C_{vh}$. Для Северо-Запада и Северо-Востока СССР, где в формировании максимального стока участвуют дождевые осадки, $C_{sh}=3C_{vh}$. Для горных водосборов $C_{sh}=(3\div4)C_{vh}$.

Ординаты кривых вероятности превышения для определения расчетного значения слоя стока половодья h_p находят по таблицам обычным способом или по рис. 89, где даны отношения $K_p=h_p:\overline{h}$ при гамма-параметрическом законе распределения.

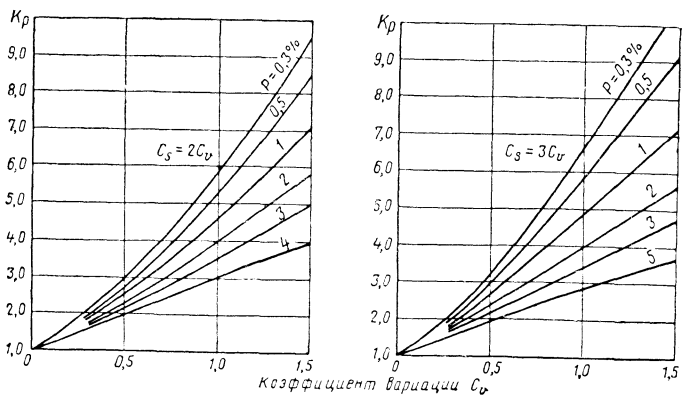


Рис. 89. Кривые модульных коэффициентов слоев стока

Определение расчетного слоя стока производится по формуле

$$h_p=\overline{h}K_p. \qquad (159)$$

Коэффициенты δ для малых водосборов, особенно при учете озерности в величине слоя стока, можно принимать равными 1, так как размещение озер на малых бассейнах редкое явление, а лес на незначительных площадях может быть полностью сведен после строительства дороги.

§. 44. РАСЧЕТ ОТВЕРСТИЙ ТРУБ

В зависимости от глубины подтопления и типа входного оголовка в трубах могут устанавливаться следующие режимы протекания:

безнапорный режим — если подпор меньше высоты трубы на входе либо превышает ее не более чем на 20%; на всем протяжении трубы водный поток имеет свободную поверхность (рис. 90, *а*);

полунапорный режим — возникающий при оголовках обычных типов (портальных, раструбных) в тех случаях, когда подпор превышает высоту трубы на входе более чем на 20%; на входе труба работает полным сечением, а на всем остальном протяжении поток имеет свободную поверхность (рис. 90, *б*);

напорный режим — устанавливающийся при специальных входных оголовках обтекаемой формы и при подтоплении верха трубы на входе более чем на 20% (рис. 90, *в*); на большей части длины труба работает полным сечением и лишь у выхода поток может отрываться от потолка трубы.

При значительном подтоплении входа в трубу напорный режим может возникать периодически и при оголовках обычных типов. Однако из-за прорывов воздуха через образующуюся у входного отверстия воронку, протекание воды в этом случае часто переходит на полунапорный режим.

В связи с невысокой точностью определения притока воды к сооружению можно при расчете отверстий сооружений ограничиваться упрощенными расчетами.

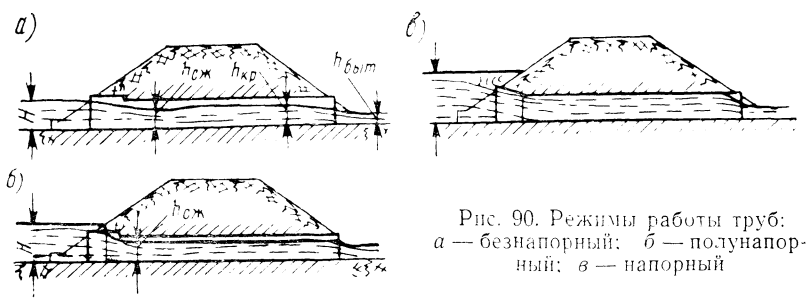


Рис. 90. Режимы работы труб: *а* — безнапорный; *б* — полунапорный; *в* — напорный

Приближенные расчетные формулы пропускной способности труб, соответствующие трем режимам протекания воды в трубах, следующие:

а) *безнапорный режим* (аналогия — водослив с широким порогом)

$$Q_c = \varphi_б \omega_c \sqrt{2g(H - h_c)}, \qquad (160)$$

где Q_c — расход воды, проходящей в сооружении;

ω_c — площадь сжатого сечения в трубе, вычисляемая при глубине $h_c = 0{,}5H$;

$\varphi_б$ — коэффициент скорости.

Зная, что глубина в сжатом сечении меньше критической и приблизительно равна $h_c = 0{,}9\, h_к$, можно записать

$$v_c = v_к : 0{,}9 \quad \text{и} \quad h_c = 0{,}9 \frac{v_к^2}{g} = 0{,}73 \frac{v_c^2}{g}.$$

Далее, зная связь между глубинами H и h_c, выражаемую формулой

$$H = h_c + \frac{Q^2}{2g\omega_c^2 \varphi_б^2} = h_c + \frac{v_c^2}{2g\varphi_б^2}, \qquad (161)$$

получаем при обычном $\varphi_б = 0{,}82$—$0{,}85$ (для всех оголовков, кроме обтекаемого, обеспечивающего протекание по напорному режиму)

$$H = h_c \left(1 + \frac{1}{2 \cdot 0{,}9^3 \varphi_б^2}\right) \approx 2h_c. \qquad (162)$$

Тогда

$$Q_c = \varphi_б \omega_c \sqrt{g} H. \qquad (163)$$

Для прямоугольных сечений $\omega_c = 0{,}5\ bH$ и

$$Q_c = 0{,}5 \varphi_б \sqrt{g} b H^{3/2} = M b H^{3/2}, \qquad (164)$$

или

$$Q_c \approx 1{,}35 b H^{3/2}, \qquad (165)$$

что соответствует коэффициенту расхода водослива $m = 0{,}30$.

Для круглых поперечных сечений площадь ω_c может быть вычислена при помощи графика на рис. 91, где даны величины

$$\frac{\omega_c}{d^2} = f\left(\frac{h_c}{d}\right) \quad \text{и} \quad \frac{R}{d} = f\left(\frac{h_c}{d}\right).$$

Приведенные выше формулы (162) и (165) могут быть использованы также для расчета отверстий малых мостов (см. ниже):

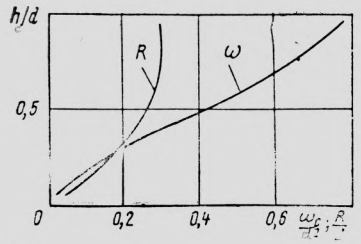


Рис. 91. Вспомогательные графики для расчета круглых труб

б) *полунапорный режим* (аналогия — истечение из-под щита)

$$Q_c = \varphi_п \varepsilon \omega_т \sqrt{2g(H - h_c)}, \qquad (166)$$

где $h_c \approx 0{,}6\, h_т$; $h_т$ — высота входа в трубу.

При обычных значениях $\varphi_п = 0{,}85$ и $\varepsilon = 0{,}6$

$$Q_c = 0{,}5 \omega_т \sqrt{2g(H - 0{,}6 h_т)}. \qquad (167)$$

Полная площадь сечения входа легко вычисляется для прямоугольного и круглого сечений;

в) *напорный режим* (аналогия — истечение из трубопровода)

$$Q_c = \varphi_н \omega_{т0} \sqrt{2g[(H - h_{т0}) - l(i_w - i_т)]}, \qquad (168)$$

где $\omega_{т0}$ и $h_{т0}$ — площадь сечения и высота основного протяжения трубы;

$\varphi_н$ — коэффициент скорости; $\varphi_н = 0{,}95$ (для обтекаемого оголовка);

$i_т$ — уклон трубы;

i_w — уклон трения.

Для того чтобы установился полунапорный или напорный режим, уклон трубы $i_т$ должен находиться в определенном соотношении с уклоном трения i_w, при котором расход Q_c проходит, целиком заполняя поперечное сечение трубы, но без превышения атмосферного давления в верхней точке.

Полунапорный режим и атмосферное давление в сжатом сечении у входа устанавливается при затопленном входе в трубу и уклоне трубы $i_т \geqslant i_w$, где

$$i_w = \frac{Q_c^2}{K_0^2}.$$

Расходная характеристика целиком заполненной трубы $K_0 = \omega C \sqrt{R}$ подсчитывается в зависимости от ее очертания; для круглых труб $K_0 = 24\ d^{8/3}$.

Эта проверка на незаполняемость поперечного сечения обязательна и для безнапорных труб (с незатопленным входом в сооружение), длина которых обычно велика по сравнению с их высотой.

Напорный режим и работа трубы полным сечением практически на всем протяжении при отсутствии подтопления выхода гарантируется при $i_т \leqslant i_w$. При этом, если $i_w > i_т$, то глубина воды перед напорной трубой равна

$$H = h_{т0} + \frac{Q_c^2}{2g\varphi_н^2 \omega_{т0}^2} + l_т(i_w - i_т),$$

где $l_т$ — длина трубы.

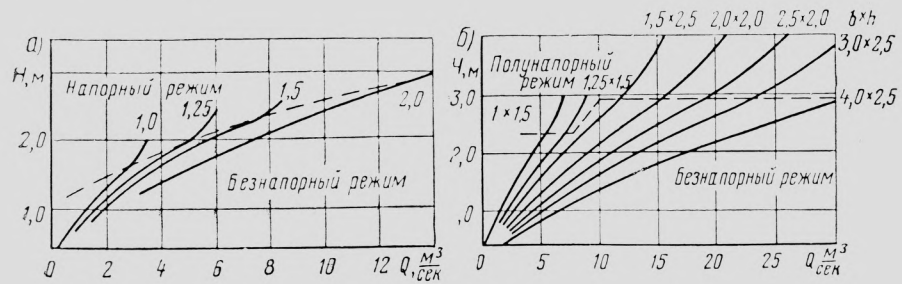


Рис. 92. Графики пропускной способности труб:
а — круглых; *б* — прямоугольных

При $i_т = i_w$ наступает переход от напорного режима к полунапорному. При $i_т > i_w$ напорный режим срывается. Глубина воды перед трубой в этом последнем случае определяется формулой (167).

На основе расчетных формул пропускной способности труб при разных режимах протекания воды составляют расчетные таблицы или графики пропускной способности типовых труб (трубы строятся только типовые). Такие таблицы приводятся в типовых проектах, в том числе для так называемых «унифицированных» труб. На рис. 92 приведены графики пропускной способности типовых унифицированных труб при различных наполнениях и режимах работы.

§ 45. УЧЕТ АККУМУЛЯЦИИ ЛИВНЕВЫХ ВОД ПЕРЕД МАЛЫМИ ВОДОПРОПУСКНЫМИ СООРУЖЕНИЯМИ

При назначении отверстий труб необходимо учитывать аккумуляцию ливневых вод в пруду перед сооружением. При этом заранее нельзя назвать степень снижения расчетного расхода, так как глубина воды перед сооружением (глубина пруда) еще неизвестна. Это осложняет расчет и заставляет выполнять его либо путем последовательных приближений, либо графо-аналитическим приемом, изложенным ниже.

Малые искусственные сооружения почти всегда сильно стесняют поток и изменяют его бытовой режим. В результате временного накопления перед сооружением части паводка гидрограф притока трансформируется в более растянутый во времени гидрограф сброса, что приводит к снижению расчетного сбросного расхода ливневых вод в сооружении $Q_с$ по сравнению с наибольшим секундным притоком с бассейна $Q_л$ (рис. 93, *а*). Объем накопившейся воды $W_{пр}$ при общем объеме стока W зависит от гидрографа притока, отверстия сооружения и рельефа участка местности, в пределах которого образуется временный водоем.

Расход воды в отверстии сооружения определяется высотой подпора воды над входным лотком. При крутых, ярко выраженных логах этот подпор даже в течение ливневого паводка обычно достигает размеров, обеспечивающих практическое равенство расхода воды в отверстии наибольшему секундному притоку; объем воды, накопившейся перед сооружением, по сравнению с объемом всего паводка оказывается незначительным и практически не влияет на величину расхода

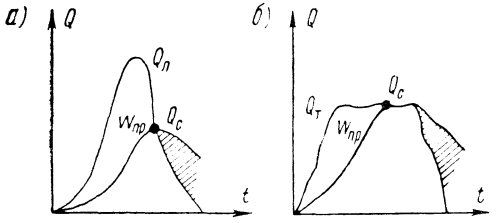


Рис. 93. Трансформация гидрографа притока воды к сооружению в гидрограф сбросных расходов:
а — ливневый сток; *б* — сток талых вод

в сооружении. При определении отверстия сооружения в таких случаях в качестве расчетного расхода может приниматься наибольший расход водотока заданной вероятности превышения. Также без учета аккумуляции следует производить расчет малых сооружений на пропуск паводков от таяния снега, всегда растянутых во времени (рис. 93, *б*).

При относительно пологих, развалистых или слабо выраженных логах образование подпора перед сооружением сопряжено с подтоплением значительных по площади участков и накоплением перед полотном дороги больших объемов ливневых вод. Последние составляют уже существенную часть общего объема паводка. Подпор воды перед сооружением возрастает медленно и обычно не успевает достичь величины, обеспечивающей равенство сброса наибольшему секундному притоку паводка. Расход воды в отверстии сооружения оказывается часто во много раз меньшим расчетного расхода бассейна. В таких случаях аккумуляция воды должна учитываться при определении величины отверстия сооружения для пропуска ливневого стока.

Из сказанного следует, что без расчета аккумуляции нельзя установить, какой вид стока более опасен для сооружения. Так, несмотря на то, что наибольший приток талых вод меньше, чем ливневых, т. е. $Q_т < Q_л$, опасным может оказаться сток талых вод, если $Q_т > Q_с < Q_л$. В связи с этим после определения максимальных расходов различного происхождения следует произвести расчет отверстия сооружения на пропуск талых вод при $Q_с = Q_т$ и ливневых вод с учетом аккумуляции, т. е. при $Q_с < Q_л$ так, как указано ниже. Большее из двух полученных отверстий сооружения должно быть принято для дальнейшего проектирования.

Часть площади гидрографа притока, расположенная выше кривой сбросных расходов (см. рис. 93), представляет собой объем накопления воды перед сооружением. Отношение между объемом накопления и суммарным притоком с бассейна W определяет степень трансформации паводка и может служить показателем регулирующей способности резервной емкости лога перед сооружением.

Зависимость $W_{пр} = f(H)$ может быть выражена кривой, построенной по плану в горизонталях участка местности перед сооружением. Принимая, что склоны бассейна имеют однообразные уклоны и могут быть представлены в виде двух плоскостей, пересекающихся по линии лога, эту зависимость можно выразить аналитически (рис. 94):

$$W_{пр} = \frac{m_1 + m_2}{6 i_л} H^3 = aH^3, \qquad (169)$$

где $i_л$, m_1, m_2 — средние уклоны лога и склонов.

Принимая по Д. И. Кочерину треугольную форму гидрографов притока и сбросных расходов, получим (см. рис. 93)

$$Q_с = Q_л \left(1 - \frac{W_{пр}}{W}\right) = Q_л \left(1 - \frac{aH^3}{W}\right). \qquad (170)$$

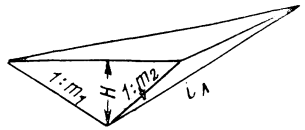


Рис. 94. Схема к определению объема пруда

При использовании таблиц расходов учет аккумуляции может быть выполнен только подбором. При использовании графиков можно выполнить расчет графо-аналитическим приемом О. А. Рассказова, заключающимся в том, что график (см. рис. 92) перестраивают в новую систему координат ($Q_с$ и H^3), на котором уравнение (170) выражается прямой линией (рис. 95). Для построения прямой аккумуляции достаточно соединить по линейке точки с координатами $Q_л$ (на оси $Q_с$) и $W : a$ (на оси H^3). Пересечения прямой аккумуляции с кривыми пропускной способности труб дают искомые решения непосредственно без подбора. Каждой точке пересечения соответствует сбросной расход $Q_с$ и определенная величина подпора H^3.

Выполняя при помощи ЭЦВМ построение гидрографов притока и сброса по балансу объемов стока и интервалам времени, А. А. Курганович получил более точное решение, чем по уравнению (170). Результаты расчетов на ЭЦВМ представлены в табл. 31. Расчет выполняется непосредственно по уравнению

$$Q_с = \lambda_р Q_л, \qquad (171)$$

где $\lambda_р$ — коэффициент трансформации, но выражаемый более сложной функцией, чем по формуле (170).

Использование табл. 31 и формулы (171) в расчетах возможно следующим образом: задают предельный подпор перед сооружением H, затем вычисляют объем пруда $W_{пр}$ и, зная объем стока W, находят по табл. 31 величину $\lambda_р$. Такой расчет удобен для определения отверстий мостов (см. ниже). При расчете отверстий труб эта последовательность расчета очевидно используется с трудом, так как задать глубину воды H, не зная сбросного расхода $Q_с$, не представляется возможным.

Основываясь на результатах массовых расчетов А. А. Кургановича на ЭЦВМ (см. табл. 31), можно уточнить учет аккумуляции при назначении отверстий труб. Эти расчеты показали, что фактическое (криволинейное) очертание линии сбросных расходов по сравнению с прямой Д. И. Кочерина приводит к большему снижению расчетного расхода. При этом прямая Д. И. Кочерина на графике рис. 95 заменена О. В. Андреевым двумя отрезками прямых (рис. 96), один из которых охватывает всю зону снижения сбросных расходов, разрешаемую Техническими условиями на проектирование мостов и труб (СН 200-62), по которым уменьшение расхода в сооружении не допускается более чем трехкратное.

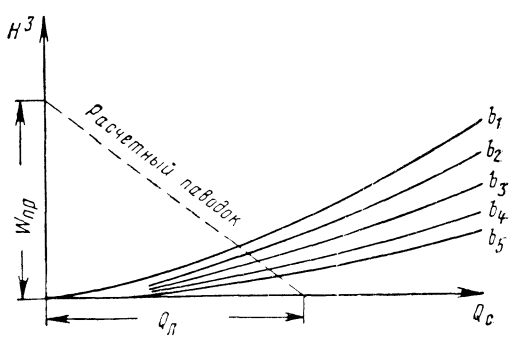


Рис. 95. График для расчета отверстий труб с учетом аккумуляции

Два отрезка прямых выражают уравнениями:
для зоны $\lambda_р$ от 1 до 0,33

$$Q_с = Q_л \left[1 - \frac{W_{пр}}{0{,}7W}\right]; \qquad (172)$$

для неиспользуемой зоны $\lambda_р < 0{,}33$

$$Q_с = 0{,}62Q \left[1 - \frac{W_{пр}}{W}\right]. \qquad (173)$$

Таблица 31

$\frac{W_{пр}}{W}$	$\lambda_р = \frac{Q_с}{Q_л}$		$\frac{W_{пр}}{W}$	$\lambda_р = \frac{Q_с}{Q_л}$	
	$F \leqslant 10$ км²	$F > 10$ км²		$F \leqslant 10$ км²	$F > 10$ км²
0	1,0	1,0	0,50	0,30	0,35
0,05	0,97	0,97	0,55	0,26	0,31
0,10	0,90	0,90	0,60	0,23	0,27
0,15	0,82	0,82	0,65	0,20	0,24
0,20	0,73	0,73	0,70	0,17	0,21
0,25	0,62	0,62	0,75	0,14	0,18
0,30	0,53	0,55	0,80	0,12	0,15
0,35	0,49	0,50	0,85	0,10	0,12
0,40	0,45	0,45	0,90	0,08	0,09
0,45	0,35	0,40	0,95	0,04	0,05
			1,0	0	0

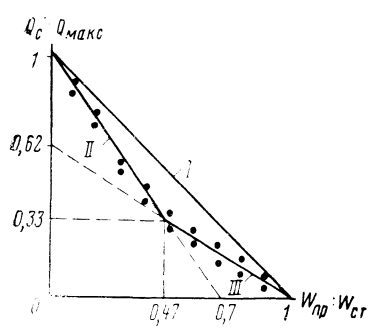


Рис. 96. Прямые коэффициентов трансформации:
I — прямая Д. И. Кочерина; *II*, *III* — отрезки прямых О. В. Андреева

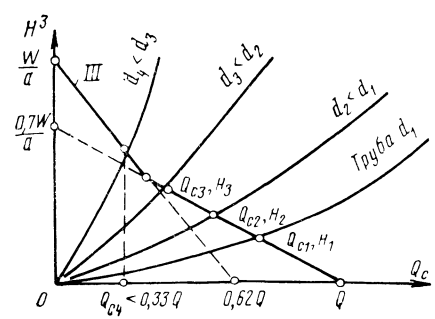


Рис. 97. Схема для уточненного графо-аналитического расчета отверстий труб с учетом аккумуляции

При использовании этих уравнений построения прямой аккумуляции на графике рис. 95 заменяются построениями ломаной линии, приведенными на рис. 97. Эффект учета аккумуляции оказывается при этом возросшим по сравнению с использованием формулы (170).

§ 46. РАСЧЕТ ОТВЕРСТИЙ МАЛЫХ МОСТОВ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЫСОТЫ СООРУЖЕНИЙ

Приближенный расчет отверстий малых мостов (рис. 98) обычно следует производить по схеме свободного истечения, пользуясь формулой (165), которая легко преобразуется к виду

$$b = \frac{Q_c}{1{,}35H^{3/2}}. \qquad (174)$$

Зная, что $H \approx 2h_c = 1{,}45\dfrac{v_c^2}{g}$, принимают такую последовательность расчета:

1) задают скорость v_c по желательному типу укрепления русла под мостом, пользуясь табл. 13; 2) вычисляют напор H; 3) вычисляют объем пруда $W_{пр}=aH^3$; 4) находят коэффициент $\lambda_р$ по табл. 31.

Тогда без каких-либо последовательных приближений и с учетом аккумуляции воды перед насыпью

$$Q_c = \lambda_р Q_л \quad \text{или} \quad Q_c = Q_т.$$

Принимая для осуществления типовой проект моста с отверстием b, следует пересчитать напор по формуле

$$H = \left(\frac{Q_c}{bM}\right)^{2/3} = \left(\frac{Q_c}{1{,}35b}\right)^{2/3}. \qquad (175)$$

Задавая скорость v_c, следует учитывать, что она будет наблюдаться в потоке лишь на очень коротком протяжении в зоне глубины h_c, в связи с чем табличные скорости (см. табл. 13) можно повышать приблизительно на 10%.

При очень глубоком потоке воды в отводящем русле отверстие моста рассчитывают по схеме несвободного истечения, наступающего после того, как прыжок, возникновение которого возможно в сжатом сечении, будет надежно затоплен бытовым уровнем, т. е. при условии, что бытовая глубина

$$h_б \geqslant 1{,}3h_к = 1{,}45h_c = 0{,}73H', \qquad (176)$$

так как $h_c = 0{,}9\ h_к$. Здесь H' рассчитывается по формуле

$$H' = 1{,}45\frac{v_c^2}{\sigma}. \qquad (177)$$

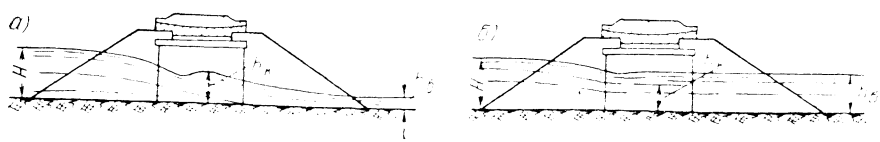


Рис. 98. Схема протекания воды под малым мостом:
а — свободное протекание; *б* — несвободное протекание

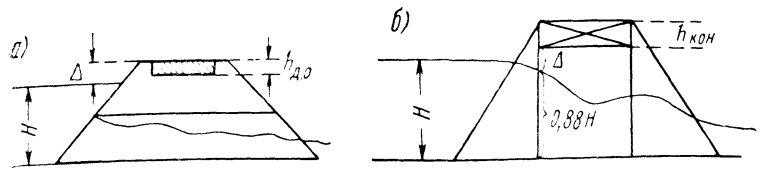


Рис. 99. Схема для определения высоты насыпи у водопропускного сооружения:
а — у трубы; *б* — у малого моста

При несвободном истечении необходимое отверстие моста равно

$$b = \frac{Q_c}{h_б v_c}, \qquad (178)$$

где $h_б$ — бытовая глубина, подбираемая при расходе $Q_c < Q_л$ по уравнению равномерного движения для сечения бытового лога при известных шероховатости и уклоне лога, подобно тому, как подбирается глубина воды в канаве (см. § 40).

Величину сбросного расхода Q_c рассчитывают по формуле (172) с вычислением объема пруда по ожидаемой глубине воды перед сооружением

$$H = h_б + \frac{v_c^2}{2g\varphi_б^2}. \qquad (179)$$

Отметка насыпи у труб назначается не менее чем на 1 *м* выше подпертого уровня воды при полунапорном и напорном режимах и на 0,5 *м* — при безнапорном. Над верхом трубы отметка насыпи должна быть выше, не менее чем на толщину дорожной одежды. Это обеспечивает необходимую засыпку над трубой и неподтопляемость дорожной одежды при длительном стоянии воды перед сооружением (рис. 99, *а*).

Высота моста назначается по формуле (рис. 99, *б*)

$$H_м = 0{,}88H + \Delta + h_{кон}, \qquad (180)$$

где 0,88 — коэффициент, учитывающий некоторое понижение уровня при входе потока под мост;

$\Delta = 0{,}50$ *м* — возвышение низа пролетного строения над уровнем воды, а при наличии корчехода $\Delta = 1{,}0$ *м*;

$h_{кон}$ — конструктивная высота пролетных строений моста.

Бровка насыпи у моста также должна быть поднята над подпертым уровнем воды, не менее чем на толщину дорожной одежды.

Длина моста по верху назначается исходя из крутизны откоса конусов и высоты верха моста над дном лотка. При этом следует учитывать, что необходимое отверстие моста, рассчитанное по формуле (174), отсчитывается по свободной поверхности потока, а при несвободном протекании — по средней линии (т. е. на глубине $0{,}5\ h_б$).

Практика эксплуатации малых искусственных сооружений показывает, что в подавляющем большинстве случаев их повреждения связаны с воздействием потока воды и размывы обычно начинаются на выходных участках. Скорости на выходе из сооружения достигают 5—6 *м/сек*, в то время как допускаемые скорости для грунтов отводных русл составляют 0,7—1,0 *м/сек*. Вытекающий поток воды находится чаще всего в бурном состоянии и обладает большой кинетической энергией, которая и вызывает размыв русл за сооружением.

В большинстве случаев русло нижнего бьефа за водопропускными сооружениями имеет большую ширину, чем ширина отверстия водопропускного сооружения. Характер пространственного движения потока в *очень широком* нижнем бьефе зависит от глубины воды в нем и параметров потока на выходе из сооружения.

В зависимости от бытовой глубины потока в укрепленном отводящем русле возможны три формы сопряжения потока, выходящего из водопропускного сооружения, с бытовым потоком в широком нижнем бьефе, когда $B_{\text{русла}} > 8\, b_{\text{соор}}$.

1. Сопряжение по типу затопленной струи. Этот вид сопряжения наблюдается, когда струя, вытекающая из сооружения, будет полностью затоплена (рис. 100, *а*). В нижнем бьефе происходит растекание струи в массе воды; при этом происходит постепенное уменьшение скоростей течения вдоль потока.

2. Сопряжение по типу сбойного течения. Этот вид сопряжения наблюдается при глубине нижнего бьефа, несколько меньшей глубины, сопряженной с глубиной на выходе из сооружения. Сбойному течению присущи некоторые опасные свойства (рис. 100, *б*).

Поток, выходящий из сооружения в нижний бьеф, движется сначала без растекания в стороны. С боковых сторон поток граничит с водоворотными зонами, которые могут даже сжимать транзитный поток. При снижении глубины нижнего бьефа до глубины, сопряженной с глубиной на выходе из сооружения, происходит свал потока в одну сторону, и сопряжение бьефов осуществляется в форме пространственного гидравлического прыжка, а динамическая ось потока искривляется. При этом транзитная струя натекает с большой скоростью на боковые стенки отводящего русла. Уменьшение скоростей в транзитной струе и выравнивание их по сечению отводящего русла происходит очень медленно. В результате этого требуется крепление не только дна, но и стенок отводящего русла на значительном протяжении.

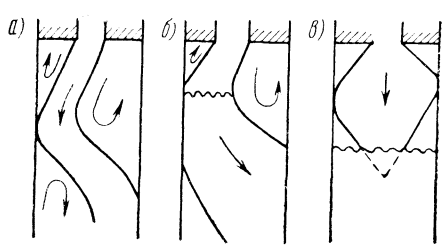


Рис. 100. Сопряжения потоков в отводящем русле за сооружением: *а* — по типу затопленной струи; *б* — по типу сбойного течения; *в* — по типу свободного растекания

3. Сопряжение по типу свободного растекания бурного потока. Растекание бурного потока в очень широких нижних бьефах характеризуется следующими особенностями. Поток, выходящий из отверстия, попадает в отводящее русло, глубина в котором меньше, чем глубина на выходе из сооружения. Под действием силы тяжести происходит растекание потока в стороны (по направлению к берегам). Это растекание происходит до тех пор, пока глубина бурного растекающего потока не будет равна глубине, взаимной с бытовой глубиной. Под взаимными имеются в виду глубины, связанные уравнением гидравлического прыжка. В результате этого область растекания бурного потока, сопрягающаяся с бытовым потоком и водными массами нижнего бьефа посредством косых гидравлических прыжков, принимает в плане характерную форму «лепестка» (рис. 100, *в*).

Растекание бурного потока в *узких нижних бьефах* характеризуется следующими особенностями. Поток, выходящий из сооружения, растекается в стороны и окаймляется водоворотными зонами. В местах набегания крайних струек потока на боковые стенки отводящего русла, т. е. в сечении полного растекания, происходит внезапное увеличение глубин и образование косых гидравлических прыжков. Эти косые гидравлические прыжки распространяются вниз по течению. Если бытовой поток находится в спокойном состоянии, в отводящем русле наблюдается обычный гидравлический прыжок. С увеличением бытовой глубины прямой гидравлический прыжок придвигается ближе к своему предельному положению в сечении полного растекания. Если глубина нижнего бьефа будет больше глубины, при которой прямой гидравлический прыжок располагается в сечении полного растекания, то происходит прорыв водных масс в одну из водоворотных зон и переход к сбойному течению.

Для предотвращения размывов выходных участков следует защищать лог на определенной длине.

Защита от размыва заключается в правильном выборе типа и размеров укрепления, которые назначают или из условия отсутствия местного размыва, или из допущения размыва, но безопасного для устойчивости как укрепленного участка русла, так и самого сооружения.

Назначение типа укрепления по скорости на выходе из трубы справедливо только для спокойных потоков (первый тип сопряжения). При растекании бурных потоков скорости получаются значительно большими, чем выходные; скорость может увеличиться примерно в 1,5 раза.

Выходные участки не укрепляют только в тех редких случаях, когда скорости на выходе из сооружения весьма малы и не могут нарушить устойчивость как самого русла, так и сооружения.

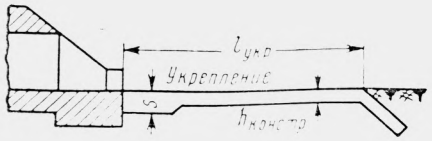


Рис. 101. Схема продольного разреза укрепления за сооружением

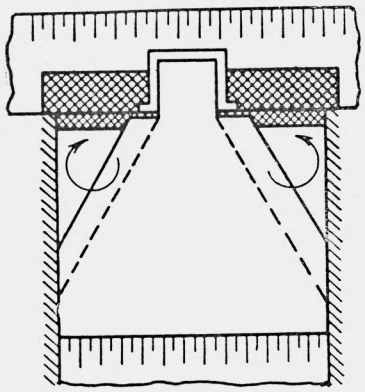


Рис. 102. План укрепления за сооружением

Опыт проектирования защитных устройств у малых водопропускных сооружений показывает, что нецелесообразно устраивать весьма длинные укрепления отводящих русл, за которыми нет размыва. Значительно экономичнее устраивать короткие укрепления, заканчиваемые предохранительными (погребенными) откосами, над которыми и располагаются ямы размывов, безопасные для укрепления и сооружения (рис. 101), если низ откоса заложен ниже дна ямы.

Глубина заложения предохранительного откоса зависит как от гидравлических характеристик потока, так и от длины укрепления. Для быстрого определения глубины размыва за укреплениями при наиболее часто встречающемся свободном растекании можно воспользоваться следующими данными теоретического расчета:

$\frac{l_{укр}\,\mathrm{tg}\,\alpha}{b}$	0	1	2	3	4	5	8	10
$\Delta : H$	1,55	0,98	0,78	0,65	0,59	0,54	0,45	0,40

Здесь $\Delta : H$ — относительные глубины размыва (в долях глубины воды перед сооружением) в зависимости от относительной длины укрепления $l_{укр}\,\mathrm{tg}\,\alpha : b$;

b — отверстие сооружения;

α — угол растекания, определяемый типом выходного оголовка, но не больший, чем 45° (см. рис. 100, *в*).

Из приведенных данных следует, что при отсутствии укрепления за сооружением развивается размыв $\Delta \approx 1{,}5\,H$. Устройство укрепления длиннее $(3 \div 4)\,b$ — нецелесообразно. Очертание укрепления в плане показано на рис. 102.

Возможен и более точный расчет размывов с учетом типа сопряжения. Эти расчеты излагаются в специальной справочной литературе. В основе этих расчетов, с одной стороны, лежит учет сопротивляемости грунта размыву, а с другой — обязательная гидравлическая структура потока, связанная с размещением прыжка непосредственно в конце укрепления, т. е. над размывом.

§ 48. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ КОСОГОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Для предупреждения размыва у мостов и труб на крутых косогорах, когда возможно образование глубоких промоин — оврагов, устраивают подводящие и отводящие русла в виде быстротоков, перепадов с водобойными колодцами, консольных водосбросов и т. п. Пример схемы такого искусственного подводящего и отводящего русл приведен на рис. 103.

Проектировать искусственные русла следует в соответствии с местными условиями, имея в виду следующие характеристики отдельных типов косогорных сооружений:

быстротоки, показанные на рис. 104, *а*, применяют на любых уклонах, но в связи с большой скоростью протекания воды в местах сопряжения быстротока с другими сооружениями необходимо предусматривать устройство соответствующих гасителей энергии, а сам быстроток укреплять в соответствии со скоростью потока;

перепады с водобойными колодцами (рис. 104, *б*) устраивают главным образом на весьма значительных уклонах (перепады без водобойных колодцев практически не применяются, так как могут быть размещены только на очень малых уклонах);

консольные водосбросы (рис. 104, *в*) применяют для пропуска воды над дорогой в том случае, когда устройство водопропускного сооружения под дорожной насыпью оказывается менее целесообразным.

Быстротоком называют искусственное русло, уклон которого больше критического. Последовательность гидравлического расчета быстротока следующая (рис. 105):

1. Определяют ширину быстротока по заданным скорости, уклону и шероховатости быстротока

$$b = \frac{Qi^{3/4}}{n^{3/2}v_0^{5/2}}, \qquad (181)$$

где n — коэффициент шероховатости быстротока, назначаемый с учетом аэрации, зависящей от уклона i, и материала стенок быстротока;

v_0 — допускаемая скорость течения на быстротоке.

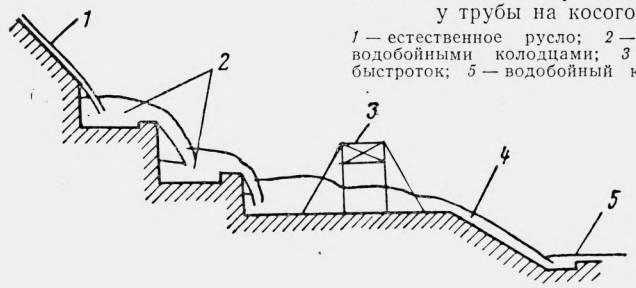


Рис. 103. Схема искусственного русла у трубы на косогоре:
1 — естественное русло; *2* — перепады с водобойными колодцами; *3* — мост; *4* — быстроток; *5* — водобойный колодец-уступ

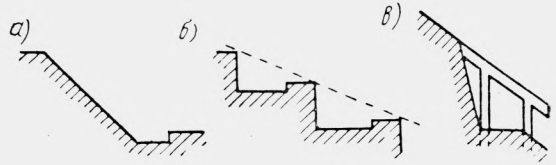


Рис. 104. Виды косогорных сооружений:
а — быстроток; *б* — перепады с водобойными колодцами; *в* — консольный водосброс

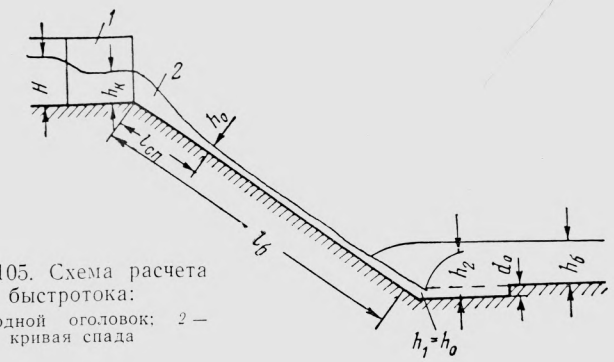


Рис. 105. Схема расчета быстротока:
1 — входной оголовок; *2* — кривая спада

2. Определяют глубину воды в конце быстротока

$$h_0 = \frac{Q}{bv_0}. \tag{182}$$

3. Определяют глубину воды перед входом в быстроток, которая равна критической

$$h_к = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}. \tag{183}$$

4. Выясняют условия затопления струи на выходе из быстротока в русло с уклоном меньше критического. Для этого вычисляют большую глубину прыжка по обычному уравнению прыжка или приближенно по формуле

$$h_2 = v_0\sqrt{\frac{2h_0}{g}}. \tag{184}$$

Если глубина $h_б$ в русле за быстротоком больше, чем глубина за прыжком h_2, то прыжок затоплен и скорость за быстротоком определяется глубиной потока $h_б$.

Если эта глубина меньше, чем глубина $h_б$, то в целях сокращения участка высоких скоростей в русле за быстротоком следует устроить водобойный уступ (колодец), глубина которого определяется по формуле

$$d_0 \geqslant h_2 - h_б. \tag{185}$$

Необходимая длина водобойного колодца (от конца быстротока до водобойного уступа) рассчитывается по формуле подпертого прыжка

$$l_{кол} = 3(h_2 - h_0). \tag{186}$$

Перепад с водобойным колодцем (см. рис. 104, *б*) состоит из следующих элементов: входа, стенки падения, водобоя и выхода уступа, если перепад одиночный, или водобойной стенки, если перепад — один из цепи перепадов с колодцами.

Схема гидравлического расчета перепада с водобойным колодцем следующая (рис. 106):

1. Назначают ширину водобойного колодца b, исходя из нормы расхода 0,5—1,0 *м*³/*сек* на 1 *пог. м* ширины колодца. Чаще всего ширину колодца делают одинаковой с отверстием водопропускного сооружения.

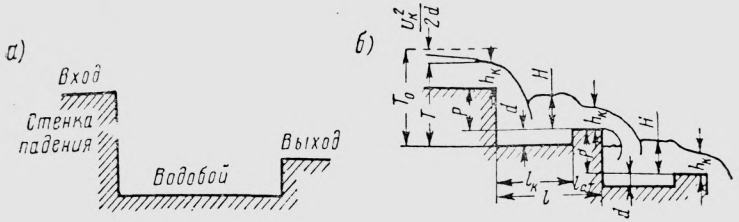


Рис. 106. Схема расчета перепада с колодцем:
а — схема перепада с водобойным колодцем; *б* — расчетная схема

Высоту перепада P назначают путем деления общего падения на участке расположения перепадов на число перепадов, принимаемое сначала ориентировочно.

2. Определяют глубину воды на входе, равную критической:

$$h_к = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}.$$

3. Определяют глубину в сжатом сечении падающей струи. Для этого подсчитывают энергию сечения на входе, задаваясь ориентировочно глубиной колодца d,

$$T_0 = 1{,}5h_к + P + d. \tag{187}$$

Определяют относительную энергию

$$\xi_{T_0} = 1{,}5 + \frac{P+d}{h_к}, \tag{188}$$

по графику рис. 107 определяют относительную глубину после прыжка в сжатом сечении, задавая коэффициент скорости φ,

$$\xi_c'' = \frac{h_2}{h_к}$$

и вычисляют глубину после прыжка

$$h_2 = \xi_c'' h_к.$$

Порядок пользования графиком показан стрелками на рис. 107.

4. Определяют глубину воды перед водобойной стенкой

$$\Sigma h = H + d \approx 1{,}8h_к + d. \tag{189}$$

5. Проверяют достаточность заданной глубины колодца. Необходимо, чтобы

$$\Sigma h = 1{,}1d. \tag{190}$$

Если это равенство не удовлетворяется, то глубину колодца, заданную ориентировочно, изменяют и расчет по формулам (187—190) повторяют снова, пока условие (190) не будет выполнено.

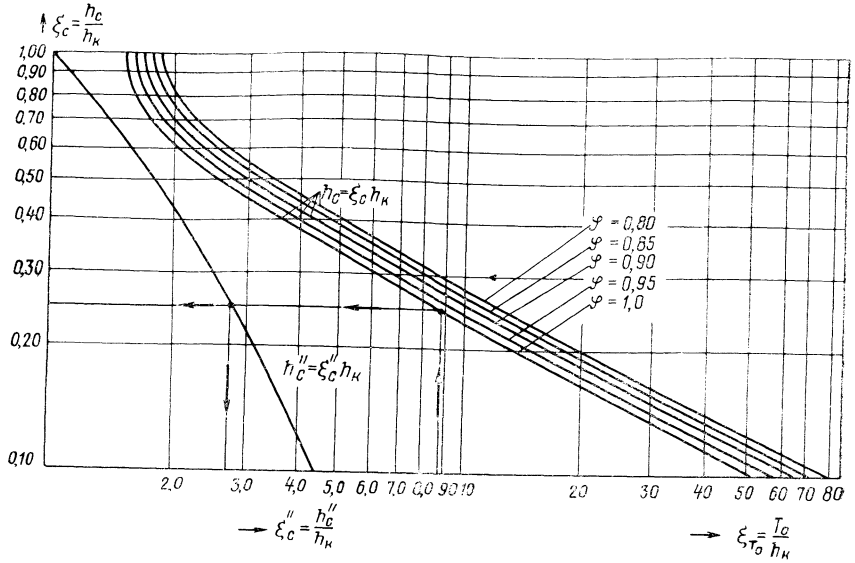


Рис. 107. График для расчета перепадов

6. После расчета глубины колодца определяют минимальную допустимую длину колодца по формуле

$$l_{кол} = l_{пол} + l_{пр}, \qquad (191)$$

$$l_{пол} = v_к \sqrt{\frac{2y}{g}}, \quad l_{пр} = 3(h_2 - h_c),$$

где $v_к$ — скорость в сечении на входе, равная $v_к = \frac{Q}{bh_к}$;

y — высота падения струи, равная $P + d + 0{,}5h_к$;

h_2 — глубина после прыжка в сжатом сечении;

h_c — глубина в сжатом сечении в колодце, определяемая по графику рис. 107, по которому аналогично величине ξ_c'' определяется величина ξ_c и глубина воды в сжатом сечении $h_c = \xi_c h_к$.

7. Длину водобойной стенки (толщина водосливного порога) определяют по формуле

$$l_{ст} = 3h_к. \qquad (192)$$

8. Проверяют вписывание перепада в профиль местности, для чего определяют уклон перепада

$$i_{пер} = \frac{P}{l_{кол} + l_{ст}}. \qquad (193)$$

Этот уклон должен быть не меньше того, которым характеризуется косогор. Если уклон местности $i_м$ меньше уклона перепада, то длину каждого колодца увеличивают, что только улучшает условия затопления струи. Длину колодца, соответствующую заданному уклону местности, подсчитывают по формуле

$$l_{кол} = \frac{P}{i_м} - l_{ст}. \qquad (194)$$

ЛИТЕРАТУРА

Андреев О. В., Журавлев М. М., Рассказов О. А. Вопросы мостовой гидравлики и гидрологии. М., «Транспорт», 1967.

Богомолов А. И., Михайлов К. А. Гидравлика, гидрология, гидрометрия, ч. I. М., Дориздат, 1950.

Богомолов А. И., Михайлов К. А., Болдаков Е. В., Лелявин Н. Я. Гидравлика, гидрология и гидрометрия, ч. II. М., Дориздат, 1952.

Болдаков Е. В. Переходы через водотоки. М., «Транспорт», 1965.

Справочник инженера-дорожника. Проектирование мостов и труб. М., «Транспорт», 1966.

Справочник инженера-дорожника. Изыскания и проектирование дорог. М., «Транспорт», 1969.

Глава 10

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

§ 49. ТРЕБОВАНИЯ К УСТОЙЧИВОСТИ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

Для движения автомобилей с высокими расчетными скоростями необходимо, чтобы ровность покрытий оставалась неизменной в течение всего периода эксплуатации дороги. Это может быть достигнуто только при прочном и устойчивом земляном полотне, не дающем просадок и не подверженном процессам пучинообразования.

Под прочностью земляного полотна понимается способность сохранять, не деформируясь, при действии внешних сил и природных факторов приданные ему при строительстве форму и размеры. Под устойчивостью — сохранение предусмотренного проектом положения в пространстве без сдвигов и просадок.

При возведении земляного полотна часто нарушаются условия равновесия поверхностных слоев земной коры (рис. 108 и 109).

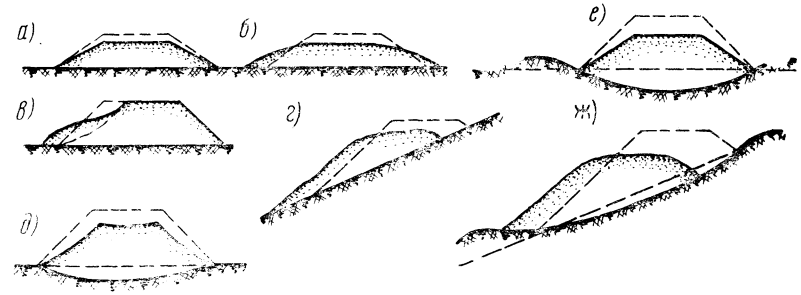


Рис. 108. Виды деформаций насыпей:
а — осадка от уплотнения грунта в теле насыпи; *б* — деформация осадки от растекания переувлажненного грунта; *в* — оползание откоса насыпи; *г* — смещение насыпи по косогору; *д* — осадка со сжатием грунта основания; *е* — осадка, а иногда боковое смещение из-за выжимания слабого основания; *ж* — смещение из-за оползания склона

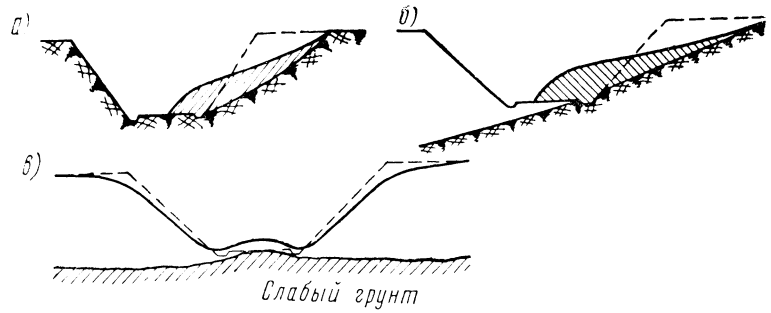


Рис. 109. Виды деформаций выемок:
а — оползание откоса насыпи в однородном грунте; *б* — то же, при слоистом напластовании; *в* — выжимание слабого грунта

Прорезание наклонных пластов грунта при устройстве выемок может явиться причиной оползания их откосов. Насыпи, отсыпанные на косогоре, могут смещаться вниз по склону. Торфяные и водонасыщенные илистые основания выжимаются из-под насыпи в стороны или медленно сжимаются под весом насыпи, отдавая насыщающую их воду.

Кроме сдвигов или перемещений насыпей как целого массива, возможны деформации самой насыпи, вызываемые, например, уплотнением слагающего ее грунта под влиянием природных воздействий, собственного веса и напряжений от веса проезжающих автомобилей.

Деформации от уплотнения грунта возможны не только в насыпях, но также в выемках и на участках с нулевыми отметками, если материковый грунт в условиях естественного залегания недостаточно плотен. Потеря устойчивости земляного полотна может проявляться также в изменении приданной ему при постройке правильной формы в результате оползания или бокового выпучивания откосов.

Устойчивость земляного полотна неразрывно связана с его водным режимом. Частой причиной сплывов и оползней откосов является насыщение откосов полотна дождевой или паводковой водой. Насыпи, возведенные зимой из мерзлого влажного грунта с комьями снега, при оттаивании переувлажняются и затем расползаются.

Многолетний опыт дорожного и железнодорожного строительства позволил выработать конструкции земляного полотна устойчивого в благоприятных геологических условиях — так называемые типовые поперечные профили земляного полотна [1]. Однако в сложных грунтово-геологических условиях, а также при постройке высоких насыпей приходится предусматривать специальные мероприятия, обеспечивающие устойчивость земляного полотна.

[1] Союздорпроект. Типовые проекты земляного полотна автомобильных дорог. 1964.

Разработка индивидуальных проектов земляного полотна необходима в следующих случаях:

при высоте насыпей и глубинах выемок, превышающих 12 *м*;

при возведении насыпей на слабых грунтах, пересечении крутых и глубоких балок и оврагов, староречий, озер, а также болот глубиной более 4 *м* и при меньшей глубине, когда насыпь возводится без удаления торфа;

при расположении земляного полотна на оползневых косогорах и косогорах круче 1 : 3;

при устройстве выемок и возведении насыпей в особо сложных гидрогеологических условиях, при разработке выемок взрывами на выброс, а также при возведении земляного полотна с применением гидромеханизации;

на участках, где возможны карстовые явления, каменные обвалы и осыпи, селевые потоки и снежные лавины, а также в районах шахт и подземных выработок, где возможны просадочные явления.

Методы расчета устойчивости земляного полотна исходят из закономерностей механики грунтов. При этом приходится учитывать, что работа грунта в земляном полотне автомобильных дорог протекает в условиях переменной степени увлажнения и меняющихся во времени температур. Поэтому в различные периоды года, а в связи с переменностью погодных условий и в разные годы сопротивление грунта нагрузкам неодинаково. Устойчивость земляного полотна рассчитывают применительно к периодам неблагоприятного состояния грунтов, когда она бывает наименьшей.

Расчеты устойчивости земляного полотна по необходимости всегда связаны со схематизацией представлений о характере деформации и с предположением о полной однородности грунтов по свойствам в пределах отдельных слоев.

При проектировании земляного полотна следует учитывать опыт службы находящихся в длительной эксплуатации автомобильных и железных дорог, расположенных поблизости от строящегося сооружения.

Степень устойчивости земляного полотна против сползания, просадки и других деформаций характеризуют коэффициентом устойчивости, которым называют отношение сил или их моментов, удерживающих насыпь, к силам или моментам, сдвигающим насыпь.

Основной нагрузкой при расчетах устойчивости насыпей является собственный вес грунта. Нагрузка от автомобилей является дополнительной. Ее обычно учитывают, заменяя эквивалентным слоем грунта размещенные по полосам движения на проезжей части и на обочинах колонны расчетных автомобилей или гусеничных нагрузок (рис. 110). Нагрузки располагают самым невыгодным образом. В сейсмических районах учитывают влияние инерционных сил, возникающих при подземных толчках.

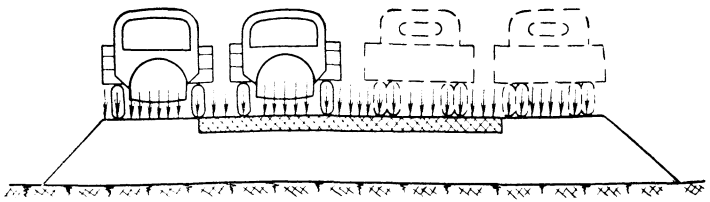


Рис. 110. Замена нагрузки от автомобилей эквивалентным слоем грунта

Коэффициенты устойчивости земляного полотна автомобильных дорог техническими условиями не нормированы. При расчетах их принимают по аналогии с рекомендуемыми для других сооружений из грунта.

При расчетах на устойчивость против сдвигов оснований земляного полотна следует исходить из коэффициента запаса 1,2, численно равного осредненному коэффициенту перегрузки по нормам проектирования оснований зданий и сооружений (СНиП II-Б. 1-62).

При расчетах устойчивости откосов коэффициенты запаса можно назначать применительно к нормам, установленным для откосов плотин (СНиП II-И. 4-62), приравнивая значимость дорог разных категорий к капитальности гидротехнических сооружений (табл. 32).

Основные сочетания нагрузок составляют из постоянных, длительно действующих и одной кратковременно действующей временной нагрузки. Особые сочетания складываются из постоянных, длительно действующих временных нагрузок, некоторых кратковременно действующих и особых нагрузок и воздействий. К последним относятся сейсмические, аварийные и им подобные воздействия. При особых сочетаниях коэффициенты перегрузки кратковременных нагрузок умножают на коэффициент 0,8.

Во всех случаях коэффициенты запаса устойчивости определяют для самых невыгодных в нормальных условиях строительства и эксплуатации величинах и комбинациях сил и нагрузок, действующих на сооружение и его основание.

Таблица 32

Сочетание нагрузок и воздействий	Категории дороги	
	I—II	III—IV
	Коэффициент запаса устойчивости	
Основные	1,15	1,1
Особые	1,05	1,05

Надежность расчетов земляного полотна зависит от двух факторов:

правильности отражения принятой расчетной схемой характера деформаций, протекающих в земляном полотне;

правильности назначения расчетных характеристик сопротивления грунтов нагрузкам. Использование самого точного метода расчета при ненадежных значениях параметров грунтов приводит к ошибочным результатам.

Поэтому характеристики прочности грунтов должны быть получены только путем их испытания в лаборатории или непосредственно в полевых условиях при производстве изысканий.

Характеристики грунтов, входящие в расчеты деформации и устойчивости оснований (модуль деформации, коэффициент Пуассона, угол внутреннего трения, сцепление), необходимо определять с учетом напряженного состояния грунтов в условиях залегания, а также возможного его изменения в процессе строительства и эксплуатации. Использование средних значений характеристик различных типов грунтов, таблицы которых приводятся в нормах, допустимо лишь при расчетах, предназначенных для ориентировочной оценки прочности или устойчивости сооружений.

Расчетное состояние грунта, наиболее характерное для работы его в сооружении, необходимо устанавливать в каждом отдельном случае на основе тщательного анализа назначения сооружения и местных геофизических условий. Следует иметь в виду, что в результате возведения сооружений или земляных работ могут существенно измениться условия залегания грунтов и их водно-тепловой режим. Примерами таких случаев могут служить выветривание глинистых и сланцевых пород на откосах выемок, изменение режима вечномерзлых грунтов в результате расчистки полосы отвода, а также перемена характера заболачивания при сжатии весом насыпи торфяников, в которых происходило течение грунтовых вод.

Так как характеристики прочности грунта, например, сцепление c, угол внутреннего трения φ, модуль деформации E, объемный вес γ и т. д., существенно зависят от влажности грунта и степени его уплотнения, по предложению проф. Г. М. Шахуньянца, целесообразно строить по материалам испытаний грунтов графики расчетных характеристик, на которых наносят кривые значений при изменениях влажности и уплотняющего давления (рис. 111).

Испытания необходимо выполнять при состоянии грунта, соответствующем его работе в сооружении в наиболее опасные для устойчивости периоды, схема деформирования грунта в приборе должна соответствовать условиям его работы. Следует различать методы испытаний грунтов ненарушенной структуры в естественных основаниях и грунтов нарушенной структуры, исполь-

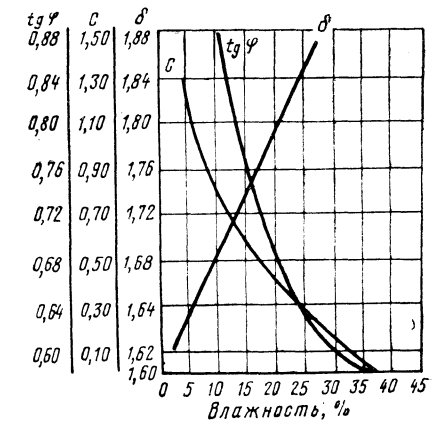


Рис. 111. Пример графика расчетного состояния грунта

зуемых как строительные материалы для возведения земляных сооружений. Так, например, водопроницаемость структурных грунтов для расчета глубоких дренажных устройств необходимо изучать на образцах с ненарушенной структурой. Учет фильтрации воды через насыпь-плотину придорожного водохранилища, отсыпанную из того же грунта, следует основывать на испытаниях образцов, уплотненных до оптимальной плотности после предварительного нарушения естественной структуры.

Расчетные значения характеристик грунтов определяют на основе испытаний достаточно большого количества образцов, с тем чтобы получить средние устойчивые величины. Число испытаний должно быть тем большим, чем ответственнее проектируемое сооружение. По Строительным нормам и правилам «Основания зданий и сооружений» (СНиП II-Б. 1-62) при расчетах необходимо исходить из величин характеристик, определяемых по выражению

$$A_{\text{расч}} = A_{\text{ср}} - \sigma, \qquad (195)$$

где $A_{\text{ср}}$ — среднее арифметическое из результатов не менее чем шести параллельных испытаний;

σ — среднее квадратическое отклонение.

Грунтовые основания в естественных условиях обычно неоднородны и состоят из напластований, отличающихся друг от друга. Однако физико-механические свойства даже однородных по составу напластований в разных условиях отличаются друг от друга, так как влажность и степень уплотнения неодинакова.

Поэтому разделение грунтовой толщи на характерные слои и установление для них расчетных характеристик требует большого внимания при инженерно-геологических обследованиях.

Обычно различают два случая:

сравнительно однородные слои с незначительными колебаниями свойств;

наличие в грунтах слоев, резко отличающихся от смежных слоев, свойства которых определяют деформации массива. Последнее характерно, например, для оползней консеквентного типа и насыпей на сапропелевых болотах, покрытых растительным ковром сплавины.

Выделение отдельных грунтовых слоев, различающихся по свойствам (по Н. Н. Маслову) удобнее всего проводить графически, откладывая экспериментальные точки характеристик грунта в зависимости от глубины взятия образцов для испытаний. Группировки точек позволяют выделить характерные напластования. За критерии состояния грунтов при выделении слоев могут быть взяты объемный вес скелета и влажность.

Однородными можно считать слои, в пределах которых коэффициент пористости изменяется не более чем на 0,2, а влажность глинистых грунтов в пределах естественного залегания не более чем на 8%.

Таблица 33

Консистенция грунта	Глина			Суглинок			Супесь		
	γ, $г/см^3$	φ, *град*	c, $кГ/см^2$	γ, $г/см^3$	φ, *град*	c, $кГ/см^2$	γ, $г/см^3$	φ, *град*	c, $кГ/см^2$
Твердая	2,15	22	1,00	2,15	25	0,60	2,05	28	0,20
Полутвердая	2,10	20	0,60	2,10	23	0,40	2,00	26	0,15
Тугопластичная	2,05	18	0,40	2,00	21	0,25	1,95	24	0,10
Мягкопластичная	1,95	14	0,20	1,90	17	0,15	1,90	20	0,05
Текучепластичная	1,90	8	0,10	1,85	13	0,10	1,85	18	0,02
Текучая	1,80	6	0,05	1,80	10	0,05	1,80	14	0,00

Таблица 34

Песок	Объемный вес песчаного грунта γ, $г/см^3$	Угол внутреннего трения песчаного грунта φ, *град*	
		низкой плотности	средней плотности
Тонкозернистый пылеватый	1,92	26	28
Мелкозернистый	1,92	26	30
Среднезернистый	1,94	28	32
Крупнозернистый	1,98	30	33
С гравием и галькой	2,00	32	36

Для ориентировочных расчетов могут быть использованы средние значения характеристик грунтов, предложенные проф. Н. Н. Масловым (табл. 33 и 34).

Полученные решения должны быть проверены при рабочем проектировании с использованием характеристик грунтов, определенных при лабораторных испытаниях образцов с ненарушенной структурой при влажностях, характерных для наиболее неблагоприятного периода работы земляного полотна.

§ 50. РАСПОЛОЖЕНИЕ ГРУНТОВ В ЗЕМЛЯНОМ ПОЛОТНЕ

Применительно к использованию в земляном полотне различают следующие виды грунтов.

Каменистые гравелистые и щебеночные грунты — обломки скальных горных пород как естественного происхождения, так и полученные в результате искусственной разработки. Эти грунты являются хорошим материалом для возведения насыпей, поскольку они устойчивы против воздействия текучей воды и не поглощают влагу. Проникание воды в промежутки между обломками разрушенной скальной породы не влияет существенно на прочность и устойчивость земляного полотна. Исключением могут быть некото-

рые слабые и быстро выветривающиеся породы — мергель, сланцеватые глины и мел, размокающие при насыщении водой. Их можно использовать лишь в нижних слоях высоких насыпей в сухих местах, не подвергающихся затоплению водой на длительное время.

Близки по свойствам к каменистым грунтам отходы промышленности — металлургические шлаки, хорошо обожженные горелые породы отвалов каменноугольных шахт, которые без ограничений допускаются для отсыпки насыпей.

Гравийные и песчаные грунты водопроницаемы и не склонны к накоплению влаги при промерзании. Насыщение воды мало влияет на устойчивость этих грунтов в земляном полотне. Песчаные грунты (за исключением пылеватых песков) представляют собой наилучший материал для насыпей, возводимых в неблагоприятных гидрогеологических условиях: на заболоченных участках и на поймах рек. В результате малой высоты капиллярного поднятия и хорошей водопроницаемости эти грунты не переувлажняются в основании дорожных одежд и быстро просыхают в пойменных насыпях при спаде высоких вод. Однако из-за малой сопротивляемости размыву дождевой водой и развеиванию ветром откосы насыпей и выемок в песчаных грунтах необходимо укреплять. Особенно надежным должно быть укрепление насыпей на поймах, где возможны течение воды и набег волн.

Примесь пылеватых частиц ухудшает свойства песчаных грунтов.

Супесчаные грунты содержат небольшое количество глинистых частиц, достаточное для придания им связности в сухом состоянии. При увлажнении супесчаные грунты сохраняют сопротивление нагрузкам, необходимое для устойчивости земляного полотна. Насыпи из супесчаных грунтов можно устраивать как в сухих, так и в переувлажненных местах.

Пылеватые супесчаные грунты, содержащие до 50% песчаных частиц, менее устойчивы в переувлажненном состоянии. При промерзании они склонны к накоплению влаги и пучению. Их следует рассматривать как удовлетворительный материал для насыпей только в сухих грунтах.

Пылеватые суглинки и тяжелые пылеватые супеси, содержащие большие количества фракции размером 0,05—0,002 *мм*, из-за большой удельной поверхности частиц и высокого капиллярного поднятия особенно подвержены процессам зимнего влагонакопления и пучинообразования. В откосах земляного полотна грунты, особенно тяжелые пылеватые супеси, легко размываются и приходят в текучее состояние.

При сооружении земляного полотна дорог с усовершенствованными капитальными типами дорожных покрытий из пылеватых грунтов и пылеватых суглинков в неблагоприятных гидрологических условиях верхние слои насыпей отсыпают из непылеватых песчаных и легких супесчаных грунтов. Толщину слоя устойчивых грунтов, считая от поверхности покрытия, принимают равной

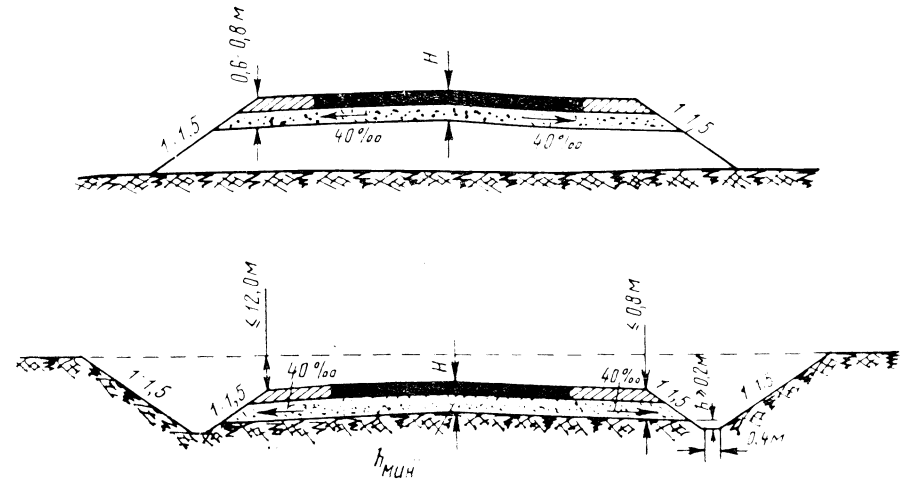


Рис. 112. Замена неустойчивых грунтов:
а — в насыпях; *б* — в выемках

1,0—1,2 *м* во II климатической зоне и 1,0—0,8 в III зоне. В выемках верхние слои пылеватого грунта не менее чем на 0,8 *м* должны быть заменены устойчивыми грунтами (рис. 112).

Суглинистые грунты являются хорошим материалом для земляного полотна. Они хорошо сопротивляются размыву и устойчивы в откосах. В пойменных суглинистых насыпях при спаде высоких вод обратное движение воды, фильтрующейся из насыпи, может вызвать гидродинамическое давление, приводящее к обрушению откосов.

Глинистые грунты обладают значительной связностью и очень малой водопроницаемостью, в связи с чем они медленно насыщаются водой и столь же медленно просыхают. Эти грунты, уплотненные при оптимальной влажности, практически водонепроницаемы и мало подвержены пучению, пригодны для отсыпки насыпей в сухих местах и в местах, увлажняемых на короткое время. В переувлажненном состоянии глинистые грунты переходят в мягкопластичное и текучее состояние, липки, не поддаются уплотнению.

Органические грунты — торфы и илы — обладают значительной склонностью к объемным изменениям при колебаниях влажности. Применять их в насыпях запрещено. Илистые грунты при увлажнении теряют связность и приходят в плывунное состояние. Торфянистые грунты сильно сжимаемы.

Содержание в грунтах растворимых солей и органических веществ (засоленные и заторфованные грунты и отчасти черноземы) вызывает существенное изменение их физико-механических свойств. Особенности проектирования земляного полотна из таких грунтов

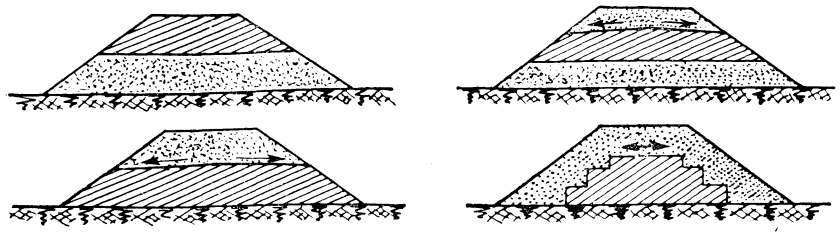


Рис. 113. Размещение в земляном полотне водопроницаемого (точки) и водонепроницаемого (штриховка) грунта

рассматриваются в разделе о проектировании дорог в сложных геофизических условиях.

При разработке дорожно-строительными машинами естественное сложение грунтов нарушается, они раздробляются на отдельные комки. При недостаточном уплотнении грунта вода просачивается в насыпь по порам между комками и вызывает его быстрое размокание.

Наклонные слои связных грунтов, оказавшиеся в теле насыпи, особенно, если они подверглись уплотнению проездом в период строительства, могут образовывать при увлажнении поверхности скольжения, по которым происходит оползание части насыпи. Поэтому при использовании грунтов различного состава и свойств необходимо соблюдать определенные правила размещения их в теле насыпи, обеспечивающие устойчивость земляного полотна (рис. 113):

разнородные грунты следует размещать в насыпи горизонтальными слоями, менее водопроницаемые грунты располагают в нижних слоях, хорошо дренирующие — в верхних; исключением являются случаи, когда дренирующий грунт предназначен для прерывания капиллярного поднятия воды в насыпь из переувлажненного основания;

поверхностям слоев водонепроницаемых грунтов придают двухскатный поперечный профиль с уклоном 40‰, что обеспечивает сток из насыпи просачивающейся воды; из слоев водопроницаемых грунтов должен быть обеспечен вывод воды;

не следует отсыпать насыпи в виде замкнутого ядра из одного грунта, прикрытого сверху и с боков другим грунтом, за исключением случаев уширения земляного полотна при реконструкции дорог, когда для устойчивости присыпной части предусматривают специальные мероприятия; не разрешается уширение водонепроницаемым грунтом насыпей из дренирующего грунта;

воспрещается бессистемная, случайная отсыпка различных по свойствам грунтов, при которой в теле насыпи могут образоваться водонасыщенные линзы и увлажненные наклонные поверхности, по которым возможно оползание.

§ 51. ТРЕБОВАНИЯ К СТЕПЕНИ УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

С течением времени под действием собственного веса, давления проезжающих автомобилей и попеременного увлажнения и просыхания разрыхленный при разработке грунт в насыпях постепенно уплотняется. Требуется несколько влажных сезонов, чтобы осадки практически прекратились. Еще сравнительно недавно насыпи возводили с запасом на осадку, которая достигалась только спустя несколько лет. При современных методах скоростного дорожного строительства нецелесообразно дожидаться окончания длительного процесса естественного уплотнения грунта в насыпях. Чтобы ровность покрытий не нарушалась, в ходе отсыпки земляного полотна грунты искусственно уплотняют.

Необходимая степень уплотнения грунта в теле насыпи, при которой не происходит дальнейших деформаций, зависит от напряжений, действующих в грунте при эксплуатации дороги. Степень уплотнения грунта характеризуют объемным весом твердой фазы (скелета) грунта. Таким образом, для того чтобы в теле насыпи не возникли просадки грунта от уплотнения, его пористость должна соответствовать напряжениям, действующим внутри насыпи (рис. 114). Напряжения от собственного веса грунта возрастают прямо пропорционально глубине рассматриваемого слоя. Внешняя нагрузка создает напряжения, затухающие по мере удаления от поверхности. При невысоких насыпях напряжения от транспортных нагрузок распространяются в подстилающий грунт и при недостаточной степени его уплотнения могут вызвать просадку насыпи (рис. 115).

На рис. 115 показано, что верхний слой грунтового основания должен быть уплотнен до глубины, на которой его коэффициент пористости ε_2 будет соответствовать по компрессионной зависимости действующим напряжениям σ_2. Необходимое изменение степени уплотнения по глубине показано пунктиром.

В нижней части подтапливаемых водой насыпей может действовать капиллярное давление, а также напряжения, развивающиеся при усадке грунта во время его просыхания после спада высоких вод.

Потребную степень уплотнения грунта в разных слоях насыпи назначают в соответствии с действующими в ее пределах напряжениями.

В верхнем слое насыпи толщиной до 1,5 *м* действуют статические и динамические напряжения от проезжающих автомобилей, а также интенсивно протекают процессы увлажнения и просыхания грунта под влиянием

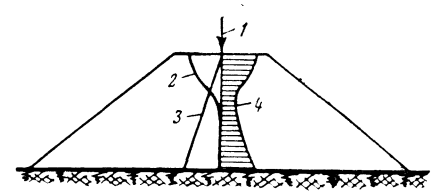


Рис. 114. Распределение напряжений в насыпи:

1 — нагрузка; *2* — напряжения от внешней нагрузки; *3* — напряжения от собственного веса; *4* — суммарная эпюра напряжений

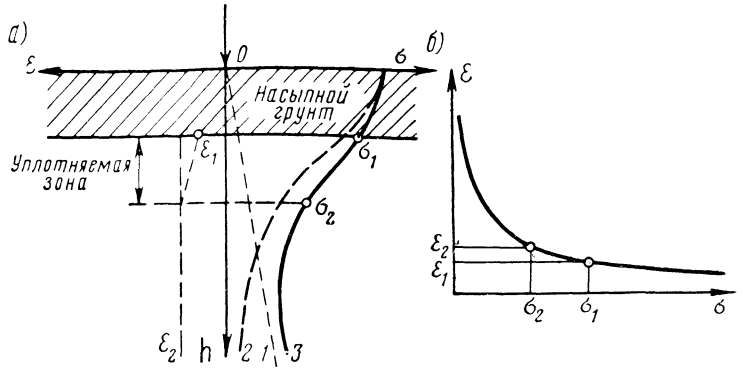


Рис. 115. Зависимости для определения глубины, на которую должен быть уплотнен грунт, подстилающий высокую насыпь:
а — изменение напряжений и коэффициента пористости по глубине; *б* — компрессионная кривая подстилающего грунта; ε_1 — коэффициент пористости, соответствующий давлению насыпи σ_1; ε_2 — коэффициент пористости подстилающего грунта;
1 — напряжение от собственного веса грунта; *2* — напряжение от веса насыпи; *3* — суммарное напряжение в грунте

круглогодичного цикла изменения водного режима. Уплотнение грунтов в этой зоне должно соответствовать: для связных грунтов — давлению внутренних сил, вызывающих усадку, а для супесей, легких суглинков и песков — напряжениям от автомобилей. Наблюдения показали, что для каждого природного района существует некоторая оптимальная степень уплотнения грунтов в зоне развития процессов зимнего влагонакопления. Грунты, чрезмерно уплотненные в период строительства в климатических районах, где в зимний период происходят интенсивные процессы миграции влаги и накопления ледяных линз, после нескольких лет эксплуатации претерпевают некоторое разрыхление.

В средних слоях насыпей до глубины 6 *м* от бровки водный режим грунта относительно постоянен, а напряжения от внешней нагрузки и собственного веса грунта малы. Поэтому в пределах этой зоны может быть допущена меньшая степень уплотнения грунта.

На глубинах более 6 *м*, где грунт может подвергаться капиллярному увлажнению и последующему просыханию, к степени уплотнения грунтов предъявляются требования, близкие к требованиям к верхним слоям насыпей.

На участках, подтапливаемых водой, нижние слои насыпей, постоянно расположенные ниже уровня воды, работают в условиях сжатия под влиянием веса вышерасположенных слоев и веса внешней нагрузки. В них устанавливается степень уплотнения, соответствующая компрессионной зависимости.

Таблица 35

Часть земляного полотна	Условия работы	Глубина расположения слоев, *м*	Минимальная допустимая степень уплотнения в дорожно-климатических зонах	
			II—III	IV—V
Насыпь	В сухой зоне	Верхние 1,5	1,0—0,98 (0,98—0,95)	0,98—0,95 (0,95)
		1,5—6	0,95 (0,95)	0,95 (0,95—0,90)
	В подтапливаемой зоне	1,5—6	0,98—0,95 (0,95)	0,95 (0,95)
	В сухой зоне	Более 6	0,98 (0,95)	0,95 (0,95—0,90)
	В подтапливаемой	Более 6	0,98 (0,95)	0,98 (0,95)
Основание насыпи	В зоне промерзания	До глубины 1,2	1,0—0,98 (0,98—0,95)	0,98—0,95 (0,95)
Верхние слои выемки	Ниже зоны промерзания	До глубины 1,2	0,95—0,92 (0,92)	0,95—0,92 (0,90)

Примечание. Цифры, стоящие в скобках, относятся к земляному полотну дорог с покрытиями усовершенствованными облегченными и переходными. Бо́льшие значения степеней уплотнения даны для цементобетонных покрытий; меньшие значения — для усовершенствованных облегченных покрытий.

Ценными данными для установления необходимой величины уплотнения служат материалы обследования старых насыпей. Требования к уплотнению нормируют по величинам объемного веса скелета грунтов, который выражают в долях от так называемого оптимального уплотнения, устанавливаемого в лаборатории при оптимальной влажности грунта.

Оптимальной называют такую влажность, при которой уплотнение грунта может быть достигнуто при меньшей работе на уплотнение по сравнению с другими влажностями. Эта влажность близка к среднему значению влажности грунта в резервах в период выполнения земляных работ во II—III климатических зонах СССР.

Требования к степени уплотнения $\delta_п$ грунта в земляном полотне выражают в долях от оптимального уплотнения $\delta_о$

$$\delta_п = \kappa\delta_о, \qquad (196)$$

где κ — коэффициент оптимального уплотнения.

При строительстве автомобильных дорог с покрытиями усовершенствованных капитальных типов требуется обеспечивать уплотнение земляного полотна до величин, указанных в табл. 35.

Высокая степень уплотнения грунтов не только предотвращает деформации грунта, но и способствует стабилизации водного ре-

жима земляного полотна. Скорость капиллярного перемещения воды уменьшается по мере уплотнения грунта. Капиллярное увлажнение уплотненных грунтов не вызывает снижения их сопротивляемости внешним нагрузкам. Уменьшение сопротивляемости может быть связано лишь с процессами разуплотнения грунта в результате его набухания при длительном воздействии воды, а также при зимнем промерзании и образовании ледяных линз, в связи с чем уплотнение грунтов должно обязательно сочетаться с мероприятиями по обеспечению водоотвода.

§ 52. УСТОЙЧИВОСТЬ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА НА КОСОГОРАХ

Насыпь, возведенная на косогоре, может сползти вниз, если составляющая ее веса, направленная параллельно косогору, окажется больше силы трения, удерживающей насыпь на месте (рис. 116).

Согласно рис. 116 удерживающая сила равна

$$R = fQ\cos\alpha,$$

где Q — вес насыпи;

f — коэффициент трения насыпного грунта по поверхности косогора;

α — угол наклона косогора.

Сила, сдвигающая насыпь

$$F = Q\sin\alpha.$$

Отсюда коэффициент устойчивости насыпи против сдвига

$$K = \frac{R}{F} = \frac{Qf\cos\alpha}{Q\sin\alpha} = \frac{f}{i}, \qquad (197)$$

где i — поперечный уклон косогора.

Мероприятия по повышению устойчивости насыпей на косогорах сводятся к повышению величины коэффициента трения f.

При поперечном уклоне местности от 1/10 до 1/5 из-под насыпи обязательно удаляют дерн. При поперечном уклоне местности более 1/5 на поверхности косогора при помощи экскаваторов, бульдозеров или автогрейдеров устраивают уступы высотой 0,5 *м*. Уступам придают уклон от 20 до 40‰.

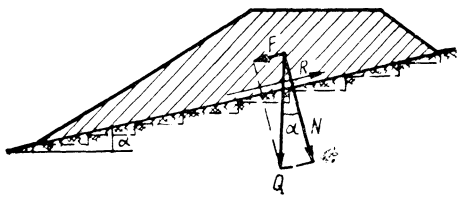


Рис. 116. Силы, действующие на насыпь на косогоре

Разделка косогора ступенями преследует цель: заменить недостаточное сопротивление скольжению грунта по поверхности косогора более высоким сопротивлением срезу насыпного грунта по той же поверхности. При этом предполагается, что грунт косогора настолько прочен, что срез может произойти только по сечению насыпного грунта. При слабых грунтах, в частности, на косогорах, сложенных из песков или слабосвязных щебенистых грунтов, устройство уступов не достигает цели. В подобных случаях для обеспечения устойчивости насыпи необходимо возводить подпорные стенки или отсыпать контрбанкеты.

В случаях, когда насыпь возведена на наклонных напластованиях, залегающих на устойчивых горных породах (рис. 117), подстилающий грунт в результате нагрузки от веса насыпи может оползти. Аналогичное явление может произойти при подрезании откосом выемки наклонных слоев грунта.

Проверка устойчивости сводится к выделению в оползающей части массива в соответствии с очертаниями поверхности скольжения вертикальных отсеков и к оценке устойчивости каждого из отсеков под влиянием собственного веса и передающегося давления смежных отсеков. При этом каждый отсек рассматривают как затвердевший массив. Величина давления, передающаяся от i-го отсека на нижерасположенный отсек,

$$F_i = F_{i-1}\cos(\alpha_{i-1}+\alpha_1) - Q_i\cos\alpha_1\operatorname{tg}\varphi + Q_i\sin\alpha_i - cL_i,$$

где F_{i-1} — давление, передающееся от отсека, расположенного выше;

Q — вес отсека;

L_i — длина поверхности скольжения;

φ — угол внутреннего трения сползающего грунта;

c — сцепление грунта.

Если для вышерасположенной секции сила F_{i-1} имеет отрицательное значение, то она в расчет не вводится.

Коэффициент устойчивости каждого отсека

$$K_i = \frac{Q_i\cos\alpha_i\operatorname{tg}\varphi + cL_i}{F_{i-1}\cos(\alpha_{i-1}+\alpha_i) + Q_i\sin\alpha_i}. \qquad (198)$$

Последовательно рассматривая условия устойчивости группы секций, можно определить места наиболее вероятного возникновения трещин разрыва, соответствующие границам секций со значениями K, меньшими 1, и места образования бугров выпирания у нижних границ тех же отсеков.

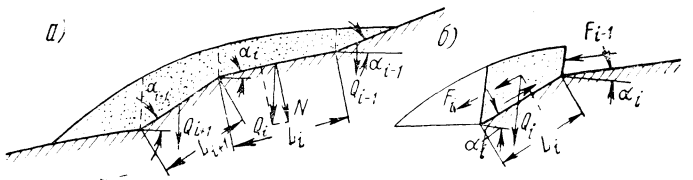


Рис. 117. Схема к определению устойчивости грунта против оползания по плотным подстилающим породам:

а — разбивка на отсеки; *б* — условия равновесия одного отсека

§ 53. УСТОЙЧИВОСТЬ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА НА СЛАБЫХ ОСНОВАНИЯХ

Насыпи, возведенные на слабых основаниях (из рыхлых грунтов, торфа, вязких солончаков, лёссовых грунтов, водонасыщенных илистых грунтов), проседают из-за деформации подстилающего грунта под их весом. Эти деформации могут быть вызваны уплотнением грунта основания или его выжиманием в стороны из-под насыпи. Деформации чаще всего наблюдаются в первый период после возведения насыпи, но в некоторых случаях могут возникать и в период эксплуатации, например, при длительной стоянке тяжелых нагрузок на насыпях, отсыпанных на болоте, или в результате застоев воды около насыпей на просадочных грунтах.

При возведении земляного полотна нагрузка на грунт зависит от высоты насыпи, определяемой положением проектной линии. В связи с этим при проектировании необходимо оценивать устойчивость земляного полотна против внезапных деформаций просадочного характера, а в случаях неизбежности этих деформаций — рассчитать их величину, чтобы компенсировать просадку насыпи дополнительной подсыпкой грунта во время возведения земляного полотна.

По проф. Н. М. Герсеванову зависимость между давлением на грунт и его просадкой в общем виде выражается кривой, представленной на рис. 118. На этой кривой могут быть выделены участки, характеризующие разные фазы процесса деформации. В пределах участка зависимости между нагрузкой и деформацией, близкого к прямолинейному, происходит преимущественно сжатие подстилающего грунта. При дальнейшем возрастании нагрузки в отдельных точках подстилающего грунта касательные напряжения начинают превышать его сопротивление сдвигу. В этих местах возникают пластические деформации (деформации сдвига). По мере возраста-

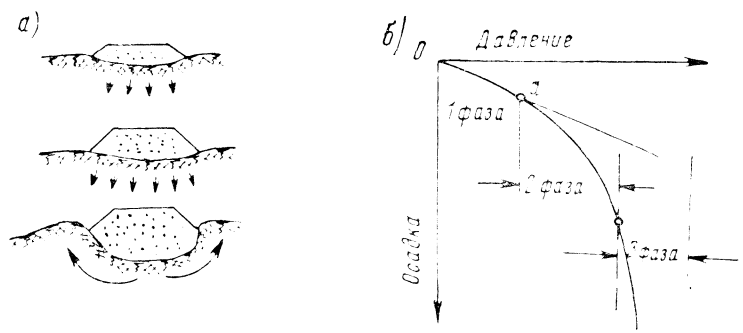


Рис. 118. Зависимость между нагрузкой на грунт и величиной его деформации:
а — уплотнение; *б* — уплотнение и боковые сдвиги; *в* — резкая просадка за счет бокового выпирания грунта основания. Стрелками показано преимущественное направление перемещения грунта при деформации

ния давления число таких мест увеличивается, осадка насыпи растет и начинается выжимание из-под нее грунта, сопровождающееся образованием бугров по бокам насыпи и ее просадкой.

Таким образом, характер деформаций подстилающего грунта зависит от его сопротивления внешним нагрузкам и величины давления насыпи.

При проектировании насыпей на слабых основаниях можно предусматривать их работу:

в первой фазе деформаций — насыпи на дорогах с капитальными цементобетонными и асфальтобетонными покрытиями (расчет на полное отсутствие сдвигов в основании);

в начальном периоде второй фазы — деформации насыпей на дорогах с покрытиями облегченных типов (ограничение распространения сдвигов заданной величиной);

в конечном периоде второй фазы — струенаправляющие и регуляционные сооружения, дороги местного значения с покрытиями переходных типов (предельное равновесие).

Нагрузки от насыпи могут рассматриваться как длинная полоса, загруженная в поперечном сечении по закону трапеции.

Распределение напряжений в подстилающем грунте определяют по формулам теории упругости для нагрузки, приложенной к бесконечной полосе (плоская задача). Подсчеты показывают, что при соотношении длины и ширины прямоугольной площадки, передающей давление на грунт более 10 : 1, применение решений для бесконечной полосы не вносит ощутимых погрешностей.

Расчет на полное отсутствие сдвигов в основании требует, чтобы наибольшее касательное напряжение под нагрузкой от насыпи не превышало сопротивления грунта сдвигу.

Величина максимальных касательных напряжений под насыпью определяется выражением

$$\tau_{max} = \frac{zp}{\pi a}\sqrt{\ln^2\frac{R_1R_4}{R_2R_3} + (\alpha_1 - \alpha_3)^2}. \qquad (199)$$

Для точек, расположенных по оси насыпи, где максимальные касательные напряжения имеют наибольшее значение, их можно определять по выражению, получаемому путем упрощения предыдущего:

$$\tau_{max} = \frac{zp}{\pi a}\ln\frac{z^2 + (a+b)^2}{z^2 + b^2}.$$

Значения входящих в формулу членов показаны на рис. 119. Углы должны быть выражены в радианах. В курсах механики грунтов и в справочниках приведены номограммы и вспомогательные таблицы для расчета напряжений в грунтах от веса насыпей.

При встречающихся на практике высотах насыпей и колебаниях крутизны их откосов величины максимальных касательных напряжений изменяются в пределах от $\tau_{max} = 0{,}27\ p$ до $\tau_{max} = 0{,}33\ p$, где

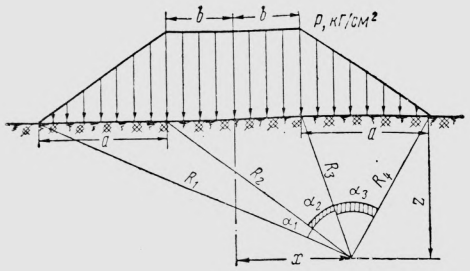


Рис. 119. Схема к определению напряжений в грунте от веса дорожной насыпи

p — удельное давление насыпи на грунт. Поэтому можно считать, что насыпь устойчива против образования сдвигов в основании при соблюдении условия $p \leqslant 3c$. К этому всегда надо стремиться при проектировании.

У грунтов, обладающих трением и сцеплением, сопротивление сдвигу зависит от величины главных нормальных напряжений. При этом для оценки устойчивости насыпей необходимо применять более сложные методы, рассматриваемые в курсах механики грунтов.

Случай допущения частичного развития в грунте пластических деформаций наиболее сложен, поскольку отсутствует общепризнанная точка зрения на допустимую глубину распространения зон пластических деформаций в толщу слабого грунта.

Однако при высотах насыпей, с которыми встречаются в практике строительства автомобильных дорог, боковое выжимание может возникать на водонасыщенных илистых, глинистых и сильно разложившихся торфянистых грунтах, у которых сопротивление сдвигающим усилиям определяется преимущественно силами сцепления (связности). Угол внутреннего трения этих материалов мал, и вызываемая им составляющая сопротивления сдвигу незначительна. Это позволяет в большинстве случаев игнорировать при расчетах влияние угла внутреннего трения.

Решение при глубине распространения пластической зоны на четверть ширины насыпи понизу и замене трапецеидальной эпюры нагрузки равновеликой по площади прямоугольной с основанием B приводит к уравнению

$$p_{\text{доп}} = \left[\frac{B}{4} + \frac{c \operatorname{ctg} \varphi}{\delta}\right] \frac{\pi\delta}{\left(\operatorname{ctg} \varphi - \varphi - \frac{\pi}{2}\right)}. \qquad (200)$$

Если грунты оснований деформируются в условиях третьей фазы, выжимание из-под насыпи однородного грунта, залегающего на значительную глубину, происходит с образованием в нем криволинейных поверхностей скольжения. Просадка насыпи может происходить как с двусторонним, так и с односторонним выпиранием подстилающего грунта.

При возведении насыпи на слабых основаниях, мощность которых велика по сравнению с шириной ее понизу, давление, вызывающее боковое выпирание однородного грунта, может быть определено по формулам механики грунтов, рассматривающим устойчивость грунтов в основаниях из условия предельного равновесия.

Предельное давление от насыпи, превышение которого вызывает выжимание из-под нее грунта, по формуле Прандтля с поправкой Тейлора (рис. 120) равно

$$p = (\delta\Delta + c \operatorname{ctg} \varphi) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} - c \operatorname{ctg} \varphi, \qquad (201)$$

где δ — объемный вес грунта;

c — сцепление грунта;

φ — угол внутреннего трения;

Δ — глубина погружения насыпи в грунт.

Если давление насыпи на грунт p_1 превышает величину предельного давления на грунт при $\Delta = 0$, возникает боковое выжимание, прекращающееся после достижения осадкой величины, при которой давление $p_1 = p$.

Метод расчета по условиям предельного равновесия по уравнению (201) применим для случаев, когда толщина слоя деформируемого грунта под насыпью составляет не менее чем 1,5 ширины насыпи понизу (рис. 120, *а* и *б*). При меньшей толщине деформируе-

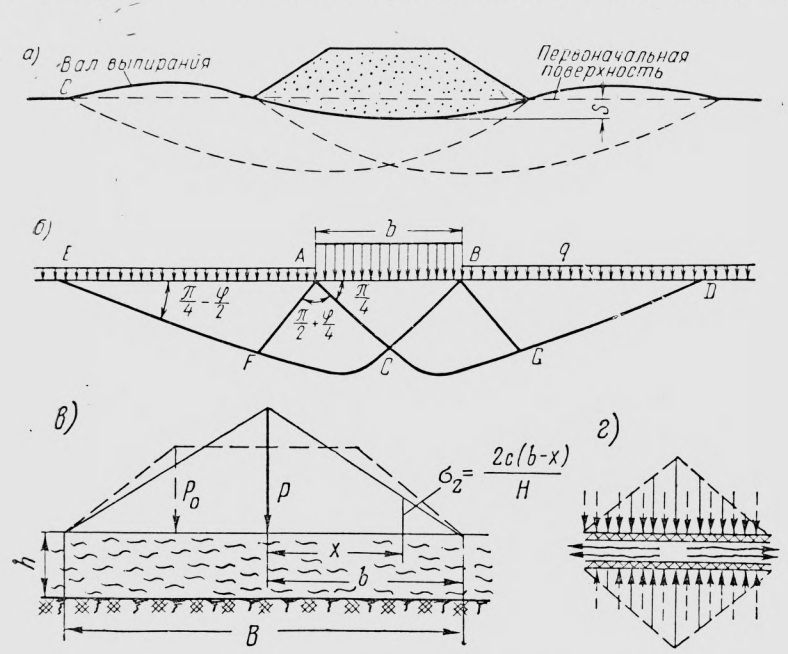


Рис. 120. Схемы к определению устойчивости насыпей на слабых основаниях:

а — схема осадки насыпи с выжиманием грунта основания и образованием валов взбугривания; *б* — теоретическая схема образования призм выпирания по Прандтлю; *в* — пластическое течение грунта, сжимаемого между двумя жесткими плитами; *г* — схема к расчету устойчивости насыпи на тонком слое слабого грунта

мого слоя для оценки предельной величины давления на грунт должен быть применен метод оценки сопротивления выдавливанию гонких слоев слабого грунта (рис. 120, *в*), разработанный проф. Л. К. Юргенсоном. Метод основывается на анализе пластического течения слоя материала, сжимаемого между двумя параллельными жесткими поверхностями. В этом случае фактическая эпюра давления на грунт при начале течения имеет треугольное очертание, к которому можно привести трапецеидальную эпюру давления насыпи (рис. 120, *г*).

Для приближения к действительным условиям погружения насыпей при расчетах принимается, что сопротивление выдавливанию слабых оснований под насыпями с параболическим очертанием подошвы в 2 раза меньше, чем под насыпями с горизонтальной подошвой, возведенными на накатнике.

Предельная нагрузка на грунт, вызывающая его выжимание из-под насыпи с горизонтальным основанием, по Л. К. Юргенсону, равна

$$p = \frac{cb}{H}, \qquad (202)$$

где c — сцепление грунта;
b — ширина насыпи по низу;
H — толщина слоя слабого грунта.

Для повышения устойчивости насыпей против выпирания слабых грунтов в основании можно применить ряд конструктивных мероприятий:

уменьшить собственный вес насыпи путем отсыпки ее из легких материалов — котельного шлака или торфа, или путем уменьшения высоты насыпи с устройством в ней гидроизоляционных прослоек;

увеличить коэффициент заложения откосов до 1 : 5—1 : 10, что снижает величину касательных напряжений в грунте основания;

отсыпать рядом с насыпью, вдоль ее откосов, бермы, вес которых противодействует выжиманию боковых призм подстилающего грунта. Размеры берм могут быть рассчитаны по уравнению (201), исходя из пригрузки q, обеспечивающей устойчивость;

провести дорогу на эстакаде, передав вес насыпи на подстилающий грунт через свайное основание;

отсыпать насыпь на жесткий настил, равномерно распределяющий давление насыпи на большую площадь и препятствующий неравномерному погружению насыпи в грунт с максимумом в середине;

уменьшить толщину слоя слабого грунта путем частичного удаления на основе расчета по уравнению (200).

Целесообразность применения того или иного способа должна быть обоснована экономическим сравнением с наиболее распространенным решением — удалением слабого грунта и отсыпкой насыпи на расположенный ниже плотный грунт. Если насыпь на слабом основании устойчива против выпирания, должна быть рассчитана ее осадка, необходимая для оценки дополнительных объемов земляных работ, выполняемых с целью компенсации сжатия. Оценка величины осадок высоких насыпей имеет также значение для определения высоты строительного подъема закладываемых под ними водопропускных труб, у которых средние звенья, расположенные под центральной частью насыпи, проседают больше всего, в то время как крайние, высота засыпки над которыми незначительна, остаются на месте.

§ 54. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДКИ НАСЫПЕЙ

Расчет осадки насыпей от сжатия грунта под насыпью сводится к суммированию деформаций отдельных слоев от вертикальных напряжений.

Величину вертикального нормального напряжения от веса дорожной насыпи в подстилающем грунте определяют по формуле (см. рис. 119)

$$\sigma_2 = \frac{p}{\pi a}[a(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3) + b(\alpha_1 + \alpha_3) + x(\alpha_1 - \alpha_3)]. \qquad (203)$$

При расчетах осадки насыпей сжатие слабого грунтового основания вычисляют в пределах ограниченного по глубине слоя грунта («активная зона»), условно принимая, что сжатие прекращается на глубине, на которой напряжения, вызываемые весом насыпи, становятся менее 0,2 от давления собственного веса грунта.

При залегании в основаниях сильно деформируемых грунтов целесообразнее принимать $\sigma_z < 0{,}1\delta z$.

При подсчете давления от собственного веса грунта для слоев, расположенных ниже уровня грунтовых вод, а также в зоне полного капиллярного водонасыщения грунта ниже уровня менисков, учитывают взвешивающее действие воды. В этом случае объемный вес грунта приближенно принимают равным 1 *г/см*^{3}. К давлению грунта на водонепроницаемые прослойки добавляют вес столба воды.

Величину осадки определяют суммированием деформаций отдельных слоев грунта, в пределах которых напряженное состояние и характеристики деформации грунта (модуль деформации грунта, параметры компрессионной зависимости) могут быть приняты постоянными. При этом фактическая эпюра распределения давления заменяется ступенчатой (рис. 121). Толщина выделяемых слоев не должна превышать 0,4 ширины насыпи понизу.

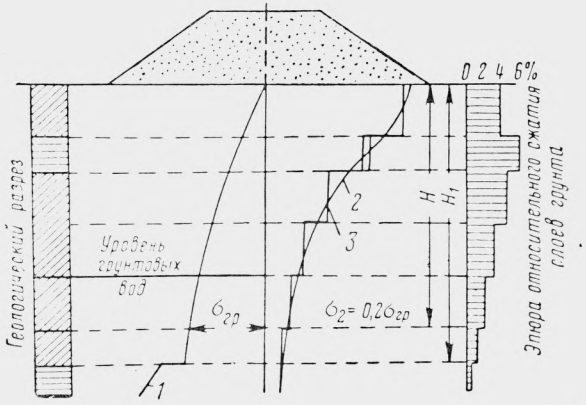


Рис. 121. Графики для определения осадки от сжатия грунта под насыпью:

1 — напряжение от давления насыпи; *2* — то же, в виде ступенчатой эпюры; *3* — напряжение от собственного веса грунта

Если толщина деформируемых слоев грунта менее ширины насыпи понизу, что обычно бывает на пересечениях болот, затухание напряжений по глубине не учитывают и осадку определяют как для слоя, сжимаемого равномерно распределенным по глубине давлением. Сжимаемость сравнительно плотных грунтов характеризуют модулем деформации, величину которого определяют испытанием пробными нагрузками или компрессионными испытаниями образцов с ненарушенной структурой. В этом случае сжатие выделенного слоя толщиной h равно

$$\Delta_h = \frac{h\sigma_z}{E_{гр}},$$

а общая осадка насыпи

$$\Delta = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{h_i \sigma_{z_i}}{E_{гр_i}}, \qquad (204)$$

где n — число выделенных слоев.

Если относительное сжатие нижнего слоя превышает 0,1% (1 *мм* на 1 *м* толщины грунта), расчет продолжают, учитывая деформацию нижерасположенных слоев грунта.

При вычислении осадок насыпей на сильно деформируемых грунтах, например на торфяниках или рыхлых грунтах, отсыпанных при вертикальной планировке местности, приходится учитывать нелинейность их деформаций, используя для определения осадок уравнения компрессионной кривой.

При изменении коэффициента пористости грунта от величины ε_1 до ε_2 сжатие слоя грунта толщиной H составляет

$$\Delta = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1 + \varepsilon_1} H, \qquad (205)$$

где ε_1 — коэффициент пористости грунта до отсыпки насыпи при бытовом давлении p_1;

ε_2 — коэффициент пористости грунта после уплотнения весом насыпи при суммарном давлении p_2.

Изменение коэффициента пористости грунта при изменении нагрузки, по Н. Н. Иванову, подчиняется зависимости

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_0 - \frac{2{,}3}{A} \lg p_2, \qquad (206)$$

где ε_0 — коэффициент пористости при $p = 1$ *кГ/см²*;

A — коэффициент, характеризующий сжимаемость грунта и не зависящий от нагрузки.

Подставляя значения ε_1 и ε_2 в уравнение сжатия слоя, можно привести его к виду

$$\Delta = \frac{2{,}3H}{A(1 + \varepsilon_1)} \lg \frac{p_2}{p_1}. \qquad (207)$$

Таблица 36

Грунты	ε_0	A
Мелкозернистые пески и супеси	0,40—0,50	25—75
Пылеватые грунты	0,50—0,65	10—25
Суглинистые грунты средней плотности, глинистые грунты	>0,65	10—15
Супеси и суглинки с содержанием пыли более 50%; сильно сжимаемые суглинки и глины с прослойками песка	0,70—0,85	5—10
Очень сильно сжимаемые глины и макропористые грунты	—	1—6
Торф при разложенности, %:		
0—10	3,0—4,0	8,5—10
10—25	2,5—3,0	8—9
25—40	1,5—2,5	6—8
>40	0,75—1,5	4—6

Примечание. Меньшие значения коэффициента A соответствуют более увлажненным торфам.

При предварительных расчетах можно использовать значения параметров A и ε_0 компрессионных кривых для разных грунтов (табл. 36). Если основание состоит из нескольких слоев, различающихся по деформируемости, или если мощность основания такова, что необходимо учитывать затухание напряжений по глубине, общая осадка вычисляется суммированием сжатий отдельных слоев

$$\Delta = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{2{,}3h_i \lg \dfrac{p_{2_i}}{p_{1_i}}}{A_i(1 + \varepsilon_{1_i})}. \qquad (208)$$

При необходимости определения упругих деформаций сжимаемых оснований или величины восстанавливающейся части деформации при частичном снятии внешней нагрузки используют те же формулы, что и для полной осадки, но подставляют в них величину модуля упругости или коэффициентов пористости ε_2 и ε_0 для ветви упругого восстановления компрессионной кривой.

§ 55. РАСЧЕТ СКОРОСТИ ОСАДОК НАСЫПЕЙ

Уплотнение водонасыщенных грунтов под насыпью протекает замедленно. Скорость деформации зависит от величины коэффициента фильтрации грунта, которая может колебаться в широких пределах. Так, например, для торфов в зависимости от их состава и степени разложенности коэффициент фильтрации составляет от 1×10^{-3} до 1×10^{-7} *см/сек*.

Скорость осадки сооружений на торфяных и илистых основаниях может быть определена по формулам теории уплотнения во времени водонасыщенных грунтов. Эта теория в ее простейших формулировках рассматривает сжатие водонасыщенного грунта, происходящее в результате выжимания воды из пор давлением внешней нагрузки. При этом предполагается, что напряжения в сжимаемом слое постоянны по глубине, а нагрузка равномерно распределена по всей поверхности слоя. Считается, что выводы теории консолидации вполне применимы к земляному полотну, если его ширина по низу в 3—4 раза превышает толщину сжимаемого слоя. Осадка через время t после приложения нагрузки, которое считается мгновенным, выражается зависимостью:

$$\Delta_t = \Delta_\infty \left[1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\frac{\kappa(1+\varepsilon_{ср})\, 0{,}75 \cdot 10^{-8}\, t}{a \delta_в h_р^2}} \right] = \Delta_\infty U_{верт}, \qquad (209)$$

где Δ_∞ — полная величина стабилизировавшейся осадки;

$U_{верт}$ — коэффициент степени консолидации — доля общей осадки, протекшая за время t;

$h_р$ — расчетная толщина сжимаемого слоя. Если выжимаемая вода удаляется через одну поверхность сжимаемого слоя (песчаная насыпь, глинистое дно болота), расчетная толщина $h_р$ равна полной толщине сжимаемого слоя h. Если вода может выходить с двух поверхностей (песчаные насыпь и дно болота), расчетная толщина $h_р = \frac{h}{2}$;

a — коэффициент уплотнения грунта сжимаемого слоя, определяемый из уравнения спрямленной компрессионной кривой:

$$\varepsilon = A - ap;$$

$\delta_в$ — удельный вес воды, принимаемый равным единице, который введен в формулу для соблюдения размерности;

$\varepsilon_{ср}$ — среднее значение коэффициента пористости грунта в середине сжимаемого слоя в пределах интервала изменения давления от его величины в середине перед приложением нагрузки до величины давления после приложения нагрузки;

t — продолжительность действия нагрузки в годах;

κ — среднее значение коэффициента фильтрации в интервале изменения давления от бытового до p, *см/сек*.

Для облегчения расчетов разработаны вспомогательные таблицы значений $U_{верт}$ [1].

[1] См., например. В. Ф. Бабков и А. В. Гербурт-Гейбович. Основы грунтоведения и механики грунтов. М., Автотрансиздат, 1956, стр. 232.

Если водонасыщенное основание состоит из ряда слоев, хотя и обладающих различной водопроницаемостью, но близких по свойствам, например из различных видов торфа, можно приближенно определять скорость осадки, пользуясь осредненным значением коэффициента фильтрации

$$k = \frac{\Sigma h}{\frac{h_1}{\kappa_1} + \frac{h_2}{\kappa_2} + \cdots + \frac{h_n}{\kappa_n}}, \qquad (210)$$

где $h_1, h_2, \ldots, h_n$ — толщины отдельных слоев;

Σh — общая толщина;

$\kappa_1, \kappa_2, \ldots, \kappa_n$ — коэффициенты фильтрации слоев в вертикальном направлении.

Скорость осадки может быть оценена также по результатам расчетов на основе лабораторных испытаний образцов грунта с ненарушенной структурой.

Если осадка образца толщиной h, *см*, за t суток составляет q % от полной его осадки, то время, за которое будет достигнута такая же относительная осадка слоя толщиной H в натуре определится на основании теории консолидации грунтовой массы из соотношения

$$T = t\left(\frac{H}{h}\right)^2. \qquad (211)$$

Если из расчета видно, что осадка насыпи не успеет прекратиться за период строительства до начала укладки покрытия, для ускорения этого процесса в зависимости от местных условий можно применить один из следующих приемов (рис. 122):

увеличить глубину выторфовывания (уменьшают толщину сжимаемого слоя);

осушить болото;

применить способ «перегрузки», который заключается в том, что вначале отсыпают высокую, но узкую насыпь; увеличение удельного давления насыпи на грунт вызывает в этом случае более быстрое

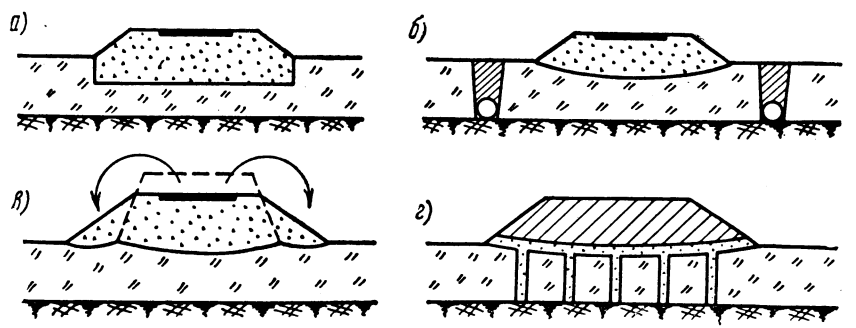


Рис. 122. Способы ускорения осадки насыпей на слабых основаниях:
а — частичное выторфовывание; *б* — осушение слабого водонасыщенного грунта; *в* — временное увеличение давления насыпи; *г* — устройство вертикальных дрен

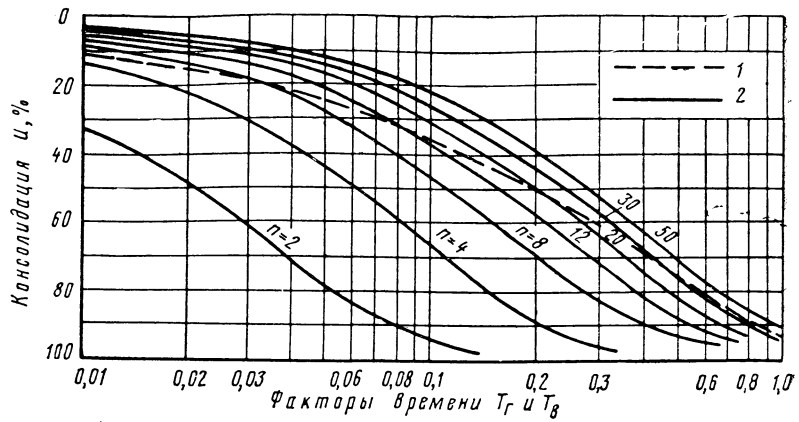


Рис. 123. График для расчета степени консолидации от воздействия вертикальных дрен:
1 — вертикальное выжимание воды; *2* — горизонтальное выжимание воды

протекание осадки; перед укладкой покрытия насыпь разравнивают до проектной отметки;

устроить вертикальный дренаж в виде буровых скважин, засыпанных крупнозернистым песком. Дрены пробуривают через 1,5—3,0 *м*, располагая их в плане в шахматном порядке или по квадратной сетке, что проще с точки зрения организации работ. Опыт применения вертикальных дрен показывает, что они могут ускорить осадку насыпей в 20—25 раз. За последние годы вертикальные дрены получают все более широкое распространение в практике строительства.

Теория расчета скорости сжатия водонасыщенных грунтов при устройстве песчаных дрен исходит из тех же предпосылок, что и рассмотренная выше теория уплотнения водонасыщенных грунтов, т. е. учитывается дополнительное уплотнение слоя в результате выжимания воды из грунта в дрены по горизонтальному направлению. В формулы соответственно подставляют значения коэффициента фильтрации в горизонтальном направлении, величина которого для торфов больше, чем коэффициент фильтрации в вертикальном направлении.

Полная величина суммарного коэффициента степени консолидации выражается при устройстве вертикальных дрен зависимостью (%)

$$U_{\text{полн}} = 100 - 0{,}01\,(100 - U_{\text{верт}}) \cdot (100 - U_{\text{гор}}). \qquad (212)$$

Величины $U_{\text{гор}}$ и $U_{\text{верт}}$ принимают по вспомогательным графикам, приведенным на рис. 123, в зависимости от вспомогательной отвлеченной величины — «фактора времени», а также в зависимости от отношения n — расстояния между дренами l к их диаметру d, т. е. $n = \frac{l}{d}$.

Для горизонтальной фильтрации фактор времени определяют по формуле

$$T_{\text{гор}} = \frac{\kappa_{\text{гор}}(1 - \varepsilon_0)}{\Delta_в d l^2}\, t, \qquad (213)$$

для вертикальной фильтрации по выражению

$$T_{\text{верт}} = \frac{\kappa_{\text{верт}}(1 + \varepsilon_{\text{ср}})}{a \Delta_в h^2}\, t. \qquad (214)$$

§ 56. УСТОЙЧИВОСТЬ ОТКОСОВ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

Откосы являются наиболее неустойчивой частью земляного полотна в насыпях и выемках: грунт на поверхности откосов подвергается воздействию атмосферных осадков и ветра. При нарушении условий равновесия откосы деформируются.

Многолетний опыт выполнения земляных работ — рытье котлованов и каналов, отсыпка гидравлических дамб и плотин, дорожных и железнодорожных насыпей — позволил установить заложения откосов, обеспечивающие устойчивость насыпей и выемок, рабочие отметки которых не превышают 12 *м*.

Устойчивость откосов с высотой более 12 *м*, а также откосов в водонасыщенных грунтах необходимо проверять расчетом.

Предельное очертание устойчивого откоса в связном грунте, имеющем угол внутреннего трения φ и сцепление c, может быть установлено из следующих соображений.

Представим себе грунтовый массив, ограниченный сверху горизонтальной, а сбоку вертикальной поверхностями. Разделим мысленно возможную призму обрушения вертикальными сечениями на ряд составляющих призм равной ширины и рассмотрим условия равновесия одной из них (рис. 124, *а*). При этом допустим, что каждая отдельная призма сохраняет равновесие независимо от смежных с нею, т. е. силы давления и трения по граням вертикальных сечений отсутствуют.

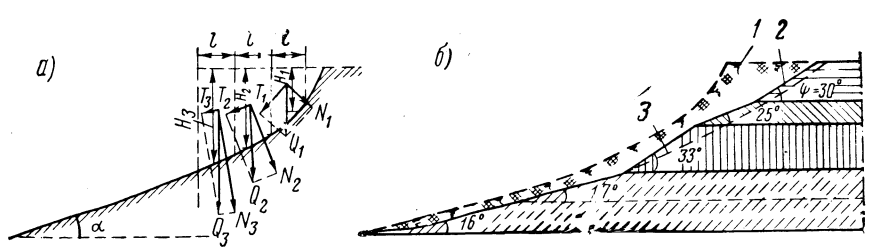


Рис. 124. Поверхность устойчивого откоса:
а — поверхность откоса, образующегося при обрушении; *б* — построение устойчивого откоса в многослойных грунтах методом Н. Н. Маслова;
1 — природный откос; *2* — расчетный откос; *3* — сглаженный расчетный откос

Выделенная призма стремится сместиться по поверхности обрушения под действием касательной составляющей силы веса:

$$T = Q \sin \alpha.$$

Силы сопротивления сдвигу слагаются из сил внутреннего трения и сцепления, которые равны

$$Q \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi + c \frac{l}{\cos \alpha},$$

где c — сцепление;

φ — угол внутреннего трения.

Условия предельного равновесия, соответствующие равенству сдвигающих и удерживающих сил, выразятся зависимостью

$$Q \sin \alpha = Q \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi + c \frac{l}{\cos \alpha}.$$

Деля обе части равенства на $Q \cos \alpha$ и учитывая, что $Q = lh\delta$, где δ — объемный вес грунта, получаем

$$\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\delta h \cos^2 \alpha}. \qquad (215)$$

Полученная зависимость показывает, что верхняя часть откосов в связных грунтах может быть устойчива при большой крутизне, а в нижней части высокие откосы должны быть пологими, с углом наклона, приближающимся к углу внутреннего трения. Эта идея была развита проф. Н. Н. Масловым в метод проектирования устойчивых откосов в разнородных грунтах, названный им методом $F_р$. Метод исходит из предпосылок, что в момент обрушения в грунте действует гидростатическое распределение давления (коэффициент бокового давления $\xi = 1$), а угол устойчивости откоса для любого грунта равен углу сдвига ψ при давлении на грунт p, т. е.

$$\operatorname{tg} \psi = \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{p}. \qquad (216)$$

Для построения профиля устойчивого откоса (рис. 124, *б*) выделяют по высоте ряд слоев в соответствии со слагающими его напластованиями; для подошвы каждого из них определяют давление от собственного веса грунта

$$p_h = \Sigma \delta h. \qquad (217)$$

Величины расчетных углов сдвига находят по выражению

$$\operatorname{tg} \psi = \frac{1}{K} \left(\operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{p} \right), \qquad (218)$$

где K — необходимый коэффициент запаса. При $K = 1$ получается очертание откоса в состоянии предельного равновесия.

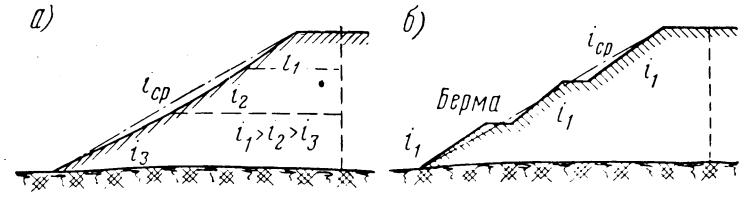


Рис. 125. Поперечные профили высоких насыпей:
а — с переменной крутизной откосов; *б* — с введением берм

е

Очертание откоса назначают в соответствии с найденными величинами ψ, начиная с его подошвы. Очертание откосов высоких насыпей и глубоких выемок назначают путем индивидуального проектирования.

Для приближения формы откоса к очертанию устойчивого откоса применяют переменную крутизну его на разных участках по высоте или, сохраняя постоянную крутизну, вводят бермы (рис. 125). Бермы уменьшают скорость стекания по откосу дождевых и талых вод, предотвращая его размывание. Они облегчают также ремонт и содержание откосов, позволяя осматривать их, подвозить и складывать ремонтные материалы.

Наблюдения показали, что откосы насыпей и однородных естественных склонов обрушаются по поверхностям, которые без существенных искажений могут быть приняты за круглоцилиндрические. Проверка устойчивости откосов сводится к тому, что, задаваясь положением ряда поверхностей скольжения, определяют коэффициенты устойчивости сползающих частей откосов насыпи. Поверхность скольжения проводят через подошву откоса, не заглубляя в подстилающий грунт, если насыпь возведена на плотном основании. Если основание под насыпью мягкое водонасыщенное и малосвязное ($\varphi < 8°$), исследуют также кривые, захватывающие основание и выходящие за подошву насыпи.

Метод круглоцилиндрических поверхностей может быть использован также и при слоистых напластованиях, если их отдельные слои относительно мало отличаются друг от друга. В выражение для коэффициента устойчивости в пределах каждого отсека вводят значения φ и c, соответствующие свойствам грунта, пересекаемого поверхностью скольжения, или направлению действия срезывающего усилия.

При малой разности в свойствах грунтов и небольшой толщине слоев в расчетные формулы вводят средневзвешенные значения величин сцепления и углов внутреннего трения:

$$c = \frac{c_1 h_1 + c_2 h_2 + \ldots + c_n h_n}{h_1 + h_2 + \ldots + h_n},$$

$$f = \frac{f_1 h_1 + f_2 h_2 + \ldots + f_n h_n}{h_1 + h_2 + \ldots + h_n}. \qquad (219)$$

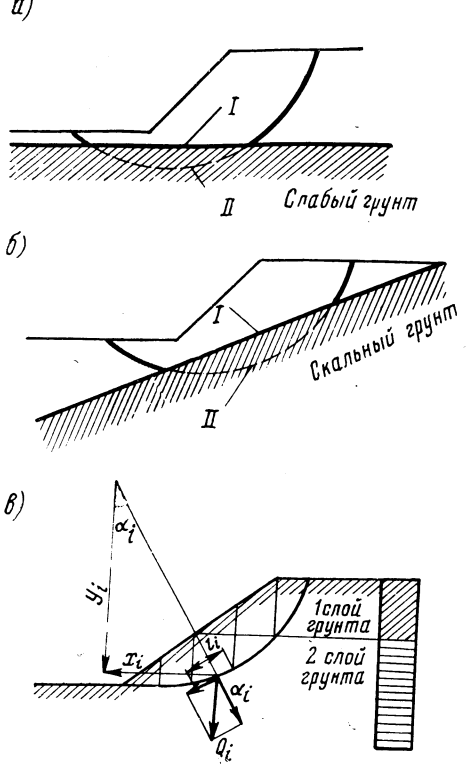


Рис. 126. Круглоцилиндрическая поверхность скольжения:
а и *б* — введение поправок в очертание кривой обрушения для учета неоднородности грунтовых напластований; *в* — схема к определению устойчивости сползающего откоса

Если какой-либо из пересекаемых слоев обладает пониженным сопротивлением сдвигу или его сопротивление сдвигу в разных направлениях неодинаково, должен быть рассмотрен вариант сокращения кривой обрушения в пределах слабого слоя (рис. 126, *а* и *б*).

Поверхность скольжения, обладающую наименьшим коэффициентом устойчивости, при проверке устойчивости откосов определяют методом последовательных попыток, задаваясь рядом таких поверхностей.

Для оценки устойчивости каждую поверхность скольжения разделяют и в оползающем массиве полосу толщиной 1 *м* рассекают вертикальными сечениями на ряд призм шириной 3—5 *м* (рис. 126, *в*). Одинаковая толщина призм необязательна. При наличии неоднородных слоев вертикальные границы призм должны проходить через точки пересечения кривых скольжения с границами слоев. Моменты сил, сдвигающих и удерживающих каждую из призм относительно оси поверхности скольжения, определяются выражениями

$$M_{уд} = (Q \operatorname{tg} \varphi \cos \alpha + cl) R$$

$$M_{сдв} = Q \sin \alpha R. \qquad (220)$$

Коэффициент устойчивости для всего откоса может быть найден из отношения суммы моментов, удерживающих и сдвигающих сил

$$K = \frac{\Sigma M_{уд}}{\Sigma M_{сдв}} = \frac{\sum\limits_{i=1}^{i=n} (Q \operatorname{tg} \varphi \cos \alpha + cl) R}{\sum\limits_{i=1}^{i=n} QR \sin \alpha}. \qquad (221)$$

Но, согласно рис. 126, *б*, для каждой из выделенных призм

$$R \cos \alpha = y, \quad \text{а} \quad R \sin \alpha = x.$$

Отсюда

$$K = \frac{\sum\limits_{i=1}^{i=n} Qy + RcL}{\sum\limits_{i=1}^{i=n} Qx}, \qquad (222)$$

где $L = \Sigma l$ — длина поверхности скольжения, при определении которой учитывают, что обрушение откосов обычно начинается с образования в верхней части откоса трещины. Эту трещину следует учитывать при выделении отсеков и определении длины поверхности скольжения (рис. 127), принимая ее глубину равной (по Терцаги)

$$z = \frac{2 \operatorname{ctg}\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)}{\delta}. \qquad (223)$$

Вес отсеков, расположенных слева от вертикали, проходящей через центр поверхности скольжения, повышает значение коэффициента устойчивости. На этом основывается положительный эффект пригружающих контрфорсов, иногда устраиваемых у подошвы склонов, подверженных оползанию.

Степень надежности проверки устойчивости откосов зависит от того, насколько точно соответствует поверхность обрушения, для которой было определено минимальное значение коэффициента устойчивости, фактической наиболее опасной поверхности.

Для установления центра наиболее опасных кривых скольжения на основе большого опыта поверочных расчетов был предложен ряд эмпирических методов. Однако степень надежности этих приемов проверена в недостаточной степени, и ни одному из них нельзя отдать предпочтения. Поэтому проектные организации должны систематизировать данные проводимых расчетов, с тем чтобы уточнять и совершенствовать методы определения центров кривых скольжения.

Наибольшим распространением в практике дорожных организаций пользуется метод Феллениуса, который установил, что центры кривых скольжения, соот-

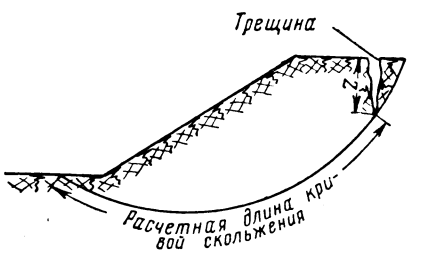


Рис. 127. Образование трещины в верхней части оползающего откоса

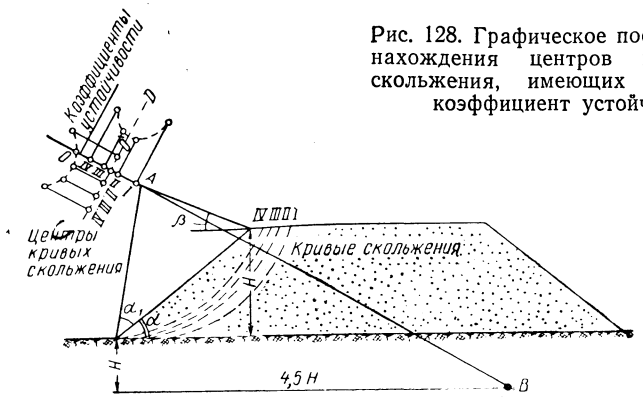


Рис. 128. Графическое построение для нахождения центров поверхностей скольжения, имеющих наименьший коэффициент устойчивости

ветствующих наименьшему коэффициенту устойчивости, располагаются вблизи от прямой линии *AB*. Эту линию находят при помощи построения, показанного на рис. 128.

Значения углов α_1 и β, необходимые для построения линии *AB* в зависимости от угла наклона откоса α, приведены в табл. 37. При ломаных откосах или при откосах с расположенными по середине бермами исходят из угла наклона спрямленного среднего откоса.

Чтобы найти положение наиболее опасной кривой скольжения откоса, вначале намечают несколько возможных положений кривых скольжения. Например, может быть намечено семейство кривых, проходящих через подошву откоса и выходящих на поверхность насыпи в 0,25; 0,5 и 0,75 ее ширины поверху от бровки насыпи. Положение центра каждой кривой определяют в пересечении перпендикуляра, возведенного из середины хорды, стягивающей концы намеченной кривой скольжения, с прямой Феллениуса. Для каждой кривой определяют коэффициент устойчивости.

Центр наиболее опасной кривой скольжения находят следующим образом. Через точку на прямой *AB*, соответствующую минимальному значению коэффициента устойчивости, проводят перпендикулярную прямую *CD*. На ней берут несколько точек, для которых также отыскивают значения коэффициентов устойчивости. Найденное минимальное значение коэффициента устойчивости принимают за расчетное.

Метод круглоцилиндрических поверхностей не дает возможности сразу запроектировать откос с заданным заранее коэффициентом устойчивости. Лишь постепенно изменяя поперечный профиль насыпи или выемки, можно

Таблица 37

Заложение откоса	Угол наклона откоса α, *град-мин*	Углы, *град*	
		α_1	β
1:0,58	60—00	29	40
1:1	45—00	28	37
1:1,5	33—40	26	35
1:2	26—34	25	35
1:3	18—26	25	35
1:4	14—03	25	36
1:5	11—19	25	37

путем последовательных трудоемких попыток приблизиться к желаемому коэффициенту устойчивости.

В последние годы разработаны программы для ЭВМ, которые позволяют более обоснованно найти минимальное значение коэффициента устойчивости.

Проф. М. Н. Гольдштейном были предложены таблицы, упрощающие расчеты при ориентировочной оценке устойчивости откосов и позволяющие исходить из заданного коэффициента устойчивости.

Уравнение для коэффициента устойчивости преобразовано М. Н. Гольдштейном к виду

$$K = A \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\delta H} B, \qquad (224)$$

где A и B — коэффициенты, зависящие от геометрических размеров выделенных вертикальных элементов откоса и положения поверхности скольжения. Их значения приведены в табл. 38;

φ — коэффициент внутреннего трения грунта;

H — высота откоса.

Критическими периодами для устойчивости откосов насыпей и выемок и оползневых склонов являются осень и весна, когда переувлажнение грунта становится основной причиной возникающих обрушений откосов и подвижек оползней.

Вода, проникающая в земляное полотно во время дождливых периодов, снеготаяния и половодья, снижает коэффициент устойчивости, так как увеличивается вес поверхностных слоев грунта, увлажненных дождевыми осадками; уменьшается коэффициент сцепления водонасыщенного грунта; в нижней части насыпи, пропитанной паводковыми водами, проявляется взвешивающее действие воды; при спаде высокой воды в пойменных насыпях возникает направленное в сторону откоса гидродинамическое давление D, создаваемое просачивающейся водой, насыщающей грунт.

Таблица 38

Заложение откоса	Поверхность скольжения проходит через нижнюю кромку откоса		Поверхность скольжения проходит через основание и распространяется в подстилающих грунтах на глубину							
			$z = 0{,}25H$		$z = 0{,}5H$		$z = H$		$z = 1{,}5H$	
	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
1:1	2,34	5,79	2,56	6,10	3,17	5,92	4,32	5,80	5,78	5,75
1:1,5	2,64	6,50	2,80	6,53	3,32	6,13	4,54	5,93	5,94	5,85
1:1,75	2,87	6,58	2,93	6,72	3,41	6,26	4,66	6,00	6,02	5,90
1:2	3,23	6,70	3,10	6,87	3,53	6,40	4,78	6,08	6,10	5,95
1:2,5	3,53	7,30	3,46	7,62	3,82	6,74	5,03	6,26	6,26	6,02
1:3	3,59	8,81	3,93	8,40	4,24	7,20	5,31	6,47	6,44	6,09

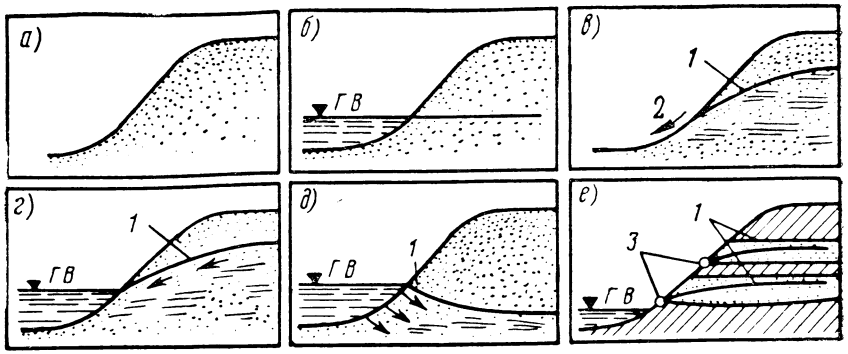


Рис. 129. Схема классификации грунтовых откосов по Н. Н. Маслову:
1 — кривая депрессии; *2* — высачивание воды; *3* — выклинивание источников

В зависимости от гидрогеологических условий и наличия выклинивающихся водоносных горизонтов проф. Н. Н. Маслов делит склоны на 6 групп (рис. 129): а) безводные; б) затопленные; в) несущие грунтовые потоки; г) дренируемые водотоками; д) подверженные инфильтрации; е) несущие расчлененные грунтовые потоки.

При проверке откосов пойменных насыпей расчет ведут на критический горизонт воды, соответствующий минимальному коэффициенту устойчивости, определяемый по К. С. Ордуянцу при помощи построения, показанного на рис. 130.

Формула для определения коэффициента устойчивости пойменных насыпей имеет вид

$$K = \frac{\operatorname{tg}\varphi \Sigma N + c_1 L_1 + c_2 L_2}{D + \Sigma T}, \qquad (225)$$

где c_1 и L_1 — сцепление сухого грунта и длина сухой части кривого скольжения;

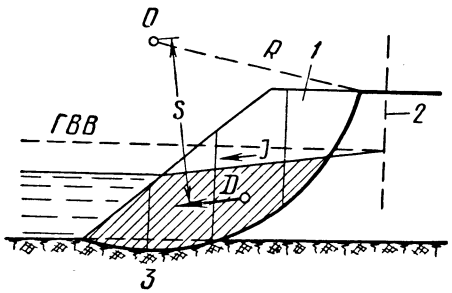


Рис. 130. Влияние насыщения постепенной насыпи водой на устойчивость откосов:
1 — сухой грунт; *2* — ось насыпи; *3* — водонасыщенный грунт

c_2 и L_2 — сцепление водонасыщенного грунта и длина части кривой обрушения, расположенной в пределах водонасыщенного грунта; граница между сухим и водонасыщенным грунтом принимается по уровню полной влагоемкости грунта; капиллярно увлажненная часть дорожной насыпи считается сухой;

ΣN — сумма удерживающих сил;
ΣT — сумма сдвигающих сил;
$D = \omega I$ — гидродинамическое давление на выделенный отсек;
I — гидравлический градиент, принимаемый равным тангенсу хорды, стягивающей кривую депрессии (см. табл. 15).

Объемный вес водонасыщенного грунта определяют по формуле

$$\delta_в = \frac{(\delta_с - 1)(100 - n)}{100} \quad \text{или} \quad \delta_в = (\gamma - 1)(1 - n), \qquad (226)$$

где δ — объемный вес сухого грунта;
n — пористость грунта, %;
γ — удельный вес грунта.

Влияние подтопления пойменных насыпей проявляется по-разному в зависимости от типа грунта. Для песчаных насыпей, грунт которых обладает высоким коэффициентом фильтрации, следует учитывать только взвешивающее действие воды. Глинистые пойменные насыпи, обладая малой водопроницаемостью, за период паводка не успевают полностью увлажниться, поэтому их рассчитывают как обычные сухие насыпи. При расчете насыпей, отсыпанных из суглинистых и супесчаных грунтов, учитывают влияние всех указанных факторов.

ЛИТЕРАТУРА

Бабков В. Ф. Устойчивость земляного полотна автомобильных дорог. М., «Высшая школа», 1966.

Бабков В. Ф., Гербурт-Гейбович А. В. Основы грунтоведения и механики грунтов. М., «Высшая школа», 1964.

Иванов Н. Н., Пузаков Н. А. и др. Строительство автомобильных дорог, Ч. I. М., «Транспорт», 1969.

Инструкция по сооружению земляного полотна автомобильных дорог (ВСН 97-63). М., «Транспорт», 1964.

Маслов Н. Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии. М., «Высшая школа», 1968.

Методические указания по проектированию земляного полотна на слабых грунтах. Оргтрансстрой, 1968.

Шахунянц Г. М. Земляное полотно железных дорог. М., Трансжелдориздат, 1953.

Глава 11

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ДОРОЖНЫХ ОДЕЖД

§ 57. КОНСТРУКТИВНЫЕ СЛОИ ДОРОЖНОЙ ОДЕЖДЫ

Для обеспечения круглогодичной проезжаемости автомобилей на проезжей части дороги устраивают дорожную одежду, которая представляет собой уложенную на поверхность земляного полотна твердую монолитную конструкцию из материалов, хорошо сопротивляющихся воздействию движения и климатических факторов.

Возникающие в дорожной одежде вертикальные и горизонтальные напряжения от колес движущихся автомобилей затухают с глубиной (рис. 131).

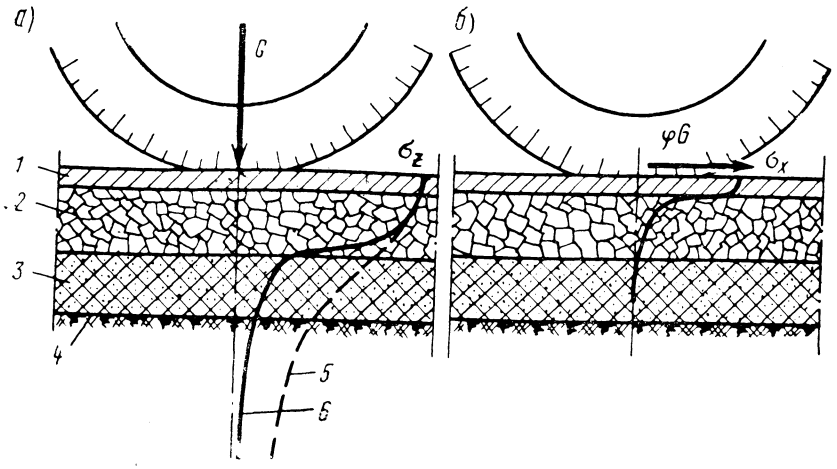


Рис. 131. Напряжения от колес автомобилей в многослойной дорожной одежде:
а — эпюра вертикальных напряжений σ_z; *б* — эпюра горизонтальных напряжений σ_x;
1 — покрытие; *2* — основание; *3* — дополнительный слой основания; *4* — грунтовое основание; *5* — напряжения в однородной среде; *6* — напряжения в дорожной одежде

Такое распределение напряжений позволяет проектировать дорожную одежду как многослойную конструкцию, применяя в отдельных ее слоях материалы различной прочности, размещаемые в соответствии с величиной действующих усилий.

В дорожной одежде различают следующие слои.

1. Покрытие — верхний, наиболее прочный, относительно тонкий слой одежды, который хорошо сопротивляется истирающим и ударным нагрузкам от колес, а также воздействию природных факторов. Обычно покрытие — наиболее дорогостоящая часть дорожной одежды, и поэтому его устраивают минимальной допустимой толщины. Покрытие обеспечивает необходимые эксплуатационные качества дороги (ровность поверхности, высокий коэффициент сцепления).

В конструкции покрытия, помимо основного слоя, обеспечивающего необходимые качества, предусматривается запасная толщина (слой износа), не учитываемая при расчете прочности и периодически восстанавливаемая по мере износа и истирания.

На покрытиях, не обладающих достаточной водонепроницаемостью, устраивают тонкие защитные слои (слои поверхностной обработки) путем розлива органических вяжущих материалов с засыпкой мелким щебнем крупностью 15—25 *мм*. Защищая покрытие от проникания влаги, поверхностная обработка способствует повышению его прочности и сохранению ее постоянной в течение года. Поверхностную обработку применяют также для повышения шероховатости гладких покрытий в процессе эксплуатации.

2. Основание — несущая прочная часть одежды, устраиваемая из каменных материалов или грунта, обработанного вяжущими материалами. Основание вместе с покрытием распределяет давление колес автомобилей на расположенные ниже дополнительные слои основания или непосредственно на грунтовое основание (грунт земляного полотна).

Основание может состоять из одного или нескольких слоев. Оно не подвергается непосредственному воздействию колес автомобилей. Поэтому для его устройства можно использовать материалы несколько меньшей прочности, чем в покрытии и в слое износа. В нижние слои двухслойного основания кладут материалы менее прочные, чем в верхние.

Изолированное при устройстве усовершенствованных покрытий от воздействия поверхностной влаги основание может переувлажняться за счет перемещения влаги из земляного полотна в период зимнего промерзания. Поэтому в северных районах страны к материалам для устройства основания должны предъявляться достаточно высокие требования в отношении морозоустойчивости.

3. Дополнительные слои основания — из материалов, устойчивых при увлажнении, — укладывают в случае необходимости между основанием и подстилающим грунтом (земляным полотном) для снижения требуемой толщины основания покрытия. Дополнительный слой основания устраивают из гравия, шлака, грунта, обработанного вяжущими материалами, и песка. Дополнительный слой, помимо дальнейшего распределения нагрузки, может иметь разное назначение.

На участках, где земляное полотно сложено из пылеватых, суглинистых и глинистых грунтов, в которых могут развиваться процессы зимнего влагонакопления, дополнительный слой из пористых не подверженных пучению материалов — песка или гравия, называют дренирующим, противопучинным или морозозащитным. Такой слой предназначен для отвода избыточной воды из верхних слоев земляного полотна, осушения дорожной одежды и повышения прочности грунта земляного полотна.

4. Подстилающий грунт — тщательно уплотненные верхние слои земляного полотна, на которые укладывают дорожную одежду. На подстилающий грунт передается все давление от транспортных нагрузок, поэтому он является весьма ответственным элементом конструкции дорожной одежды. Прочность дорожной одежды может быть обеспечена лишь на однородном, хорошо уплотненном земляном полотне при обеспеченном водоотводе. Повышение сопротивления грунта земляного полотна внешним нагрузкам, его осушение и обеспечение постоянства водного режима — наиболее надежные способы увеличения прочности дорожной одежды и снижения ее стоимости. Никакое увеличение толщины слоев каменных материалов не может обеспечить прочность дорожной одежды, укладываемой на слабом, подвергающемся переувлажнению грунтовом основании.

§ 58. ОСНОВНЫЕ ТИПЫ ДОРОЖНЫХ ОДЕЖД

Для обеспечения движения автомобилей в любое время года с высокой скоростью и при малом расходе топлива дорожные одежды должны обладать необходимой прочностью, ровностью, хорошим сцеплением с шинами и сопротивлением износу. Эксплуатационные качества дорожных одежд — допускаемая скорость и удобство движения — определяются в основном покрытиями, которые могут быть разделены на следующие основные конструктивные типы (рис. 132).

Асфальтобетонные покрытия — наиболее совершенный тип дорожных покрытий. Они представляют собой два или три слоя асфальтобетонной смеси, уложенные на прочное жесткое основание и тщательно уплотненные, в результате чего образуется асфальтобетон. Асфальтобетон представляет собой искусственный строительный материал, состоящий из подобранного по крупности каменного остова — щебня или гравия — и песка, связанных между собой смесью тонкого минерального порошка с битумом, вводимым в зависимости от состава асфальтобетонной смеси в количестве от 3,5 до 12%.

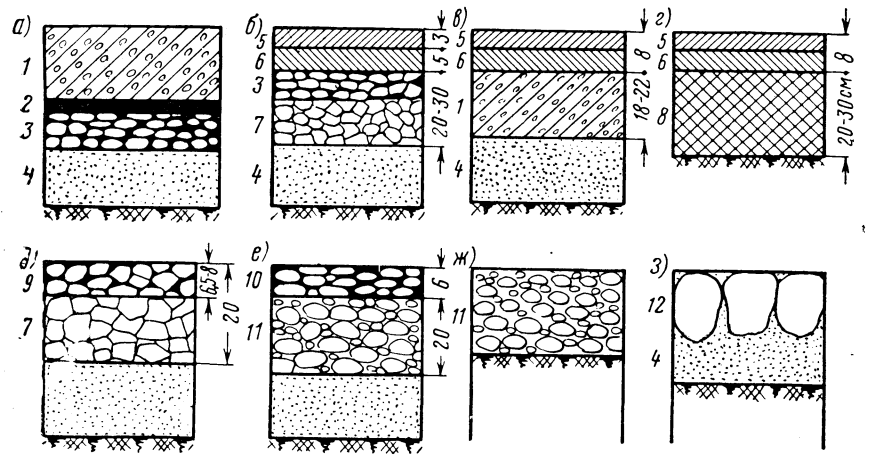


Рис. 132. Примеры конструкций дорожных одежд:
а — цементобетонное покрытие; *б* — асфальтобетонное покрытие на щебеночном основании; *в* — асфальтобетонное покрытие на бетонном основании (применяется в городских условиях); *г* — асфальтобетон на укрепленном цементом грунте; *д* — щебеночное покрытие с верхним слоем, обработанным методом пропитки; *е* — гравийное покрытие, обработанное органическими вяжущими методом смещения на месте; *ж* — гравийное покрытие на дороге низшей категории; *з* — булыжная мостовая;
1 — цементобетон; *2* — выравнивающая прослойка из песка, обработанного битумом; *3* — слой щебня, гравия или грунта, обработанного цементом или битумом; *4* — морозозащитный песчаный слой; *5* — мелкозернистый асфальтобетон; *6* — крупнозернистый асфальтобетон; *7* — щебеночный слой; *8* — грунт, укрепленный цементом; *9* — щебеночный слой, обработанный пропиткой; *10* — обработанный гравий; *11* — гравий; *12* — мостовая

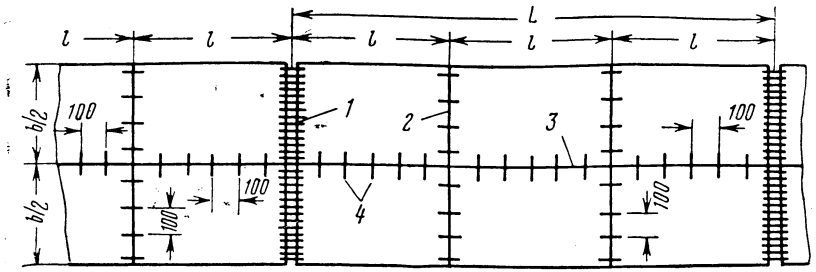


Рис. 133. Схема расположения штырей в швах бетонного покрытия:
1 — шов расширения; *2* — шов сжатия; *3* — продольный шов; *4* — штыри

Смеси с менее тщательным подбором каменного остова по крупности и из менее прочных каменных материалов называют битумоминеральными.

Асфальтобетон образует ровную, упругую, удобную для движения поверхность. Если для его приготовления применяют щебень твердых горных пород, он при износе сохраняет высокое значение коэффициента сцепления.

Соответствующим подбором состава каменного остова можно получить материал, образующий дорожное покрытие повышенной шероховатости.

Цементобетонные покрытия обладают большой монолитностью и высоким сопротивлением, нагрузками. Их строят в виде отдельных плит размером 3—4 на 6—7 *м*. Плиты отделяются друг от друга швами, необходимыми для компенсации изменений их длины при колебаниях температуры. Различают швы расширения, сокращающиеся при удлинении плит, и швы сжатия, расширяющиеся при укорочении плит. Для обеспечения совместной работы плит и сохранения их взаимного положения в швы вводят стальные стержни — «штыри», обеспечивающие возможность изменения длины плит, но передающие с одной плиты на другую вертикальные нагрузки и частично изгибающие моменты (рис. 133, 134). Свойства цементобетонных покрытий не меняются при колебаниях температуры в отличие от асфальтобетонных, прочность и жесткость которых снижаются в жаркую погоду. Износ цементобетонных покрытий незначителен. Они более долговечны, чем другие виды дорожных покрытий.

Строительство цементобетонных покрытий полностью механизировано. Однако до ввода покрытия в эксплуатацию требуется длительный уход за бетоном, пока он не приобретет необходимую прочность. Это ограничивает возможности использования цементобетона при перестройке и капитальном ремонте дорог, когда невозможно надолго закрыть движение по дороге.

Слабым местом бетонных покрытий являются швы, через которые влага может проникать в основание. Опыт эксплуатации бетонных

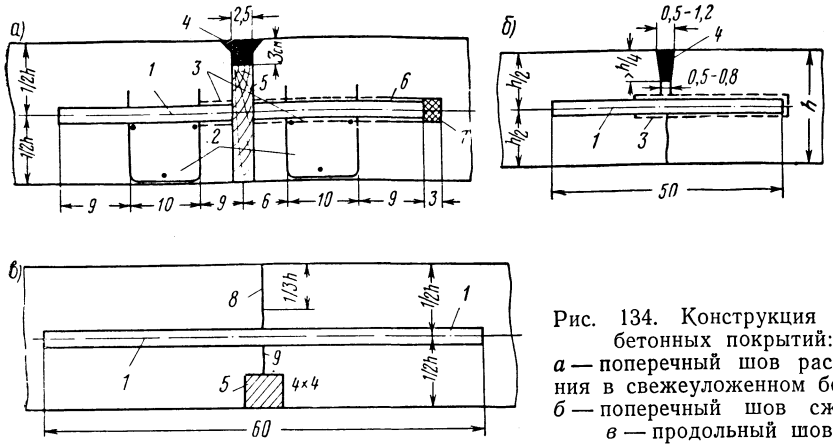


Рис. 134. Конструкция швов бетонных покрытий:
а — поперечный шов расширения в свежеуложенном бетоне; *б* — поперечный шов сжатия; *в* — продольный шов;
1 — штырь; *2* — монтажный каркас из тонкой арматуры для закрепления штырей на месте при бетонировании; *3* — обмазка битумом; *4* — заполнение шва изолирующим материалом; *5* — деревянная прокладка; *6* — колпачок *l*=8 *см*: *7* — заполнение зазора в колпачке опилками или войлоком; *8* — искусственный шов; *9* — разрыв плиты по слабому сечению

покрытий при интенсивном движении тяжелых автомобилей показал, что несмотря на высокую прочность самих бетонных плит, под них необходимы прочные основания. При непосредственной укладке бетона на грунт или тонкую песчаную прослойку в грунте в результате нажимов упруго прогибающихся плит накапливаются остаточные деформации.

Плиты теряют контакт с грунтом, вначале под ними образуются полости, а затем в плитах появляются трещины.

Отмеченные недостатки, а также то, что для цементобетона требуются более качественные каменные материалы, чем для асфальтобетона, приводят в послевоенный период к относительному уменьшению строящихся цементобетонных покрытий по сравнению с асфальтобетонными.

С увеличением в СССР количества заводов сборного железобетона началось строительство сборных бетонных покрытий. Строительные работы можно вести круглый год, а качество индустриально изготавливаемых бетонных плит улучшается.

Однако пока еще большие трудности вызывает обеспечение необходимой ровности покрытия при укладке плит, и темпы строительства из сборных плит низки. Поэтому основной областью использования сборных бетонных покрытий пока еще являются временные подъездные пути на строительствах и дороги на лесозаготовках для вывозки леса.

Покрытия из щебня и гравия, обработанные органическими вяжущими материалами, хорошо сопротивляются разрушающему действию движения автомобилей благодаря прочному соединению каменных частиц вводимым вяжущим. Такие одежды водостойки.

Разные способы введения вяжущего в процессе строительства определяют различия в структуре получающихся покрытий.

А. Смешение в специальных установках (стационарных или подвижных смесителях) обеспечивает хорошее обволакивание щебня вяжущим материалом. При этом способе расход вяжущих меньше, чем, например, при способе пропитки или смешения на дороге.

Принудительное перемешивание дает возможность использовать для покрытия щебеночный материал, подобранный по крупности таким образом, чтобы получить плотную смесь, структура которой приближается к оптимальной. Битумоминеральные смеси образуют прочные покрытия, хорошо сопротивляющиеся нагрузкам.

Несколько худшее качество покрытий получается при перемешивании каменных материалов с вяжущими непосредственно на дороге при помощи автогрейдеров.

Б. Пропитка — введение разогретых вязких битумов или эмульсий в покрытие путем розлива по поверхности недоукатанного слоя щебня одинаковых размеров. После проникания разлитого битума в глубь россыпи поверхность покрытия засыпают мелким щебнем и закатывают. Устойчивость покрытий по типу пропитки обеспечивается главным образом заклинкой щебня, создаваемой в процессе укатки. Недостатком этого типа покрытий является относительно большой расход вяжущих материалов. Битум, просачивающийся по пустотам россыпи каменных материалов, не проникает в точки контакта между щебенками, где его действие было бы особенно эффективно, и образует сгустки в этих пустотах.

В. Поверхностная обработка — тонкий защитный слой, создаваемый на поверхности дорожной одежды путем розлива битума с последующей засыпкой очень мелким щебнем. В зависимости от количества розливов битума различают одиночную и двойную поверхностные обработки. Поверхностная обработка повышает сопротивление покрытия износу и делает его водонепроницаемым, в результате чего во влажные периоды года покрытие остается сухим и имеет повышенный модуль деформации. Обычно в запас прочности это обстоятельство в расчетах толщины дорожных одежд обычно не учитывают. Однако при устройстве поверхностной обработки на покрытиях менее совершенного типа, чем, например, асфальтобетонные, улучшение эксплуатационных качеств и повышение их прочности в осенние и весенние периоды настолько велики, что в этом случае слой поверхностной обработки может рассматриваться как самостоятельный тип покрытия.

При использовании щебня твердых пород увеличивается коэффициент сцепления и значительно повышается безопасность движения.

Щебеночные покрытия и основания устраивают из щебенок одинаковых, определенных размеров. Прочность щебеночных покрытий обеспечивается заклинкой, создаваемой при укатке. Решающим фактором в устойчивости покрытия служит внутреннее трение между щебенками, а также связывающее действие каменной пыли,

появляющейся при истирании щебенок во время укатки. Истирание кромок и дробление щебенок, а также проникание с поверхности грязи в процессе эксплуатации щебеночных покрытий приводит к появлению в них песчаных, пылеватых и глинистых частиц и к потере покрытием связности, особенно во влажные периоды года.

Щебеночные покрытия обладают малым сопротивлением износу при проезде автомобилей, так как касательные усилия, возникающие в контакте пневматических шин и покрытия, нарушают эффект укатки. Поэтому как самостоятельный тип щебеночные покрытия применяют лишь при малой интенсивности движения. Чаще всего их используют для устройства несущего слоя под покрытия с применением органических вяжущих материалов.

В покрытиях из естественного гравия или из искусственно подобранных по крупности гравийных смесей прочность обеспечивается подбором скелета по принципу оптимальной смеси, в которой поры между крупными частицами заполнены частицами более мелкими и смесь обладает малой пористостью. Связность обеспечивается мелкими частицами пыли и глины, входящими в состав материала. В сырое время года прочность покрытий снижается.

Основания из гравия наиболее дешевы и просты в строительстве при высокой прочности и устойчивости в тех случаях, когда в их составе не содержится большого количества мелкозернистых примесей, придающих смеси пластичность в периоды увлажнения. По типу гравийных строят покрытия из местных малопрочных материалов и отходов промышленности (доменных и топочных шлаков, болотной железной руды, горелых сланцевых пород из отвалов каменноугольных шахт).

Мостовые — покрытия и основания, устроенные из отдельных, установленных вплотную друг к другу естественных или искусственных камней.

Усовершенствованные мостовые, устраиваемые из брусчатки или клинкера, отличаются ровной поверхностью. Мостовые из грубого колотого или валунного камня (булыжные мостовые) иногда допускают на дорогах I—III категорий как покрытия временного типа (например, на насыпях, осадка которых продолжается) или как основания под более совершенные типы покрытий, а на дорогах более низких категорий — как самостоятельный тип покрытий.

Близки к булыжным мостовым основания из пакеляжа — камней, укладываемых большим основанием (постелью) вниз. Заполнение и расклинивание щебнем промежутков между отдельными камнями создает относительно монолитное основание.

К крупнейшим недостаткам булыжных мостовых и пакеляжных оснований с точки зрения организации работ относится необходимость их укладки (мощения) вручную, не соответствующая современным требованиям механизированного скоростного строительства. Поэтому применение мостовых на дорогах магистральных типов с каждым годом сокращается. Однако для местных дорог они еще в течение ряда лет будут иметь значение.

Дорожные покрытия и основания из укрепленных грунтов в СССР имеют большие перспективы развития из-за бедности многих районов естественными каменными материалами. Грунты, обработанные органическими вяжущими материалами или цементом, приобретают прочность и устойчивость против воздействия влажности, что позволяет использовать их как материал для конструктивных слоев дорожных одежд. Основания из цементогрунта давно уже находят широкое применение. На дорогах с малой интенсивностью движения они достаточно успешно работали как несущий слой при защите их прочным слоем поверхностных обработок. Широкое внедрение укрепленных грунтов пока еще ограничивается недостаточным совершенством смесительных машин, которые не обеспечивают однородного перемешивания связных грунтов с вяжущими материалами. Остающиеся необработанные комочки могут размокать, нарушая прочность покрытий.

На дорогах низовой сети применяют одежды из местных грунтов, улучшенных гранулометрическими добавками.

Добавление песка, гравия и других зернистых материалов к глинистым грунтам увеличивает их сопротивление внешним нагрузкам при увлажнении. Введение скелетных добавок увеличивает прочность грунта. Придание связности пескам достигается введением суглинка или глины.

Естественные грунтовые дороги по существу не имеют дорожной одежды, материалом проезжей части служат поверхностные слои земляного полотна, уплотненные проездом. Эти дороги могут обеспечить лишь движение небольшой интенсивности в сухое время года. Интенсивное движение по грунтовым дорогам в летнее время затрудняется образованием пыли. В дождливые периоды грунтовые дороги становятся скользкими. Сцепление шин с поверхностью дороги резко снижается, и колеса автомобилей буксуют. При большом увлажнении на дорогах образуются глубокие колеи.

В зависимости от обеспечиваемой степени удобства и интенсивности движения дорожные покрытия делятся на усовершенствованные, переходные и низшие. Решающим фактором при отнесении дорожных покрытий к тому или иному типу являются обеспечиваемая скорость движения автомобилей и быстрота накопления в них деформаций. Классификация дорожных покрытий и области их применения приведены в табл. 39.

Основания под покрытия капитальных типов должны обладать необходимой прочностью в течение всего года, не снижая ее в периоды увлажнения.

Усовершенствованные покрытия в зависимости от требуемой прочности дорожной одежды и наличия местных дорожно-строительных материалов можно устраивать на основаниях следующих типов: щебеночных, гравийных, из доменных и котельных шлаков и прочих местных отходов промышленности, из грунтов земляного полотна, обработанных вяжущими материалами — битумом, цементом или известью.

Таблица 39

Тип покрытий	Категория дороги	Нормальная интенсивность движения,[1] авт. сутки	Основные виды покрытий
Усовершенствованные капитальные	I	>3000	Цементобетонные (монолитные и сборные)
		>3000	Асфальтобетонные, укладываемые в горячем и теплом состоянии
	I—II	>3000	Мостовые из брусчатки и мозаики на каменном или бетонном основании
	III	2500—3000	Щебеночные из прочных каменных материалов с подобранным составом, с введением минерального порошка или без него, обработанные в смесителе вязкими органическими вяжущими
Усовершенствованные облегченные	III	2000	Щебеночные покрытия, обработанные органическими вяжущими материалами по способу пропитки
	III	1200—1500	Щебеночные и гравийные покрытия, обработанные по способу смешения на дороге
	III	1500—3000	Из холодного асфальтобетона
	IV	1000	Из грунтов, обработанных в установке вязкими битумами
Переходные	IV	250—300	Щебеночные, гравийные, шлаковые
	IV	1000	Грунтовые и из местных слабых каменных материалов, обработанных органическими вяжущими материалами
	IV	1000	Мостовые из булыжного или колотого камня
Низшие	V	250	Грунтовые, укрепленные местными скелетными материалами (гравием, щебнем и др.)
	V	200	Грунтовые с подобранным гранулометрическим составом
	V	100	Грунтовые неукрепленные

[1] За нормальную интенсивность движения принимается количество автомобилей средней грузоподъемности, проходящих по двум полосам движения в сутки.

Покрытия переходных и низших типов укладывают непосредственно на грунт, за исключением щебеночных покрытий, под которые необходимо устраивать основание из грунтов, укрепленных вяжущими материалами, шлаков и других местных материалов. Во II и III дорожно-климатических зонах при неблагоприятных условиях увлажнения местности, на земляном полотне из связных, подверженных пучению грунтов, всегда устраивают дренирующие песчаные основания. Толщину их рассчитывают на поглощение порами всей воды, поступающей весной в основание проезжей части.

В южных районах страны, где не бывает весеннего переувлажнения грунтов земляного полотна, конструктивные слои дорожных одежд из камня в благоприятных гидрогеологических условиях допускается укладывать непосредственно на земляное полотно.

§ 59. ВЫБОР ТИПА ДОРОЖНЫХ ОДЕЖД

Как видно из табл. 39, различные типы дорожных одежд могут быть применены при одинаковых интенсивностях движения. Из нескольких возможных вариантов дорожных одежд необходимо выбрать наиболее целесообразный, при этом должны быть учтены требования автомобильного движения, местные природные условия, наличие местных строительных материалов, удобство организации строительных работ. Варианты сравнивают для равнопрочных конструкций, толщину которых предварительно обосновывают расчетом.

При окончательном выборе конструкции дорожной одежды из нескольких вариантов, приемлемых по местным условиям, выбирают наиболее экономичный, учитывая при этом как строительные затраты, так и последующие расходы на эксплуатацию дороги и транспортных средств.

Наиболее выгодным типом дорожной одежды является тот, который обеспечивает в течение срока окупаемости строительных затрат наименьшую, отнесенную к тонно-километру перевозок сумму транспортных расходов и расходов на строительство и эксплуатацию дороги — автомобильную и дорожную составляющие себестоимости перевозок.

Автомобильная составляющая себестоимости перевозок складывается из расходов на топливо, смазочные материалы и шины, из заработной платы водителей, из расходов на ремонт и обслуживание автомобилей, а также из стоимости амортизации автомобиля. Значительная часть этих расходов зависит от типа и состояния дорожной одежды (табл. 40).

Таблица 40

Тип дорожной одежды	Коэффициент сопротивления движению	Относительные эксплуатационные показатели			
		техническая скорость	расход топлива	межремонтный пробег	стоимость автомобильных перевозок
Асфальтобетон и цементобетон	0,015	1	1	1	1
Щебеночные покрытия с применением органических вяжущих материалов	0,025	0,95	1,05	0,91	1,1—1,3
Щебеночные и гравийные покрытия	0,035	0,7—0,8	1,1	0,83	1,2—1,6
Булыжная мостовая	0,05	0,65	1,3	0,83	1,4—1,8
Грунтовая профилированная дорога в сухое время года	0,05—0,06	0,4	1,6—1,8	0,51	1,7—2,0

Примечание. Меньшие значения стоимости автомобильных перевозок относятся к тщательно организованной эксплуатационной службе, большие — к осредненным условиям эксплуатации парка автомобилей.

Дорожная составляющая себестоимости транспортных расходов складывается из отнесенных к одному тонно-километру за расчетный период окупаемости расходов на строительство, текущий и капитальный ремонты и содержание дорог.

Результаты подсчетов показывают, что дорожная часть общей себестоимости перевозок обычно не превышает 10—15% от полной себестоимости перевозок. По мере роста дальности перевозок и грузоподъемности автомобилей относительная роль дорожной составляющей себестоимости перевозок повышается, хотя общая величина себестоимости перевозок снижается. Поскольку увеличение скорости движения по дороге значительно влияет на снижение стоимости перевозок, проектирование и содержание дорог должны преследовать цель повышения возможной скорости движения.

Тип дорожной одежды выбирают на основе сопоставления сроков окупаемости строительных расходов и экономии в транспортно-эксплуатационных расходах[1].

Расчет ведут по следующей схеме:

намечают варианты конструкций дорожной одежды, удовлетворяющие требованиям движения и условиям организации работ;

для каждого варианта устанавливают строительные и годовые ремонтные и транспортные расходы.

Расчетную стоимость строительства покрытий разных типов принимают применительно к аналогичным осуществленным проектам с учетом возможных различий в условиях транспортирования материалов. Если необходимых данных нет, составляют сметные расчеты.

Транспортно-эксплуатационные расходы зависят от интенсивности движения N и складываются из стоимости перевозок, текущего ремонта и восстановительного ремонта дорожной одежды[2]. Отсюда транспортно-эксплуатационные расходы для 1 *км* дороги в год

$$R = 365N\Sigma n_i a_i \kappa_i + N(r + b), \qquad (227)$$

где a_i — себестоимость 1 *ткм* перевозок на автомобилях разных типов;

n_i — грузоподъемность автомобилей;

κ_i — относительное количество автомобилей разных типов в общем потоке движения;

r — дорожно-эксплуатационные расходы;

b — стоимость восстановительного ремонта дороги.

Значения величин, входящих в уравнение (227), принимают по справочникам, применительно к категории дороги и конкретным условиям района строительства.

[1] Общие принципы технико-экономической оценки вариантов инженерных решений рассмотрены далее в гл. 25.

[2] С. Н. Митурский. Строительные расходы на автодорожном транспорте. М., Автотрансиздат, 1963.

Таблица 41

Интенсивность движения, авт. сутки	Типы покрытия			
	капитальные усовершенствованные	усовершенствованные облегченные	переходные	низшие
	Сроки окупаемости затрат на строительство покрытий разных типов, лет			
6000—3000	6—8	—	—	—
3000—1000	6—8	6—8	—	—
1000—200	—	10—12	10—15	—
200 и менее	—	—	15—20	20

Обычно при сравнении строительных и транспортно-эксплуатационных расходов для разных типов одежд оказывается, что при меньших строительных затратах эксплуатационные расходы бывают более высокими, т. е. при

$$C_1 < C_2 \quad R_1 > R_2.$$

Срок, в течение которого окупятся дополнительные расходы на строительство более усовершенствованного типа покрытий, определяют по формуле

$$t = \frac{C_2 - C_1}{R_1 - R_2}. \qquad (228)$$

Целесообразные сроки окупаемости затрат на устройство дорожных покрытий разных типов, на которые следует ориентироваться при разработке вариантов дорожных одежд, приведены в табл. 41.

§ 60. ОБЩИЕ ПРИНЦИПЫ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ ДОРОЖНЫХ ОДЕЖД

Дорожная одежда является самой дорогостоящей частью автомобильной дороги, затраты на устройство которой иногда составляют до 60% общей стоимости строительства. Подвергаясь непосредственному воздействию транспортных нагрузок и природных факторов, дорожные одежды работают в более тяжелых условиях, чем другие дорожные сооружения. Поэтому к назначению конструкции дорожных одежд следует подходить особенно внимательно, сочетая стремление к обеспечению высокой прочности с всемерным снижением стоимости.

Проектирование конструкций дорожных одежд состоит из двух последовательно выполняемых этапов — конструирования и расчета, которые взаимосвязаны и не должны противопоставляться друг другу. Подмена одного из них другим не может гарантировать получения устойчивой, экономичной и удобной в эксплуатации дорожной одежды.

Конструирование дорожной одежды заключается в целесообразном расположении отдельных слоев одежды, выборе для них материалов исходя из местных ресурсов и соображений организации работ.

Конструирование дорожной одежды — наиболее творческая часть проектирования. Оно должно основываться на четких представлениях о напряженном состоянии и механизме деформации дорожных одежд, на учете опыта службы различных типов одежд в разных климатических условиях и на особенностях воздействия на них природных факторов.

Наметив конструкцию одежды, вначале назначают толщину тех ее слоев, размеры которых определяются не столько прочностью одежды, сколько другими факторами — обеспечением отвода воды, предотвращением пучинообразования, сопротивлением износу и т. д., или же принимаются в связи с их высокой стоимостью минимально необходимой толщины, с тем чтобы общая прочность одежды обеспечивалась за счет других более дешевых слоев.

В ряде случаев в конструкции дорожной одежды должна быть предусмотрена возможность постепенного (стадийного) ее усиления укладкой сверху слоев более прочных материалов по мере возрастания интенсивности или изменения состава движения.

Верхние слои земляного полотна рассматривают как составной конструктивный элемент одежды, к прочности и однородности которого предъявляются высокие требования. Недостаточная прочность земляного полотна не может быть компенсирована утолщением других слоев дорожной одежды.

Расчет дорожной одежды заключается в обосновании необходимой толщины как всей одежды в целом, так и отдельных ее слоев. Он сводится к обеспечению равнопрочности всех сравниваемых вариантов одежды и соответствия их заданным условиям движения.

Работа дорожных одежд настолько сложна, что пока еще ни один из многочисленных предложенных в СССР и за рубежом методов расчета не может ее всесторонне отразить. Поэтому всегда приходится вводить коэффициенты запаса на не учитываемые расчетной схемой обстоятельства.

Одним из основных требований при назначении вариантов дорожных одежд является учет в каждом конкретном случае интенсивности движения и местных грунтовых, гидрологических и климатических условий, влияющих на службу дорожных одежд. Так, например, щебеночные и гравийные покрытия, не обработанные органическими вяжущими материалами, лучше работают во влажном, умеренном климате и относительно быстро разрушаются в условиях сухого климата на юге. Во влажном климате севера Советского Союза, где широко распространены процессы пучинообразования, иногда приходится вводить в конструкцию дорожной одежды специальные противопучинные слои, которые совершенно излишни в южных районах страны.

Климатические условия влияют также на выбор типов дорожной одежды в связи с ограничением продолжительности строительного сезона для производства работ с использованием органических вяжущих материалов. В засушливых районах применение цементобетонных покрытий осложняется трудностями снабжения строительства водой и организации ухода за бетоном.

Одно из основных требований при выборе конструкции дорожной одежды — максимальное использование местных материалов. Последняя задача имеет для Советского Союза большое значение. Многие обширные районы страны (Левобережье Украины, Поволжье, Западная Сибирь, Северный Казахстан) бедны местными каменными материалами. Дорожное строительство в этих районах связано с использованием привозного камня, иногда доставляемого за сотни километров по железной дороге. Уменьшение дальности возки дорожно-строительных материалов позволяет существенно снизить стоимость всего строительства. В районах, где отсутствуют местные каменные материалы, следует шире внедрять основания из местных грунтов, укрепленных вяжущими материалами.

При конструировании дорожных одежд необходимо учитывать технологические особенности их строительства, осуществление которых требует наименьших материальных ресурсов и не связано с необходимостью применения ручного труда.

Следует отдавать преимущество конструкциям, наиболее простым при постройке, допускающим индустриализацию заготовительных работ на базах и полную механизацию строительных работ. Все это облегчает организацию скоростного строительства дороги поточным методом. Количество конструктивных слоев дорожной одежды не следует увеличивать без явной необходимости, так как это обычно бывает связано с осложнением технологического процесса, приводящим к возрастанию стоимости строительства.

При конструировании дорожных одежд, которые предполагается впоследствии, по мере возрастания интенсивности движения, подвергать усилению, необходимую прочность обеспечивают за счет слоев, которые в дальнейшем будут играть роль основания покрытия. Вначале на этих слоях устраивают тонкослойные покрытия или просто возобновляемые по мере надобности слои износа.

Дорожная одежда должна быть предохранена от поступления и накопления в ней влаги. Водопроницаемость отдельных конструктивных слоев должна возрастать книзу, чтобы просочившаяся влага не застаивалась в одежде. Поступление влаги из земляного полотна должно быть предотвращено возвышением низа дорожной одежды над возможными источниками увлажнения или устройством водопроницаемых слоев и т. д.

Материалы в конструкции дорожной одежды располагают по убывающей прочности в соответствии с затуханием по глубине напряжений от временной нагрузки. Наиболее целесообразно, чтобы отношение модулей деформации смежных слоев находилось в пределах 1,5—3. Ни в одном из слоев не должно возникать пластиче-

ских смещений при действии расчетных нагрузок. Поскольку сдвигающие напряжения в одежде убывают с глубиной, по мере удаления от поверхности можно укладывать материалы, обладающие все меньшей прочностью и связностью.

Развивать прочность дорожной одежды следует, максимально используя наиболее дешевые местные материалы (гравий, грунт, укрепленный вяжущими материалами); привозные издалека материалы необходимо укладывать слоями минимальной толщины, обеспечивающей возможность формирования из них монолитного конструктивного слоя, надежного в условиях последующей эксплуатации. Толщины отдельных конструктивных слоев дорожной одежды не должны быть менее следующих минимальных значений:

	Минимальная толщина слоя, *см*
Холодный мелкозернистый асфальтобетон и дегтебетон	2
Асфальтобетон и дегтебетон, укладываемые в горячем и теплом состоянии в один слой	4
То же, в два слоя	7
Щебеночные и гравийные материалы и грунты, обрабатываемые органическими вяжущими материалами в установках	4
Щебеночные материалы, обработанные по способу пропитки	4—7
Щебеночные и гравийные материалы, обработанные по способу смешения на дороге	5
Грунты, обработанные органическими вяжущими по способу смешения на дороге	6
То же, обработанные цементом и известью	10
Щебеночные и гравийные материалы, не обработанные вяжущими на песчаном основании	15
Щебеночные материалы на прочном основании из камня или укрепленного грунта	8
То же, гравийные	10

§ 61. НАГРУЗКА НА ДОРОЖНУЮ ОДЕЖДУ

Давление колес автомобиля на покрытие служит основной нагрузкой, из которой исходят при расчете дорожных одежд.

Современные автомобили снабжаются пневматическими шинами с внутренним давлением воздуха от 1,5 до 7 $кГ/см^2$. Различают шины низкого давления с давлением воздуха 1,75—5,5 $кГ/см^2$ и шины высокого давления — 5—7 $кГ/см^2$.

Нагрузка от колеса передается на поверхность дороги через площадь, равную

$$\omega = \frac{G}{\kappa p_0}, \qquad (229)$$

где G — нагрузка колеса на покрытие, $кГ$;

p_0 — давление воздуха в шине, $кГ/см^2$;

κ — коэффициент, учитывающий влияние жесткости боковых стенок шин, равный 1,0—1,3 в зависимости от типа шины. При расчетах дорожных одежд исходят из средних значений $\kappa = 1{,}1$.

Фактически среднее давление на участки покрытия, находящиеся в контакте с шиной, несколько выше, так как шина соприкасается не по всей поверхности, а через отдельные выступы рисунка протектора. Однако это обстоятельство из-за распределяющего действия покрытия не влияет на прочность дорожной одежды, отражаясь лишь на величине износа покрытия.

Вполне ясная картина передачи давления от стоящего автомобиля на покрытие существенно изменяется при его движении. На поверхности дороги всегда имеются неровности, вызывающие при движении колебания автомобиля, периодически то уменьшающие, то увеличивающие давление колес на покрытие.

В условиях движения возрастает также и удельное давление колеса на покрытие. Это является следствием влияния ряда факторов:

нагревания шины и увеличения в ней внутреннего давления воздуха;

увеличения жесткости шины в результате растягивающей покрышку центробежной силы;

кратковременности контакта с покрытием каждого участка шины, в результате чего шина не успевает обжаться до величины, соответствующей статическому приложению фактически действующей нагрузки, т. е. как бы становится более жесткой.

Теоретический анализ давления колес автомобиля на дорогу проводился рядом советских специалистов (проф. А. К. Бируля, Р. В. Ротенберг, А. А. Силаев, Н. Я. Говорущенко и др.) [1]. Исследование колебаний подвески автомобилей при движении по дороге, неровности на покрытии которой характеризуются закономерностями математической теории случайных функций, дают возможность определить силовое взаимодействие дороги и автомобилей.

Результаты теоретического анализа и опытные данные привели к выводу, что при скоростях до 80 *км/ч* давление колес на покрытие возрастает примерно прямо пропорционально скорости, а далее остается практически постоянным.

Однако наряду с возрастанием давления на покрытие при повышении скорости автомобиля в грунте, подстилающем дорожную одежду, происходят обратные процессы. Испытания дорожных одежд пробными нагрузками показывают, что полная величина прогиба одежды, соответствующая приложенной нагрузке, достигается лишь по прошествии нескольких минут. При кратковременном воздействии на дорогу катящегося колеса в результате замедленности протекания деформации и инерционного сопротивления дорожная одежда прогибается меньше, чем при статическом приложении нагрузки. Для грунтового основания это аналогично уменьшению приложенного давления.

---

[1] А. А. Силаев. Спектральная теория подрессоривания транспортных машин. М., Машгиз, 1963.

Измерениями было установлено, что при ровной поверхности дороги напряжение в подстилающем дорожную одежду грунте от движущейся нагрузки меньше, чем от статической. При неровной поверхности динамический коэффициент для грунтового основания превышает единицу, но меньше коэффициента, измеренного по непосредственному ударному воздействию колеса на поверхность дороги. Динамический коэффициент тем выше, чем более неровно покрытие.

Поскольку служба ремонта и содержания дороги должна поддерживать поверхность покрытия в ровном состоянии, при расчете дорожных одежд динамический коэффициент в явной форме не учитывают; он косвенно отражается в поправочном коэффициенте на многократность приложения нагрузок от автомобилей.

В действующей в СССР Инструкции по назначению конструкций дорожных одежд нежесткого типа (ВСН 46-60) за расчетную нагрузку на автомобильные дороги принят автомобиль по схеме Н-13 норм подвижных вертикальных нагрузок для расчета искусственных сооружений на автомобильных дорогах. Расчетное удельное давление колеса этого автомобиля составляет 5 $кГ/см^2$, диаметр круга равновеликого площади следа колеса $D=34$ *см*. Фактическую интенсивность движений автомобилей разных типов по дороге приводят к расчетной интенсивности автомобилей Н-13 методами, изложенными далее. При проектировании новейшими методами — расчет дорожной одежды на упругие деформации — считают более правильным исходить из нагрузок, установленных ГОСТ 9314—59 на весовые параметры и габариты автопоездов, где за расчет принят грузовой автомобиль с нагрузкой на ось 10 *т*.

§ 62. ПРОЧНОСТЬ НЕЖЕСТКИХ ДОРОЖНЫХ ОДЕЖД

Нежесткими называют дорожные одежды, обладающие малым сопротивлением изгибу. К числу их относятся практически все типы одежд, кроме цементобетонных, а также асфальтобетонных покрытий и каменных мостовых на цементобетонных основаниях.

Сопротивление нежестких дорожных одежд обусловливается главным образом сопротивлением подстилающего грунта сжатию. Роль нежестких одежд сводится к распределению передающихся на подстилающий грунт нагрузок на большую площадь, а также к предотвращению проникания в грунт поверхностной воды, которая, увлажняя грунт, снижала бы его сопротивление нагрузкам.

При многократном приложении к нежесткой дорожной одежде различных нагрузок, передающихся через одинаковые площадки (штампы), кривая нарастания прогиба покрытия по мере загружений в зависимости от величины нагрузок может соответствовать одной из кривых, показанных на рис. 135.

Если нагрузки невелики, а слои дорожной одежды и грунт земляного полотна хорошо уплотнены, дорожная одежда испытывает только упругие прогибы (линия *I*). Первый период после постройки,

пока происходит формирование, в дорожных одеждах накапливаются небольшие остаточные деформации, рост которых вскоре прекращается и одежда начинает испытывать только упругие деформации.

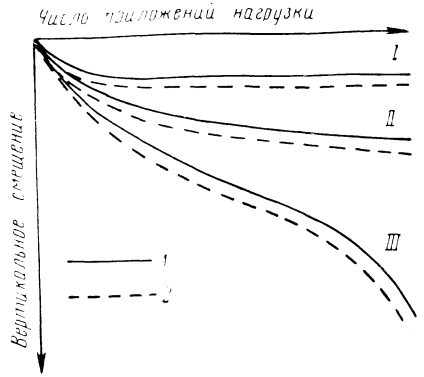


Рис. 135. Закономерности накопления деформаций в нежестких дорожных одеждах при повторных нагружениях:
1 — суммарная остаточная деформация; *2* — полная деформация

При большей величине нагрузки или при временном снижении прочности грунтов основания в весенний или осенний периоды возникают постепенно накапливающиеся малые пластические деформации (линия *II*). Если их суммарная величина за период ослабления одежды превысит некоторое допустимое значение, одежда разрушается. Таким образом, прочность одежды зависит от предельной допустимой величины прогиба и от количества приложений нагрузки за период ослабления.

Наконец, при очень больших нагрузках или при значительном ослаблении прочности грунта, осадки, вначале накапливающиеся замедленно, в дальнейшем начинают быстро возрастать и происходит полное разрушение одежды (линия *III*).

Деформация дорожных одежд является результатом проявления ряда процессов (рис. 136), протекающих одновременно или следующих друг за другом:

1. Грунтовое основание дорожной одежды сжимается под нагрузкой в пределах активной зоны, вследствие чего происходит прогиб дорожной одежды по некоторой криволинейной поверхности с образованием так называемой «чаши прогиба» *11*. При чрезмерно большой величине прогиба может произойти разрушение дорожной одежды.

Чем большую толщину и жесткость имеет дорожная одежда, тем на большую площадь распределяется давление внешней нагрузки и, следовательно, тем меньше напряжения, сжимающие грунт.

2. Под нагрузкой происходит сжатие *2* материала дорожной одежды, а в нижней части конструктивных слоев — растяжение *3*. При превышении растягивающими натяжениями предела прочности материала в покрытии или основании образуются трещины. По периметру участка контакта нагрузки с покрытием действуют срезывающие напряжения *4*, которые при больших нагрузках, тонкослойных одеждах и слабых подстилающих грунтах могут вызвать пролом дорожной одежды, иногда с выкалыванием ее части, находящейся под нагрузкой в виде усеченного конуса.

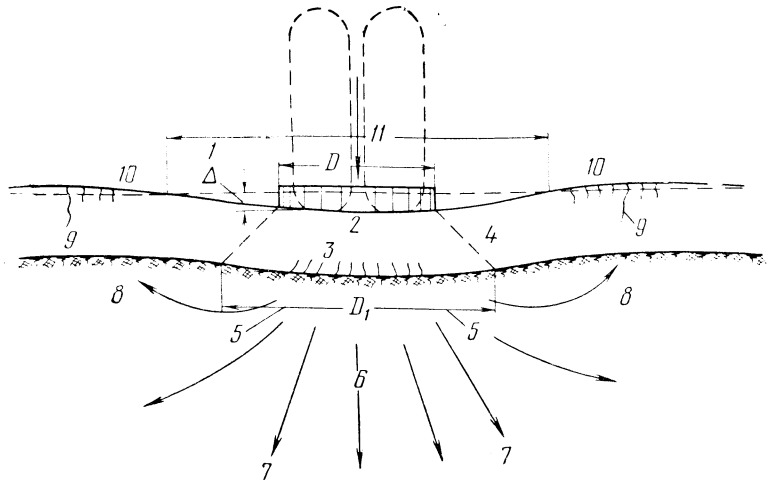


Рис. 136. Деформации дорожной одежды:
1 — осадка; *2* — сжатие; *3* — растяжение; *4* — срез; *5* — передача давления на грунт; *6* — уплотнение грунта; *7* — направления сжатия грунта; *8* — выпирание; *9* — трещина; *10* — растяжение; *11* — чаша прогиба

3. В основаниях из несвязных и малосвязных материалов и в подстилающем грунте могут возникать зоны пластического течения грунта, развитие которых приводит к быстрому накоплению пластических деформаций одежды в целом и ее разрушению.

Относительная роль каждой из указанных деформаций в разрушениях дорожных одежд еще не выяснена. Чем тоньше одежда и меньше отличается она по жесткости от подстилающего грунта, тем чаще происходят разрушения от выкалывания.

Поскольку деформации протекают скрыто в толще дорожной одежды, прогиб покрытия является единственным доступным для наблюдения показателем сопротивления дорожных одежд нагрузкам. Поскольку установлены эмпирические связи между конструкцией дорожной одежды, нагрузкой на нее и прогибом, последний часто принимают за обобщающую характеристику сопротивления одежды.

В зависимости от требований, предъявляемых к дороге, расчет толщины дорожной одежды можно вести из условия достижения той или иной заданной величины прогиба при действии расчетной нагрузки.

Считается, что дорожные одежды капитальных типов на дорогах высших категорий должны работать в стадии упругих деформаций без накопления остаточных деформаций, в том числе и в наиболее неблагоприятные периоды года, когда грунт имеет наименьшую прочность.

На дорогах с покрытиями облегченных типов дорожные одежды рассчитывают, допуская возможность накопления пластических деформаций дорожных одежд в неблагоприятный период года, с тем условием, чтобы их суммарная величина не превысила максимального допустимого значения прогиба одежды. Расчет на накопление пластических деформаций дает несколько меньшее значение толщины дорожных одежд с малым запасом прочности.

В обеспечении прочности дорожных одежд как нежесткого, так и жесткого типов большую роль играет подстилающий грунт, который воспринимает все давление транспортных нагрузок, передающееся через дорожную одежду. От степени деформируемости подстилающего грунта и от его сопротивления внешним нагрузкам зависят прочность и ровность дорожной одежды. Самое прочное капитальное покрытие быстро теряет ровность, если его построить на неуплотненном и неоднородном грунтовом основании.

Грунт является упруго-пластичным материалом, деформации которого изменяются непропорционально нагрузкам. Поэтому, хотя все расчеты устойчивости грунтовых оснований основываются на выводах теории линейно деформируемых тел (теория упругости), значения характеристик деформируемости грунтов назначают в соответствии с наблюдаемой величиной деформации. Такой метод — пока единственно возможный для практических целей, поскольку теория нелинейно деформируемых материалов разработана недостаточно. Сопротивление грунтов внешним нагрузкам оценивают их модулями упругости, а при расчетах на накопление пластических деформаций модулями деформации.

Если на некоторой глубине в толще грунта действуют напряжения сжатия σ, вызывающие упругое сжатие тонкого слоя h на величину $\delta_{упр}$, то модуль упругости будет равен

$$E_{упр} = \frac{\sigma h}{\delta_{упр}}. \qquad (230)$$

Если учитывать упругую и пластическую часть деформаций, $\delta = \delta_{упр} + \delta_{пласт}$, то модуль деформации определится из выражения

$$E = \frac{\sigma h}{\delta}. \qquad (231)$$

Модули упругости и модули деформации обычно определяют опытным путем, вдавливая в грунт круглый штамп. Суммирование деформаций грунтового массива от затухающих по глубине напряжений приводит в этом случае к зависимости

$$E = \frac{\omega p D}{\Delta}, \qquad (232)$$

где p — удельное давление на подошву штампа, $кГ/см^2$;
D — диаметр штампа, $см$;
Δ — деформация грунта;
ω — коэффициент, зависящий от формы и жесткости вдавливаемой площадки (для круглого штампа $\omega = 1$).

При определении модуля деформации учитывается полная деформация, а при определении модуля упругости восстанавливающаяся после снятия нагрузки упругая часть деформации.

Модуль упругости грунтов практически постоянен. Модуль деформации изменяется при различных величинах погружения штампа в связи с тем, что при испытаниях грунтов отсутствует прямая пропорциональность между давлением и полной величиной деформации, при малых деформациях модуль деформации грунта имеет большие значения (рис. 137).

Для каждой группы дорожных одежд существует своя критическая величина прогиба, а следовательно, и свое индивидуальное значение модуля деформации подстилающего грунта.

Анализ рис. 137 показывает, что наиболее значительно модуль деформации грунта изменяется при очень малых деформациях, характерных для жестких цементобетонных одежд.

В интервале больших деформаций, соответствующих разрушающим прогибам для нежестких одежд, изменения величины модуля деформации незначительны, что позволяет принимать при расчетах нежестких дорожных одежд постоянные значения модуля деформации.

Водно-тепловой режим земляного полотна изменяется в течение года. Соответственно изменяются в течение года и модули упругости и деформации грунта основания (рис. 138). Чем меньше возможность переувлажнения грунта в основании дорожной одежды, тем меньше интервал колебаний модулей, тем выше принимаемые их расчетные значения.

Особенно сильно величина модуля деформации снижается во время весеннего переувлажнения.

К этому периоду относятся расчетные значения модуля деформации, приводимые в инструкциях по расчету нежестких дорожных одежд.

В сухое время года, а также зимой, когда грунт находится в замерзшем состоянии, модули деформации и упругости выше табличных значений, что может учитываться при оценке возможности пропуска по дороге тяжелых нагрузок.

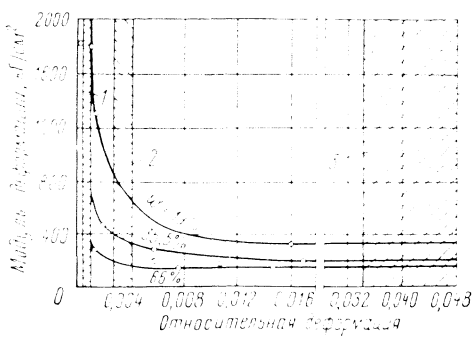
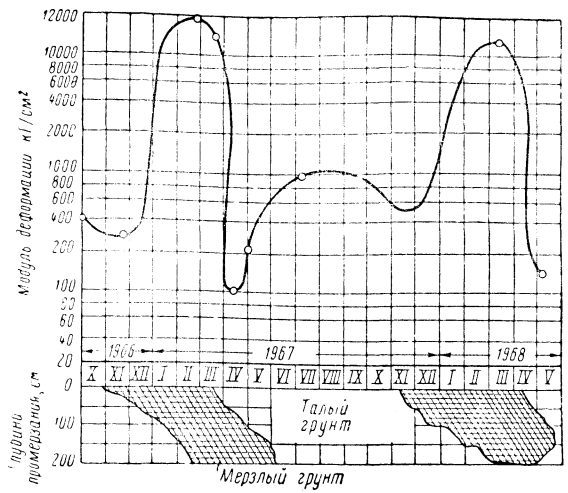


Рис. 137. Зависимость модуля деформации грунта от величины относительной деформации при разных влажностях (по данным А. С. Смирнова):

1 — зона работы бетонных покрытий; *2* — то же, нежестких одежд при расчете на работу в упругой стадии; *3* — то же, при работе с накоплением пластических деформаций

Рис. 138. Изменение модуля деформации грунта в течение года (по наблюдениям проф. И. И. Черкасова)



В инструкциях по расчету толщины дорожных одежд[1] приведены подробные таблицы с расчетными значениями модулей, полученные путем испытаний грунтов земляного полотна пробными нагрузками и контрольных расчетов по данным о разрушениях дорожных одежд, когда были известны состав движения и конструкция дорожной одежды. В качестве иллюстрации влияния на величину модулей деформации и упругости грунтов местных условий в табл. 42 приведены их значения для II дорожно-климатической зоны.

Грунты, для которых в табл. 42 не дано значений модулей деформации для земляного полотна в выемках и нулевых отметках, должны заменяться устойчивыми (см. выше рис. 112). Значения модулей деформации песков, стоящих в колонке «Насыпи», относятся к отсыпке земляного полотна высотой, на 50 *см* превышающей возможную высоту капиллярного поднятия. Значения для выемок относятся к песку, уложенному в корыте при обеспеченном отводе воды.

В I дорожно-климатической зоне распространения вечномерзлых грунтов влияние местных условий (экспозиция склонов, растительный покров, глубина залегания вечномерзлых слоев) настолько велико, что средние расчетные значения модулей деформации грунта установить невозможно. В каждом конкретном случае проектирования их приходится назначать на основе анализа местных условий.

В благоустроенных городах при наличии сети ливневой канализации и усовершенствованных покрытий отвод дождевой воды обеспечен вертикальной планировкой. Поэтому водно-тепловой режим грунтовых оснований там более благоприятен, чем в загород-

[1] Инструкция по назначению конструкций дорожных одежд нежесткого типа. ВСН 46-60. Минтрансстрой СССР. М., Автотрансиздат, 1961.

Таблица 42

Грунты	Тип местности по условиям увлажнения	Модули деформации грунтов, $кГ/см^2$: насыпи	Модули деформации грунтов, $кГ/см^2$: выемки и нулевые отметки	Модуль упругости, $кГ/см^2$	Угол внутреннего трения φ, *град*	Сцепление c, $кГ/см^2$
Пески крупнозернистые	1—3	400	350	1500	43	0,05
Пески среднезернистые	1—3	350	250	1400	40	0,05
Пески мелкозернистые	1—3	300	150	1300	38	0,05
Супеси легкие и оптимальные смеси	1	150—200	120—150	400—450	27	0,23
	2	120—150	60—80	350—400	25	0,18
	3	115—140	—	300—350	23	0,13
Пески пылеватые, супеси тяжелые	1	120—160	90—120	350—400	18	0,22
	2	80—100	—	300—350	15	0,15
	3	75—95	—	280—320	13	0,10
Легкие и тяжелые суглинки и глины	1	110—150	80—110	300—350	16	0,17
	2	75—85	—	200—250	14	0,12
	3	70—90	—	175—200	10	0,05
Супеси пылеватые и тяжелые, пылеватые суглинки легкие, пылеватые суглинки тяжелые	1	90—110	75—90	250—300	—	—
	2	70—80	—	200—250	—	—
	3	60—75	—	175—200	—	—

Таблица 43

Материал конструктивного слоя	Модуль упругости, $кГ/см^2$	Модуль деформации, $кГ/см^2$
Асфальтобетон	10 000—15 000	2600—3000
Битумоминеральные смеси	3 000—10 000	2100—2400
Щебень, обработанный битумом	7 000—8 000	2200
Покрытия по типу пропитки	4 000—7 000	2000
Мостовые из колотого камня	4 500—5 000	1500—1700
Щебень	3 000—4 500	1100—1300
Гравий, обработанный вяжущим	4 500—7 000	1400—2000
Грунты, обработанные цементом	2 000—4 000	600—1400
Грунты, обработанные битумом	1 400—2 500	600—800

ной местности, и табличные величины модулей деформации грунтов разрешается повышать до 30%.

В табл. 43 приведены значения модулей упругости и деформаций и другие расчетные характеристики для основных материалов конструктивных слоев дорожных одежд.

Во всех случаях большие значения модулей деформации, приведенные в табл. 43, соответствуют лучшему качеству (большей прочности) материалов и более благоприятным условиям работы (лучшие гидрологические условия, большее количество введенных вяжущих материалов, лучший гранулометрический состав материала).

§ 63. РАСЧЕТ ТОЛЩИНЫ НЕЖЕСТКИХ ДОРОЖНЫХ ОДЕЖД ИЗ УСЛОВИЯ НАКОПЛЕНИЯ ПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ

В основу официально принятой в СССР методики расчета толщины дорожных одежд нежесткого типа[1] положены зависимость прочности дорожных одежд от величины испытываемого ими прогиба и разрушение их по достижении определенной критической деформации. Дорожные одежды конструируют таким образом, чтобы их прогиб при действии расчетной нагрузки не превышал допустимой величины. Разработанная в начале 40-х годов под руководством проф. Н. Н. Иванова в Союздорнии теория расчета нежестких дорожных одежд исходит из следующих положений.

Согласно общепринятой в механике грунтов схеме расчета осадок, рассматривается выделенный в полотне дороги столб грунта с площадью основания в виде круга, равновеликого площади контакта спаренных колес автомобиля с покрытием (рис. 139). Столб сжимается напряжениями, затухающими по глубине. Пусть на глубине z напряжения равны

$$\sigma_z = p_0 f(z),$$

где p_0 — удельное давление колеса на покрытие;

$f(z)$ — некоторая функция, зависящая от расстояния от точки приложения нагрузки и соотношения модулей деформации грунта и покрытия. Тогда сжатие элементарного слоя толщиной dz будет равно

$$d\Delta = \frac{p_0 f(z)\, dz}{E}, \qquad (233)$$

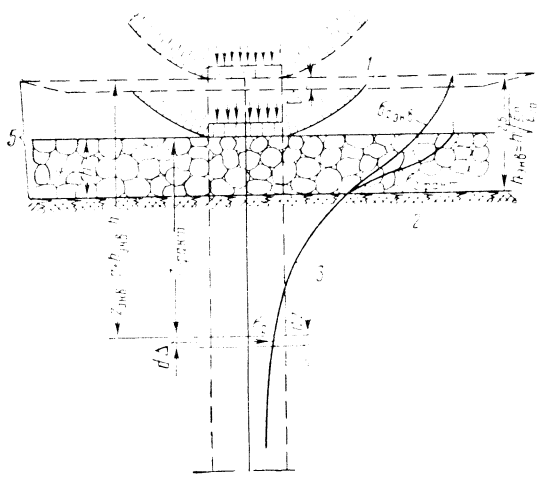


Рис. 139. Схема к выводу формулы для определения прогиба покрытия:
1 — деформация покрытия; *2* — подстилающий грунт; *3* — распределение напряжений по глубине; *4* — покрытие; *5* — эквивалентный слой

[1] Инструкция по назначению конструкций дорожных одежд нежесткого типа. ВСН 46-60. Минтрансстрой СССР. М., Автотрансиздат, 1961.

а общая осадка покрытия

$$\Delta = p_0 \int_0^h \frac{f(z)\,dz}{E_{\text{покр}}} + p_0 \int_h^\infty \frac{f(z)\,dz}{E_{\text{гр}}}, \qquad (234)$$

где h — искомая толщина покрытия, *см*.

Первое слагаемое характеризует сжатие покрытия, второе — сжатие грунтового основания.

Размеры дорожной одежды должны быть такими, чтобы рассчитанный прогиб не превышал допустимого критического.

Испытания нежестких дорожных одежд пробными нагрузками показали, что величина критического прогиба, при которой происходит разрушение дорожных одежд, подчиняется предложенной Н. Н. Ивановым эмпирической зависимости

$$\lambda = \frac{\Delta}{D} = 0{,}1\,\frac{\alpha}{\pi}\,\operatorname{arc\,tg}\frac{h}{D}\sqrt[2{,}5]{\frac{E_{\text{покр}}}{E_{\text{гр}}}}, \qquad (235)$$

где $E_{\text{покр}}$ — модуль деформации покрытия, *кГ/см²*;

$E_{\text{гр}}$ — модуль деформации грунта, *кГ/см²*;

h — толщина покрытия, *см*;

D — диаметр круглой площадки, через которую передается нагрузка на покрытие, *см*;

α — коэффициент, зависящий от типа дорожной одежды; для асфальтобетона $\alpha = 1$; для щебеночных и гравийных покрытий с применением органических вяжущих материалов $\alpha = 1{,}1$; для оснований из грунтов, укрепленных вяжущими, $\alpha = 1{,}25$; для щебеночных и гравийных покрытий и мостовых — $\alpha = 1{,}1$—$1{,}2$.

Рассчитанные по этой формуле значения прогибов находятся в пределах от 0,035 до 0,06 диаметра площади D.

При расчетах рекомендуется принимать средние значения λ в зависимости от типа покрытий согласно табл. 44.

Таблица 44

Категория дороги	Типы покрытий	Наименование покрытий	λ
I—II—III	Усовершенствованные капитальные	Асфальтобетонные	0,035
III—IV	Усовершенствованные облегченные	Щебеночные и гравийные, обработанные вязкими вяжущими	0,040
IV—V	Переходные	Гравийные, обработанные жидким вяжущим	0,045
		Щебеночные покрытия, мостовые из булыжного и колотого камня	0,050
		Цементогрунтовые	0,040
		Гравийные, грунтовые, обработанные жидким битумом	0,060

Распределение напряжений в грунте, подстилающем дорожную одежду, зависит от ее толщины и от соотношения модулей деформации дорожной одежды и подстилающего грунта. Влияние дорожной одежды на распределение напряжений в подстилающем грунте может быть установлено на основе использования теории «эквивалентного слоя», предложенной проф. Г. И. Покровским. Идея этой теории может быть объяснена на следующем упрощенном примере.

Пусть на грунте лежат два слоя разных материалов, имеющие разную толщину.

Очевидно, что распределение напряжений в подстилающем грунте будет одинаково лишь в том случае, если прогибы будут равны при действии равных нагрузок. Для этого необходимо, чтобы цилиндрические жесткости слоев были одинаковы:

$$\frac{E_i h_i^3}{12(1-\mu_i^2)} = \text{const},$$

где E — модуль деформации, *кГ/см²*;

h — толщина слоя, *см*;

μ — коэффициент Пуассона.

Приравнивая выражение цилиндрических жесткостей для слоев из разных материалов и допуская, что $\mu_1 = \mu_2$, получаем

$$h_1 = h_2 \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_1}}. \qquad (236)$$

Эта зависимость может быть распространена и на случай распределения давления в грунте, подстилающем дорожное покрытие при работе его в условиях упругих или линейных остаточных деформаций. Для этого слой покрытия должен быть заменен фиктивным эквивалентным слоем грунта такой толщины, чтобы напряжения на уровне поверхности грунтового основания оставались одинаковыми (рис. 140).

Поскольку при работе дорожных одежд в условиях накопления пластических деформаций деформации грунта и материалов непропорциональны действующим напряжениям, проф. Н. Н. Иванов

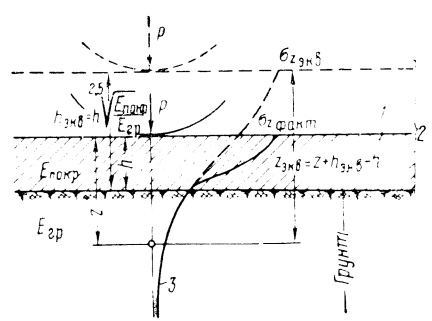


Рис. 140. Схема для замены дорожной одежды эквивалентным слоем:

1 — покрытие; *2* — эквивалентный слой; *3* — распределение напряжений по глубине

предложил на основании опытных данных эмпирически изменить формулу эквивалентного слоя для расчета напряжений в основаниях дорожных одежд, придав ей вид

$$h_{гр} = h_{покр} \sqrt[2,5]{\frac{E_{покр}}{E_{гр}}}. \qquad (237)$$

Эта формула, как показывают опытные данные, справедлива для отношения

$$\frac{E_{покр}}{E_{гр}} \leqslant 35.$$

Обработка экспериментальных данных, полученных рядом исследователей, измерявших напряжения в основаниях нежестких покрытий, показала, что распределение напряжений по глубине достаточно хорошо соответствует эмпирической формуле

$$\sigma_z = \frac{p_0}{1 + \left(\frac{z_{экв}}{D}\right)^2}, \qquad (238)$$

где p_0 — удельное давление колеса автомобиля на покрытие, $кГ/см^2$;

$z_{экв}$ — эквивалентная глубина рассматриваемой точки при замене дорожного покрытия эквивалентным слоем грунта, $см$;

D — диаметр круга, равновеликого площади отпечатка спаренных колес автомобиля, $см$.

Подставив в уравнение (234) вместо $f(z)$ его значение из уравнения (238), получим исходное выражение для расчета осадки

$$\Delta = \frac{p_0}{E_{покр}} \int_0^h \frac{dz}{1 + \frac{z_{экв}^2}{D} \sqrt[2,5]{\left(\frac{E_{покр}}{E_{гр}}\right)^2}} + \frac{p_0}{E_{гр}} \int_0^\infty \frac{dz}{1 + \frac{1}{D^2}\left[z + h\sqrt[2,5]{\left(\frac{E_{покр}}{E_{гр}}\right)^2} - 1\right]^2}. \qquad (239)$$

Интегрирование и подстановка пределов приводят к следующему выражению для величины прогиба покрытия:

$$\Delta = \frac{p_0 D}{E_{гр}} \left[\frac{\pi}{2} - \left(1 - \frac{1}{\sqrt[2,5]{\left(\frac{E_{покр}}{E_{гр}}\right)^{3,5}}}\right) \operatorname{arctg} \frac{h}{D} \sqrt[2,5]{\frac{E_{покр}}{E_{гр}}}\right]. \qquad (240)$$

Зная величину предельного прогиба, а также характеристики покрытия и грунта, по этой формуле можно для заданной нагрузки определить толщину однослойного покрытия, уложенного на однородный грунт (так называемая двухслойная система).

Определение толщины слоев многослойной дорожной одежды не может быть сделано по формуле (240) без введения некоторых дополнительных положений. Для однородного массива величину прогиба можно определить, приняв в формуле (240) толщину верхнего слоя $h=0$. Тогда

$$\Delta = \frac{\pi p_0 D}{2E}. \qquad (241)$$

Эта формула отличается множителем $\frac{\pi}{2}$ от формул теории упругости для осадок поверхности упруго-изотропного полупространства при действии нагрузки, передающейся через круглую площадку. Различие вызвано использованием экспериментальных зависимостей распределения напряжений в связи с допущением пластических деформаций дорожной одежды и подстилающего грунта.

Пользуясь формулами (240) и (241), можно заменить модуль деформации дорожной одежды, состоящей из нескольких слоев различной толщины и различного качества, модулем деформации такого однородного массива, который дает равную величину прогиба. Этот модуль называют *эквивалентным модулем деформации*.

Для определения эквивалентного модуля деформации однослойного покрытия, уложенного на однородный грунт, приравниваем друг другу формулы (233) и (234), откуда после преобразования получаем

$$E_{экв} = \frac{E_{гр}}{1 - \frac{2}{\pi}\left(1 - \frac{1}{\sqrt[2,5]{\left(\frac{E_{покр}}{E_{гр}}\right)^{3,5}}}\right) \operatorname{arctg} \frac{h}{D} \sqrt[2,5]{\frac{E_{покр}}{E_{гр}}}}. \qquad (242)$$

Для практического пользования этой формулой построена расчетная номограмма (рис. 141).

Необходимость определения эквивалентного модуля деформации многослойной одежды по известным толщинам отдельных слоев возникает при оценке прочности существующих дорожных одежд во время реконструкции дорог. Для расчета дорожной одежды при новом строительстве приходится идти обратным путем: зная допускаемую величину прогиба и потребный эквивалентный модуль деформации, находим толщину конструктивных слоев, обеспечивающую потребный модуль. Эту задачу можно решить при помощи номограммы.

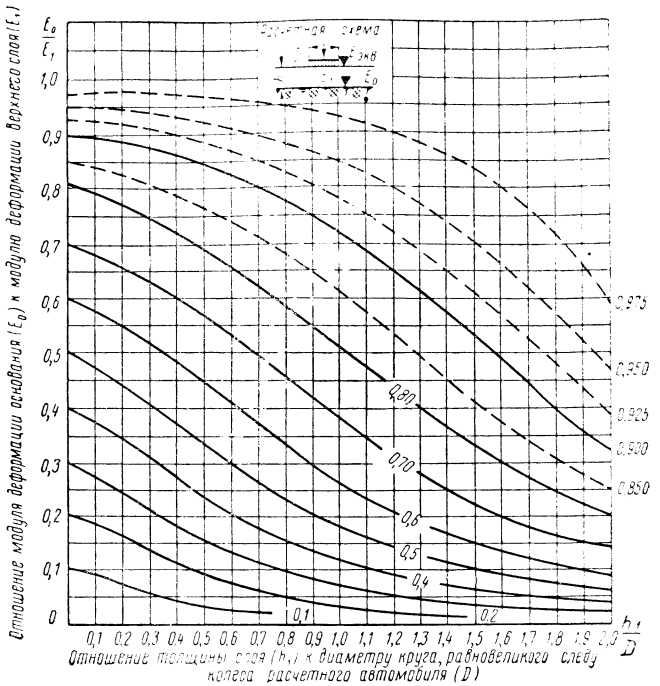


Рис. 141. Номограмма для расчета толщины нежестких дорожных одежд с учетом накопления пластических деформаций. Цифры на кривых означают отношения $\frac{E_{экв}}{E_1}$, для которых построены кривые

Понятие об эквивалентном модуле дорожной одежды позволяет оценивать одним показателем прочность дорожных одежд. В частности, для обеспечения необходимых запасов прочности одежд на дорогах разных типов и возможности роста интенсивности движения считается, что эквивалентные модули деформации одежд на дорогах разных категорий не должны быть менее величин, приведенных в табл. 45.

Рассмотренная схема деформации нежесткого дорожного покрытия основана на однократном приложении внешней нагрузки. Фактически по дороге ежедневно проходит большое количество автомобилей. Многократное их воздействие в периоды опасного переувлажнения грунтового основания приводит к постепенному накоплению пластических деформаций в дорожной одежде, нарушению ее внутренней структуры и, наконец, к ее разрушению. Наблюдения на дорогах показали, что дорожные одежды, имевшие значительную прочность при расчете на однократное приложение нагрузки, разрушались при многократном воздействии нагрузок, меньших расчетной. Это явление можно объяснить тем, что многократное приложение нагрузок, вызывавшее накопление деформаций в дорожной одежде, ослабляло ее сопротивление и понижало величину эквивалентного модуля. Чем больше число приложений нагрузки, тем интенсивнее снижается прочность дорожной одежды.

Таблица 45

Категория дороги	Минимальные допустимые значения эквивалентных модулей деформации, кГ/см², при разных типах покрытий		
	усовершенствованные капитальные	усовершенствованные облегченные	переходные
I	700	650	—
II	600	600	—
III	500	500	—
IV—V	—	380	300

На основании опытных данных была установлена эмпирическая зависимость

$$E_{экв_N} = \frac{E_{экв.стат.}}{K} = \frac{E_{экв.стат.}}{0{,}5 + 0{,}65 \lg \gamma N}, \qquad (243)$$

где $E_{экв_N}$ — эквивалентный модуль деформаций дорожной одежды при воздействии N автомобилей в сутки на одной полосе;

$E_{экв.\,стат}$ — эквивалентный модуль только что построенной одежды;

K — коэффициент, учитывающий интенсивность движения;

γ — коэффициент, учитывающий влияние ширины проезжей части на повторность приложения нагрузок; при дорогах с двумя полосами движения $\gamma = 1$; при дорогах с одной полосой движения, когда проходы автомобилей, следующих в обоих направлениях, сосредоточиваются на одной полосе наката $\gamma = 2$; при четырехполосной проезжей части $\gamma = 0{,}45$.

Потребная величина эквивалентного модуля деформации дорожной одежды, предназначенной для ежедневного пропуска N автомобилей по одной полосе, согласно уравнению (241) равна

$$E_{экв_N} = \frac{\pi p_0 D}{2\Delta_{доп}}, \qquad (244)$$

откуда согласно уравнению (243) при строительстве должен быть обеспечен эквивалентный модуль деформации:

$$E_{экв.стат} = \frac{\pi p_0 D\,(0{,}5 + 0{,}65 \lg \gamma N)}{2\Delta_{доп}}\,\mu. \qquad (245)$$

Коэффициент μ называют коэффициентом запаса на неоднородность условий работы одежды; для одежд с капитальными покрытиями $\mu = 1{,}2$; для одежд с усовершенствованными облегченными покрытиями $\mu = 1{,}1$; для одежд с покрытиями переходных типов, которые легко могут исправляться ремонтом, $\mu = 1{,}0$.

Для двух различных типов автомобилей равная потребная величина эквивалентного модуля соответствует различной допустимой интенсивности движения.

Для автомобилей первого типа (расчетных)

$$E_{\text{экв.стат}} = \frac{\pi p_1 D_1}{2\Delta'_{\text{доп}}}(0{,}5 + 0{,}65 \lg \gamma N_1)\,\mu. \qquad (246)$$

Для автомобилей второго типа

$$E_{\text{экв.стат}} = \frac{\pi p_2 D_2}{2\Delta''_{\text{доп}}}(0{,}5 + 0{,}65 \lg \gamma N_2)\,\mu. \qquad (247)$$

Поскольку по дороге едут автомобили различных типов, интенсивность движения должна быть приведена к основному типу автомобиля.

Приравнивая выражения (246) и (247), получаем, что интенсивность движения автомобилей второго типа может быть приведена к интенсивности движения автомобилей расчетного типа

$$\log \gamma N_1 = \frac{p_2 D_2 \Delta_{\text{доп}}}{p_1 D_1 \Delta''_{\text{доп}}}(\log \gamma N_2 + 0{,}77) - 0{,}77. \qquad (248)$$

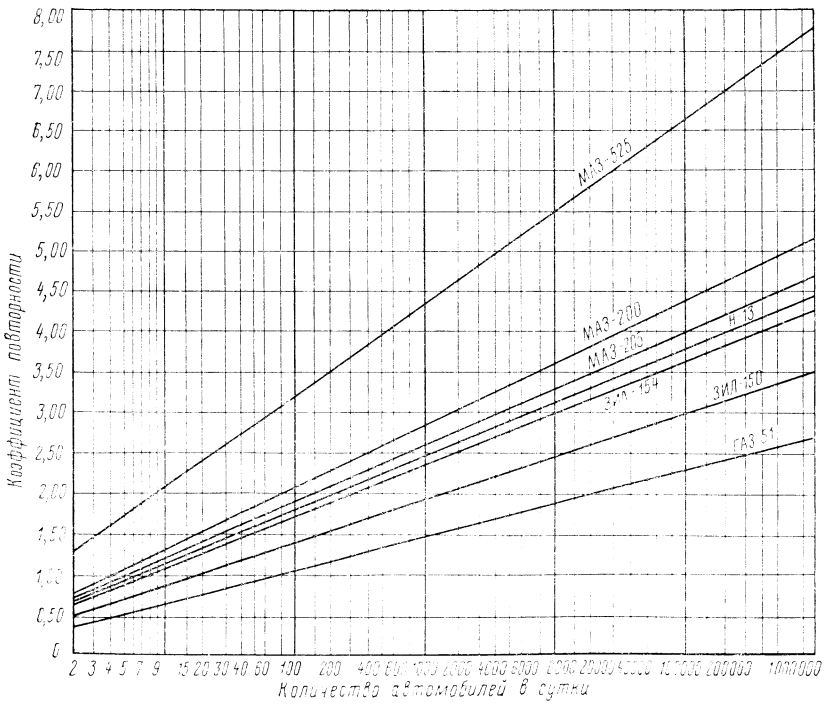


Рис. 142. Номограмма для приведения интенсивности движения разных автомобилей к эквивалентным расчетным

Суммарная интенсивность, выраженная в автомобилях расчетного типа, составит

$$N = N_1' + N_1'' + \ldots,$$

где N_1', N_1'', ... — приведенные интенсивности движения автомобилей.

Для перехода от одного типа автомобилей к другим можно использовать номограмму, приведенную на рис. 142.

Последовательность расчета толщины нежестких дорожных одежд такова:

1. Определяют общую толщину дорожной одежды, необходимую по условиям предупреждения пучин (см. § 65).

2. В зависимости от того, есть ли местные дорожно-строительные материалы, а также от категории и назначения дороги намечают конструкцию дорожной одежды и устанавливают толщину отдельных слоев, принимаемых по соображениям, не связанным с прочностью одежды (стоимость материалов).

Желательно, чтобы в вариантах многослойных одежд все слои, кроме слоя, определяющего прочность одежды — несущего слоя и морозозащитного слоя — были намечены по конструктивным соображениям.

3. По формуле (245) определяют потребный эквивалентный модуль дорожной одежды.

4. Пользуясь номограммой (см. рис. 141), определяют эквивалентные модули нижележащих слоев дорожной одежды.

Пусть, например, в трехслойной конструкции (покрытие, основание, подстилающий грунт) неизвестной является толщина основания h_2. Толщина покрытия h_1 принята по конструктивным соображениям.

Вначале определяем потребный эквивалентный модуль конструкции из слоев h_2 и h_1 и грунтового основания. Для этого, задаваясь отношениями $\frac{E_{\text{экв}}}{E_3}$ и $\frac{h_3}{D}$, находим по номограмме отношение $\frac{E''_{\text{экв}}}{E_3}$, из которого определяем величину $E''_{\text{экв}}$.

Затем находим эквивалентный модуль слоев, расположенных ниже искомого. Используя отношения $\frac{E_0}{E_1}$ и $\frac{h_1}{D}$, находим по номограмме отношение $\frac{E'_{\text{экв}}}{E_1}$, из которого устанавливаем величину $E'_{\text{экв}}$.

Наконец, по величинам $\frac{E''_{\text{экв}}}{E_2}$ и $\frac{E'_{\text{экв}}}{E_2}$ находим по номограмме отношение $\frac{h_2}{D}$, по которому определяют искомую величину h_2. Если полученная толщина слоя h_2 оказывается неприемлемой по конструктивным соображениям, соответственно изменяют толщину остальных слоев и расчет повторяют.

§ 64. РАСЧЕТ ТОЛЩИНЫ ДОРОЖНЫХ ОДЕЖД ПО УПРУГИМ ДЕФОРМАЦИЯМ

Расчет дорожных одежд с допущением накопления пластических деформаций не обеспечивает их прочности при существенном превышении интенсивностью движения расчетного значения или при особенно неблагоприятном сочетании факторов зимнего влагонакопления и весеннего оттаивания. В последние годы пришли

к выводу, что дорожные одежды должны обладать большим запасом прочности и работать только в условиях упругих деформаций.

Исследования методов расчета толщины дорожных одежд по упругим деформациям ведутся в течение ряда лет в СССР и в ряде других стран. Однако в связи со сложностью проблемы до сих пор еще не найдены общепризнанные и исчерпывающие методы расчета. Поэтому при проектировании дорог в СССР пока еще обязательным является расчет толщины дорожных одежд на накопление пластических деформаций с проверкой по методике расчета на упругие деформации.

В недалеком будущем областью применения этого метода будут только дороги низших технических типов и предназначенные для временного использования.

Расчет дорожных одежд по упругим деформациям складывается из следующих основных этапов:

назначение толщины конструктивных слоев дорожной одежды из условия, чтобы ее упругая деформация от наиболее тяжелого автомобиля не превышала допустимой;

проверка на отсутствие пластических сдвигов в конструктивных слоях дорожной одежды, состоящих из материалов, плохо сопротивляющихся сдвигу (гравий, не обработанный вяжущими, песчаные слои, подстилающий грунт);

проверка величины растягивающих напряжений в связных слоях дорожной одежды (асфальтобетон, щебень, обработанный вяжущими материалами);

нахождение толщины дорожной одежды, необходимой по условиям предотвращения образования пучин и расчет, в случае необходимости дополнительных морозозащитных слоев.

Определение эквивалентного модуля упругости дорожной одежды и назначение ее конструктивных слоев

В принципе упругая осадка дорожной одежды может быть вычислена по формулам теории упругости для осесимметрической нагрузки на многослойные системы, состоящие из слоев, различающихся по механическим характеристикам — модулю упругости и коэффициенту Пуассона. В связи со значительными математическими трудностями точное и строгое решение этой задачи пока еще не найдено. Предложенные рядом исследователей решения относятся преимущественно к двухслойным системам и некоторым частным случаям трехслойных систем. Поэтому при расчетах упругой осадки многослойных дорожных одежд широко используют теорию эквивалентных слоев проф. Г. И. Покровского, изложенную в § 63.

При расчете дорожных одежд на упругие деформации по предложению проф. Н. Н. Иванова требуемый эквивалентный модуль многослойной дорожной одежды определяют по формулам осадки упругого массива при действии нагрузки от колеса расчетного автомобиля:

$$E'_{\text{экв.треб}} = \frac{pD(1-\mu^2)}{l}, \qquad (249)$$

где p — удельное давление колеса автомобиля;

D — диаметр круга, равновеликого следу колеса;

μ — коэффициент Пуассона;

l — допускаемая обратимая деформация, принимаемая при расчетах с учетом намечаемой конструкции дорожной одежды и интенсивности движения.

Величину отношения $\frac{l}{D}$ предлагается принимать при высокой интенсивности движения в пределах 0,0025—0,0030, при более легком движении 0,0035—0,0040. При расчетах усовершенствованных облегченных дорожных одежд эти значения допускается увеличивать, но не более чем в 1,5 раза.

Для назначения величины требуемого эквивалентного модуля упругости предложена эмпирическая номограмма (рис. 143), разработанная проф. Н. Н. Ивановым по данным многочисленных экспериментов в СССР и за рубежом, в том числе обширных опытов американской Ассоциации сотрудников государственных дорожных организаций (AASHO).

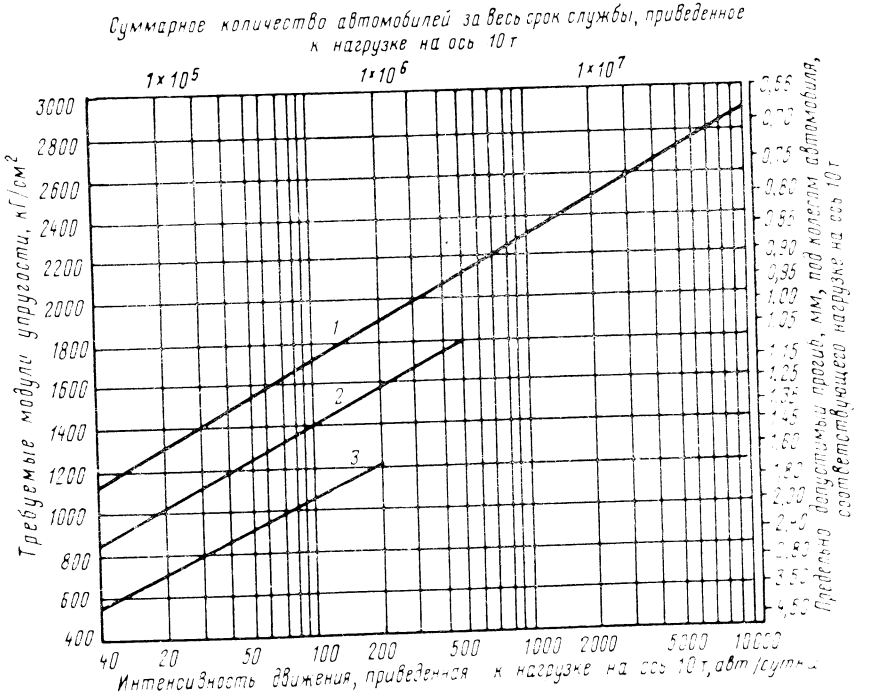


Рис. 143. Номограмма для определения требуемого эквивалентного модуля упругости при расчетах по упругим деформациям:

1 — усовершенствованные капитальные покрытия; *2* — усовершенствованные покрытия облегченного типа; *3* — покрытие переходного типа

Для определения необходимой толщины слоев при заданном эквивалентном модуле упругости дорожной одежды рассматривают последовательно пары слоев. Так, например, при расчете одежды, состоящей из покрытия, основания и дренирующего слоя, вначале задаются конструктивно толщиной покрытия и определяют необходимую по условиям отвода воды толщину дренирующего слоя. После этого по известным эквивалентному модулю упругости одежды $E_{\text{экв.покр}}$, модулю упругости покрытия $E_{\text{покр}}$ и его толщины $h_{\text{покр}}$ находят эквивалентный модуль трехслойной системы основание — дренирующий слой — грунт $E_{\text{экв.осн}}$. Затем определяют эквивалентный модуль системы дренирующий слой — грунт $E_{\text{дрен}}$. Наконец, зная эквивалентные модули на поверхности и под слоем основания $E_{\text{экв.осн}}$ и $E_{\text{экв.дрен}}$, определяют по известному модулю упругости $E_{\text{осн}}$ его искомую толщину $h_{\text{осн}}$.

При расчетах используют номограмму, составленную на основе теоретического анализа напряженного состояния двухслойной системы, проведенного проф. Б. И. Коганом (рис. 144).

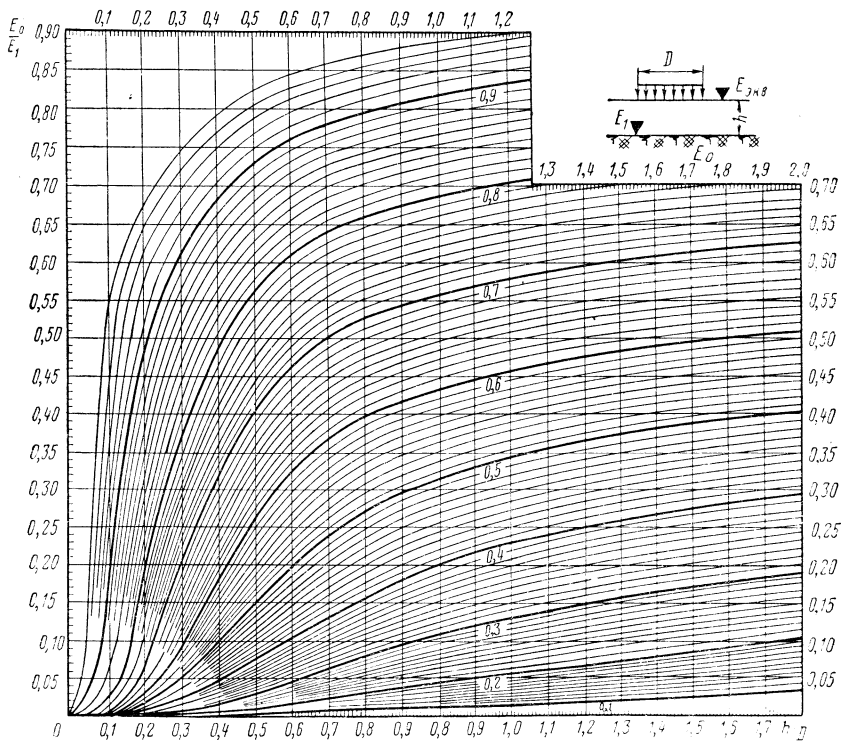


Рис. 144. Номограмма для расчета толщины дорожных одежд по упругим деформациям. Цифры на кривых обозначают отношение модуля упругости нижнего слоя к общему модулю двухслойной системы $\frac{E_1}{E_{\text{экв}}}$

Проверка на устойчивость против сдвига

При действии расчетной нагрузки в слоях дорожной одежды, не обладающих большой связностью, не должно возникать явлений сдвига.

Условие устойчивости против возникновения сдвигов в некоторой точке конструктивного слоя выражается следующей зависимостью

$$\tau_{max} = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c \qquad (250)$$

или

$$\tau_{max} - \sigma \operatorname{tg} \varphi = c,$$

где τ_{max} — максимальное касательное напряжение;

σ — нормальная составляющая напряжений к площадке, по которой действуют максимальные касательные напряжения;

φ — угол внутреннего трения материала;

c — сцепление.

Левая часть преобразованного выражения (250) $\tau_{max} - \sigma \operatorname{tg} \varphi = T_{\text{акт}}$ названа д-ром техн. наук А. М. Кривисским «активным напряжением сдвига» и положена в основу расчета дорожных одежд по устойчивости против сдвига в основаниях.

Максимальной величины активные напряжения сдвига обычно достигают под центром нагруженной площадки на контакте между слоями или вблизи от него.

Величина T_{max} может быть вычислена по формуле предельного равновесия по сдвигу, получаемой на основе критерия прочности Мора

$$T_{max} = \frac{1}{2 \cos \alpha} [(\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi], \qquad (251)$$

где σ_1 и σ_3 — максимальное и минимальное главные напряжения в данной точке;

φ — угол внутреннего трения;

c — сцепление в подстилающем грунте в расчетный период ослабления земляного полотна.

На величине активного напряжения сдвига отражается влияние собственного веса дорожной одежды. Для учета этого фактора вводится поправка $\tau_{ав}$, определяемая по вспомогательной номограмме.

В зависимости от величины угла внутреннего трения и толщины одежды эта поправка может быть положительной или отрицательной.

За критерий устойчивости одежды против сдвига принимается условие

$$T_{\text{акт.max}} = (T_{\text{акт}} + \tau_{ав}) \leqslant Kc, \qquad (252)$$

где K — коэффициент запаса.

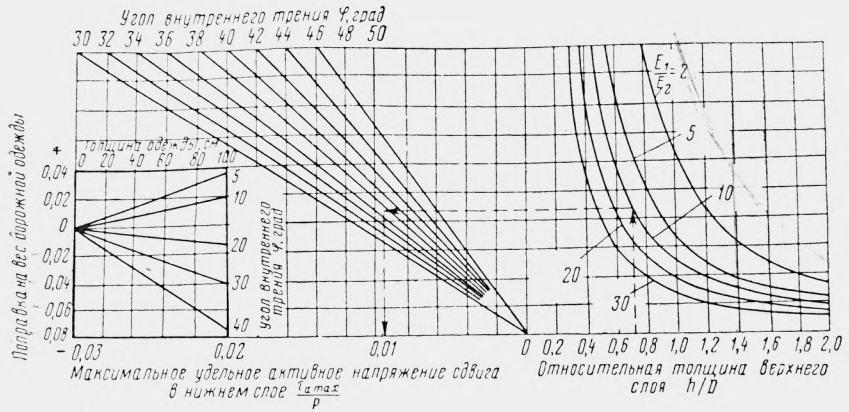


Рис. 145. Номограмма для расчета двухслойных одежд при свободном смещении слоев в плоскости контакта. В левой части помещен вспомогательный график для определения поправки на влияние собственного веса дорожной одежды

Величину коэффициента запаса K в формуле (252) определяют как произведение ряда частных коэффициентов:

$$K = \frac{K_1 K_2}{nm},$$

m — учитывает условия взаимодействия слоев на контакте (0,66 при связных скелетных грунтах; 1,2 при свободном смещении слоев в плоскости контакта);

$n = 1{,}15$ — динамический эффект воздействия автомобилей;

$K_1 = 0{,}66$ — снижение сопротивления сдвигу при кратковременных повторных нагрузках;

K_2 — влияние интенсивности движения, проявляющееся в накоплении усталостных явлений в дорожной одежде: при $N = 100$—1000 авт./сутки $K_2 = 0{,}9$; при $N > 1000$ авт./сутки $K_2 = 0{,}8$.

Учитывая постоянные величины коэффициентов, получаем, что при связных грунтах $K = 0{,}87K_2$, при несвязных $K = 0{,}48K_2$.

Для облегчения расчетов разработаны вспомогательные номограммы, составленные для случаев: 1) возможности взаимных смещений слоев при изгибе одежды (слабо связные песчаные и скелетные грунты) и 2) невозможности смещения слоев (связные грунты).

На рис. 145 приведена номограмма для первого случая, $p = 1$ и коэффициентов Пуассона верхнего и подстилающего слоев $\mu_1 = 0{,}25$ и $\mu_2 = 0{,}35$, средних для наиболее распространенных дорожно-строительных материалов и грунтов.

Проверку на устойчивость конструктивного слоя на сопротивление сдвигу ведут следующим образом:

1. Определяют средний расчетный модуль слоев, расположенных выше проверяемого, по формуле

$$E_{ср} = \frac{E_1 h_1 + E_2 h_2 + E_3 h_3 + \ldots}{h_1 + h_2 + h_3 + \ldots}, \qquad (253)$$

где E_1, E_2, E_3, ... — расчетные модули упругости конструктивных слоев, толщина которых соответственно равна h_1, h_2, h_3.

Хотя практика расчетов показала, что напряженное состояние, вычисленное исходя из этой предпосылки, обычно близко к рассчитанному по точным способам, необходимость использования осредненного значения модуля является теоретически необоснованным местом метода проверки.

2. Вычисляют величину допустимого сопротивления сдвигу:

$$T = Kc. \qquad (254)$$

3. Находят по номограммам (рис. 145) величины максимального удельного активного напряжения сдвига $\frac{\tau_{акт.\,max}}{p}$ в проверяемом слое, исходя из известных отношений $h : D$, $E_{ср} : E_{гр}$ и φ.

Сопоставляя найденное сопротивление сдвигу с вычисленным по формуле (254) допускаемым, судят о том, правильно ли назначена конструкция одежды. Если расчет указывает на возможность появления пластических сдвигов, либо должна быть изменена толщина или жесткость вышележащих слоев, либо необходимо использовать в проверяемом слое материал с большим сопротивлением сдвигу.

Характеристики прочности конструктивных слоев, необходимые для расчета, определяют в лаборатории, а на больших объектах — путем испытаний опытных участков. Для предварительного вариантного проектирования можно исходить из значений, приведенных выше в таблицах.

Проверка на растягивающие напряжения в связных слоях дорожной одежды

При прогибе дорожной одежды в ее слоях могут возникать недопустимые растягивающие напряжения. По исследованиям канд. техн. наук М. Б. Корсунского наибольшие растягивающие напряжения в слоях из монолитных материалов определяют по формуле

$$\sigma_r = \frac{4K_1 p}{\pi} \cdot \frac{h_1}{D} \cdot \frac{E_1}{E_{общ}} \left(1 - \frac{2}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{h_э}{D}\right) \operatorname{arctg}^2 \frac{D}{h_э}, \qquad (255)$$

где p — удельное давление от расчетного автомобиля, $кГ/см^2$;

K_1 — коэффициент запаса на динамичность воздействия нагрузки и неоднородность условий работы дорожных одежд, равный 1,15—1,3;

h_1 — толщина покрытия;

$h_э = 1{,}1h \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_{общ}}}$ — эквивалентная толщина покрытия.

Поскольку расчет предусматривает работу одежды в стадии упругих линейных деформаций, показатель степени корня принят 3, а не 2,5.

E_1 — модуль упругости материала покрытия;

$E_{общ}$ — общий модуль упругости конструктивных слоев, подстилающих покрытие;

D — диаметр круга, равновеликого площади контакта колеса автомобиля с покрытием.

Для расчетов по формуле (255) предложена номограмма (рис. 146).

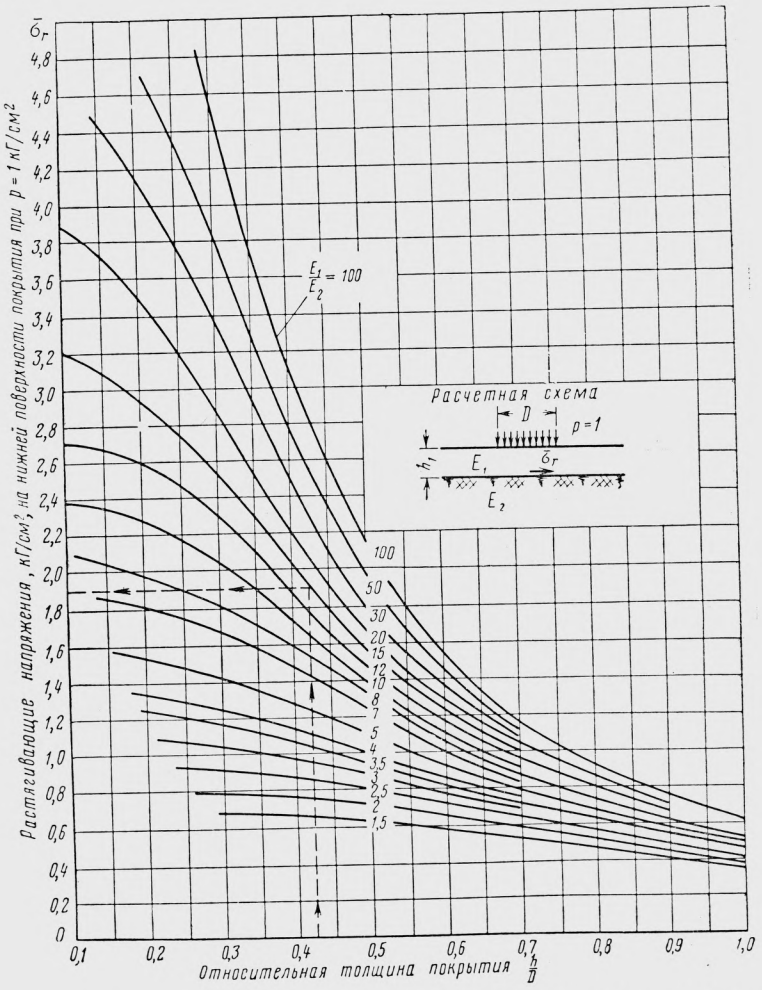


Рис. 146. График для определения растягивающих напряжений на нижней поверхности слоев, работающих на изгиб при давлении колеса на покрытие 1 *кГ/см²*

Таблица 46

Материал верхнего слоя	Модуль упругости, *кГ/см²*	Эквивалентный модуль упругости дорожных одежд, *кГ/см²*		
		2500	2000	1500
		Допускаемые напряжения, *кГ/см²*		
Асфальтобетон	15 000—25 000	15	20	30
Щебень, обработанный органическим вяжущим	10 000—12 000	7,5	10	15
Смеси, укрепленные битумом или цементом	10 000—15 000	3,5	3,5	5

Проверку на напряжение проводят следующим образом:

1. Находят средний модуль упругости по уравнению (253) конструктивных слоев одежды, подстилающих покрытие.

Для известных величин $\frac{E_{гр}}{E_{ср}}$ и $\frac{h'}{D}$ находят при помощи номограммы значение $\frac{E_{общ}}{E_{ср}}$.

По известному $E_{ср}$ вычисляют $E_{общ}$.

2. По номограмме (см. рис. 146) для известных $\frac{h_1}{D}$, $\frac{E_1}{E_{общ}}$ и p находят максимальное растягивающее напряжение $\sigma_ч$.

Это значение сопоставляют с допускаемым растягивающим напряжением (табл. 46).

Если напряжения превышают допустимые, то должно быть утолщено покрытие или повышена жесткость основания.

Сопротивление асфальтобетона и смеси, обработанных органическим вяжущим, зависит от температуры покрытия. У асфальтобетона повышение температуры с +10° до +40° С снижает модуль упругости с 18 тыс. до 4 тыс. *кГ/см²*, а предельное сопротивление растяжению при изгибе соответственно с 20 до 8 *кГ/см²*.

При проверке растягивающих напряжений в промежуточном слое используют номограмму, приведенную на рис. 142. Средний модуль вычисляют для вышележащих слоев, а расположенные ниже слои приводят к эквивалентному полупространству.

Следует иметь в виду, что изменение в результате одной из проверок толщины какого-либо из слоев, неизбежно вызывает необходимость контрольного перерасчета одежды в целом.

§ 65. РАСЧЕТ ТОЛЩИНЫ МОРОЗОЗАЩИТНЫХ И ДРЕНИРУЮЩИХ СЛОЕВ ДОРОЖНЫХ ОДЕЖД

В северных районах Советского Союза, для которых характерны избыточное увлажнение и глубокое промерзание, при конструировании и расчетах толщины дорожных одежд всех типов должны быть обеспечены устойчивость против нарушения ровности при неравномерном вспучивании грунтов земляного полотна и своевременный отвод воды, выделяющейся при таянии ледяных линз. Процессы зимней миграции влаги, рассмотренные в § 36,

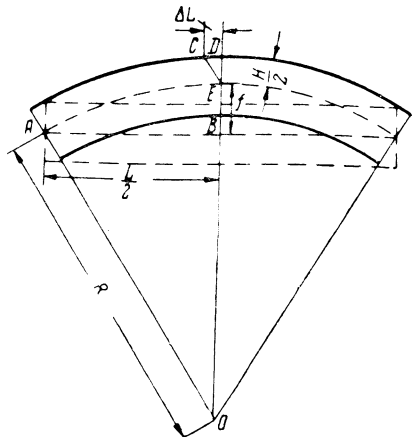


Рис. 147. Схема к определению предельной допустимой величины коэффициента пучения

вызывают накопление и замерзание воды в порах грунта, приводящие к неравномерному поднятию покрытия, нарушению его ровности, появлению трещин и ступеней, а при весеннем оттаивании грунта — к разрушению покрытия.

В основе расчетов дорожных одежд против деформации вспучивания лежит теория зимнего влагонакопления в земляном полотне. Определенная по ней расчетная величина вспучивания должна быть меньше допускаемой покрытием. Методы определения вспучивания предлагались рядом исследователей (И. А. Золотарь, М. Б. Корсунский, Н. А. Пузаков, В. М. Сиденко). Ниже излагается наиболее простой, не связанный со сложным анализом метод проф. Н. А. Пузакова.

Ледяные прослойки располагаются в земляном полотне неравномерно. Поэтому наряду с общим повышением уровня покрытия возникают местные взбугривания, случайно располагающиеся на поверхности дороги. Покрытие разрушается, как только относительное удлинение его растянутой зоны превысит допускаемую величину. Был высказан ряд предположений о характере изгиба поверхности вспучившегося покрытия, от которого зависит расчетная схема вычисления удлинения.

Наиболее простым из них является предложение С. В. Бельковского рассматривать вспучившийся участок дорожной одежды как цилиндрическую поверхность с продольной осью, направленной вдоль дороги.

Вырежем полосу шириной, равную единице, и определим минимальный радиус кривизны, при котором в неравномерно вспучившемся покрытии не возникает разрушений (рис. 147). Пусть ε — допустимое относительное удлинение покрытия, H — его толщина и f — величина неравномерного вспучивания (разница между поднятием середины и краев покрытия). Проводя линию CE, параллельную AO, имеем из подобия треугольников ABO и CDE

$$\frac{\frac{\Delta L}{2}}{\frac{H}{2}} = \frac{\frac{L}{2}}{R-f}.$$

Пренебрегая величиной f, малой по сравнению с R, получаем

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} = \frac{H}{4R}, \tag{256}$$

откуда $R_{\min} = \frac{H}{4\varepsilon}$.

С другой стороны, из геометрических соображений

$$f = \frac{L^2}{8R}. \tag{257}$$

Подставляя в это уравнение значение R, получаем предельно допустимую величину неравномерного вспучивания покрытия:

$$f = \frac{L^2\varepsilon_{доп}}{2H}. \tag{258}$$

Для асфальтобетона $\varepsilon_{доп}=0{,}004$, для цементобетона $\varepsilon_{доп}=0{,}0003$.

Как показало изучение процессов пучинообразования на дорогах в зависимости от типа покрытия и степени неоднородности грунтов в земляном полотне, допустимое неравномерное вспучивание составляет от 0,2 до 0,6 от полного.

В среднем для II—III дорожно-климатических зон СССР можно исходить при расчетах из следующих величин допускаемого пучения:

Цементобетонные покрытия	2 *см*
Асфальтобетонные покрытия	4 *см*
Усовершенствованные облегченные покрытия	6 *см*
Покрытия переходного типа	10 *см*

Расчетную высоту пучения определяют для каждого участка дороги, отличающегося по гидрогеологическим условиям от смежных.

Проверка дорожной одежды на устойчивость против пучинообразования обязательна при земляном полотне, отсыпанном из грунтов, склонных к зимнему влагонакоплению, при глубине промерзания более 1 *м*, неблагоприятных гидрогеологических условиях, толщине дорожных одежд менее $^2/_3$ глубины промерзания.

Величина вспучивания может быть найдена по формулам влагонакопления в грунте, приведенным в § 36. Однако установлено, что в местах с глубоким залеганием уровня грунтовых вод можно исходить из более простой зависимости, согласно которой величина вспучивания пропорциональна той части глубины промерзания $H_{крит}$, где происходит образование линз льда («критическая глубина промерзания»).

При этом допущении величина вспучивания

$$Y_{\text{расч}} = K_{\text{п}} H_{\max} \varphi, \qquad (259)$$

где $K_{\text{п}}$ — коэффициент пучения, зависящий от рода грунта;
$H_{\max}$ — наибольшая глубина промерзания. Если $H_{\max} > H_{\text{крит}}$, в расчете принимается последняя величина;
φ — коэффициент, учитывающий неоднородность образования ледяных прослоек в пределах промерзающей зоны, принимаемый равным 0,7.

Средние значения $K_{\text{п}}$ и $H_{\text{крит}}$ для разных грунтов приведены в табл. 47. При расчетах в них вводят поправки на условия водоотвода по уравнению (262).

Величину коэффициента пучения $K_{\text{п}}$ можно определить в каждом конкретном случае экспериментально путем искусственного промораживания в лаборатории образца, имеющего ту же влажность и степень уплотнения, что и грунт в земляном полотне. При этом должны соблюдаться требования теории моделирования.

Поскольку сама дорожная одежда устраивается из непучинящих материалов, ее вспучивание зависит от толщины и свойств промерзающей части грунтового основания $H_{\text{осн}} = H_{\max} - H_{\text{од.экв}}$.

В расчет наиболее правильно вводить не абсолютную толщину многослойной дорожной одежды, а приведенную к эквивалентной по тепловым свойствам однородной грунтовой системе. Приведение делается с учетом разницы в теплопроводностях слоев и скрытой теплоты льдообразования при промерзании разных конструктивных слоев. Расчет проводится по методам, изложенным далее в гл. 7.

При допустимой величине вспучивания дорожной одежды $Y_{\text{доп}}$ по уравнению (258), согласно уравнению (259)

$$H_{\text{осн}} = \frac{Y_{\text{доп}}}{\varphi K_{\text{п.расч}}}.$$

Таблица 47

Грунт	Критическая глубина промерзания $H_{\text{крит}}$, см	Коэффициент пучения грунта $K_{\text{п}}$
Глина, суглинок	120—160	2
Суглинок пылеватый	140	3,5
Супесь тяжелая пылеватая	120—130	5
Супесь пылеватая	120	3
Песок пылеватый	80	1

Отсюда необходимая по условиям промерзания толщина неподверженных пучению слоев дорожной одежды

$$H_{\text{треб.экв}} = H_{\max} - \frac{Y_{\text{доп}}}{\varphi K_{\text{п.расч}}}. \qquad (260)$$

Если эквивалентная толщина конструктивных слоев, намеченных по условиям прочности дорожной одежды $H_{\text{од.экв}}$, меньше требуемой, в дорожную одежду вводят дополнительные («морозозащитные») слои из не подверженных пучению материалов

$$H_{\text{мороз}} = H_{\text{треб.экв}} - H_{\text{од.экв}}. \qquad (261)$$

Обработка большого числа опытных данных позволила проф. Н. А. Пузакову предложить для расчетных коэффициентов пучения в I и II типах местности упрощенное выражение

$$K_{\text{п.расч}} = \frac{\beta\gamma}{\alpha} K_{\text{п}}, \qquad (262)$$

где β — параметр, учитывающий гидрологические условия. Для сухих мест $\beta = 1$, для сырых мест с затрудненным водоотводом $\beta = 1{,}5$.
γ — коэффициент, учитывающий конструкцию земляного полотна. Для насыпей выше 1 *м* $\gamma = 1$, для малых насыпей и выемок $\gamma = 1{,}5$.
$K_{\text{п}}$ — значение коэффициента пучения при $\alpha = 100$, приведенное в табл. 47.
α — климатический коэффициент, учитывающий скорость и глубину промерзания.

При наличии существующих дорог вблизи от объекта строительства коэффициент α следует определять по данным наблюдений или как более грубое приближение по материалам метеорологических станций по формуле:

$$\alpha = \frac{H^2_{\text{пром.макс}}}{2T_{\text{зими}}},$$

где $H_{\text{пром.макс}}$ — максимальная глубина промерзания по оси проезжей части.
$T_{\text{зими}}$ — расчетная длительность зимнего периода — количество суток с момента установления осенью температуры — 5° С до наступления весной устойчивой температуры воздуха 0° С.

Примерная карта районирования территории СССР по величине α представлена выше на рис. 65.

Н. А. Пузаковым предложен для ускорения расчета вспомогательный график, позволяющий определить необходимую толщину морозозащитного слоя в разных климатических зонах в зависимости от суммы градусосуток холода (рис. 148).

Для наиболее неблагоприятного случая близкого расположения уровня грунтовых вод на глубине H от поверхности (III тип местности по характеру увлажнения) количество накапливающейся в земляном полотне воды определяется по предложенной Н. А. Пузаковым зависимости (134).

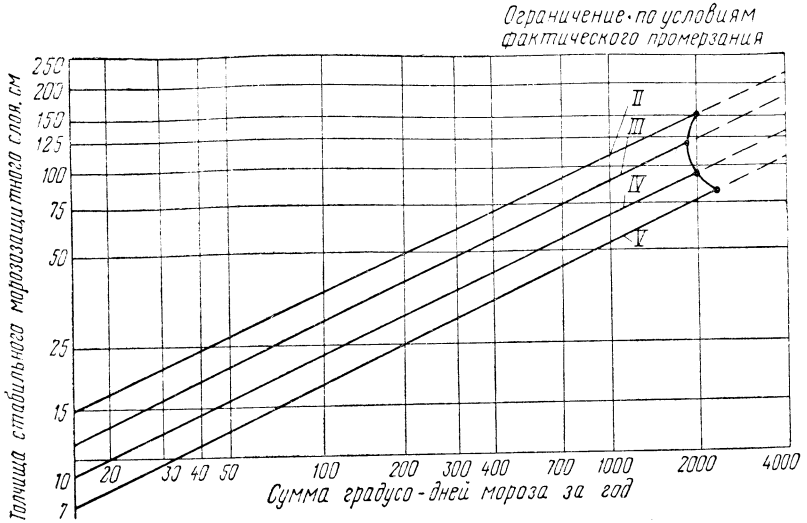


Рис. 148. График для определения толщины морозозащитного слоя: *II — V* — дорожно-климатические зоны

Если учесть, что глубина промерзания $H_{\text{пром}} = \sqrt{2\alpha t}$ и обозначить через I произведение $\kappa_{\text{к}}(W_{\text{к}} - W_0)$, зависящее только от свойств грунта земляного полотна, то уравнению (135) можно придать вид

$$H_{\text{расч}} = \frac{1{,}1\varphi I}{\alpha}\left(H \cdot 2{,}3 \lg \frac{H}{H - H_{\text{пром}}} - H_{\text{пром}}\right). \qquad (263)$$

Коэффициент $\varphi = 0{,}7$, как и выше, введен для учета неравномерности образования прослоек льда на разных глубинах зоны промерзания. Для супесей I ориентировочно равно 50, для глин — 300.

На участках с неблагоприятными гидрогеологическими условиями в морозозащитном слое дорожной одежды и в подстилающем грунте за зиму скапливается значительное количество воды, которое может быть определено по уравнению (134). Весной проезжая часть оттаивает быстрее обочин. Выделяющаяся при оттаивании вода разжижает подстилающий грунт и при проезде автомобилей в нем возникают гидродинамические напоры, снижающие сопротивление сдвигу, что может явиться причиной разрушений дорожных одежд. Поэтому необходимо, чтобы нижняя часть морозозащитных слоев имела достаточное количество пор, в которых могла бы разместиться вся вода, выделяющаяся при оттаивании. Иногда для этой цели в дорожную одежду вводят специальные дренирующие слои — «объемные компенсаторы» по Н. В. Орнатскому.

Количество воды, поступающей в основание дорожной одежды в период оттаивания, складывается из воды, выделяющейся при оттаивании грунта под проезжей частью q_1 и под обочинами q_2, а также просачивающейся через покрытие и обочины во время весенних дождей q_3.

Можно считать, что при оттаивании 1 *см* промерзшего грунта в основании на единицу площади выделяется количество воды, равное

$$q_{\text{отт}} = \frac{Q}{\varphi H}, \qquad (264)$$

где Q — общее количество влаги, переместившееся в зону замерзания, определяемое по формулам 127, 131 и 134;

H — глубина промерзания;

$\varphi = 0{,}7$ — коэффициент, учитывающий неравномерность образования ледяных линз в промерзающей зоне.

Часть этой воды, удерживаемой подстилающим грунтом, равна

$$Q_1 = \beta \omega_{\text{тек}} \delta,$$

где $\omega_{\text{тек}}$ — влажность, соответствующая пределу текучести в долях единицы;

β — коэффициент, показывающий, какое количество воды удерживается в грунте в долях от влажности предела текучести (для супеси $\beta = 0{,}7$, для суглинков и глин $\beta = 0{,}75$);

δ — объемный вес грунта при влажности $\beta\omega_{\text{тек}}$.

Таким образом,

$$q_1 = BH_{\text{отт}}\left(\frac{Q}{\eta z} - \beta \omega_{\text{тек}} \delta\right),$$

где B — ширина покрытия,

$H_{\text{отт}}$ — толщина слоя грунта, оттаивающая в сутки. При отсутствии данных наблюдений за дорогами в районе проектируемой можно принимать для II и III дорожно-климатических зон $H_{\text{отт}} = 0{,}06$ *м/сутки*.

Количество воды, просачивающейся с оттаивающих обочин q_2, определяют по этой же формуле, подставляя вместо ширины покрытия ширину обочин $2a$ и принимая $H_{\text{отт}} = 0{,}03$ *м/сутки*.

Количество воды, проникающее с поверхности в основание, определяют по формуле

$$q_3 = \frac{u(1 - C)(B + 2a)}{2000},$$

где u — количество осадков, выпадающих в месяц в расчетный период, *мм*;

C — коэффициент, учитывающий сток с поверхности, смачивание и испарение. По Н. А. Пузакову $C = 0{,}6$—$0{,}7$ при суглинистых грунтах обочин и 0,4—0,5 при супесчаных.

Знаменатель 2000 учитывает перевод размерности интенсивности выпадения осадков из *мм* в $м^3/пог.м$ и коэффициент неравномерности выпадения осадков 1,5.

Расчетное количество воды

$$Q_{\text{расч}} = (q_1 + q_2 + q_3)\,T_{\text{зап}}, \qquad (265)$$

где $T_{\text{зап}}$ — продолжительность запаздывания начала работы отводящих дренажных устройств (сплошного песчаного слоя на обочинах, песчаных воронок или дренажных трубок) по отношению ко времени начала оттаивания основания.

Количество воды, которое может удержать дренирующий слой в своих порах, определяется выражением

$$Q_{\text{дрен}} = Bn\,(h_{\text{нас}} + h_{\text{кап}} - h_{\text{п}}\kappa_{\text{зап}}), \qquad (266)$$

где n — пористость материала дренирующего слоя;

$h_{\text{нас}}$ — толщина слоя с порами, полностью насыщенными водой;

$h_{\text{п}}\kappa_{\text{зап}}$ — приведенная толщина слоя, заполненного водой, находившейся в материале дренирующего слоя в момент замерзания;

$\kappa_{\text{зап}}$ — коэффициент, учитывающий заполнение пор в материале дренирующего слоя к началу замерзания и неполное их заполнение при весеннем насыщении. В зависимости от полной толщины дренируемого слоя и пористости песка он может колебаться от 0,32 (высокая пористость и большая толщина) до 0,70 (малая пористость и малая толщина);

$h_{\text{кап}}$ — приведенная высота слоя капиллярной воды в дренирующем слое.

Необходимая толщина дренирующего слоя соответствует

$$Q_{\text{расч}} = Q_{\text{дрен}}.$$

§ 66. РАСЧЕТ ТОЛЩИНЫ ЖЕСТКИХ ДОРОЖНЫХ ОДЕЖД

К жестким дорожным одеждам относят цементобетонные[1] и железобетонные покрытия и основания, которые хорошо сопротивляются растягивающим напряжениям, возникающим при изгибе. Распределяя давление колес автомобиля на большую площадь, бетонные покрытия передают сравнительно малое давление на подстилающий грунт. Несмотря на это сопротивление грунта внешним нагрузкам оказывает не меньшее влияние на работу бетонных покрытий, чем прочность самой бетонной конструкции.

[1] В этом параграфе в дальнейшем цементобетонные покрытия и основания будем называть бетонными.

Прочность бетонных покрытий во многом зависит от однородности сопротивления грунта по всей площади основания плиты. Неравномерное уплотнение песчаного слоя или грунта земляного полотна приводит к тому, что из-за неравномерных просадок грунта часть плиты начинает работать на весу, без поддержки грунтового основания, в результате чего напряжения резко возрастают по сравнению с расчетными.

Для расчета жестких дорожных покрытий и оснований под действием внешних нагрузок используют решения разрабатываемой в строительной механике теории балок и плит на упругом основании. В создание этой теории значительный вклад был сделан отечественными учеными — акад. А. Н. Крыловым, проф. М. И. Горбуновым-Посадовым, Б. Н. Жемочкиным, О. Я. Шехтер и др.

Предложенные многочисленные методы исходят из общего дифференциального уравнения, связывающего прогиб плиты под нагрузкой и осадку поверхности основания. Решения разных авторов различаются в связи с тем, что принимаются разные виды функции, характеризующей отпор грунта.

Наибольшее распространение получили гипотеза коэффициента постели Фусса — Винклера, согласно которой реактивное давление основания на плиту пропорционально ее осадке: $p_{x,y} = \kappa y$, и гипотеза линейно деформируемого полупространства теории упругости, развитая применительно к расчету плит на упругом основании советскими специалистами (Н. М. Герсевановым, О. Я. Шехтер, М. Н. Горбуновым-Посадовым и др.).

Получаемые решения теории плит на упругом основании очень сложны и громоздки.

В настоящее время проектировщики используют при расчете толщины бетонных покрытий отдельные частные решения, которые исследователям удалось получить в замкнутой форме или составить для них методами приближенного интегрирования расчетные таблицы. Еще не накоплено достаточно данных, чтобы отдать преимущество тому или иному методу, тем более, что при правильном назначении характеристик прочности грунта результаты расчетов разными методами бывают близки.

Толщину бетонных плит назначают из условия пропуска тяжелых нагрузок с проверкой на температурные напряжения. Толщину бетонных покрытий, как и нежестких дорожных одежд, рассчитывают на нагрузку колеса автомобиля Н=13 (P=4550 *кГ*, D=34 *см*) с введением динамического коэффициента 1,25, учитывающего толчки при наездах на неровности покрытий и колебания автомобилей при движении. В последнее время, после обширных опытов, проведенных Американской ассоциацией сотрудников государственных дорожных организаций, пришли к выводу о необходимости введения коэффициента, учитывающего повторность приложения нагрузок к бетонным покрытиям.

Для расчета необходимо найти наиболее опасное для прочности плиты положение автомобильного колеса на плите.

Возможны три расчетные схемы действия нагрузки колеса на прямоугольную плиту: в центре плиты, на угол и на ее край (рис. 149).

В одиночной бетонной плите наибольшие напряжения возникают при действии нагрузки на край и на угол.

Плиты, лежащие на упругом основании, по проф. М. И. Горбунову-Посадову могут быть разделены по жесткости на три категории в зависимости от величины показателя:

$$s = \frac{3E_{гр}(1-\mu_{гр}^2)r_0^3}{E_б(1-\mu_б^2)h^3}, \qquad (267)$$

где $E_{гр}$ и $\mu_{гр}$ — модуль деформации и коэффициент Пуассона грунтового основания;

$E_б$ и $\mu_б$ — то же, бетонной плиты;

h — толщина плиты;

r_0 — радиус круглой плиты или половина наименьшей стороны прямоугольной плиты.

Если основание под плитой состоит из нескольких слоев, отличающихся по свойствам, то вместо $E_{гр}$ подставляют эквивалентный модуль деформации грунтового основания E_0.

При $s<0{,}5$ считается, что плита *абсолютно жесткая,* т. е. все ее точки под нагрузкой оседают на одинаковую величину, и реакция основания распределяется как под жестким штампом. При $0{,}5\leqslant s\leqslant 10$ плита относится к категории имеющих *конечную жесткость,* при $s>10$ плиту относят к *бесконечным в плане,* т. е. таким, у которых нагрузка по периметру и способы закрепления краев не влияют на величины изгибающих моментов, реакции основания и прогибы в средней части.

На рис. 150 приведен график, который позволяет определить категорию жесткости плит при $E_б=200\,000$ *кГ/см*^{2}, $\mu=0{,}16$ *и* $\mu_{гр}=0{,}35$.

К случаю приложения нагрузки в средней части плиты достаточно больших размеров, когда волна прогиба не достигает ее краев, могут быть применены теоретические решения, найденные для бесконечной плиты на упругом основании.

Наиболее точным из них является решение, принадлежащее канд. техн. наук О. Я. Шехтер. При действии на бетонную плиту сосредоточенной силы или нагрузки, равномерно распределенной по круглой площадке, в плите возникают радиальные и кольцевые моменты.

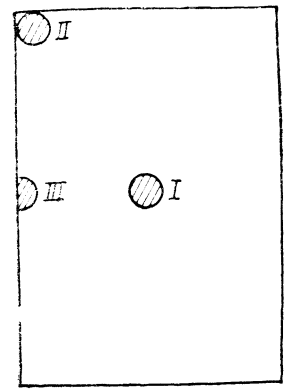


Рис. 149. Расчетные случаи приложения нагрузки к бетонным плитам:
I — в центре; *II* — на углу; *III* — на краю

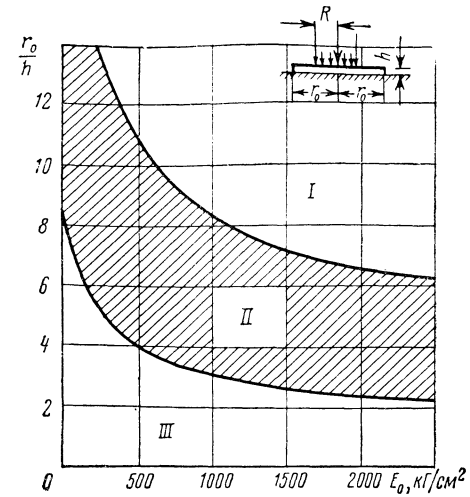


Рис. 150. График для определения категории плит:
I — плиты, бесконечные в плане; *II* — плиты конечной жесткости; *III* — плиты абсолютно жесткие

Величина этих моментов зависит от величины нагрузки и от жесткости плиты, характеризуемой параметром,

$$a = \frac{1}{h}\sqrt[3]{\frac{6E_{гр}(1-\mu^2)}{E_б(1-\mu_{гр}^2)}} \approx \frac{1}{h}\sqrt[3]{\frac{6E_{гр}}{E_б}}.$$

Уравнение упрощено потому, что корень кубический из отношения членов, содержащих μ и $\mu_{гр}$, близок к единице.

В соответствии со сказанным выше об особенностях работы грунтовых оснований бетонные покрытия рассчитывают на значения модуля деформации грунтов, в 2,5—4 раза большие, чем для нежестких дорожных покрытий, или пользуются значениями модулей упругости.

Изгибающие моменты, действующие на полосу покрытия шириной, равной единице, равны:

от нагрузки, равномерно распределенной по кругу радиуса R;

$$M_{рад} = \frac{CP(1+\mu)}{2\pi aR}; \qquad (268)$$

от сосредоточенной силы:

$$\left.\begin{aligned} M_{\text{рад}} &= (A + \mu B)P; \\ M_{\text{кольц}} &= (B + \mu A)P, \end{aligned}\right\} \qquad (269)$$

где P — сосредоточенная нагрузка или равнодействующая равномерно распределенного давления, $кГ$;

μ — коэффициент Пуассона для бетона;

C — коэффициент, зависящий от произведения aR;

A и B — параметры, зависящие от произведения ar;

r — расстояние от точки приложения сосредоточенной силы до точки, в которой определяется напряжение, *см*.

В формуле (268) $P = p\pi R^2$, где p — интенсивность равномерно распределенной нагрузки.

Значения параметров A, B и C приведены в табл. 48.

С достаточной для практических целей точностью можно воспользоваться приближенными формулами для определения моментов:

$$M_{\text{рад}} = (A + \mu B)P = \frac{C(1+\mu)P}{2\pi aR} = 0{,}06(1 - 3\lg ar)P =$$

$$= 0{,}06(1 - 3\lg aR)P; \qquad (270)$$

$$M_{\text{кольц}} = (0{,}005 - 0{,}2\lg ar)P. \qquad (271)$$

Изгибающий момент $M_{\text{изг}}$ на краю плиты по М. И. Горбунову-Посадову выражается зависимостью

$$M_{\text{изг}} = 1{,}5PC0{,}0592 - 0{,}0928\ln aR.$$

При расчете моментов от нагрузки, передающейся через колесо, используют формулу для нагрузки, распределенной по круглой площадке.

Таблица 48

ar или aR	Значения параметров			ar или aR	Значения параметров		
	A	B	C		A	B	C
0							
0,05	—	—	0,091	1,1	0,038	—0,017	—
0,1	0,232	0,153	0,147	1,4	0,031	—0,019	0,309
0,2	0,178	0,099	0,220	1,8	0,025	—0,019	—
0,3	0,147	0,068	0,275	2,0	0,021	—0,020	0,253
0,4	0,124	0,047	0,313	2,2	0,017	—0,019	—
0,6	0,093	0,021	0,359	2,4	0,14	—0,018	—
0,8	0,075	0,004	0,367	2,6	0,012	—0,017	—
1,0	0,058	—0,003	0,364	2,8	0,010	—0,016	—
1,2	0,047	—0,013	0,353	3,0	0,038	—0,014	—

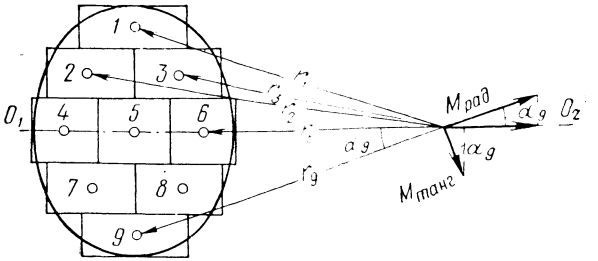


Рис. 151. Замена сосредоточенными силами нагрузки, равномерно распределенной по площади

При конструировании дорожных покрытий и оснований часто рассчитывают на действие нагрузки от катков, многоколесных трейлеров или от гусеничных повозок, когда нельзя применить формулу для круглого штампа. В этих случаях используют метод суммирования напряжений от ряда сосредоточенных сил. Давление, приложенное к площади контакта нагрузки с покрытием, заменяют рядом сосредоточенных сил, приложенных к центрам тяжести выделенных площадок (рис. 151). Изгибающий момент в точке, где должны быть определены напряжения, действующие на полосу покрытия шириной, равной единице, вычисляют как геометрическую сумму изгибающих радиальных и кольцевых моментов от всех сосредоточенных сил.

При определении составляющих моментов от разных сил приходится учитывать проекции не только самих изгибающих моментов, но и полос покрытия, на которые они действуют (рис. 152). Пусть на полосу покрытия AA_1 шириной, равной единице, действует изгибающий момент M.

Проекция этого момента на направление BB_1, расположенное под углом α, равна $M\cos\alpha$, причем ширина полосы, к которой он приложен, возрастает до величины $\frac{1}{\cos\alpha}$. Поэтому расчетный момент на полосу шириной, равной единице, в направлении AA_1 будет равен

$$M\cos\alpha\frac{1}{\cos\alpha} = M\cos^2\alpha.$$

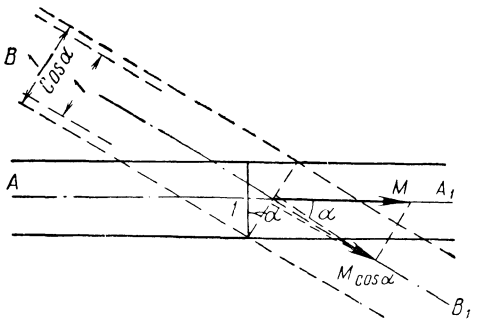


Рис. 152. Схема к определению суммарного момента при действии на плиту нескольких нагрузок

В связи с этим формула для определения суммарного момента имеет вид

$$M_{изг} = M_{рад}\cos^2\alpha + M_{кольц}\sin^2\alpha, \qquad (272)$$

где α — угол, образованный осью, в направлении которой рассматриваются моменты, и линией, соединяющей точку приложения силы с точкой, в которой определяются напряжения.

При углах α, не превышающих 20°, без особой погрешности можно ограничиваться только суммированием радиальных изгибающих моментов без учета величины их проекции.

Напряжения в бетоне от изгибающего момента для полосы шириной, равной единице, определяют по обычной формуле строительной механики:

$$\sigma = \frac{6\Sigma M}{H^2} < \sigma_{доп}.$$

В соответствии с современной методикой расчета бетонных конструкций по предельным состояниям необходимая толщина бетонного покрытия определяется из выражения

$$h = \sqrt{\frac{6K_н M_{расч}}{R_{р.н.норм}}},$$

где $M_{расч}$ — расчетный момент при наиболее невыгодном положении колес;

$R_{р.н.норм}$ — нормативное сопротивление бетона растяжению при изгибе;

$K_н = \frac{K_{дин} n}{m K_{бет}}$ — нормативный коэффициент увеличения изгибающих моментов;

$K_{дин}$ — динамический коэффициент ($K_{дин}=1{,}1$);

n — коэффициент перегрузки, учитывающий возможность прохода нагрузок, превышающих расчетную (при расчетах на нагрузку $H=10$ $n=1$);

$K_{бет}$ — коэффициент однородности бетона ($K_{бет}=0{,}65$—$0{,}7$);

m — коэффициент условий работы покрытия, учитывающий усталостные напряжения, накопление остаточных деформаций в основании покрытия, температурные напряжения; в настоящее время его принимают равным 0,8—0,9.

Дальнейшее уточнение методов расчета бетонных покрытий в значительной степени связано с раскрытием величины m. В частности исследования канд. техн. наук Г. Я. Ключникова выявляют значительное влияние типа грунтового основания на закономерности образования трещин в покрытиях и на необходимость дифференциации в связи с этим величины m. Аналогично канд. техн. наук В. Л. Чернигов доказал целесообразность учета при расчетах повторности приложения нагрузок и величины максимальных температурных напряжений.

Таблица 49

$\frac{E}{E_0}$	Величины α для отношений $\frac{h}{R}$					$\frac{E}{E_0}$	Величины α для отношений $\frac{h}{R}$				
	2	1,6	1,2	0,8	0,5		2	1,6	1,2	0,8	0,5
	Коэффициенты α_2						Коэффициенты α_3				
2000	2,44	2,49	2,21	1,82	1,39	2000	2,37	2,25	2,09	1,80	1,49
1500	2,62	2,42	2,14	1,71	1,32	1500	2,31	2,40	2,04	1,73	1,42
1000	2,51	2,29	2,00	1,60	1,19	1000	2,26	2,13	1,95	1,66	1,34
500	2,26	2,03	1,75	1,39	0,98	500	2,11	1,97	1,75	1,49	1,14
200	1,97	1,73	1,49	1,13	0,69	200	1,92	1,76	1,57	1,28	0,87
100	1,73	1,54	1,29	0,92	0,50	100	1,76	1,62	1,41	1,08	0,69

Случаи приложения нагрузки к углу плиты и к ее краю вызывают бо́льшие напряжения, чем при приложении к центру. Величина этих моментов может быть определена по формулам проф. И. А. Медникова, уточнившим решения, впервые данные Уэстергардом:

для колеса, стоящего на краю плиты,

$$\sigma_к = \alpha_2 \frac{P}{h^2}; \qquad (273)$$

для колеса на углу плиты

$$\sigma_у = \alpha_3 \frac{P}{h^2}, \qquad (274)$$

Значения коэффициентов α_2 и α_3, которые зависят от отношений $\frac{h}{R}$ и $\frac{E}{E_0}$, даны в табл. 49.

На практике расчеты чаще всего ведут на центральное приложение нагрузки, конструктивно армируя плиты по углам и краям.

Методы расчета плит, относящихся к категории конечножестких, используют при расчете малых плит сборных бетонных покрытий, обычно имеющих шестигранную или прямоугольную форму. Расчет ведут применительно к равновеликой по площади круглой плите, загруженной в центре, с использованием таблиц для расчета круглых плит на упругом основании, составленных д-ром техн. наук М. И. Горбуновым-Посадовым [1].

[1] М. И. Горбунов-Посадов. Расчет конструкций на упругом основании. М., Госстройиздат, 1953.

Моменты в центре конечножестких и бесконечножестких плит от нагрузки, распределенной по круглой площадке в центре круглой плиты радиусом r_0, определяются по формуле

$$M_r = M_т = (M_А + M_В)P, \qquad (275)$$

где $P = \pi p R^2$ — равнодействующая нагрузки, равномерно распределенной по кругу радиуса R.

$M_А$ и $M_В$ — параметры, зависящие от показателя жесткости плиты s и отношения $\frac{R}{r_0}$, значения которых приведены ниже;

Значения параметра $M_А$:

s	<0,05	0,5	1	2	3	5	10
$M_А$	0	−0,052	−0,056	−0,066	−0,074	−0,086	−0,108

Значение параметра $M_В$:

$\frac{R}{r_0}$	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,075	0,1	0,15
$M_В$ при $s \leqslant 0{,}5$	0,532	0,468	0,403	0,366	0,339	0,318	0,280	0,254	0,215
$M_В$ при $s > 0{,}5$	0,571	0,507	0,443	0,405	0,378	0,358	0,320	0,293	0,255

Выбор расчетной величины напряжений связан со сроками ввода бетонных покрытий и оснований в эксплуатацию. Прочность бетона повышается со временем.

Поэтому необходимо, чтобы принимаемые при расчетах величины сопротивления бетона и его модуля упругости соответствовали фактическим срокам появления на дороге расчетных нагрузок.

Для ориентировочной оценки нарастания прочности бетона во времени можно пользоваться несколько видоизмененной формулой проф. Б. Г. Скрамтаева:

$$R_n = R_{28}\frac{\lg(n+1)}{\lg 28},$$

где R_n и R_{28} — предел прочности при сжатии в возрасте n и 28 суток.

В городских условиях бетонные основания обычно покрывают слоем асфальтобетона, который значительно снижает напряжения в бетоне.

При расчете толщины бетонных оснований учитывают следующие особенности их работы:

слой асфальтобетона распределяет давление на бетонное основание по площади большей, чем расчетный отпечаток следа колеса; приблизительно можно принять, что давление распределяется в

слое асфальтобетона под углом 45°. Тогда расчетный диаметр площадки, передающей давление:

$$D_{расч} \approx D + 2H; \qquad (276)$$

асфальтобетон, имеющий сцепление с бетонным основанием, воспринимает на себя часть усилий, возникающих в бетоне; при этом возникающий в покрытии изгибающий момент распределяется между асфальтобетоном и цементобетоном пропорционально жесткостям слоев. Учет этого обстоятельства приводит к формуле

$$H = H_{расч} - H_{а.б}\sqrt[3]{\frac{E_{а.б}}{E_{бет}}}, \qquad (277)$$

где $H_{расч}$ — толщина бетонного покрытия, определенного расчетом;

$H_{а.б}$ — принятая конструктивно толщина асфальтобетонного покрытия;

$E_{а.б}$ и $E_{бет}$ — модули деформации асфальтобетона и бетона.

§ 67. РАСЧЕТ БЕТОННЫХ ДОРОЖНЫХ ОДЕЖД НА ТЕМПЕРАТУРНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ

Температурные напряжения возникают в жестких дорожных одеждах от сопротивления трения плиты о грунт при изменении длины плит в результате нагревания или охлаждения, а также и от того, что при неравномерном по толщине распределении температуры плиты не могут коробиться в связи с заклинкой краев в швах и противодействием их собственного веса.

Таким образом, возникновение температурных напряжений связано с сопротивлением свободному изменению длины плит при колебаниях их температуры.

Конструктивные мероприятия по уменьшению температурных напряжений сводятся к ограничению размеров плит до величин, при которых эти напряжения невелики.

Напряжение при равномерном изменении температуры

При укладке бетонной смеси в покрытие в результате энергичного уплотнения отдельные щебенки вдавливаются в основание и нижняя поверхность бетонной одежды получается неровной. При температурном сжатии или расширении плиты можно считать, что центр ее остается на месте, а края свободно перемещаются. Величина деформации постепенно нарастает от середины плиты к краям. Для перемещения плите необходимо преодолеть сопротивление грунта срезу по поверхности контакта плиты с грунтом.

Сопротивление грунта зависит от величины деформации сдвига и возрастает до некоторого предела по параболическому закону (рис. 153).

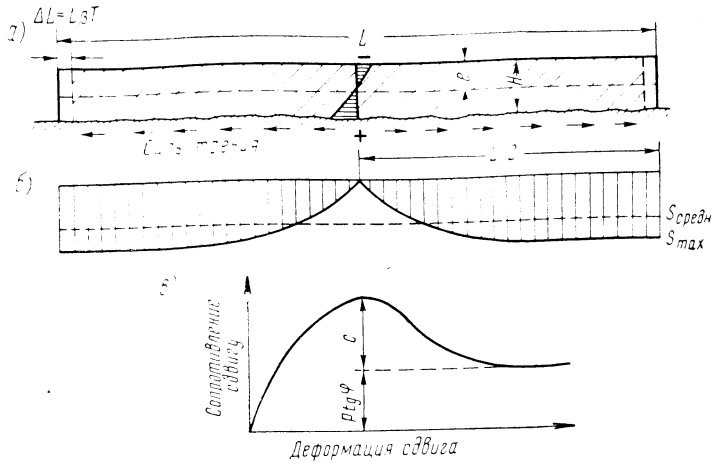


Рис. 153. Схема к определению длины плиты:
а — возникновение сил трения по подошве плиты; *б* — изменение сил трения по подошве плиты; *в* — изменение сопротивления сдвигу по мере деформации

Можно принять, что по концам плиты сопротивление грунта сдвигу достигает максимально возможной величины сопротивления сдвигу:

$$S_{\max} = p \operatorname{tg} \varphi + c, \tag{278}$$

где p — давление плиты на грунт, равное $H\gamma$;
γ — объемный вес плиты, *кг/см*³;
H — толщина плиты, *см*;
φ — угол внутреннего трения;
c — сцепление грунта, *кГ/см*².

Поскольку наибольшие напряжения в бетоне возникают в периоды сильного нагревания или охлаждения плит покрытия, расчетные значения φ и c следует назначать применительно к плотному маловлажному или мерзлому состоянию грунта.

По свойствам параболы средняя величина сопротивления по площади соприкасания плиты с грунтом будет

$$S_{\text{ср}} \approx 0{,}7 S_{\max} = 0{,}7 (H\gamma \operatorname{tg} \varphi + c). \tag{279}$$

Суммарное сопротивление грунта сдвигу плиты

$$S = S_{\text{ср}} BL = 0{,}7 BL (H\gamma \operatorname{tg} \varphi + c). \tag{280}$$

Поскольку это сопротивление приложено к нижней поверхности плиты, оно вызывает в поперечных сечениях плиты напряжения внецентренного сжатия:

$$\sigma = \frac{S}{BH}\left(1 + \frac{6e}{H}\right).$$

Учитывая, что расстояние от точки приложения силы до оси плиты $e \approx \frac{H}{2}$, получаем, что наибольшее значение растягивающего напряжения составляет

$$\sigma = \frac{2S}{BH},$$

откуда

$$L = \frac{\sigma H}{1{,}4 (H\gamma \operatorname{tg} \varphi + c)}. \tag{281}$$

Величины сопротивления сдвигу неоднократно определялись рядом исследователей.

Значения c и $\operatorname{tg} \varphi$ для разных типов оснований по данным опытов проф. Б. С. Раева-Богословского:

	c	$\operatorname{tg} \varphi$
Суглинистый грунт	0,7	1,0
Песчаная прослойка	0,3	0,7
Прослойка из пергамина	0,5	0,9
Котельный шлак	0,9	0,8
Щебень	0,2	1,2

Напряжение от невозможности температурного коробления плит

Неравномерное распределение температуры по толщине бетонной плиты возникает при нагреве ее поверхности солнечными лучами и при охлаждении ночью. Разница температур верхней и нижней поверхностей плиты может достигать 20—30°. Более нагретая поверхность испытывает большое удлинение, в результате чего плита коробится, образуя криволинейную поверхность. При нагревании верхней поверхности плита стремится выпучиться средней частью вверх, а при охлаждении образует вогнутую поверхность с приподнятыми краями.

Однако свободному короблению плит препятствуют собственный вес плит и их взаимная заклинка из-за замыкания швов при изгибе, а также наличие соединительных штырей. Невозможность коробления приводит к возникновению в плитах дополнительных температурных напряжений.

По Уэстергарду температурные напряжения, возникающие в плитах бетонных покрытий в результате противодействия их короблению, составляют:

на краю плиты

$$\sigma_{\text{т}} = \frac{C_x E_{\text{б}} \varepsilon_t \Delta t}{2} \approx C_x \Delta t; \tag{282}$$

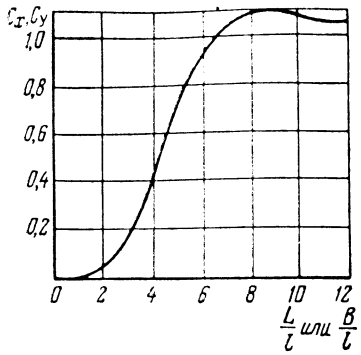


Рис. 154. Значение коэффициентов C_x и C_1 для определения температурных напряжений в плитах при невозможности коробления

в середине плиты

$$\sigma_{т\,max} = \frac{E_б \varepsilon_t \Delta t}{2(1-\mu^2)}(C_x + \mu C_y) \approx \Delta t (C_x + \mu C_y);$$

$$\sigma_{т\,min} = \frac{E_б \varepsilon_t \Delta t}{2(1-\mu^2)}(C_y + \mu C_x). \qquad (283)$$

В этих формулах ε_t — коэффициент линейного распределения бетона;

$E_б$ и μ — модуль упругости и коэффициент Пуассона бетона;

C_x и C_y — коэффициенты коробления, зависящие от размеров плиты в плане и характеристики ее жесткости l. Значения C_x и C_y даны на рис. 154;

Δt — расчетный суточный перепад температуры — максимальная разность температур верха и подошвы плиты.

Характеристика жесткости покрытия (радиус относительной жесткости) l определяется по формуле

$$l = \sqrt[4]{\frac{E_б h^3}{12(1-\mu^2)k}} \approx 0{,}6h\sqrt[4]{\frac{E_б}{E_0}}, \qquad (284)$$

где k — коэффициент постели грунта.

Расчеты по формуле Уэстергарда показывают, что температурные напряжения необходимо учитывать при размерах плит более 4×4 *м*. Плиты со стороной более 10 *м* могут разрушаться от действия одних температурных напряжений даже при отсутствии временной нагрузки.

В правильно запроектированной плите дополнительные напряжения от невозможности коробления не должны превышать 20—30% временного сопротивления бетона на разрыв при изгибе.

Методика Уэстергарда наиболее проста и обеспечивает достаточную точность для практических целей. Более точные, но сложные методы разработаны Л. И. Горецким в СССР и Томлинсоном в Англии.

ЛИТЕРАТУРА

Бируля А. К. Конструирование и расчет нежестких одежд автомобильных дорог. М., «Транспорт», 1964.

Бируля А. К., Батраков О. Т., Могилевич В. М. Сборные железобетонные покрытия автомобильных дорог. М., Автотрансиздат, 1960.

Глушков Г. И., Манвелов Л. И. и др. Реконструкция бетонных покрытий аэропортов. М., «Транспорт», 1965.

Горецкий Л. И. Теория и расчет цементобетонных покрытий на температурные воздействия. М., «Транспорт», 1965.

Защепин А. Н., Левицкий Е. Ф. и др. Бетонные покрытия автомобильных дорог. М., Автотрансиздат, 1962.

Кривисский А. М. Конструирование и расчет нежестких дорожных одежд по местному предельному равновесию. М., Автотрансиздат, 1963.

Методические указания по конструированию и расчету дорожных одежд нежесткого типа с усовершенствованными покрытиями. Оргтрансстрой, 1965.

Могилевский Д. А., Бабков В. Ф. и др. Изыскания и проектирование аэропортов. М., Автотрансиздат, 1963.

Пузаков Н. А. Водно-тепловой режим земляного полотна автомобильных дорог. М., Автотрансиздат, 1960.

Раев-Богословский Б. С., Глушков Г. И. и др. Жесткие покрытия аэродромов. М., Автотрансиздат, 1961.

Сиденко В. М. Расчет и конструирование водно-теплового режима дорожных одежд и земляного полотна. М., Автотрансиздат, 1962.

РАЗДЕЛ ЧЕТВЕРТЫЙ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ

Глава 12

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ПЕРЕХОДАХ ЧЕРЕЗ ВОДОТОКИ

§ 68. ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ. ВИДЫ ПЕРЕХОДОВ ЧЕРЕЗ ВОДОТОКИ

Дороги пересекают многочисленные реки, ручьи, периодические водотоки в суходолах, ирригационные и судоходные каналы, а также водохранилища ГЭС. Для преодоления каждого водного препятствия строят систему сооружений, называемую *переходом водотока*. В состав перехода через водоток (рис. 155) входят: *искусственное сооружение*, служащее для пересечения собственно водотока; *подходы* к искусственному сооружению, устраиваемые обычно в виде земляных насыпей, откосы которых постоянно или периодически омываются водой. В состав подходов к искусственному сооружению могут быть отнесены также спуски в речную долину, устройство которых, как правило, сопряжено со строительством глубоких выемок, а в отдельных случаях — тоннелей; *регуляционные и защитные сооружения*, предназначенные для предохранения искусственного сооружения и подходов к нему от возможных повреждений потоком.

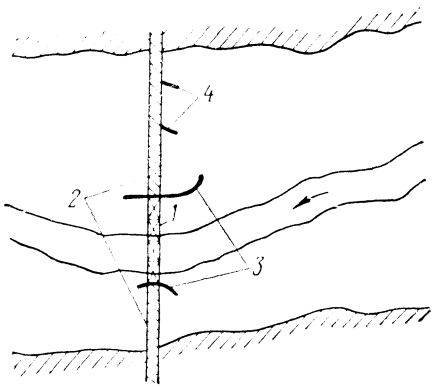


Рис. 155. План мостового перехода:
1 — искусственное сооружение; *2* — подходы; *3* — струенаправляющие дамбы; *4* — пойменные траверсы

Искусственное сооружение и подходы к нему являются основными транспортными сооружениями перехода через водоток. Регуляционные и защитные сооружения обычно называют вспомогательными, так как непосредственно по ним движения автомобилей или железнодорожных поездов не происходит. Однако в подавляющем большинстве случаев без устройства вспомогательных сооружений невозможно обеспечить сохранность и

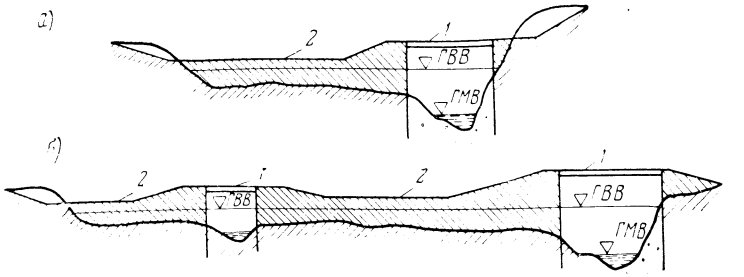


Рис. 156. Схемы мостовых переходов:
а — с одним мостом; *б* — с двумя мостами;
1 — мост; *2* — насыпь

нормальную работу основных сооружений перехода. Кроме того, в некоторых сложных условиях пересечения водотоков стоимость регуляционных и защитных сооружений оказывается настолько большой, что иногда превышает половину стоимости всего перехода в целом. Поэтому, несмотря на вспомогательные функции регуляционных и защитных сооружений, их нельзя считать второстепенными; необходимо одинаково серьезно относиться к проектированию, строительству и эксплуатации всех сооружений, входящих в систему перехода через водоток.

Переходы через водотоки классифицируют по типам искусственных сооружений. Для пересечения водотока могут быть применены: мост — сооружение, проводящее дорогу над водным препятствием; тоннель — сооружение, проводящее дорогу под водным препятствием; паром — подвижное устройство, перевозящее автомобили и вагоны по водному препятствию.

Наибольшее распространение получили переходы, где в качестве искусственных сооружений применены мосты. Поэтому *мостовые переходы* являются основным видом переходов через водотоки.

Как правило, в состав мостового перехода входит один мост, перекрывающий *русло* реки (рис. 156, *а*). На реках с очень широким разливом за пределы русла во время подъема уровня воды можно устраивать несколько мостов на одном переходе (рис. 156, *б*). Дополнительные мосты, располагаемые вне пределов русла, называют *пойменными*.

Для обеспечения непрерывного проезда автомобилей или поездов при всех уровнях воды в водотоке мосты и подходы к ним устраивают незатопляемыми, *высоководными* (см. рис. 156). Только в отдельных случаях на временных и временно восстановленных путях сообщения или на автомобильных дорогах самых низких технических категорий, пересекающих значительные водотоки, допускается устройство *низководных* мостовых переходов, на которых подходы, а иногда и мосты затопляются высокими водами реки (рис. 157).

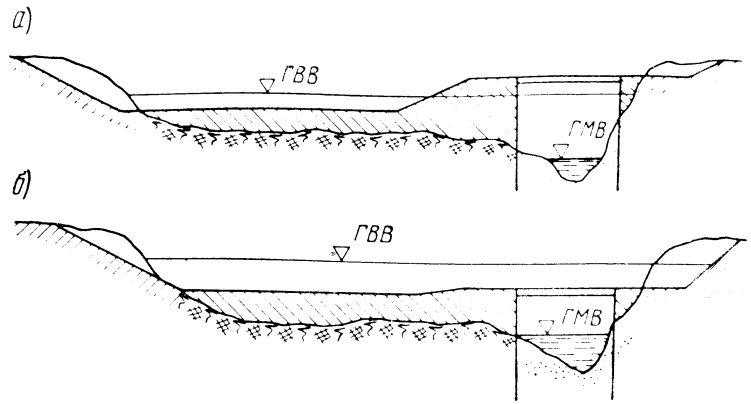


Рис. 157. Схемы низководных мостовых переходов:
а — с затопляемой насыпью; *б* — с затопляемыми мостом и насыпью

На мостовых переходах через судоходные реки, кроме постоянных мостов, иногда применяют *разводные,* движение по которым периодически прерывают на короткое время для пропуска судов. Разводные мосты строят чаще всего на приморских устьевых участках рек, куда могут заходить высокие морские суда, и в городах, где из-за необходимости устройства съездов с моста на городские улицы иногда нельзя обеспечить высоту моста, требуемую по условиям судоходства.

Мостовые переходы с *наплавными* мостами обеспечивают путь через водоток на протяжении значительной части года, но характеризуются перерывами движения по дороге во время осеннего и весеннего ледохода и в периоды малой толщины льда. После того как толщина льда достигнет величины, необходимой для безопасного проезда автомобилей, устраивают *ледяные переправы*, являющиеся заменой наплавных мостов на зимнее время. На судоходных реках наплавные мосты периодически приходится разводить для пропуска судов, что вызывает перерывы движения. Наплавные мосты устраивают при пересечении широких и многоводных рек, когда постройка моста на постоянных опорах, обеспечивающего круглогодичное непрерывное движение, еще не требуется в связи с малой интенсивностью движения на дороге.

Если дорога проходит через акваторию устьевого морского порта, устройство обычного моста становится затруднительным. В этих условиях можно применить *мост-трансбордер,* представляющий собой легкую ферму, которая расположена на большой высоте, обеспечивающей беспрепятственный пропуск морских судов; по ферме передвигается тележка, к которой на тросах подвешена платформа, перевозящая грузы с одного берега на другой.

Мосты по длине делят на три группы. Обычно мосты длиной до 30 *м* называют малыми, от 30 до 100 *м* — средними, длиной свыше

100 *м* — большими. К группе больших относят также мосты длиной менее 100 *м*, но с пролетами более 30 *м*.

Пролеты моста не всегда назначают одинаковыми. На судоходных реках в случае стабильного положения судового хода только часть пролетов приспосабливают для пропуска судов. Остальные пролеты могут быть устроены существенно меньшими с размерами, наиболее выгодными по экономическим соображениям.

Подводные тоннели (рис. 158) устраивают при пересечении больших рек в городах, где невозможно поднять мост так высоко, как это требуется для судоходства, а также в тех случаях, когда устройство автодорожного моста нежелательно по каким-либо другим причинам.

Тоннели отличаются высокой стоимостью строительства по сравнению с другими видами искусственных сооружений. Поэтому применение тоннельных переходов ограничено.

Паромные переправы применяют только на постоянных водотоках, чаще всего как временные сооружения, действующие до постройки моста. Наибольшее распространение паромы получили на

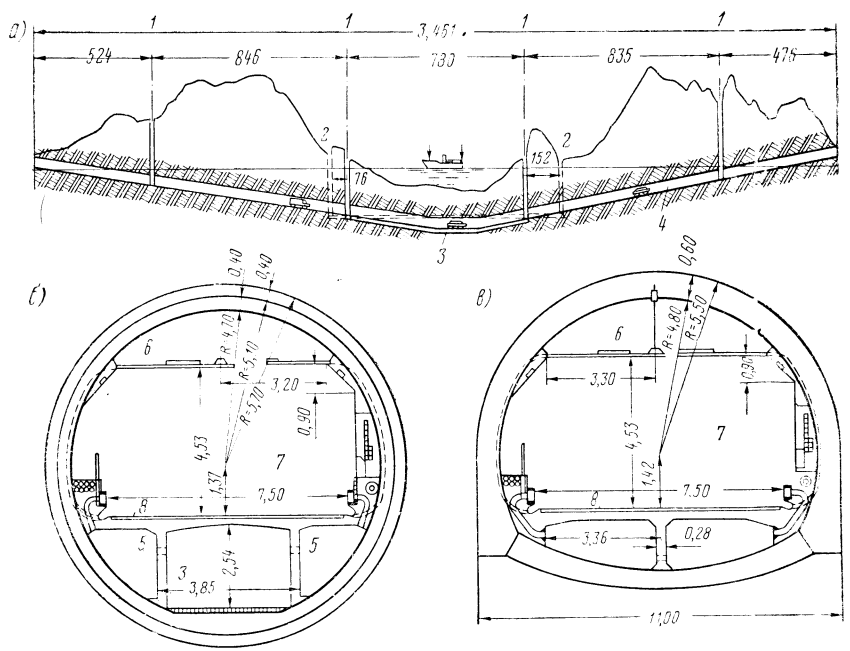


Рис. 158. Подводный тоннель:
а — схематический продольный профиль подводного тоннеля; *б* — поперечный профиль подводного участка; *в* — поперечный профиль сухопутного участка;
1 — шахта; *2* — пионерная шахта и штольня; *3* — путь для пешеходов и велосипедистов; *4* — тоннель для автомобилей; *5* — приток воздуха; *6* — вытяжка воздуха; *7* — проезжая часть; *8* — асфальтобетонное покрытие

автомобильных дорогах местного значения. На реках с ледоставом в работе паромных переправ возникают перерывы в те же периоды, что и для наплавных мостов.

Подходы к паромным переправам устраивают чаще всего затопляемыми на время разлива реки за пределы русла. Это ограничивает возможность использования паромов во время паводков. Подходы к причалам переправы устраивают незатопляемыми только в тех случаях, когда нежелательны длительные перерывы в перевозке грузов по дороге.

Количество малых мостов, труб и других искусственных сооружений, возводимых при пересечении небольших постоянных и главным образом периодических водотоков, очень велико, однако стоимость каждого из них относительно мала. Их размещение всегда подчиняют направлению трассы дороги в связи с тем, что выбор наилучшего положения на местности для каждого малого моста или трубы привел бы к значительному удлинению дороги. В местах, недостаточно удобных по условиям пропуска воды, всегда имеется возможность значительного и относительно недорогого регулирования потока, вплоть до устройства сплошного искусственного русла необходимого направления.

Стоимость строительства больших, так называемых титульных мостов и подходов к ним высока и в сильной степени зависит от положения места перехода через реку. Поэтому места пересечений значительных постоянных водотоков являются пунктами, определяющими положение всей дороги на местности. Трассирование дороги на значительном протяжении у перехода реки подчиняется выбору оптимального места для строительства моста и подходов к нему.

Условия работы больших мостов значительно сложнее, чем малых искусственных сооружений, потому что они подвержены большей опасности повреждения водным потоком. В частности, это объясняется различной длительностью периодов напряженной работы сооружений. Малые искусственные сооружения интенсивно работают на пропуск воды всего несколько часов в год; большие мосты работают в условиях длительных паводков, продолжающихся неделями, а иногда и месяцами. Речное русло подвижно и легко размывается, а создать искусственные укрепления под большими мостами практически невозможно. Поэтому стеснение реки сооружениями мостового перехода приводит к обязательным размывам русла. В русле заложены опоры моста, которым угрожает подмыв, в связи с чем увеличение скорости течения под большим мостом по сравнению со скоростью нестесненного потока существенно ограничивается.

Гидравлические расчеты, выполняемые при проектировании больших мостов и малых искусственных сооружений, также значительно разнятся. Для малых мостов и труб ограничиваются в основном расчетом протекания водного потока в *неразмываемом* русле; расчеты, связанные с проектированием больших мостов,

являются прежде всего *русловыми*, связанными с расчетом движения как потока воды, так и потока наносов в размываемом русле.

Малые искусственные сооружения отличаются от больших мостов и по приемам *гидрологических расчетов* при проектировании. Для расчета притока воды к малым мостам и трубам используют теоретикоэмпирические *нормы стока*, дающие возможность назначать водопропускную способность сооружений только со значительной погрешностью.

Применение такого приема расчета объясняется отсутствием данных о непосредственных наблюдениях за стоком на малых водосборах, где строят малые мосты и трубы.

Для больших мостов подобные приближенные расчеты недопустимы, так как применение норм, дающих значительную погрешность, может привести к повреждениям дорогостоящих сооружений или к еще большему их удорожанию. Для определения притока воды к большим мостам применяют специальные методы гидрологических расчетов, связанные с использованием данных длительных натурных наблюдений за реками.

При проектировании средних мостов применяют как те, так и другие приемы гидрологических расчетов в зависимости от наличия натурных данных.

§ 69. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ

Мостовой переход является составной частью дороги. Поэтому при его проектировании необходимо прежде всего учитывать основное требование — *наилучшее обслуживание перевозок по дороге.* Выбор места перехода реки должен быть обязательно подчинен этому требованию.

Однако мостовой переход представляет собой комплекс сложных и дорогостоящих сооружений, затраты на постройку которых существенно зависят от места расположения перехода на реке.

Наилучшее место и тип перехода практически всегда выбирают на основе *вариантного проектирования.* Чтобы сравнить варианты перехода и обоснованно выбрать наилучший из них, надо правильно назначить общие формы и генеральные размеры сооружений перехода и оценить объемы строительных работ по всем сравниваемым вариантам.

Необходимые генеральные размеры сооружений определяются условиями работы перехода, различными для разных вариантов.

При выборе наилучшего места перехода учитывают весь комплекс характеристик того или иного участка реки, влияющих на стоимость строительства и эксплуатации сооружений. К таким характеристикам относятся: геологические условия, определяющие тип и глубину заложения мостовых опор; топографические условия, от которых зависят объемы работ по устройству подходов к месту; гидрологические условия, в частности, ширина разлива, изменчивость берегов русла, амплитуда изменения уровня и скорость тече-

ния воды, определяющие длину моста и объем работ по регулированию реки и защите пойменных насыпей: ледовый режим, т. е. интенсивность ледохода, возможность образования ледяных заторов и зажоров шуги, навала на сооружения больших масс льда, грозящих им повреждениями, особенно при прорыве заторов, и т. д.

Сооружения мостовых переходов относятся к числу капитальных, срок службы которых исчисляется многими десятилетиями. В течение этого длительного периода времени условия, в которых работают сооружения, могут существенно меняться. Это объясняется, с одной стороны, непостоянством речного стока, а с другой — неизбежными русловыми преобразованиями. Русловые изменения свойственны всем рекам и в свободном состоянии. После постройки сооружений мостового перехода, стесняющих водоток, около них развиваются размывы, в большинстве случаев даже значительно более опасные, чем природные русловые преобразования.

Поэтому основой для правильного назначения необходимых генеральных размеров сооружений мостового перехода, зависящих от условий их работы, являются *прогнозы возможного притока воды к мосту* (высоты паводков) *и неизбежных русловых деформаций.*

Теория и методика прогноза максимального речного водного стока и русловых деформаций получили особенно существенное развитие в связи с крупным гидроэнергетическим и воднотранспортным строительством, развернувшимся в нашей стране в последние десятилетия. Сооружения мостовых переходов также относятся к *гидротехническим.* Естественно, что прогнозы стока и русловых деформаций, являющиеся основой проектирования мостовых переходов, должны выполняться, исходя из тех же теоретических, физически обоснованных предпосылок, которые плодотворно используются для проектирования других речных гидротехнических сооружений. Конечно, все специфические условия работы мостовых переходов должны быть учтены в конкретной методике гидрологических и русловых расчетов, разработанной для этой отрасли транспортного проектирования.

Для достижения основной цели — наилучшего обслуживания перевозок — необходимо прежде всего обеспечить непрерывность движения по дороге. Сооружения мостового перехода должны быть запроектированы и построены таким образом, чтобы они оставались устойчивыми и выполняли свои функции при любых условиях, которые могут возникнуть за длительный срок их службы. Иначе говоря, сооружения перехода должны прочно противостоять разрушающему действию текущей воды и русловым деформациям, предвычисленным в прогнозах. Выполнение этого положения требует соответствующих первоначальных капиталовложений, но приводит к минимальным ежегодным затратам на содержание сооружений перехода и обеспечивает безопасность движения.

Стоимость единицы длины подходов к мосту чаще всего значительно ниже стоимости единицы длины моста. Это обстоятельство побуждает стеснять реку при строительстве мостового перехода. Однако по мере увеличения стеснения реки русловые деформации и подтопление сооружений возрастают, условия работы сооружений

ухудшаются, потребность в защитных мероприятиях увеличивается, эксплуатация перехода затрудняется, а при определенной степени стеснения становится невозможной. Отыскание *оптимальной степени стеснения реки* переходом, наивыгоднейшей по суммарным затратам на строительство и содержание сооружений, является существенной частью решения задачи об определении генеральных размеров сооружений по каждому варианту места пересечения реки.

При проектировании мостового перехода необходимо обеспечить достаточную его *пропускную способность*, определяемую очертанием продольного профиля и шириной проезда по мосту и подходам к нему, а также соответствующую грузоподъемность всех сооружений.

Определенные требования предъявляются к мостовому переходу с точки зрения беспрепятственного пропуска под мостом судов и плотов при заданных уровнях воды в реке. С целью учета этих требований устанавливаются *минимальные подмостовые габариты*, т. е. длина, высота, число и размещение пролетов моста, предназначенных для пропуска судов и плотов, а также предельное приближение моста к речным портам и устойчивым перекатам, на которых судоходство затруднено. Ограничивается и стеснение судоходной реки подходами к мосту, с тем чтобы взводное буксирное судоходство и сплав трудно управляемых плотов оказались возможными и после постройки мостового перехода.

Наконец, мостовые переходы не должны вносить таких ухудшений в режим реки, которые могли бы неблагоприятно сказаться на работе отраслей народного хозяйства, связанных с использованием реки.

Основные транспортные сооружения мостовых переходов часто приходится защищать от чрезмерно развившихся размывов, сильных течений и т. д. Работы, проводимые с этой целью, объединяются общим названием *регулирование реки.* При помощи регуляционных работ можно переместить размывы, т. е. локализовать их в местах, безопасных для основных транспортных сооружений мостового перехода, замедлить размывы, уменьшить величину размывов или отвести опасные течения от сооружений, которым угрожал размыв.

Регуляционные сооружения проектируют на основе изучения процесса русловых изменений, происходящих в результате постройки перехода.

Для решения перечисленных выше задач, возникающих при проектировании мостовых переходов, необходимо располагать обширными данными о режиме и местных условиях пересечения реки. Поэтому периоду проектирования должен предшествовать период изысканий, т. е. сбора материалов о водном стоке, топографических, грунтовых и геологических условиях по всем вариантам перехода, о ходе природных изменений речного русла и др.

Полнота и тщательность изыскательских работ предопределяют качество проекта.

§ 70. ОСНОВЫ МЕТОДИКИ ЭКОНОМИЧЕСКОГО ОБОСНОВАНИЯ НЕОБХОДИМОСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ

При проектировании переходов через водотоки наилучшее решение выбирают путем сравнения технически равноценных вариантов по экономическим показателям. При этом учитывают не только первоначальную строительную стоимость вариантов перехода, но и ежегодные эксплуатационные затраты на перевозки грузов и содержание перехода. Основные положения технико-экономических расчетов изложены в гл. 25.

Конкретная методика расчетов, выполняемых при проектировании мостовых переходов для доказательства необходимости их строительства, такова:

1. Назначают ряд вариантов типа перехода водотока, в том числе обязательно высоководный мост с незатопляемыми подходами, который обеспечивает непрерывный проезд.

2. Для каждого из назначенных вариантов определяют генеральные размеры сооружений и подсчитывают объемы капиталовложений в их строительство.

3. Для всех типов переходов (кроме высоководного с незатопляемыми подходами), а также для условий существующих до постройки перехода определяют продолжительность перерыва движения автомобилей.

4. Для каждого из рассматриваемых вариантов и существующих условий рассчитывают показатели единовременных затрат и текущих расходов.

При стадийном строительстве или в случае, когда срок службы несовершенного типа перехода (деревянные или наплавные мосты, паромные переправы) меньше расчетного срока $T_р$, принимаемого равным 35 годам, капиталовложения на реконструкцию или возобновление (перестройку) перехода приводятся к году начала эксплуатации перехода.

Выбор показателей единовременных и текущих затрат, подлежащих учету при сравнении вариантов переходов через водотоки, определяется конкретными условиями проектирования и полнотой исходных данных. Для упрощения расчетов рекомендуется не учитывать показатели, одинаковые по величине для всех вариантов.

5. Суммарные приведенные затраты по каждому варианту рассчитывают по формуле

$$P_{\text{прив}} = K_i + \sum_{1}^{T_р} \frac{Э_t^i}{(1+E)^t}, \qquad (285)$$

где K_i — все единовременные затраты, соответствующие данному типу перехода, приведенные к последнему году его строительства;

$E = 0{,}1$ — нормативный коэффициент эффективности капиталовложений в транспортное строительство;

$Э_t^i$ — ежегодные расходы на перевозки с учетом перерывов движения;

$T_р$ — расчетный срок.

При равномерном возрастании грузооборота по прямолинейной зависимости или по сложным процентам используют формулу

$$P_{\text{прив}} = K_i + \frac{Э_р}{E}, \qquad (286)$$

где $Э_р$ — расходы по запланированному объему перевозок на *расчетный год*, который назначают в зависимости от темпа ежегодного прироста грузооборота (см. гл. 25).

Вариант, по которому сумма приведенных затрат наименьшая и не превышает затрат в существующих условиях, является наилучшим.

Для установления ориентировочного предела капиталовложений в строительство перехода через водоток, при котором обеспечивается фактический коэффициент эффективности капиталовложений не ниже нормативного, можно пользоваться формулой

$$\lim K = K_{\text{сущ}} + 10\Delta Э_р,$$

где $K_{\text{сущ}}$ — капиталовложения, необходимые для обеспечения перевозок при существующем положении, т. е. без строительства перехода;

$$\Delta Э_р = Э_{\text{сущ}} - Э_р;$$

$Э_р$ — расходы по запланированному объему перевозок на расчетный год при постройке перехода;

$Э_{\text{сущ}}$ — расходы по запланированному объему перевозок на расчетный год при существующем положении.

6. Для принятого варианта определяют коэффициент фактической эффективности капиталовложений:

$$E' = \frac{Э_{\text{сущ}} - Э_р^{\text{пр}}}{K_{\text{пр}} - K_{\text{сущ}}}, \qquad (287)$$

где $Э_р^{\text{пр}}$ — расходы по запланированному объему перевозок на расчетный год.

В качестве расчетного года следует принимать:

при нарастании грузооборота по прямолинейной зависимости — десятый год с момента ввода перехода в эксплуатацию;

при возрастании грузооборота по сложным процентам — в зависимости от темпа ежегодного увеличения грузооборота.

Строительство перехода через водоток считается обоснованным, если коэффициент эффективности капиталовложений оказывается не менее нормативного (равного 0,1).

При выборе типа перехода через водоток могут рассматриваться:
высоководный мост с незатопляемыми подходами;
высоководный мост с затопляемыми подходами;
низководный мост;
наплавной мост в сочетании с ледяной переправой;
паромная переправа в сочетании с ледяной переправой.

Из перечисленных типов переходов только высоководный мост с незатопляемыми подходами обеспечивает непрерывность движения по переходу. Для всех остальных неизбежен некоторый перерыв движения, продолжительность которого $t_{\text{пер}}$ зависит от гидрологического режима пересекаемого водотока и от конструктивных особенностей перехода.

В течение всего перерыва перевозки осуществляются по другому переходу (если такой существует), другим видом транспорта, или вообще связь между корреспондирующими пунктами прерывается. Все это влечет за собой известный ущерб для народного хозяйства, но стоимость строительства таких переходов может быть существенно уменьшена по сравнению с капиталовложениями в высоководный мост с незатопляемыми подходами.

Иначе говоря, при сравнении вариантов должны быть учтены по соответствующим нормативам: перепробеги грузов, направляемых в обход несовершенного перехода через водоток; задержки автомобилей и товарной массы в случае невозможности объезда несовершенного перехода; стоимости запасов грузов, которые создаются на случай перерыва в движении автомобилей и т. д. Все эти показатели зависят, прежде всего от длительности перерывов движения по переходам несовершенного типа, а также от размеров движения именно во время перерывов работы перехода (сезонности перевозок).

У высоководных мостов с затопляемыми подходами перерывы движения связаны с затоплением подходов к мосту при высоких паводках. Средняя продолжительность перерыва движения по переходу равна среднему периоду затопления пойменной насыпи при паводках различной высоты и может быть найдена по многолетним данным водомерных постов.

Если длительные наблюдения за уровнями не проводились, средняя продолжительность затопления в год может быть найдена по формуле

$$t_{\text{пер}} = \frac{t_{\text{расч}}}{2} s, \tag{288}$$

где s — вероятность затопления насыпи паводками;

$t_{\text{расч}}$ — продолжительность затопления пойменной насыпи паводком, расчетным для высоководного моста с незатопляемыми подходами.

Период перерыва движения по переходу можно регулировать изменением отметки насыпи на пойме. Чем ниже насыпь на пойме, тем меньше стоимость строительства перехода, так как уменьшаются объем земляных работ и глубина заложения опор моста. Но в то же время увеличивается период перерыва движения и связанный с ним экономический ущерб от перепробега автомобилей, невозможности доставки грузов и пассажиров и т. д. Поэтому всегда рекомендуется рассматривать несколько вариантов высоты заточляемой насыпи.

Низководные мосты по сравнению с высоководными отличаются меньшей стоимостью строительства; они не стесняют поток в паводок, и отсутствует связанный с этим размыв под мостом. Их размеры и отметка проезда по мосту назначаются в соответствии с гидрологическим режимом реки, высотой поймы, условиями сопряжения моста с подходами. На судоходных реках в состав низководного моста должны быть включены судоходные пролеты.

Так как в паводок мост может быть затоплен, его ежегодно разбирают перед паводком и после его окончания монтируют вновь. Продолжительность перерыва движения при этом равна

$$t_{\text{пер}} = t_1 + t_{\text{м}}, \tag{289}$$

где t_1 — средняя продолжительность затопления моста, определяемая как и для высоководного моста с затопляемыми подходами;

$t_{\text{м}}$ — время, необходимое для разборки и монтажа пролетных строений.

При сравнительно малой стоимости низководного моста расходы по его содержанию (монтаж и демонтаж пролетных строений, защита от подвижек льда), а также затраты на ремонт опор, поврежденных ледоходом, могут быть значительными. Большие потери могут возникать и в периоды перерыва движения по мосту.

Наплавные мосты устраивают на глубоких участках рек с невысокими скоростями течения. На зимний период их заменяют ледяными переправами. Перерыв в работе перехода такого типа определяется по формуле

$$t_{\text{пер}} = t_2 + t_3' + t_3'' + t_4, \tag{290}$$

где t_2 — время от момента прекращения работы ледяной переправы до момента, когда возможно наведение моста (устанавливается путем анализа водомерных графиков и данных о толщине льда);

t_3', t_3'' — продолжительность наведения и снятия наплавного моста;

t_4 — время с момента снятия наплавного моста до момента установления прочного ледяного покрова (определяется как и t_2).

Уровень, при котором можно начинать движение по наплавному мосту, в значительной степени зависит от типа сооружений, сопрягающих мост с берегом.

В состав перехода с наплавным мостом входят подходы (включая эстакаду, перекрывающую прибрежную мелкую часть русла), переходные пролеты и плавучая часть, перекрывающая ту часть русла, где глубина достаточна для того, чтобы при самом низком горизонте понтоны не садились на дно.

Конструкцию плавучей части, способ ее крепления назначают в соответствии с ожидаемыми нагрузками и скоростью течения. Если река судоходная, то для пропуска судов должен быть предусмотрен выводной пролет. Продолжительность перерыва движения по наплавному мосту, необходимая для пропуска судов, определяется по согласованию с организациями, ведающими судоходством.

Кроме сезонных перерывов движения по наплавному мосту, автомобили также задерживаются в связи с разведением моста для пропуска судов, невысокой скоростью движения автомобилей по наплавному мосту и ледяной переправе ($v_{\text{нм}} = 5 \div 15$ *км/ч*; $v_{\text{лп}} = 10 \div 20$ *км/ч*).

Общие потери времени за 1 год могут быть определены по формуле

$$t_{\text{потерь}}^{\text{нм}} = \frac{t_{\text{с}}^2 T_{\text{н}}}{48} N + \left(\frac{L_{\text{нм}}}{v_{\text{нм}}} - \frac{L_{\text{нм}}}{v_{\text{км}}}\right) N T_{\text{нм}} + \left(\frac{L_{\text{лп}}}{v_{\text{лп}}} - \frac{L_{\text{лп}}}{v_{\text{км}}}\right) N T_{\text{лп}}, \tag{291}$$

где $t_{\text{с}}$ — продолжительность перерыва движения по наплавному мосту, *ч/сутки*;

N — суточная интенсивность движения, авт/сутки;

$L_{\text{лп}}$, $L_{\text{нм}}$ — длина ледяной переправы или наплавного моста, *км*;

$v_{\text{лп}}$, $v_{\text{нм}}$, $v_{\text{км}}$ — средняя скорость движения автомобилей по ледяной переправе, наплавному мосту, капитальному мосту, *км/ч*;

$T_{\text{н}}$ — период навигации, сутки;

$T_{\text{лп}}$, $T_{\text{нм}}$ — период работы соответственно ледяной переправы, наплавного моста, сутки.

Паромную переправу, как и наплавной мост, устраивают в сочетании с ледяной переправой. Продолжительность перерыва движения по переходу в этом случае определяется так же, как и для наплавного моста:

$$t_{\text{пер}}^{\text{паром}} = t_2 + 2t_3 + t_4, \tag{292}$$

где t_3 — время на ликвидацию или наведение паромной переправы.

Остальные обозначения — прежние.

Тип, конструкцию и количество паромов, а также причалы принимают в зависимости от интенсивности движения по переходу, ширины реки, ее гидрологического режима, интенсивности судоходства.

Наряду с сезонными перерывами движения автомобили задерживаются у переправ в связи с медленным движением парома, погрузкой и выгрузкой транспортных средств, ожиданием парома. При одном пароме средняя продолжительность задержки одного автомобиля равна

$$t_{\text{прост}} = t_{\text{дв}} + t_{\text{погр}} + t_{\text{выгр}} + t_{\text{отх}} + t_{\text{подх}} + t_{\text{шв}} + t_{\text{под}}, \tag{293}$$

где $t_{\text{дв}}$ — продолжительность движения парома; $t_{\text{дв}} = L : v_{\text{пар}}$;

L — расстояние между причалами, *км*;

$v_{\text{пар}}$ — скорость движения парома, *км/ч*;

$t_{\text{погр}}$, $t_{\text{выгр}}$ — продолжительность погрузки и выгрузки, *ч*;

$t_{\text{отх}}$, $t_{\text{подх}}$ — продолжительность отхода парома от причала и подхода к нему, *ч*;

$t_{\text{шв}}$ — продолжительность швартовки и опускания аппарелей, *ч*;

$t_{\text{под}}$ — продолжительность подъема аппарелей.

Общая продолжительность задержек автомобилей за один год у паромной переправы и потерь, вызванных меньшей скоростью движения по ледяной переправе по сравнению с автомобильной дорогой, может быть определена по формуле

$$t_{\text{потерь}}^{\text{паром}} = t_{\text{прост}} T_{\text{пар}} N + \left(\frac{L}{v_{\text{лп}}} - \frac{L}{v_{\text{км}}} \right) N T_{\text{лп}},$$

где $T_{\text{пар}}$ — период работы паромной переправы, сутки.

Исходные данные для разработки технико-экономического обоснования, для сравнения и выбора вариантов перехода через водоток должны быть получены в результате экономических изысканий.

На основе изучения транспортных связей в районе тяготения и в соответствии с местонахождением проектируемого перехода необходимо выявить те связи, которые будут осуществляться по переходу после его постройки, объем перевозок, расстояние перевозки и грузооборот по этим связям за отчетный год и на перспективу.

Эти данные должны быть получены для ряда схем организации транспортных связей в районе тяготения: одна схема — организация перевозок в районе тяготения в условиях, существовавших до постройки или реконструкции перехода, и другие, возникающие в случае постройки вариантов перехода, прежде всего, высоководного моста с незатопляемыми подходами. При этом необходимо также учитывать связи внутри населенных пунктов (если переход расположен в населенном пункте) и сезонные изменения направления перевозок, связанные с невозможностью проезда через переход (устройство в зимний период ледяных переправ, перерывы движения по несовершенным переходам).

Расчеты, изложенные выше, являются обязательными в настоящее время и предусмотрены «Указаниями по технико-экономическому обоснованию необходимости строительства и сравнению вариантов мостовых переходов и путепроводов» (ВСН 34—67, Минавтошосдор РСФСР), где приведены все расчетные нормативы.

Глава 13

ГИДРОЛОГИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ

§ 71. РЕЧНЫЕ ДОЛИНЫ И РУСЛА РЕК

Осадки, выпадающие на земную поверхность в виде дождя, или вода, образующаяся при таянии снега, дают начало как элементарному, достаточно быстрому поверхностному стоку, так и весьма медленному подземному стоку.

Поверхностный сток начинается непосредственно на склонах рельефа вблизи водоразделов. По мере слияния отдельных струек вода собирается в местные понижения на склонах и стекает по уклонам в виде мелких ручейков. В результате слияния таких ручейков образуются сначала большие ручьи, а затем значительные водотоки — *реки*, протекающие по относительно узким углублениям земной поверхности, называемым *речными долинами*. Территория, с которой происходит сток воды в реку, называется *бассейном* реки.

Последовательно сливающиеся реки образуют все более и более крупные водотоки; совокупность таких рек называется речной системой (рис. 159), в которой можно выделить главную реку, впадающую в море или озеро, и ее притоки.

Несмотря на то что склоновый элементарный сток происходит только периодически, сток рек, как правило, круглогодичен. Это объясняется тем, что для стекания значительного количества воды, собирающейся в реку большой длины, требуется большее время, чем для опорожнения многочисленных небольших коротких склонов, питающих реку.

Кроме того, к поверхностному стоку присоединяются выходы подземных вид, приток которых в реку практически непрерывен. Конечно, при этом в годовом цикле стока наблюдается существенная неравномерность и, в частности, могут быть выделены периоды стока *максимального* и *минимального*.

Речные долины образованы в большинстве случаев во время тектонических деформаций земной поверхности или при движении древних ледников.

Однако процесс формирования речных долин происходил и после их первичного образования и продолжается почти непрерывно под действием текущей воды.

Вода, стекающая по верхнему участку речной долины со значительным уклоном, многие тысячелетия разрушала рыхлые породы и выносила их вниз по течению. На остальном протяжении речной долины, где продольные уклоны значительно меньше, долгое время откладывалось большое количество продуктов разрушения верхнего ее участка.

Поэтому в поперечных разрезах среднего и нижнего участков речной долины всегда можно видеть слой наносов — аллювия, т. е. частиц грунта, принесенных водой. Под толщей этого слоя залегают породы первичной поверхности речной долины, образованной в древнем геологическом процессе. Такие породы называются коренными (рис. 160, *а*).

По мере смыва рыхлых грунтов уклон верхнего участка речной долины уменьшался, а вместе с ним уменьшался и вынос наносов вниз по течению. Вследствие этого на нижележащих участках долины постепенно прекращалось отложение наносов, а водный поток, смывая ранее отложившиеся наносы, врезался в толщу аллювия. В результате современные поперечные профили на основном протяжении речных долин характеризуются тем, что перенос наносов совершается, как правило, только на части ширины дна речной долины, которая называется *руслом* и понижена по отношению к остальной части дна долины, называемой *поймой* (рис. 160, *б*).

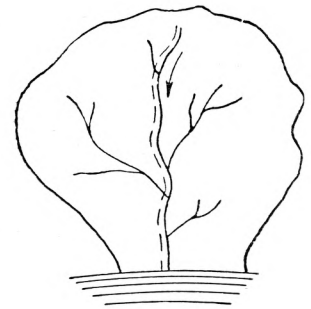


Рис. 159. Схема речной системы

При неравномерном питании реки водой поймы заливаются только при максимальном стоке, причем иногда не каждый год. Поэтому они покрыты травой, кус-

тарником, иногда лесом. Перемещение частиц грунта, слагающих пойму и скрепленных корнями растений, практически не происходит. Круглогодичный водный сток наблюдается только в русле реки, причем для минимального стока чаще всего используется часть русла, называемая *меженным* руслом.

На протяжении долины главной реки в каждой речной системе можно выделить три характерных участка. Первый, верхний по течению участок с наибольшим уклоном i_1 называется *зоной эрозии*. Здесь сливающиеся потоки воды, поступающие со склонов местности, имеют настолько значительную скорость, что еще в силах размывать грунт и уносить вниз по течению его частицы. Такой процесс называется выносом наносов. Медленное понижение дна и постепенное уменьшение уклона характерны для этой части речной долины. Второй, средний участок с меньшим уклоном i_2 называется *зоной транзита наносов*. Сюда поступают сверху по течению не только вода, но и наносы, которые река проносит не откладывая. Поэтому на среднем участке дно русла не поднимается и не опускается. Третий, нижний по течению участок главной реки, характеризуемый наименьшим уклоном i_3, отличается тем, что протекающая по нему вода уже не может перемещать то количество наносов, которое переносилось ею по второму участку. Часть наносов откладывается на нижнем участке долины главной реки, и дно ее повышается. Этот участок долины называют *зоной аккумуляции* наносов. В ряде случаев отложения наносов достигают такого размера, что русло в нижнем течении реки оказывается поднятым выше окружающей местности (рис. 160, *в*). В этих случаях нижний участок речной долины называется *конусом выноса*.

Наносы, переносимые реками в периоды максимального стока, можно подразделить на более крупные — *руслоформирующие*, которые перемещаются в придонных слоях потока, образуя в своем движении стенки русла, и более мелкие — *нерусловые*, которые проносятся водой транзитом во взвешенном состоянии и в формировании русла практически не участвуют. Некоторое количество нерусловых наносов выносится водным потоком на поймы во время максимального стока и откладывается там в отдельных местах, где скорости течения особо малы, образуя так называемый *наилок поймы*. Это приводит к тому, что верхние слои пойменных грунтов

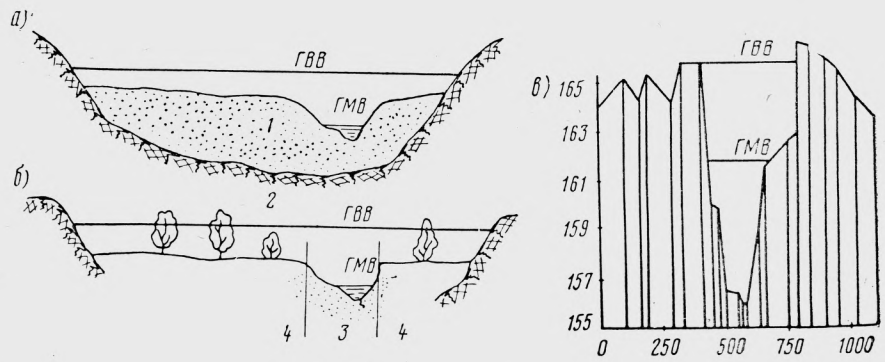


Рис. 160. Разрез речной долины:
а — напластования грунтов; *б* — русло и пойма реки; *в* — река на конусе выноса; *1* — наносы; *2* — коренные породы; *3* — русло; *4* — пойма

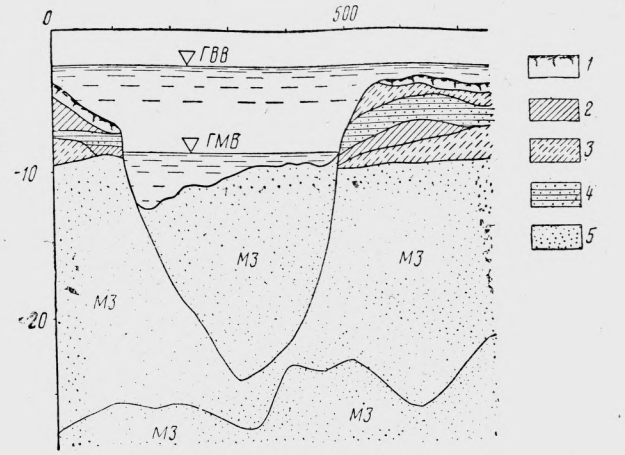


Рис. 161. Грунтовый разрез реки с поймами:
1 — растительный слой; *2* — суглинок; *3* — супесь; *4* — глина; *5* — мелкозернистые пески разной крупности

обычно мельче, чем грунты в русле, и часто обладают связностью. На рис. 161 показан обычный грунтовый поперечный разрез равнинной реки, где отчетливо видно такое распределение состава и качества грунтов.

На разных участках реки деление фактически находящихся в движении наносов на руслоформирующие и нерусловые, взвешенные, меняется.

Наносы, проходившие в верховьях реки в виде взвеси, на нижнем ее участке, где скорости течения снижаются из-за малости уклона, могут уже относиться к руслоформирующим.

Для коротких участков рек крупность руслоформирующих наносов оказывается устойчивой на протяжении столетий соответственно устойчивости осредненного режима водного стока.

В случаях, когда речь идет об устойчивости или деформациях русла на коротких участках реки, достаточно изучать и учитывать перемещение только руслоформирующих наносов, хотя бы они и составляли меньшую часть *твердого стока* реки.

Нерусловые и руслоформирующие наносы обычно различаются по происхождению. Мельчайшая взвесь в основном образуется при склоновом поверхностном стоке за счет смыва частичек почвы, особенно интенсивного при почвах без растительности или распаханных и при крутых уклонах местности. Руслоформирующие наносы образуются главным образом при русловом стоке за счет разрушения коренных рыхлых пород в верховьях главной реки и ее притоков.

Описанное выше деление всего протяжения реки на три характерных участка необязательно для всех рек. В ряде случаев отсутствует средний участок — зона транзита, и за участком эрозии непосредственно следует зона аккумуляции. Такое деление речной долины на два участка характерно для рек со все еще очень значительным выносом наносов из зоны эрозии; в этих условиях часто развивается большой конус выноса. Конус выноса, следующий непосредственно за зоной эрозии, также часто развивается у периодических водотоков, выносящих наносы на склоны рельефа или на поймы рек, где беспорядочно растекающийся водный поток теряет способность переносить наносы. На реках, впадающих в другие большие реки, т. е. на притоках главной реки, часто отсутствует зона аккумуляции.

Речная долина в плане почти никогда не бывает прямолинейной, а всегда извилиста. Ее ширина, образованная в древнем геологическом процессе, меняется по длине водотока иногда весьма значительно. Русло реки тоже часто извилисто, причем его извилины не всегда повторяют извилины долины.

Характерной особенностью речных русел является малая изменяемость их ширины и средней глубины на достаточно длинных участках долины, что показывает на закономерную связь геометрических и гидравлических характеристик реки. Исключение составляют русла рек на конусах выноса, ширина которых иногда сильно меняется даже на коротком протяжении. Малая изменчивость ширины и глубины русла объясняется тем, что русло вырабатывается в современном процессе формирования речной долины и приспособлено к современному режиму водного и твердого стока. Этот режим соответствует климатическим и геоморфологическим условиям, наблюдаемым в настоящее время, которые могут считаться практически неизменными в течение нескольких столетий — периода, на который рассчитаны строящиеся инженерные сооружения на реках, в том числе и мостовые переходы.

§ 72. ПИТАНИЕ РЕК И РЕЖИМ МАКСИМАЛЬНОГО ВОДНОГО СТОКА

Для рек необходимо различать: *процесс питания* реки; *режим водного стока*, как совокупность условий протекания воды и периодических изменений стока, связанных со сменой времен года; *работу* реки, т. е. современный процесс формирования русла и речной долины, результатами которого являются определенные размеры русла и закономерные русловые преобразования.

Питание реки происходит неравномерно. В отдельные, относительно короткие отрезки времени, называемые периодами максимального стока, в реку стекают огромные массы воды, образующиеся от сильных дождей, интенсивного таяния снега или ледников и составляющие значительную часть общего годового объема стока. Быстрое стекание в реку больших масс воды вызывает в ней резкое увеличение расхода и связанного с ним наполнения русла, т. е. подъем уровня воды.

Реки можно разделять по типам питания на четыре больших группы:

I — реки с дождевыми паводками, питающиеся в течение года преимущественно дождевыми водами;

II — реки с паводками (половодьями) от талых вод, питающиеся в течение года преимущественно водами от таяния снега;

III — реки с паводками (половодьями) от таяния ледников;

IV — реки с комбинированным (смешанным) питанием, подъемы уровня на которых обусловлены как дождевыми водами, так и стоком от таяния снега или ледников.

График изменения уровня воды во времени называется *водомерным графиком* для данного пункта и представляет собой наглядное изображение хода питания реки. На рис. 162 представлены водомерные графики рек различных типов питания: а) р. Амур — дождевого питания, отличающейся многочисленностью паводков в теплое время года, вызываемых отдельными сильными дождями; б) р. Воронеж, питающейся в основном от таяния снега, с одним четко выраженным весенним половодьем; в) р. Нарын — ледникового питания, большое число пиков летнего половодья на которой объясняется колебаниями температуры в зоне ледников и, наконец, г) р. Кубань — смешанного питания, где на летнее половодье от таяния ледников накладываются отдельные паводки дождевого происхождения.

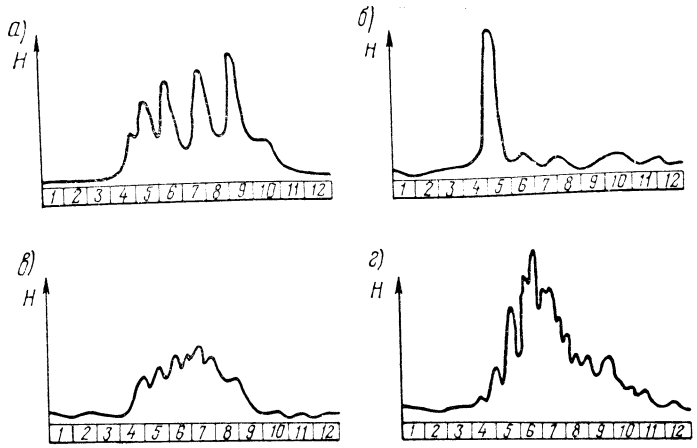


Рис. 162. Водомерные графики рек разных типов питания

Большинство рек СССР зимой покрывается льдом. Этот период называется периодом ледостава. Толщина льда соответствует местным климатическим условиям и обычно достигает нескольких десятков сантиметров. Периоду ледостава предшествуют образование внутриводного льда — шуги — и краткий ледоход (шугоход). На ряде рек неподвижный ледяной покров не образуется и в течение всего холодного периода года наблюдается движение шуги. Скопления шуги, называемые зажорами, нередко приводят (например, на реках Средней Азии) к значительному подъему уровня воды перед такими препятствиями из внутриводного льда. Прорыв зажора сопровождается увеличением скорости течения.

При потеплении ледяной покров рек взламывается и начинается ледоход, чаще всего совпадающий с весенним половодьем. Только в отдельных случаях лед тает на месте. При ледоходе по воде плывут льдины, размер которых нередко достигает нескольких десятков тысяч квадратных метров. Если русло реки извилисто, то льдины могут задерживаться, скапливаясь на поворотах и образуя ледяные заторы, сопровождаемые значительным подъемом уровня воды. При прорыве затора скорость течения воды и движения льдин, а также расход воды сильно увеличиваются, а уровень снижается.

При анализе водомерных графиков различных рек необходимо учитывать, что изменения уровня воды в отдельные моменты времени могут быть вызваны не только изменением притока воды в реку, но и заторами льда, зажорами шуги, а иногда и другими причинами (нагонными ветрами, подпором от другой реки, сливающейся с изучаемой рекой и т. д.). Учет таких обстоятельств весьма важен для правильного перехода от водомерного графика к *гидрографу*, т. е. к графику изменения расходов во времени (рис. 163). Площадь фигуры, образованной линией гидрографа и осями координат, представляет собой объем годового стока. Площадь части этой фигуры, ограниченной двумя любыми ординатами, отвечает объему стока W за соответствующий интервал времени.

В зависимости от хода питания гидрографы и водомерные графики могут быть одномодальные (при одном паводке) или многомодальные (при нескольких

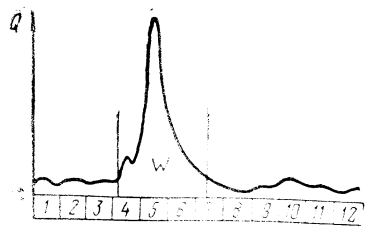


Рис. 163. Гидрограф реки

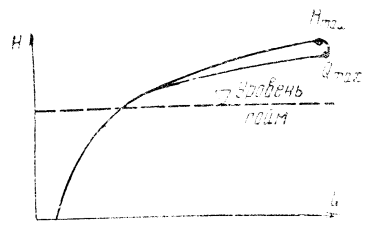


Рис. 164. Кривая расхода

паводках в течение года). Следует иметь в виду, что при нескольких паводках они могут быть различного происхождения. Так, на Амуре первое, чаще всего невысокое половодье образуется при стоке талых вод от таяния снега, а все остальные паводки относятся к дождевым. В отдельные годы дождевые паводки, обычно значительной высоты, оказываются ниже, чем половодье от стока талых вод.

Характерные очертания гидрографа и водомерного графика для конкретной реки сохраняются из года в год и отображают закономерную смену времен года, но высота паводков меняется в широких пределах. Такая изменчивость размеров максимального стока вызвана, во-первых, множественностью факторов, определяющих высоту паводка, и, во-вторых, изменчивостью этих факторов из года в год. Например, высота половодья от талых вод зависит от объема снега, накопленного на водосборе в зимний период, от температуры воздуха в период таяния снега, наличия облаков, состояния почвы под снежным покровом и т. д. Различные сочетания этих условий снеготаяния могут вызвать и различные по высоте половодья.

Двумя основными, первичными факторами, определяющими характер движения воды в реке, являются *расход потока*, изменяющийся по длине реки и во времени, и *речное русло* (его форма, размеры, строение и уклон). Все остальные характеристики режима речного стока — скорость течения, уклон водной поверхности, глубина потока и т. д.— являются вторичными, зависящими от двух первичных. Однако по практическим соображениям простоты измерений за исходную характеристику водного режима реки в данном пункте часто выбирают не расход, а отметку уровня свободной поверхности потока, изображая все другие характеристики водного стока как функции этого аргумента. Связь уровня с расходом отображает влияние второго первичного фактора — русла, на режим водного стока. Если известна такая связь, устанавливаемая непосредственными измерениями, то замена расхода уровнем при изучении режима стока является чисто формальной.

Зависимость между расходами Q и уровнями H (термин «уровень» в проектной практике иногда заменяют словом «горизонт») изображается *кривой расхода* $H=f(Q)$. Такая кривая может быть построена по результатам гидрометрических наблюдений, заклю-

чающихся в измерении скоростей течения и глубин потока; на основании этих данных вычисляют расходы потока при нескольких уровнях воды. Имея кривую расхода (рис. 164), можно легко переходить от ежегодных водомерных графиков, получаемых путем элементарных наблюдений за уровнями на водомерном посту, к ежегодным гидрографам или от отдельных измерений уровней к соответствующим им расходам.

§ 73. ЗАДАЧИ И ПРИНЦИПЫ ГИДРОЛОГИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ

Сооружения мостовых переходов взаимодействуют с водным потоком и подвергаются опасности затопления, подмыва и размыва текущей водой, а также повреждения ледоходом. Степень опасности повреждения сооружений при прочих равных условиях определяется высотой половодья, или паводка, которая меняется из года в год. Мостовые переходы должны выполнять свои функции в течение долгого срока службы (обычно не менее столетия); за это время на реке могут появиться не только малые, но и большие половодья, в том числе превышающие те, которые были уже зафиксированы.

Чтобы сооружения перехода были запроектированы и построены правильно, т. е. были всегда устойчивы и их можно было нормально эксплуатировать в течение всего срока службы, необходимо расчет размеров и конструкций сооружений основывать на точном прогнозе *возможных* высот половодий и паводков.

Каждое половодье (или паводок) характеризуется несколькими показателями: величиной максимального расхода Q_{max}, отметкой наивысшего уровня воды H_{max}, максимальной скоростью течения, продолжительностью и т. д. Основным показателем является *расход* воды, величина которого формируется в процессе стока на водосборе вне места расположения мостового перехода. Поэтому прогноз условий, опасных для сооружений мостовых переходов, может быть сведен к прогнозу максимальных годовых расходов воды в реке и к последующему определению вторичных характеристик потока по гидрометрическим кривым.

Для больших рек прогноз величин максимальных расходов выполняют, как правило, на основе статистических данных о режиме водного стока реки за период, предшествующий постройке мостового перехода. Только для рек с площадью водосбора менее 30 000 $км^2$, в случае если непосредственные наблюдения за режимом реки не проводились, разрешается применение норм стока, описанных в гл. 9.

Прогноз базируется на следующих представлениях об изменчивости характеристик речного стока:

годовой цикл стока закономерен, отображает смену времен года и тип питания реки;

ежегодные колебания фазовооднородных характеристик стока, например, максимальных расходов или объема стока весенних по-

ловодий, подчинены закону больших чисел, т. е. средние величины этих характеристик устойчивы независимо от продолжительности наблюдений;

закономерности колебаний стока свободных рек относительно устойчивы в периоды, продолжительность которых равна нескольким столетиям (т. е. превышает срок службы сооружений мостовых переходов), так как за это время не может произойти существенных изменений в климате и почвенном покрове бассейна реки. Поэтому закономерности колебаний стока, установленные по данным за *предшествующий период*, могут считаться действующими и для *последующего периода*;

величины характеристик стока являются *случайными* для каждого данного года, и поэтому они не могут быть прогнозированы по срокам появления; возможен только вероятностный прогноз характеристик стока, в частности, максимальных расходов.

Для установления средних значений максимальных годовых расходов за длительный период времени и закономерностей их колебаний используются статистические данные наблюдений за режимом реки на постоянных гидрологических постах в период, предшествующий проектированию мостового перехода. Отбору этих данных должно быть уделено большое внимание. Нельзя объединять фазоворазнородные расходы. Например если на реке бывают половодья как от таяния снега, так и от ливней, то при прогнозировании весенних половодий нельзя использовать данные о ливневых паводках даже за те годы, когда они превышали половодья от талых вод. Необходимо тщательно анализировать условия стока в каждом году, чтобы исключить влияние таких естественных факторов, искажающих истинную картину максимального стока, как подпор, ледяные заторы и т. п., когда нарушается закономерная связь расходов и уровней воды (см. рис. 164).

Должно быть также учтено, что влияние хозяйственной деятельности человека на территории бассейна может существенно изменять высоты паводков. Агролесомелиоративные мероприятия, изменение системы землепользования, вырубка леса могут менять условия стока на огромных площадях водосбора. Иногда может оказаться целесообразным использовать для прогноза режима реки только те данные, которые характерны для последующих лет, когда будет эксплуатироваться мостовой переход. Сильно меняют условия стока гидроэнергетические сооружения на реках. Поскольку деятельность человека на реке не является случайной, а направлена на ее планомерное использование, то расходы воды в случае регулирования стока не могут считаться случайными. Поэтому применение статических приемов прогноза высоты половодий ограничено свободными реками.

Результаты прогноза, основанного на статистических данных, должны подвергаться всесторонней проверке, главным образом путем сопоставления с натурными данными о прошедших паводках. Это позволит избежать грубых ошибок, хотя некоторая погреш-

ность неустранима в связи с известной схематизацией явлений, которая допускается при конкретном расчете по ограниченному количеству данных о режиме реки.

Максимальный расход определенной величины может быть охарактеризован *вероятностью его превышения* еще большими расходами. Если какой-либо расход является расчетным для сооружений мостового перехода, при котором запасы устойчивости сооружений будут исчерпаны, то вероятность превышения этого расхода будет одновременно вероятностью опасных условий работы сооружений. Вероятность превышения расхода выражается в долях единицы и справедлива для каждого года, так как с определенной степенью вероятности можно ожидать превышения расчетного расхода в любом году. Чем больше максимальный расход, тем меньше вероятность его превышения еще более значительными расходами.

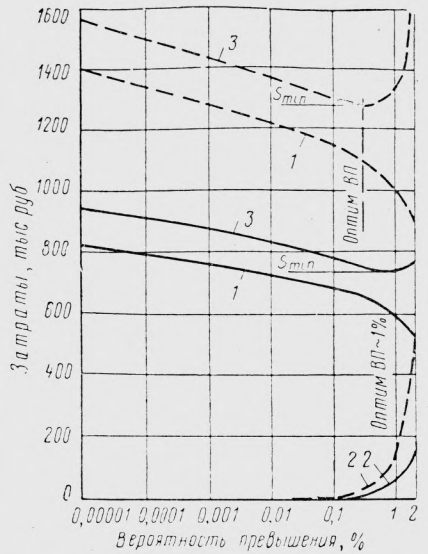


Рис. 165. График приведенной стоимости перехода:
1 — строительная стоимость; *2* — ущерб; *3* — суммарное приведение стоимости;
— при 5000 авт./сутки;
— — — — — при 15 000 авт./сутки

Вероятность превышения может быть отнесена не только к одному году, но и к длительному периоду времени. В этом случае можно отождествлять вероятность превышения с частотой, т. е. с числом случаев превышения за этот период. Например, если вероятность превышения максимального расхода весеннего половодья, которое бывает 1 раз в год, равна 0,02 в каждом году, то это одновременно обозначает, что такой максимальный расход будет превышен еще большими: в среднем 1 раз за каждые 50 лет; 2 раза за 100 лет и т. д. Превышение за длительный срок почти достоверно.

Нормы частоты нарушения нормальных условий эксплуатации, т. е. ограничений перевозок и скорости движения автомобилей, и нормы частоты возникновения опасности повреждения сооружений устанавливаются техническими условиями проектирования мостов (см. табл. 20).

Вероятность превышения расчетных максимальных расходов половодий меняется соответственно народнохозяйственному значению видов транспорта, а также в зависимости от вида сооружений. В связи с этим к нормам проектирования железнодорожных мостовых переходов предъявляют более высокие требования, чем к нормам для автодорожных переходов.

Насыпи автомобильных дорог имеют достаточно широкую проезжую часть, укрепленную твердыми материалами в большинстве случаев с применением вяжущих веществ. Поэтому перелив через автодорожную насыпь менее опасен, чем через железную дорогу, и сопровождается меньшими повреждениями земляного полотна. Этим объясняется меньшая частота превышения наибольшего расчетного расхода для железнодорожных насыпей по сравнению с автодорожными.

Принципиальная схема установления расчетной вероятности превышения (ВП) паводка показана на рис. 165. На графике по оси ординат отложены приведенные стоимости мостового перехода, определенные при проектировании его по паводкам с различной ВП. Полностью устойчивые при любых паводках переходы имеют большую строительную стоимость, но перерывов движения по ним нет. Наоборот, переходы, запроектированные по низким паводкам, дешевы, но велики эксплуатационные расходы по перевозкам в связи с перерывами движения, а также расходы по восстановлению перехода, поврежденного высокими паводками. Некоторой ВП (ось абсцисс на рис. 165) соответствует минимум приведенной стоимости, определяемой обычным образом (см. гл. 12), это и есть наивыгоднейшая вероятность превышения, которую следует принимать за расчетную. Подобного рода расчеты должны служить основанием расчетных норм ВП паводков.

§ 74. МЕТОДИКА ПРОГНОЗА МАКСИМАЛЬНЫХ РАСХОДОВ ВОДЫ В РЕКАХ

Непрерывный ряд наибольших годовых максимальных расходов, зафиксированных за ряд лет, может быть изображен в виде столбчатых диаграмм: хронологической (рис. 166, *а*) и ранжированной (рис. 166, *б*). Средняя высота ряда и характерное выпукло-вогнутое очертание ранжированной диаграммы не изменяются с увеличением продолжительности наблюдений за режимом реки.

Если длительность всего периода наблюдений принять за единицу, то вероятность превышения любого расхода из натурного

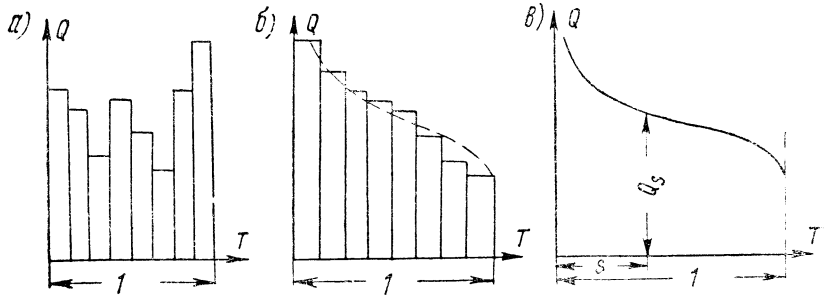


Рис. 166. Диаграммы расходов

ранжированного ряда будет определяться той частью единицы, которой соответствуют еще более высокие расходы. В первом приближении эта вероятность может быть подсчитана по ограниченному количеству максимальных годовых расходов. Такая непосредственно вычисляемая вероятность или соответствующая ей частота называется эмпирической.

Распространенной в настоящее время формулой, отображающей возможность включения в короткий ряд настолько больших расходов, что частота их превышения меньше, чем 1 раз за период наблюдений, является

$$s_э = \frac{m - 0{,}3}{n + 0{,}4} \approx \frac{m - 0{,}3}{n}, \qquad (294)$$

где m — порядковый номер члена ряда в ранжированном ряду;

n — общее число членов ряда (лет наблюдений за режимом реки).

Чем длинее ряд наблюдаемых величин, тем более плавное очертание приобретает ранжированная диаграмма максимальных расходов. При воображаемом бесконечно большом увеличении продолжительности наблюдений и неизменной длине диаграммы, равной единице, каждый из расходов будет изображаться уже не столбиком, а одной линией — ординатой. При этом ступенчатое очертание диаграммы перейдет в плавное, криволинейное (рис. 166, *в*). Пользуясь такой кривой, можно определить теоретическую вероятность превышения любого по величине максимального расхода реки, в том числе превышающего фактически наблюденные, или по заданной вероятности превышения найти величину соответствующего ей расхода. Очертание кривой, которая может быть названа *кривой вероятностей,* устанавливается исходя из основного предположения, что закономерности колебаний стока, установленные в течение предшествующего ограниченного периода изучения режима стока реки, сохраняются и для последующего, тоже ограниченного периода эксплуатации сооружений перехода через эту реку.

Уравнение кривой вероятностей подбирается для каждой реки самостоятельно, как обычная эмпирическая формула. Для этой цели необходимо сначала установить тип уравнения, а затем определить его числовые параметры по фактически имеющимся эмпирическим величинам, т. е. по ряду наблюденных максимальных расходов. При этом необходимо иметь в виду, что нижняя точка кривой соответствует ежегодно превышаемому максимальному расходу, а верхняя — никогда не превышаемому расходу, т. е. физически возможному максимуму — максимуму расхода, не равному бесконечности.

В качестве эмпирических формул чаще всего применяют формулы так называемого гамма-параметрического распределения, хорошо описывающие фактические распределения гидрологических характеристик реки, в частности, максимальных расходов.

Таблица 50

s, %	k_s при C_v						
	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2
			$C_s = 2C_v$				
0,01	1,42	1,92	3,20	4,85	6,85	9,21	11,80
0,03	1,38	1,83	2,96	4,39	6,11	8,11	10,26
0,05	1,36	1,79	2,85	4,18	5,77	7,60	9,65
0,1	1,34	1,73	2,70	3,89	5,30	6,91	8,65
0,3	1,30	1,64	2,45	3,42	4,55	5,81	7,10
0,5	1,28	1,59	2,33	3,20	4,19	5,30	6,50
1	1,25	1,52	2,16	2,89	3,71	4,61	5,50
3	1,20	1,41	1,88	2,39	2,94	3,51	4,05
5	1,17	1,35	1,74	2,15	2,57	3,00	3,45
10	1,13	1,26	1,53	1,81	2,06	2,30	2,50
20	1,08	1,16	1,31	1,44	1,54	1,61	1,62
30	1,05	1,09	1,17	1,21	1,22	1,20	1,13
40	1,02	1,04	1,05	1,03	0,99	0,92	0,81
50	1,00	0,99	0,95	0,88	0,80	0,69	0,58
			$C_s = 3C_v$				
0,01	1,42	2,06	3,78	6,28	9,21	12,89	16,86
0,03	1,39	1,99	3,41	5,48	7,74	10,64	13,83
0,05	1,36	1,88	3,23	5,05	7,11	9,66	12,43
0,1	1,35	1,80	3,00	4,58	6,31	8,43	10,68
0,3	1,31	1,69	2,64	3,82	5,11	6,62	8,21
0,5	1,29	1,63	2,48	3,50	4,58	5,85	7,16
1	1,25	1,55	2,25	3,07	3,92	4,80	5,85
3	1,21	1,42	1,91	2,42	2,94	3,47	3,99
5	1,17	1,36	1,75	2,14	2,51	2,89	3,23
10	1,14	1,26	1,52	1,76	1,97	2,15	2,31
20	1,09	1,16	1,29	1,38	1,45	1,49	1,50
30	1,05	1,09	1,14	1,15	1,15	1,13	1,08
40	1,02	1,03	1,03	1,00	0,95	0,88	0,81
50	0,99	0,98	0,93	0,86	0,78	0,70	0,61
			$C_s = 4C_v$				
0,01	1,51	2,20	4,35	7,70	11,40	15,60	20,71
0,03	1,45	2,05	3,85	6,35	9,15	12,25	15,99
0,05	1,40	1,97	3,60	5,75	8,20	10,90	13,99
0,1	1,38	1,87	3,29	5,07	7,02	9,25	11,65
0,3	1,34	1,73	2,81	4,09	5,46	6,94	8,53
0,5	1,30	1,67	2,60	3,69	4,81	6,02	7,31
1	1,25	1,58	2,34	3,17	4,01	4,90	5,82
3	1,19	1,43	1,92	2,44	2,90	3,35	3,84
5	1,17	1,36	1,75	2,11	2,45	2,77	3,07
10	1,11	1,26	1,51	1,72	1,90	2,05	2,18
20	1,08	1,15	1,26	1,34	1,40	1,42	1,43
30	1,05	1,08	1,12	1,13	1,12	1,09	1,06
40	1,02	1,03	1,01	0,97	0,93	0,87	0,81
50	0,99	0,98	0,92	0,85	0,78	0,71	0,63

При этом используют таблицы или графики ординат и сводят расчет к формуле

$$Q_s = K_s \bar{Q}, \tag{295}$$

где Q_s — искомый максимальный расход заданной вероятности превышения;

$\bar{Q}$ — среднеарифметический максимальный расход, вычисленный за длинный ряд лет;

K_s — модульный коэффициент, определяемый по таблицам, составленным на основе уравнений гамма-параметрического распределения (табл. 50) или рис. 89.

При этом

$$K_s = f\left(s,\ C_v \frac{C_s}{C_v}\right), \tag{296}$$

где s — вероятность превышения расчетного расхода;

C_v, C_s — статистические параметры ряда наблюденных величин, называемые коэффициентами вариации и асимметрии.

Величину $\bar{Q}$ вычисляют по формуле арифметического среднего, т. е.

$$\bar{Q} = \frac{\sum^{n} Q}{n}, \tag{297}$$

где n — число суммируемых величин.

Параметр C_v представляет собой отношение среднеквадратичного отклонения всех максимальных расходов σ от среднего их значения к этому среднему значению, т. е.

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{Q}} = \frac{1}{\bar{Q}} \sqrt{\frac{\sum^{n} (Q - \bar{Q})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{\sum^{n} (K-1)^2}{n-1}}, \tag{298}$$

где $K = \dfrac{Q}{\bar{Q}}$ — модульный коэффициент каждого из расходов по отношению к среднему.

Произведя алгебраическое преобразование подкоренного выражения и учитывая, что $\sum^{n} K = n$, можно записать выражение для коэффициента вариации в виде

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum^{n} K^2 - n}{n-1}}. \tag{299}$$

Параметр C_s выражается формулой

$$C_s = \frac{\sum^{n} (K-1)^3}{nC_v^3}, \qquad (300)$$

причем для рядов максимальных расходов $C_s > 0$.

Однако непосредственное вычисление по этой формуле приводит к значительным ошибкам, в связи с чем отношение $C_s : C_v$ определяют подбором, как наилучшим образом удовлетворяющее очертанию ранжированной диаграммы натурных расходов.

Величина расчетного модульного коэффициента может быть представлена также формулой

$$K_s = 1 + C_v \Phi_s, \qquad (301)$$

где $\Phi_s = f(s,\ C_s) = \frac{K_s - 1}{C_v}$ вычисляется по уравнению выбранной кривой или по данным табл. 50. Тогда

$$Q_s = K_s \overline{Q} = (1 + C_v \Phi_s)\,\overline{Q} = \overline{Q} + \sigma \Phi_s. \qquad (302)$$

Точность вычисления параметров ряда расходов $\overline{Q}$ и σ, а следовательно, и расчетных расходов, зависит от числа членов ограниченного ряда наблюдений, по которому они определяются. Чем меньше число членов ряда, тем больше погрешность вычисления, т. е. тем больше могут отклоняться величины параметров ряда и расхода от тех значений, которые соответствуют бесконечному сроку наблюдений за режимом водотока. Вероятная ошибка определения Q_s будет равна среднеквадратичной ошибке суммы, стоящей в правой части равенства (302). Следовательно,

$$\Delta Q_s = \sqrt{(\Delta \overline{Q})^2 + (\Delta \sigma)^2 \Phi_s^2}. \qquad (303)$$

Вероятные ошибки вычисления средней величины максимальных расходов и среднеквадратичного их отклонения от среднего значения, зависящие от длительности наблюдений определяют на основе теории вероятностей по формулам:

$$\Delta \overline{Q} = \pm \frac{0{,}674\sigma}{\sqrt{n}}, \quad \Delta \sigma = \pm \frac{0{,}674\sigma}{\sqrt{2n}}. \qquad (304)$$

При этом вероятная ошибка определения расхода равна

$$\Delta Q_s = \pm \frac{0{,}674 \overline{Q} C_v}{\sqrt{2n}} \sqrt{2 + \Phi_s^2}. \qquad (305)$$

Величину ΔQ_s можно вводить со знаком плюс как поправку к значению расхода Q_s, Φ_s^2 определяемому по формуле (295), что называется *гарантийной поправкой*, т. е. гарантирующей от появления значительных ошибок в связи с неточным определением параметров ряда расходов. Однако при проектировании транспортных сооружений эту поправку обычно не вводят.

Из формулы (305) может быть выведена важная формула минимального числа лет наблюдений за режимом водотока, обеспечивающего малую, заранее заданную погрешность:

$$n \geqslant \frac{A C_v^2 (2 + \Phi_s^2)}{(1 + C_v \Phi_s)^2} \qquad (306)$$

где Φ_s определяется из формулы (301).

Числовой коэффициент $A = \frac{1}{2}\left(\frac{Q_s}{\Delta Q_s}\right)^2$ равен 12,5 при наибольшей допустимой погрешности 20% и 50, если допустимая погрешность принимается равной 10%.

Чем меньше расчетная вероятность превышения максимального расхода, тем больше величина K_s или Φ_s и тем большее число лет необходимо наблюдать (при прочих равных условиях) за режимом водотока, чтобы надежно определить величину расчетного максимального расхода. С другой стороны, необходимый срок изучения режима тем меньше, чем меньше вариация ряда расходов, т. е. чем уже пределы их изменений. Для очень малых значений C_v число лет наблюдений n равно весьма малой величине. Однако, чтобы надежно вычислить коэффициент вариации, входящий в формулу (306), необходим некоторый минимум наблюдений. Практика расчетов показывает, что стабильное значение средней величины максимального расхода достигается уже при $n = 10$ годам наблюдений, а стабильное значение коэффициента вариации — только при $n = 15$. Последней цифрой и ограничивается наименьшая продолжительность наблюдений в тех случаях, когда расчет по формуле (306) дает $n < 15$.

Для правильного определения параметров ряда расходов важно, чтобы период наблюдений охватывал как маловодные, так и многоводные годы. Только в этом случае может быть установлена фактическая изменчивость высот половодий, характерная для данного водотока. На рис. 167 приведены кривые вероятности, построенные для одной из рек по многолетним данным и по данным, охватывающим только более короткий маловодный период. Разница в определении расхода с вероятностью превышения в 1% достигает 1,5 раз.

Определение статистических параметров ряда максимальных расходов и расходов с расчетной вероятностью превышения удобно выполнять в табличной форме (табл. 51).

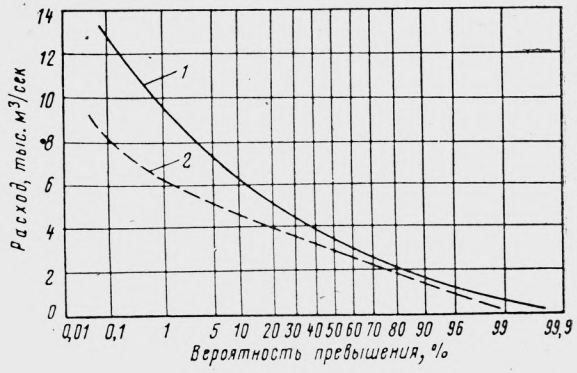


Рис. 167. Кривые вероятности для р. Дон:

1 — за длительный период с 1881 по 1956 гг.; *2* — за маловодный период с 1898 по 1916 гг.

Таблица 51

Год	H	Q	$K=\frac{Q}{\overline{Q}}$	K^2	Расчеты
1915	731	6320	2,30	5,30	1) $\overline{Q}=\sum^{n} Q:n$
.	.	.	.	.	
.	.	.	.	.	2) $C_v=\sqrt{\frac{\sum^{n}K^2-n}{n-1}}$
.	.	.	.	.	
.	.	.	.	.	
1968	459	2450	0,81	0,61	3) $Q_s=K_s\cdot\overline{Q}$.
$n=$	—	$\sum^{n} Q=$	$\sum^{n} K=n$	$\sum^{n} K^2=$	$\frac{C_s}{C_v}=$ (принято)

Вследствие недостаточной изученности водотоков при проектировании мостовых переходов нередко возникает задача искусственного удлинения ряда непрерывных наблюдений за режимом реки. Такое удлинение до необходимых пределов, определяемых формулой (306), выполняется обоснованно и беспрепятственно, если на том же водотоке, но вне места перехода имеется постоянный гидрологический пост с достаточно длительным сроком наблюдений. В этих условиях можно построить по данным параллельных наблюдений кривую связи расходов в двух створах реки (рис. 168, *а*) и, пользуясь ею, определить, какие максимальные расходы проходили в месте перехода реки в те годы, когда наблюдения за режимом стока здесь еще не велись. Особенно точно может быть построена кривая связи, если в обоих створах реки был зафиксирован самый большой максимальный расход. Такие высокие половодья обычно приносят известные повреждения сооружениям, затопляют населенные пункты и т. д. Поэтому отметки уровня воды при особенно высоких половодьях часто фиксируются на зданиях и других предметах. Например, на Волге во многих пунктах зафиксировано очень высокое половодье в 1719 г., на Оке в 1820 г. и т. д. Имея кривые расхода по обоим пунктам, для которых строится кривая связи, нетрудно перейти от этих отдельно зафиксированных уровней к соответствующим им расходам. В этом случае отпадает необходимость экстраполяции кривой связи (см. рис. 168, *а*) и можно ограничиться более точной ее интерполяцией (рис. 168, *б*).

Прогноз максимальных расходов может быть выполнен не только изложенным выше аналитическим способом, но и графоаналитическим, т. е. с графической экстраполяцией на малые вероятности превышения. Однако надежная экстраполяция с изображением кривой вероятности при равномерных шкалах на осях s и Q неосуществима в связи с резким подъемом и криволинейным очертанием левой ветви кривой (см. рис. 166). Поэтому для графической экстраполяции кривой ве-

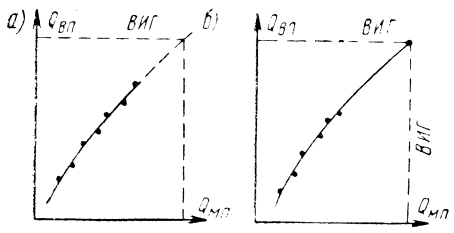


Рис. 168. Удлинение ряда расходов

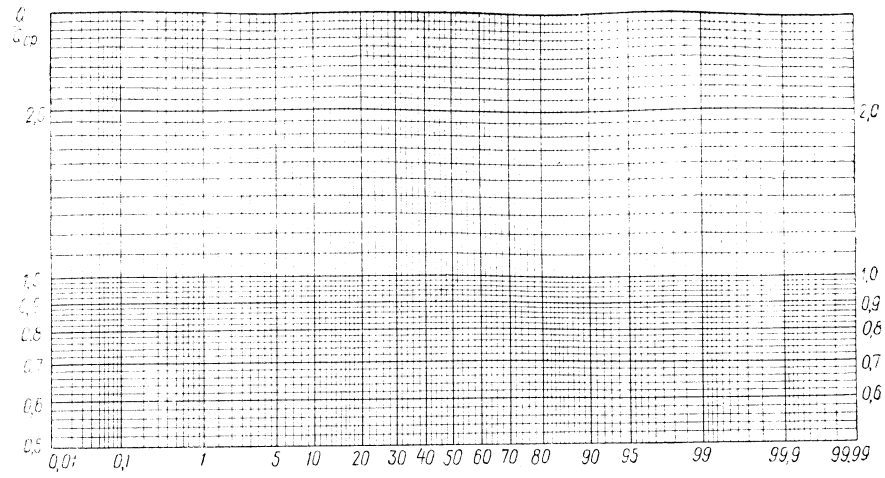


Рис. 169. Клетчатка вероятностей

роятности ее строят на специальных клетчатках, называемых клетчатками вероятности, на которых эта кривая выпрямляется, аналогично тому как на логарифмической бумаге выпрямляется график степенной функции.

Неравномерная функциональная шкала на горизонтальной оси так называемой клетчатки нормального распределения (рис. 169) строится по уравнению гамма-параметрического распределения. Точки, соответствующие максимальным годовым расходам реки, располагаются на прямых, если $C_s=0$, или на очень пологих вогнутых кривых, если $C_s>0$.

Наклон этих прямых или кривых к горизонтальной оси тем больше, чем больше C_v. Пологие кривые и тем более прямые позволяют выполнять довольно точную непосредственную экстраполяцию. При графической экстраполяции не задаются типом уравнения кривой вероятности, т. е. ошибка от применения какого-либо обязательного уравнения кривой (в том числе гамма-параметрического распределения) может быть уменьшена или полностью устранена.

С вертикальной осью расходов на клетчатке нормального распределения совмещается или равномерная шкала, пригодная для рядов наблюдений с небольшими коэффициентами вариации, или логарифмическая шкала (см. рис. 169), используемая при значительной амплитуде колебаний максимальных расходов.

Точки, изображающие наблюденные величины расходов, наносят на клетчатку нормального распределения в соответствии с эмпирической вероятностью их превышения, вычисляемой по формуле (294). На рис. 170 показан пример графической экстраполяции ряда непрерывных наблюдений.

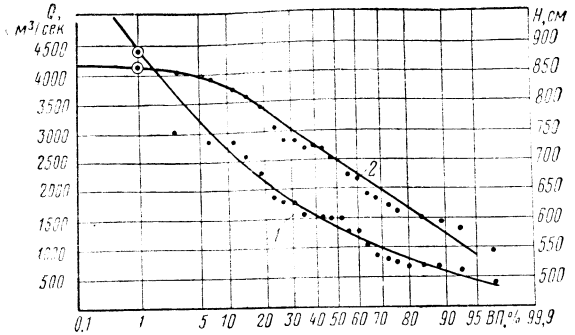


Рис. 170. Обработка рядов уровней и расходов:
1 — распределение расходов; *2* — распределение уровней

Аналогичное построение с нанесением теоретических кривых по табл. 50 выполняют для выбора наилучшего соотношения расчетных параметров $C_s : C_v$ при аналитическом расчете.

Расчетному паводку, величина максимального расхода которого определена приведенными выше приемами, соответствует некоторый уровень воды, с той же вероятностью превышения его более высокими, что и для расхода. Отметку уровня наилучшим образом можно установить по кривой расхода, выражающей зависимость $H=f(Q)$. Кривую расхода строят по данным полевых гидрометрических измерений. Очевидно, следует предполагать наличие такой кривой, так как статистической обработке подвергается ряд вычисленных расходов, а не уровней, непосредственно измеряемых на водомерном посту.

Однако в значительном количестве случаев постоянные водомерные посты еще не имеют кривой расхода, т. е. гидрометрические работы (за исключением измерения уровней) на них еще не проводились. В этих условиях целесообразно, учитывая совпадение вероятностей превышения максимальных расходов и уровней, производить самостоятельную обработку рядов уровней специальным статистическим приемом.

Область применения такого приема расчета ограничивается двумя случаями: створ перехода совпадает со створом наблюдений за уровнями или между створом наблюдений с многолетним рядом уровней и переходом может быть построен достаточно надежный график связи.

Непосредственный расчет по уровням неприменим для створов, расположенных на конусах выноса, где наблюдается постепенный закономерный подъем речного русла, а вместе с ним и всего водного потока.

Надо учитывать, что хорошо изученные аналитические выражения кривых распределения максимальных расходов не могут быть использованы в этом случае, так как характер изменчивости ряда уровней отличен от изменчивости ряда расходов. Использование статистических параметров, удобных для обработки рядов расходов, оказывается затруднительным и, что главное, непоказатель-

ным. Изменение нуля отсчетов уровней (абсолютные отметки; от нуля графика водомерного поста; от наинизшего уровня воды в межень и т. д.) приводит к изменению значений $\overline{H}$ и C_v. Только параметр C_s, если его вычислять по общей полной формуле (300), не меняет своего значения при изменении нуля отсчета. Как показывает опыт расчетов, коэффициенты асимметрии многолетних рядов уровней отрицательны ($C_s<0$), что объясняется малой разностью очень высоких уровней (из-за широкого разлива на поймы), несмотря на существенную разницу в расходах, им соответствующих. В то же время все используемые в практике гидрологических расчетов кривые распределения расходов положительно асимметричны ($C_s>0$), в связи с чем их применение и становится невозможным. Поэтому для обработки рядов уровней и определения уровня редкой расчетной вероятности превышения используют только клетчатки вероятностей, т. е. графический прием расчета.

Наиболее удобной является клетчатка нормального распределения с равномерной вертикальной шкалой (см. рис. 170). На этой клетчатке вероятностей положительно асимметричное распределение расходов изображается вогнутой кривой *1*, а отрицательно асимметричное распределение уровней — кривой *2*, выпуклой кверху.

Расчет сводится к ранжированию ряда наблюденных годовых максимальных уровней, вычислению эмпирической вероятности превышения каждого члена ряда по формуле (294), нанесению точек $H=f(s)$ на клетчатку, проведению плавной кривой вероятности по нанесенным точкам и графической экстраполяции ее до расчетного значения вероятности превышения. Результаты расчетов по рядам расходов и уровней для одного речного створа приведены на рис. 170.

§ 75. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УРОВНЕЙ ВОДЫ И СКОРОСТЕЙ ТЕЧЕНИЯ, СООТВЕТСТВУЮЩИХ МАКСИМАЛЬНЫМ РАСХОДАМ

Для проектирования мостовых переходов необходимо знать не только величины максимальных расходов, но и подъем уровня воды, а также скорости течения при расчетных половодьях. Если известен максимальный расход паводка, т. е. первичный фактор, определяющий режим водного стока свободной реки в месте предполагаемой постройки мостового перехода, то отметку уровня воды и скорость течения можно определить по кривым расхода и скорости. Последние строят на основании непосредственных гидрометрических измерений. Следует иметь в виду, что если величина расхода паводка практически не зависит от очертания поперечного сечения долины в месте расположения проектируемого мостового перехода, то скорость течения и наполнение долины (т. е. подъем уровня воды) в сильной степени связаны с местными характеристиками долины: шириной, уклоном, шероховатостью. Поэтому гидрометрические кривые, построенные для одного участка (сечения)

реки, нельзя использовать при проектировании сооружений на другом участке, за исключением случаев, когда местные характеристики этих участков полностью идентичны.

Гидрометрические работы редко удается провести в год наивысшего паводка, тем более они не могут быть проведены в год расчетного паводка, который, как правило, на реке еще не наблюдался. Поэтому для определения уровней и скоростей течения кривые расхода и скорости должны быть предварительно экстраполированы за пределы того наивысшего уровня воды, при котором проводились гидрометрические измерения.

Непосредственную графическую экстраполяцию кривой расхода выполнить обычно затруднительно, так как точки, по которым проводится эта кривая, характеризуются значительным разбросом, тем большим, чем за большее число лет наблюдений используются гидрометрические данные. Этот разброс закономерен и объясняется неодинаковой высотой паводков в разные годы, в связи с чем одному и тому же уровню часто соответствуют разные уклоны, величина которых зависит от максимального подъема уровня во время паводка. Можно устранить такой разброс точек, а вместе с ним и петлеобразное очертание кривой, т. е. двузначность зависимости $H=f(Q)$, если строить кривую расхода по величинам расходных характеристик

$$K=\frac{Q}{\sqrt{i}},$$

где i — уклон во время измерения Q.

Чтобы не оперировать огромными цифрами расходных характеристик потока (что определяется очень малыми значениями уклонов), можно величины этих характеристик заменить величинами $\frac{K}{\sqrt{l}}$ где l — расстояние, на длине которого измеряется уклон реки. Это расстояние обычно значительно, например, расстояние между двумя створами водомерного поста. Таким образом, если обозначить падение свободной поверхности на длине l через Δz, то кривые расхода для устранения разброса точек и для получения однозначной зависимости необходимо строить в координатах

$$H=f\left(\frac{Q}{\sqrt{\Delta z}}\right)=f(Q_z). \qquad (307)$$

На рис. 171 показана кривая расхода в обычных координатах, характеризуемая значительным разбросом точек, и та же кривая, построенная в приведенных координатах (307), в связи с чем разброс точек почти исчез. Уклоны или соответствующие им падения Δz должны учитываться фактически наблюденные во время каждого из гидрометрических измерений.

После устранения разброса точек, для экстраполяции кривых расхода можно пользоваться как графическим простейшим, так и графо-аналитическим приемом с подбором эмпирических уравнений (формул).

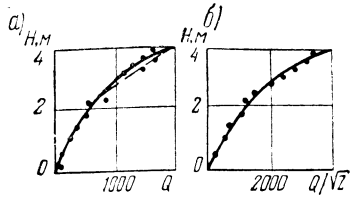


Рис. 171. Приведение двузначной связи расходов и уровней к однозначной:
а — до приведения к одному уклону; *б* — после приведения

Величина падения Δz практически постоянна при максимальных расходах паводков разной высоты. Поэтому переход от величины Q_z к расходу Q для расчетного паводка не представляет затруднений.

При построении кривых скорости необходимо иметь в виду, что в различных частях одного и того же поперечного сечения речной долины скорости сильно разнятся, так как формируются в различных условиях. Скорости пойменного потока малы и характеризуют режим протекания потока при большой шероховатости неподвижного дна. Скорости течения воды в русле обычно значительны. Дно русла сложено наносами, перемещающимися в паводок, и имеет меньшую шероховатость, чем пойма. Поэтому кривые средней скорости для всего сечения потока при паводке, когда залиты и поймы, не могут считаться характерными. Для решения ряда проектных задач необходимо строить раздельные кривые средней скорости для русла и для каждой поймы.

Кривые скорости дают явно двузначную зависимость $v=f(H)$, и отличие наивысшего уровня от уровня, при котором наблюдается максимальная скорость, обычно весьма значительно.

Устранение петлеобразного очертания кривой скорости и одновременно разброса натурных точек достигается тем же приемом, что и для кривых расхода. Вместо зависимости $v=f(H)$ строят кривую

$$v_z=\frac{v}{\sqrt{\Delta z}}=f(H). \qquad (308)$$

Однозначную приведенную зависимость $v_z=f(H)$ экстраполируют обычно графически.

По экстраполированной кривой $v_z=f(H)$ нетрудно найти скорость при наивысшем уровне паводка, соответствующем максимальному расходу с расчетной вероятностью превышения. Однако это не будет максимальной скоростью для расчетного паводка, которая наблюдается при более низком уровне и большем падении Δz. Отыскать такой уровень и определить величину максимальной скорости по кривой $v_z=f(H)$ довольно трудно. Поэтому обычно определяют только скорость течения при наивысшем уровне паводка и устанавливают коэффициент перехода от этой скорости к наи-

большей по данным непосредственных измерений при нескольких паводках. Чаще всего этот коэффициент оказывается не зависящим от высоты паводка.

В большинстве случаев створ, по которому наблюдают за уровнями и расходами реки, не совпадает со створом проектируемого мостового перехода. Поэтому после определения характеристик расчетного паводка для створа, где велись наблюдения (створ водомерного поста гидрометеорологической станции), необходимо установить эти же характеристики для места расположения проектируемых сооружений.

Если расстояние от водомерного поста до мостового перехода невелико, так что разница в площадях водосбора для двух створов практически незаметна, то величину максимального расхода можно считать одинаковой для обоих створов. При существенной разнице площадей водосборов необходимо ввести соответствующий коррективе.

Кроме величины расчетного расхода, для проектирования мостового перехода необходимо знать уровень воды, соответствующий этому расходу. Приближенно разницу в уровнях воды, соответствующих одному и тому же максимальному расходу паводка, в створах водомерного поста и мостового перехода можно найти по известной величине уклона при наивысшем уровне паводка. Если невозможно перенести отметку уровня по уклону, то строят кривую связи уровней в месте длительного их изучения и на проектируемом мостовом переходе. Для этого проводят краткосрочные наблюдения за уровнями в месте пересечения реки дорогой и по соответственным уровням, одновременно фиксируемым в двух створах реки, строят кривую связи уровней, аналогичную кривой связи расходов (см. рис. 168). Зная, что при очень высоких паводках уровни воды меняются значительно слабее, чем величины максимальных расходов, можно полагать, что перенос уровней по уклону или по кривой связи уровней будет достаточно надежным.

Какой-либо перенос величин скоростей течения при высоких паводках со створа водомерного поста на створ мостового перехода практически невозможен. Это объясняется тем, что скорость течения в сильной степени определяется местными условиями. Например, в условиях местного сужения речной долины и уменьшения ширины пойм скорости течения в русле и на пойменных участках в месте сужения будут значительно отличаться от скоростей на соседних участках долины. Поэтому для точного определения скоростей течения в створе проектируемого мостового перехода необходимо вести гидрометрические наблюдения непосредственно в этом створе (хотя бы ограничиваясь измерениями только в пределах русла реки) и строить кривую скорости течения в русле, необходимую для дальнейших расчетов.

Для приближенного построения кривых расхода и скоростей течения можно использовать морфометрический способ, заключающийся в оценке шероховатости русла и пойм по их внешним мор-

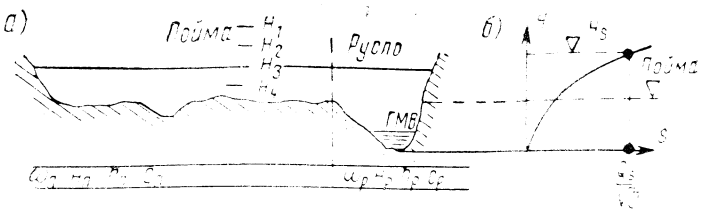


Рис. 172. Схема к морфометрическому расчету:
а — геометрические размеры поперечного сечения потока; *б* — кривая расходных характеристик

фологическим и геометрическим характеристикам и в расчете расхода и скоростей течения по уравнению равномерного движения.

Расчетному уровню половодья соответствуют расход Q_s и расходная характеристика $K=Q_s:\sqrt{i}$. Эта характеристика может быть выражена по уравнению равномерного движения воды через геометрические размеры и шероховатость поперечного сечения потока (рис. 172, *а*)

$$K = \omega_р C_р \sqrt{h_р} + \Sigma \omega_п C_п \sqrt{h_п}, \qquad (309)$$

где ω — площадь поперечного сечения;
h — средняя глубина;
C — коэффициент Шези, обычно выражаемый по формуле Маннинга

$$C = \frac{h^{1/6}}{n}, \text{ или Базена } C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{h}}}$$

(гидравлический радиус считается равным средней глубине).

В этой формуле индексом «р» обозначены размеры и параметры поперечного сечения потока в русле, а индексом «п» — на пойме.

Знак суммирования в правой части равенства (309) означает не только суммирование расходных характеристик пойменных потоков, но и возможное разделение этих потоков на части, характеризуемые разной шероховатостью.

Пользуясь формулой (309), задаются несколькими произвольными уровнями воды (наполнениями речной долины), вычисляют соответствующие расходные характеристики K и строят кривую расходных характеристик (рис. 172, *б*), по которой затем определяют расчетный расход при наивысшем уровне расчетного паводка, зная уклон реки i.

В расчетах отверстий мостов большое значение имеет распределение максимального расхода паводка по ширине разлива, ко-

торое также может быть найдено из уравнения (309). В частности, относительная величина руслового расхода

$$\tau = \frac{Q_р}{Q} = \frac{K_р}{K} = 1 + \frac{\omega_р C_р \sqrt{h_р}}{\Sigma \omega_п C_п \sqrt{h_п}} \qquad (310)$$

и пойменного

$$\frac{Q_п}{Q} = 1 - \frac{Q_р}{Q}. \qquad (311)$$

Следовательно, зная величину полного расчетного расхода реки и его распределение между руслом и поймой, можно найти величины частных расходов

$$Q_р = Q\frac{Q_р}{Q} \quad \text{и} \quad Q_п = Q - Q_р, \qquad (312)$$

а также средние величины скоростей течения в русле и на пойме при расчетном паводке

$$v_р = \frac{Q_р}{\omega_р} \quad \text{и} \quad v_п = \frac{Q_п}{\omega_п}. \qquad (313)$$

Необходимые для расчета величины коэффициентов шероховатости русел и пойм приведены в табл. 52.

Во всех случаях желательна натурная проверка норм коэффициентов шероховатости, для чего можно использовать даже единичные простейшие замеры скоростей течения по возможности при нескольких уровнях воды в реке, сопровождаемые установлением уклона водной поверхности.

Таблица 52

Морфологические признаки	Коэффициент шероховатости n			$m = \frac{1}{n}$
	наименьший	наибольший	средний	
Русла земляные ровные; русла полугорных рек; незаросшие поймы	0,025	0,045	0,035	30
Русла земляные извилистые; галечно-валунные; суходолы ровные; поймы, заросшие на 10%	0,035	0,050	0,040	25
Русла земляные очень извилистые; суходолы извилистые; поймы, заросшие на 20%	0,040	0,065	0,050	20
Суходолы, засоренные камнем и заросшие; поймы, заросшие на 50%	0,050	0,100	0,070	15
Поймы, заросшие на 70%	0,065	0,170	0,100	10
Поймы, заросшие на 100%	0,120	∞	0,200	5

Глава 14

РАСЧЕТ ОТВЕРСТИЙ БОЛЬШИХ И СРЕДНИХ МОСТОВ

§ 76. ПРИНЦИПЫ РАСЧЕТА

Можно запроектировать мостовой переход в виде системы сооружений, которая не стесняет водного потока или стесняет его незначительно. Однако без стеснения потока перекрывают мостами только судоходные и ирригационные каналы или канализованные реки в городах. В случаях пересечения свободных рек мосты выгодно устраивать значительно меньшей длины, чем ширина разлива потока; часть ширины разлива закрывают незатопляемыми земляными насыпями, располагаемыми на самых мелких частях разлива — поймах. Между насыпями оставляют водопропускное отверстие, перекрываемое мостом, оно называется *отверстием моста*. Незатопляемые насыпи на поймах являются подходами к мосту от берегов речной долины; по ним происходит движение автомобилей или поездов. Насыпи заканчиваются конусами, полностью или частично закрывающими крайние опоры моста — устои.

При стеснении потока под мостом развиваются размывы тем большие, чем сильнее сжат поток, т. е. чем меньше назначено отверстие моста. Размывы на мостовых переходах угрожают устойчивости опор моста и насыпей подходов, особенно их конусов. Для обеспечения устойчивости фундаменты опор закладывают на глубину большую, чем глубина размыва, а земляные насыпи защищают от подмыва.

Установлено, что экономически наиболее выгодным оказывается сильное сжатие реки, т. е. возможно малое отверстие моста при значительных размывах. Это объясняется тем, что при увеличении степени стеснения реки не только сокращается длина дорогих пролетных строений (заменяемых более дешевой насыпью подходов), но и уменьшается число опор моста, хотя наименьшая допустимая глубина заложения их фундаментов несколько возрастает. Принципиальный вид кривой суммарной строительной стоимости всех сооружений мостового перехода показан на рис. 173. Кривая может быть построена теоретическим путем. Разрывы функции соответствуют смене типов оснований и фундаментов опор моста. При ступенчатом очертании графика появляются зоны экономически невыгодных длин моста (заштрихованы), которые при вариантном проектировании не долж-

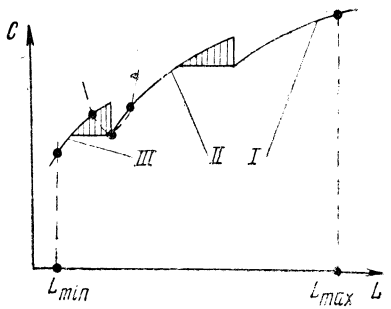


Рис. 173. Связь строительной стоимости перехода C и отверстия моста L:
I, *II* и *III* — участки для разных типов фундаментов

ны использоваться, так как это может привести к неверному определению минимума стоимости (см. рис. 173).

Длина моста не может быть меньше, чем L_{min}, которая определяется техническими требованиями норм и правил проектирования мостов (ограничение степени стеснения из-за возможной неравномерности размыва, запрещение располагать конусы насыпи в руслах равнинных рек, ограничение скорости течения под мостами через судоходные реки и т. д.). Если этой длине соответствует наименьшая стоимость перехода, т. е. значение L_{min} не попадает в заштрихованную зону (см. рис. 173), то величина L_{min} и должна быть принята в проекте (она окажется самой экономичной).

Чтобы при конкретном проектировании оценить стоимость вариантов мостового перехода с различными величинами водопропускного отверстия, для каждого из них необходимо установить глубину заложения фундаментов и тип основания опор моста, а также высоту насыпей на поймах. Минимальная допустимая глубина заложения фундаментов определяется возможными размывами при сжатии реки и переформированиями русла. Наименьшая высота насыпей определяется уровнем воды при расчетном паводке и дополнительным подъемом этого уровня у насыпей вследствие стеснения реки сооружениями мостового перехода.

Переформирования русел, свойственные рекам в свободном состоянии и не связанные с постройкой мостового перехода, называются *природными русловыми деформациями*; их вид соответствует типу реки.

Стеснение водотока подходами к мосту приводит к увеличению скорости течения воды в сжатом подмостовом сечении потока и к общему понижению дна русла, а в некоторых случаях и поверхности поймы под мостом. Эти деформации русла и поймы носят название *общего размыва*.

Поток, набегающий на опору моста как на препятствие, обтекает ее. При этом в потоке появляются нисходящие течения, размывающие дно на ограниченном пространстве непосредственно в месте набега водного потока на опору. Такие дополнительные размывы называются *местными*.

Понижение дна у опоры, вызываемое тремя различными причинами, называется суммарным размывом и определяется как арифметическая сумма трех составляющих размыва. Глубина после размыва у опоры равна

$$h_р = h_{рб} + \Delta h_{об} + \Delta h_м, \qquad (314)$$

где $h_{рб}$ — наибольшая глубина, устанавливающаяся у опоры в процессе природных изменений русла (так называемая бытовая глубина);

$\Delta h_{об}$ — приращение глубины (общий размыв), вызванное стеснением водотока подходами к мосту;

$\Delta h_м$ — дополнительное приращение глубины в связи с местным размывом у опоры.

Природные изменения речных русел происходят непрерывно и не связаны с проходом обязательно высоких паводков. Общий размыв тем больше, чем выше паводок; расчетному паводку соответствует наибольшая глубина общего и местного размывов.

Наибольшая бытовая глубина располагается в момент постройки мостового перехода у одной из опор моста. Если большой паводок пройдет вскоре после постройки моста, то значительные общий и местный размывы могут существенно увеличить глубину именно у этой опоры и ее фундамент будет обнажен после размыва. Если большого паводка не будет долго после постройки моста, то бытовая глубина у данной опоры за это время может намного уменьшиться в процессе природных изменений русла; поэтому при проходе большого паводка фундамент опоры будет обнажаться незначительно. Наибольшая глубина после размыва будет наблюдаться в этом случае уже у другой опоры, в район которой переместилась наибольшая бытовая глубина.

В связи с тем, что чередование высот паводков случайно (см. гл. 13) и год прохода расчетного паводка неизвестен, необходимо каждую из опор проектировать в предположении, что около нее к моменту прохода высокого паводка размещается та наибольшая бытовая глубина, которая может возникнуть у данной опоры соответственно типу реки. Таким образом, во время прохода высокого паводка наибольшие возможные расчетные глубины потока, по которым назначаются минимальные необходимые глубины заложения фундаментов, будут наблюдаться не у всех опор моста одновременно, а только у некоторых (или у одной) из них.

В некоторых случаях глубину заложения фундаментов опор принимают больше минимально допустимой в связи с неблагоприятными геологическими условиями. Обычно при этом всем вариантам отверстия моста соответствует практически одинаковая глубина заложения фундаментов. Чаще всего это случаи, когда фундаменты опор располагают на глубоко залегающих прочных коренных породах речной долины из-за невозможности использовать в качестве основания опор аллювиальные грунты малой прочности.

Для установления минимальной необходимой высоты подходов к мосту надо определить *изменение уровня* воды под действием стеснения реки сооружениями мостового перехода. Очертание свободной поверхности потока, которая до постройки мостового перехода может быть представлена в виде наклонной плоскости, существенно изменяется под влиянием сжатия реки подходами к мосту. В сжатом подмостовом сечении потока средняя скорость течения увеличивается, следовательно, кинетическая энергия потока под мостом будет больше бытовой. Приращение кинетической энергии потока под мостом обеспечивается накоплением потенциальной энергии в сечениях потока перед мостом, т. е. повышением (подпором) уровня воды в этой зоне потока. Очевидно, что бровка незатопляемой пойменной насыпи даже минимальной высоты должна быть выше этого подпертого уровня воды.

§ 77. УЧЕТ ПРИРОДНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ РУСЕЛ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ

Определение наибольших возможных бытовых глубин речного потока у различных опор моста называется прогнозом природных русловых деформаций. Природные деформации соответствуют типу реки.

Современный процесс формирования речного русла, т. е. выработка его форм и размеров, называется *русловым процессом*. Главная составная часть этого процесса — непрерывное взаимодействие водного потока с подвижным дном русла.

Это взаимодействие приводит, с одной стороны, к образованию характерных форм рельефа дна, отвечающих структуре турбулентного речного потока, а с другой — к формированию паводочного скоростного поля потока, соответствующего вырабатываемым формам дна русла.

Как видно из рис. 174 взвешенные и донные руслоформирующие наносы размещаются по ширине русла неравномерно. Взвешенные наносы в основном проходят в зоне наибольших, а донные в зоне наименьших глубин. Эта неравномерность глубин является результатом действия поперечной циркуляции, возникающей в потоке под влиянием волн донных наносов и центробежных сил на поворотах русла.

Мелкие места на ширине дна русла представляют собой крупные скопления совместно перемещающихся донных наносов. В зависимости от места расположения эти крупные скопления носят названия: побочни (если прижаты к берегу русла), осередки и отмели (если с берегом не смыкаются), и образуют характерные формы поперечных сечений русел рек.

В результате взаимодействия двух фаз потока устанавливаются формы и размеры русла, отображающие те современные условия, в которых протекает русловый процесс.

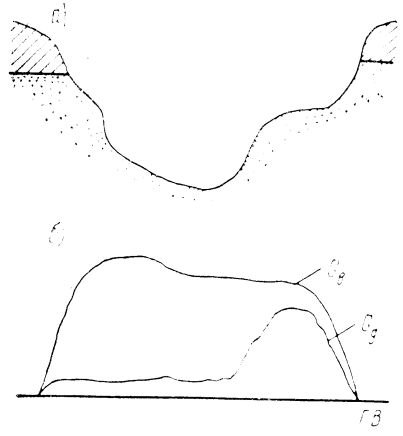


Рис. 174. Кривые элементарных расходов взвешенных и донных руслоформирующих наносов: *а* — поперечный профиль; *б* — расход наносов; $G_в$ — взвешенные наносы; $G_д$ — донные наносы

Несмотря на практически бесчисленное множество комбинаций числовых характеристик условий, в которых происходит формирование русел, количество типов русел ограничено. Число возможных типов речных русел можно установить теоретически; характеристики условий руслоформирования могут быть сведены в малое число физически различных групп, каждой из которых соответствует одна определенная русловая форма.

Выделим участок речного русла ограниченной длины, находящийся длительное время в однообразных гидрологических условиях, в связи с чем его средние размеры не меняются. На этот участок сверху по течению поступают вода с расходом Q и руслоформирующие наносы, суммарный расход которых по всей ширине дна русла обозначим через G. Русло, врезанное на большей части длины реки в отложения аллювия, на равнинных реках ограничено берегами, сложенными пойменными грунтами. Как отмечалось выше, в составе пойменных грунтов есть не только руслоформирующие наносы, поступающие на этот участок в результате разрушения коренных пород в верховьях реки, но и нерусловые, значительно более мелкие наносы, приносимые водным потоком с водосбора. Поэтому грунты, слагающие берега русла, отличаются чаще всего некоторой связностью. Сопротивляемость этих грунтов размыву может быть охарактеризована величиной неразмывающей скорости $v_н$. Фактическая скорость протекания водного потока в речном русле v может в отдельные периоды отличаться от $v_н$ в связи с тем, что водный сток меняется во времени.

Три геометрические характеристики русла обозначим:

B — средняя ширина;

H — средняя глубина;

I — уклон.

Некоторые из шести названных характеристик речного потока являются внешними для данного участка реки, другие формируются в местном русловом процессе. В зависимости от того, что за участок реки рассматривается, меняется состав характеристик внешних условий формирования, но одна из них — расход водного потока Q — обязательно остается внешним фактором для любого участка. Это объясняется тем, что размер водного стока всегда определяется размерами и рельефом водосбора, климатическими условиями и состоянием поверхности, по которой происходит сток, а не условиями протекания потока по рассматриваемому короткому участку русла. Одновременно одна из шести характеристик участка реки — глубина H — никогда не может быть заданной величиной в условиях свободного руслоформирования; она отображает лишь наполнение русла, т. е. положение свободной поверхности потока относительно его дна.

Остальные четыре характеристики участка реки могут быть как заданными величинами, определяемыми внешними условиями, так и результативными в русловом процессе. Например, ширина реки B

может быть ограничена, если поток протекает через теснину, или формироваться в процессе размыва пойменных берегов; уклон потока I может быть равен уклону речной долины или быть меньше его, если русло извилисто и длина его развита по сравнению с длиной долины; твердый сток G может быть внешним, поступающим сверху по течению, или формируемым на участке реки, расположенном в ее верховьях; скорость потока v может быть равна неразмывающей скорости для пойменных береговых грунтов $v_н$, если скорость течения снижается в процессе формирования русла при размыве берегов, или быть значительно меньше неразмывающей скорости для берегов, если река протекает в теснине с прочными берегами.

Русло может формироваться только при относительно высоких скоростях течения, достаточных для того, чтобы размывать берега и переносить наносы. Следовательно, выработка русловых форм происходит в основном во время паводков. Высота паводков меняется из года в год, но некоторые паводки встречаются наиболее часто и являются характерными для данной реки в среднем. Такие средние паводки, а следовательно, и максимальные расходы воды, соответствующие им, можно называть руслоформирующими. При паводках, меньших средней высоты, процесс формирования русла будет малоактивен. При очень высоких паводках могут происходить существенные временные изменения тех размеров и форм русел, которые вырабатываются во время частых паводков, по величине близких к среднему.

Шесть характеристик любого участка реки Q, G, v, B, H, I связаны между собой тремя уравнениями: средней скорости течения (Шези), расхода воды и расхода руслоформирующих наносов. Поскольку обязательных связей имеется всего три, то следует считать три характеристики каждого участка реки результатом руслового процесса, протекающего в условиях, определяемых другими тремя (внешними) характеристиками.

Учитывая, что одна из характеристик реки Q обязательно является внешней, а другая из них H никогда к внешним не относится, число возможных комбинаций внешних условий руслоформирования можно найти как число сочетаний из остальных четырех характеристик, которые могут относиться к внешним факторам руслообразования, по две:

$$C_4^2 = \frac{1 \times 2 \times 3 \times 4}{1 \times 2 \times 1 \times 2} = 6.$$

Пять из шести возможных комбинаций внешних условий руслоформирования сведены в табл. 53 с указанием участков рек, где такие условия встречаются. Эти комбинации исчерпывают возможные внешние условия, в которых формируются русла.

Из пяти комбинаций три первые относятся к руслам, формируемым свободно, а две последние — к руслам с ограниченной шириной. Шестая теоретически возможная комбинация внешних условий руслоформирования (Q, B, v) должна быть исключена как повторяющая одну из пяти, включенных в таблицу. Действительно, ограничение ширины B и установление скорости течения v равнозначно заданию расхода наносов, зависящего от этих характеристик потока и русла, а такие внешние условия уже охватываются пятой комбинацией (Q, B, G).

В верховьях речной долины поток воды, стекающей в реку с водосбора с руслоформирующим расходом Q, разрушает коренные породы, слагающие речную долину, и размывает дно реки. Этот процесс приводит к постепенному уменьшению уклона русла I соответственно смыву наносов.

Таблица 53

Участки реки	Комбинации трех внешних условий руслоформирования	Комбинации трех местных характеристик русла
Зоны эрозии в верховьях рек	Q, v, I	B, H, G
Транзитные участки в среднем течении рек	Q, v, G	B, H, I
Зоны аккумуляции в нижнем течении рек	Q, G, I	B, H, v
Теснины с неизменным уклоном	Q, B, I	v, H, G
Теснины с самоформирующимся уклоном	Q, B, G	v, H, I

Врезание русла в коренные породы речной долины в ее верховьях приводит к образованию глубоких узких русел, ширина которых понизу уменьшается по мере углубления русла. Вынос наносов с верховых участков реки уменьшается, по мере того как сужается речное русло при уменьшении уклона, а средняя скорость течения сохраняется соответственно сопротивляемости берегов размыву.

В среднем течении реки, где долина заполнена аллювием, водный поток врезается в него и вырабатывает русло, размеры которого обеспечивают транзит не только водного потока с руслоформирующим расходом Q, но и потока наносов, поступающих сверху по течению с расходом G. При этом устойчивым размерам и положению русла по-прежнему должна соответствовать определенная скорость водного потока, устанавливающаяся в процессе врезания русла в толщу аллювия и равная неразмывающей скорости для пойменных грунтов $v_н$, при которой прекращается дальнейшее разрушение берегов. Уклон, который соответствует этой скорости и размерам русла, обеспечивающим транзит водного потока и наносов, может существенно отличаться от уклона речной долины в целом. Величина уклона русла, необходимого для транспортирования воды и наносов, поступающих на рассматриваемый участок реки сверху по течению, зависит главным образом от нагрузки потока руслоформирующими наносами, т. е. от интенсивности их смыва в верховьях реки. Чем больше нагрузка потока наносами, тем он шире, мельче, а необходимый уклон русла больше.

При *малом* транспортировании наносов необходимый уклон русла невелик и, как правило, оказывается значительно меньше уклона речной долины. В этих условиях русло характеризуется извилистым очертанием в плане, т. е. длина его развита по сравнению с длиной речной долины. Реки с извилистыми руслами (рис. 175, *а*) называются меандрирующими (по названию извилистой р. Меандр в Месопотамии).

Криволинейным участкам меандрирующих рек соответствует неравномерное распределение скоростей по ширине русла. Вогнутый берег русла, около которого скорость увеличена, размывается. Одновременно у противоположного, выпуклого берега образуется зона малых скоростей течений; здесь откладываются наносы, приносимые данными токами от вогнутого берега, и берег наращивается. Поэтому меандрирующие реки характеризуются боковым перемещением изогнутых участков русла, причем побочень, сложенный донными наносами, перемещается вместе с выпуклым берегом. Это перемещение сопровождается дальнейшим увеличением кривизны русла, еще большей неравномерностью распределения скоростей течения по ширине русла и возрастанием темпа размыва. Следовательно, начавшееся развитие кривизны излучин не затухает, а постепенно усиливается и происходит до тех пор, пока перемещающееся русло не окажется прижатым к неразмываемым породам или пока не произойдет спрямления русла при прорыве двух сблизившихся излучин (после чего процесс искривления русла начинается сначала). При прорыве двух сблизившихся излучин на пойме в стороне от прорыва остается криволинейное озеро, называемое староречьем. Подковообразные староречья, мед-

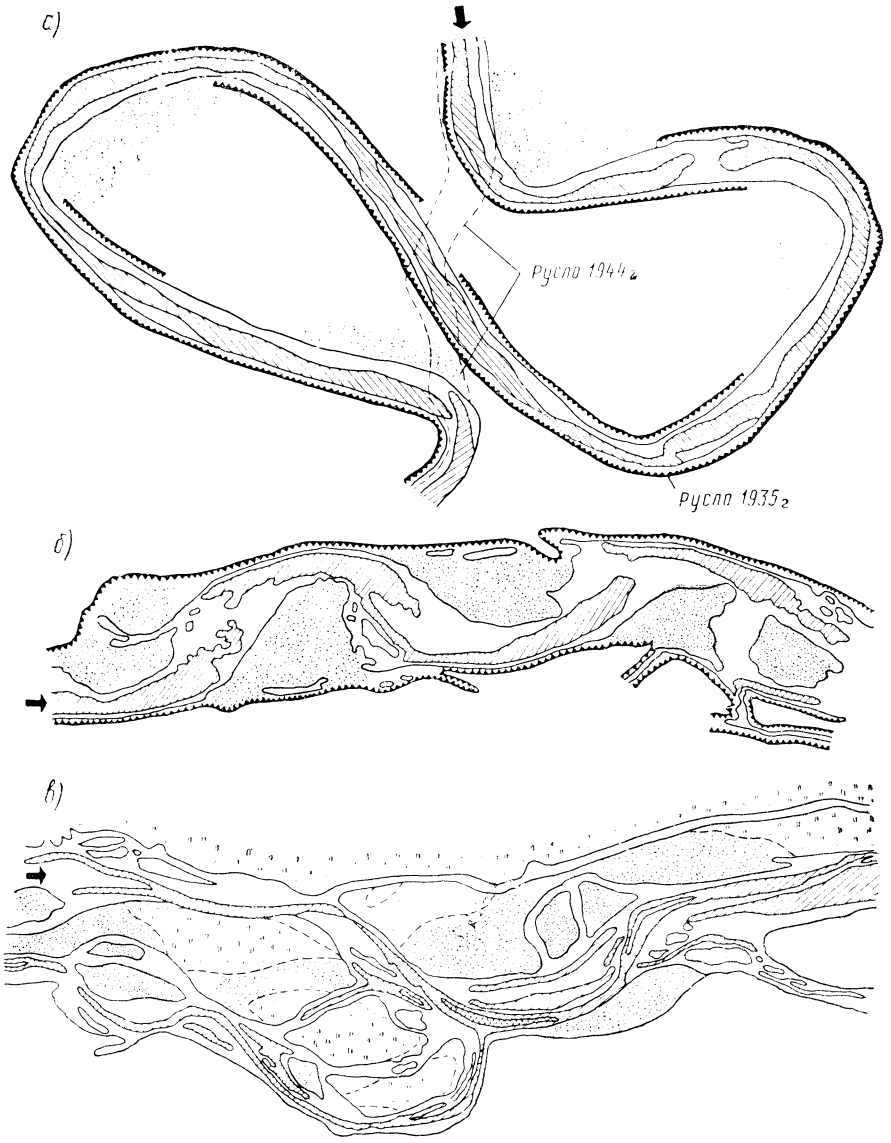


Рис. 175. Планы участков русел разных типов:
а — меандрирующее; *б* — немеандрирующее; *в* — блуждающее

чно заливаемые в последующие годы нерусловыми наносами, характерны для ех меандрирующих рек (см. рис. 175, *а*).

Прямолинейные или слабо извилистые участки русел меандрирующих рек ют устойчивые берега соответственно почти равномерному распределению ско- стей по ширине водного потока и средней скорости течения, определяемой противляемостью размыву грунтов, слагающих пойменные берега русла. Обыч- на этих участках располагаются осередки, тем более низкие, чем меньше кри- на излучины, верхней по течению.

Развитие излучин приводит к уменьшению транспортирующей способности тока. Прорыв излучин, т. е. их спрямление, сопровождается увеличением уклона резким возрастанием транспортирующей способности, приводящим к обязатель- м местным деформациям русла.

Таким образом, наносы транспортируются транзитом в количестве G только среднем за большой промежуток времени и по участку меандрирующей реки льшого протяжения. Внутри этого участка наблюдается существенная неравно- рность транспортирования; на длине русла меандрирующей реки образуются частки с разными уклонами, характеризуемые и различной транспортирующей особностью.

При *значительном* поступлении наносов сверху по течению на участок реки в среднем ее течении уклон русла, необходимый для транспортирования наносов, возрастает и в пределе может оказаться равным уклону долины. В этом случае очертание русла в плане повторяет лишь извилины речной долины, и берега его устойчивы, так как у берегов неизвилистого русла скорость не будет увеличи- ваться. Движение донных наносов на реках такого типа идет побочнями, распо- женными в шахматном порядке вдоль русла.

Реки с практически неподвижным и неизвилистым руслом называются не- меандрирующими (рис. 175, *б*). Они характеризуются значительно более равно- рным транспортированием наносов по длине реки. Это объясняется как меньшей разницей уклонов на отдельных участках русла, так и большим одно- бразием условий протекания потока в различных сечениях слабо извилистого или прямолинейного русла по сравнению с условиями, свойственными меандри- рующим рекам.

Проход паводков, превышающих средний руслоформирующий, сопровождает- я неодинаковым ростом транспортирующей способности на отдельных участках долины немеандрирующей реки, характеризуемых разной шириной пойм, разными уклонами и т. д. Это приводит к нарушению баланса в поступлении и выносе наносов на стыке участков с различной транспортирующей способностью при вы- ких паводках.

Если поступление наносов сверху по течению на какой-либо участок реки несколько превысит транспортирующую способность, соответствующую наиболь- шему возможному уклону русла, равному уклону речной долины в данном месте, то произойдет задержка части наносов. Задержка наносов с течением времени приведет к местному увеличению уклона, сопровождаемому местным уширением русла. Так как такие задержки наносов происходят только периоди- чески и в отдельных местах реки, то и уширения русла, вызываемые такой за- держкой наносов, принято называть периодическими. В последующее время в связи с восстановлением обычного притока наносов при руслоформирующих па- водках вновь вырабатываются прежние размеры русла, т. е. произойдет его суже- ние. Как правило, этот процесс *периодического сужения и расширения русла* приводит к небольшому смещению русла в сторону с образованием прямолиней- ного староречья, параллельного руслу, в отличие от криволинейных староречий, свойственных меандрирующим рекам.

Если поступление наносов сверху по течению превышает транспортирующую способность потока, соответствующую максимальному возможному уклону русла, равному уклону долины, и скорости $v_н$, не размывающей берега, то транзит всего количества наносов оказывается осуществимым только при увеличенной скорости течения до $v > v_н$. Такие условия наблюдаются в низовьях рек, где ук- лоны невелики. Однако высокие скорости течения вызывают размывы берегов. Это приводит к уширению русла, к снижению скорости течения и транспортиру- ющей способности потока. При этом избыток наносов откладывается по ширине

русла (наносы аккумулируются), дно повышается и уклон реки постепенно увеличивается, стремясь к такому значению, при котором транспортирование всего поступающего количества наносов обеспечивается со скоростью, уже не размывающей берега ($v=v_н$).

Значительные отложения наносов могут привести к такому превышению дна реки, что все русло окажется выше окружающей местности. Это явление называется образованием *конуса выноса*, его необходимо рассматривать как процесс увеличения уклона реки до величины, требуемой для транспортирования всех наносов, поступающих сверху по течению из зоны транзита. У рек, текущих по конусам выноса, поймы отсутствуют.

Участкам реки с недостаточными уклонами соответствуют характерные русловые формы и деформации берегов. Русла рек на этих участках прямолинейны, вода протекает по наибольшему возможному скату местности, ширина русел значительна и определяется сопротивляемостью береговых грунтов размыву, а глубина обычно мала.

Наносы, поступающие в избытке сверху по течению в уширившееся русло, уже не образуют правильных скоплений типа побочней, поочередно примыкающих к берегам, а располагаются более мелкими скоплениями — отмелями — по всей ширине дна. Это приводит к тому, что при спаде половодья меженное русло оказывается разбитым на рукава (рис. 175, *в*). Такие реки называют *блуждающими*.

Те участки рек, где ширина русла ограничена и оказывается меньшей, чем необходимая при свободном руслоформировании, называются *теснинами*. Следует различать теснины двух родов. Теснины первого рода с постоянным уклоном, характеризуются неизменной транспортирующей способностью независимо от притока наносов. Эти теснины могут иметь размываемое дно. При неразмываемом дне транспортирование наносов через теснину может проходить со значительным дефицитом, если недостаточен приток наносов сверху по течению. При избытке поступления наносов по сравнению с транспортирующей способностью потока в теснине при некотором, ранее сформировавшемся уклоне происходит задержка наносов и уклон дна увеличивается за счет их аккумуляции. Так обычно происходит формирование теснин второго рода. Уклон теснин второго рода может формироваться и при недостатке поступления наносов, но при условии, что дно теснины размываемо. Движение наносов в теснинах происходит обязательно в виде перемещения побочней, расположенных в шахматном порядке (см. рис. 175, *б*).

Форма речного русла любого типа может быть охарактеризована отношением его ширины к глубине. Непосредственно из выражения расхода потока $Q=BHv$ следует

$$\frac{B}{H}=\frac{Q}{vH^2}.$$

Подставляя в правую часть этого равенства выражение глубины потока через скорость, уклон и шероховатость, по уравнению Шези получим

$$\frac{B}{H}=\frac{QI^{3/2}}{n^3v^4}. \qquad (315)$$

В этой формуле скорость v и уклон I представляют собой фактические значения параметров потока, которые в одних случаях оказываются заданными внешними условиями руслообразования, а в других — устанавливаются в результате руслового процесса, т. е. в соответствии с транспортированием наносов, поступающих сверху по течению. Формула справедлива только для среднего руслового

расхода, под действием которого формируется русло реки. Глубины следует отсчитывать от уровня воды, соответствующего этому расходу.

Показатель формы русла (315) позволяет проанализировать влияние параметров речного потока на размеры русла. Так, увеличение уклона приводит к увеличению отношения $\frac{B}{H}$, т. е. на больших уклонах русла рек относительно мельче. При увеличении скорости течения русло становится глубже и сужается. Большие реки существенно отличаются от малых по ширине русла и значительно меньше отличаются по глубине. Это объясняется тем, что увеличение водности реки (расхода Q) приводит к увеличению отношения $\frac{B}{H}$, но реки с разными расходами воды Q, протекающие в берегах, сложенных примерно одинаковыми грунтами, должны иметь примерно одну скорость течения, т. е. при одинаковых уклонах — одинаковую глубину. При этом следует обратить особое внимание на то, что скорость течения в реке, свободно формирующей свое русло, после прекращения размыва берегов соответствует сопротивляемости *береговых* грунтов размыву. *На дне реки* частицы несвязного грунта, слагающие его, находятся в движении, т. е. фактическая скорость течения потока будет равна $v=v_н$, но одновременно $v>v_0$, где v_0 — неразмывающая скорость для подвижных донных наносов.

Чтобы оценить влияние крупности и расхода наносов на форму русла, нужно найти отношение ширины к глубине исходя не из уравнения расхода воды, а из уравнения транспортирования наносов. Анализ показывает, что относительная ширина рек увеличивается с ростом расхода наносов. При этом реки, несущие крупные грунты — гальку, валуны, — особенно мелки и широки.

Природные изменения равнинных меандрирующих рек в подмостовых сечениях заключаются в боковых перемещениях русла, что должно учитываться путем введения максимальной бытовой глубины русла в расчет возможных русловых деформаций у всех опор моста. Продольные перемещения извилин русла могут привести к смещению под мост наиболее глубокого сечения той излучины, на которой располагается мост. Следовательно, в расчет размывов следует вводить наибольшую из глубин, измеренных при изысканиях во многих створах, которые расположены на этой излучине, а не только в створе, где предполагается разместить мост.

Продольное смещение излучин может привести к дополнительному искривлению русла под мостом, т. е. к росту кривизны по сравнению с зафиксированной на изысканиях. Это искривление также может привести к увеличению глубины русла. Такое увеличение глубин может быть прогнозировано путем обследования крутых излучин русла в районе мостового перехода.

Пример бокового перемещения русла меандрирующей р. Суры под мостом у Пензы приведен на рис. 176, *а*. Перемещение русла не

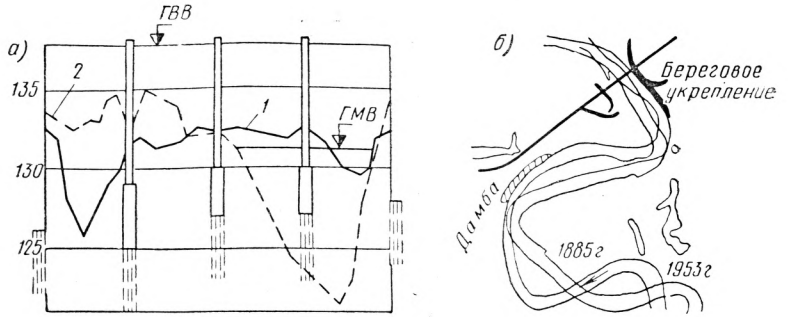


Рис. 176. Русловые деформации у мостов через меандрирующие реки:
а — боковое смещение русла; *б* — прижим русла к насыпи;
1 — профиль до постройки моста; *2* — профиль через 75 лет

было учтено в проекте. Поэтому фундамент опоры моста, к которой переместилось русло, не имел надлежащего заглубления. Это привело к необходимости реконструировать одну из опор для предохранения ее от подмыва.

Продольное перемещение излучины р. Суры у моста в Княжихе (рис. 176, *б*) приблизило излучину к насыпи подхода к мосту и увеличило кривизну той излучины, на которой расположен мост.

Смещение вогнутых берегов русел может происходить не только с верховой, но и с низовой стороны насыпи. На рис. 177 показано, как две сближающиеся излучины р. Лидь угрожают подмывом обоим откосам земляного полотна на пойме.

Следует иметь в виду, что перемещение русел меандрирующих рек происходит медленно: обычно нужны десятилетия, чтобы русло переместилось от одного устоя моста к другому. Но все же сроки перемещения русел чаще всего короче срока службы сооружений перехода. Кроме того, стеснение реки сооружениями мостового перехода, как правило, интенсифицирует русловой процесс, и природные изменения русла у моста могут происходить быстрее, чем до постройки перехода.

Определить темп природного перемещения русла меандрирующей реки в ряде случаев можно по возрасту растительности на поймах, покрытых кустарником или лесом. Возраст дерева на размываемом вогнутом берегу русла показывает, сколько лет русло не было в этой части речной долины. Расстояние от выпуклого, наращиваемого берега русла до дерева определенного возраста прямо указывает на скорость смещения берега (рис. 178).

Природные изменения в подмостовых сечениях равнинных немеандрирующих рек, русла которых не смещаются по речной долине, выражаются в перемещении вертикали с наибольшей глубиной $h_{рб}$ лишь в пределах русла. Ширина русла, которая иногда искусственно увеличивается, может быть меньше отверстия моста. Таким образом, возможность установления наибольшей глубины непосредственно у опоры должна учитываться при расчете размывов только у опор, размещаемых в русле реки. Продольное смещение побочней в пределах русла с неподвижными берегами может увеличить наибольшую бытовую глубину в подмостовом поперечном сечении русла, которая достигает максимума в тот момент, когда под мост смещается наиболее широкая и высокая часть (вершина) побочня. Поэтому в расчет должна вводиться наибольшая из глубин, измеренных во время изысканий на участке русла у проектируемой оси моста, в нескольких створах, которые проходят через вершины побочней.

На рис. 179, *а* показано природное поперечное перемещение вертикали с наибольшей глубиной в русле р. Иртыш у Омска. На рис. 179, *б* приведен пример неправильной разбивки на пролеты моста через немеандрирующую реку. Судоходные пролеты расположены только в глубокой части русла, в момент изысканий прижатой к правому берегу. С течением времени продольное перемещение скоплений наносов приведет к тому, что глубокая часть русла разместится у левого берега, а судоходные пролеты будут закрыты надвигающимся сверху побочнем.

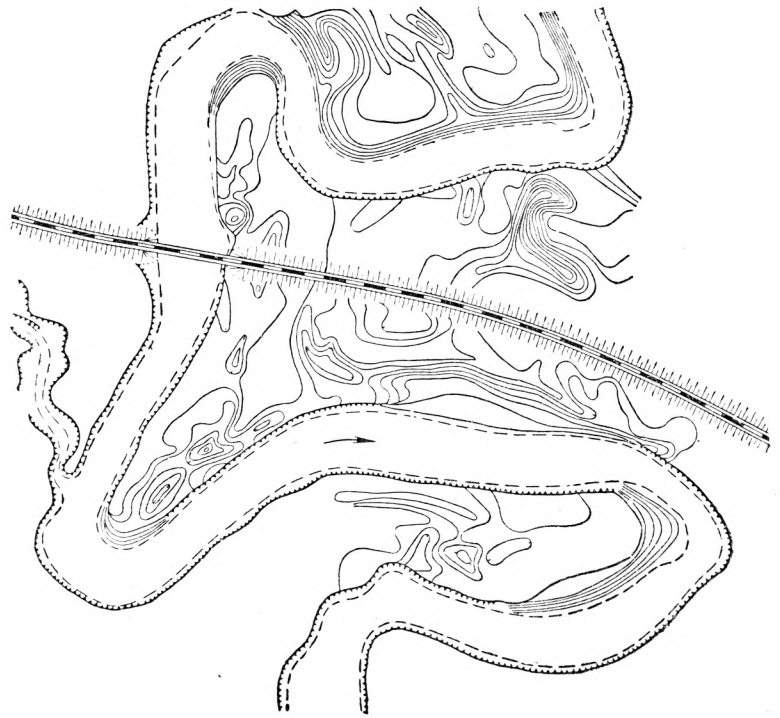


Рис. 177. Прижимы излучин реки к насыпи

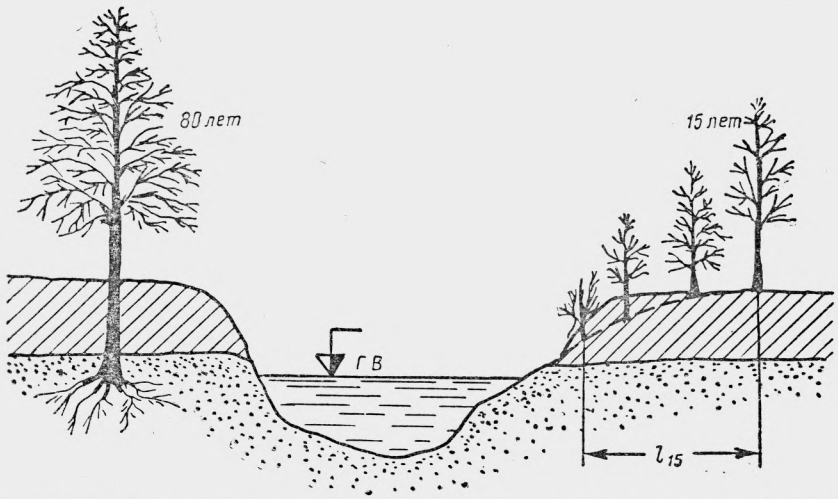


Рис. 178. Схема к определению темпа смещения русла меандрирующей реки

Блуждающие беспойменные реки меняют очертания поперечных сечений под мостами беспорядочно, так как скопления наносов в русле с неустойчивыми берегами перемещаются тоже беспорядочно. Место развития наибольшей глубины в подмостовом сечении неопределенно, поэтому наибольшая бытовая глубина может размещаться у любой из опор проектируемого моста.

На рис. 180 показано изменение русла под мостом через блуждающую р. Сырдарью за несколько лет. За эти годы наибольшая глубина наблюдалась практически у всех опор моста.

В нижнем течении реки часто происходит процесс аккумулирования наносов, выносимых рекой из зоны эрозии. Происходящее при этом наращивание дна реки безопасно для опор моста, но приводит к другим опасным последствиям. На реках, несущих много наносов, отчетливо замечается занесение отверстий мостов наноса-

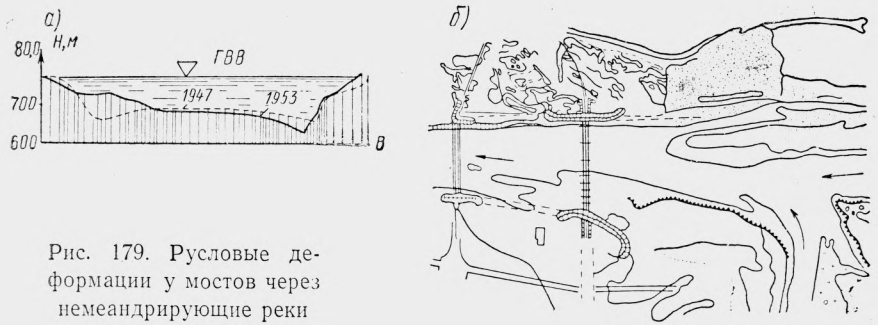


Рис. 179. Русловые деформации у мостов через немеандрирующие реки

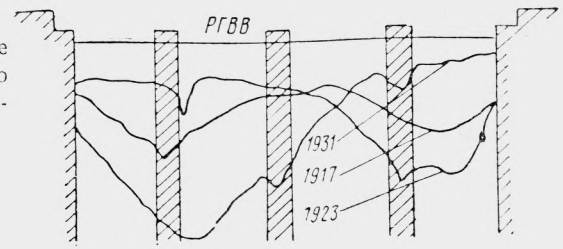


Рис. 180. Перемещение наибольшей глубины по створу моста через блуждающую реку

ми и значительное повышение уровня воды, что приводит к уменьшению подмостовых габаритов и подтоплению насыпей подходов. Например, дно русла на одном из участков р. Амударьи поднимается до 1,5 *м* в столетие.

Особенно интенсивно идет этот процесс на конусах выноса малых блуждающих рек.

В связи с длительным сроком службы капитальных сооружений мостовых переходов вековые русловые изменения, связанные с понижением дна в зоне эрозии или наращиванием конуса выноса, также необходимо учитывать при проектировании переходов через водотоки.

Темп понижения дна в зоне эрозии или наращивания конуса выноса можно установить сопоставлением съемок дна русла, проведенных в различные годы, или, что надежнее, сопоставлением нескольких кривых расхода $H=f(Q)$, построенных в разные годы гидрометрическим путем.

Изменение уровня воды, соответствующего одному и тому же расходу, покажет повышение или понижение всей реки за время, прошедшее между двумя гидрометрическими измерениями.

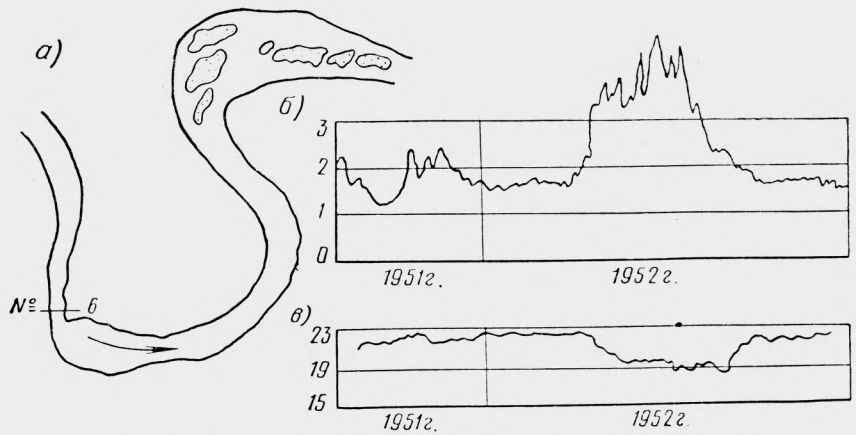


Рис. 181. Бытовые размывы в теснине блуждающей реки:
а — план участка реки; *б* — водомерный график; *в* — график отметок дна

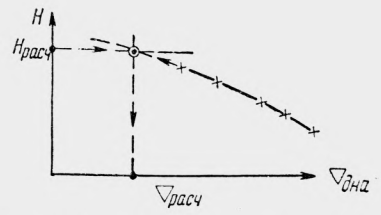


Рис. 182. Изменение отметки дна при бытовом размыве на равнинной реке

При паводке на реке с поймами увеличение руслового расхода может быть неодинаковым на отдельных участках длины русла вследствие разного разлива на поймы. Поэтому при высоких паводках может наблюдаться неравномерность в транспортировании наносов по длине реки, приводящая к размывам в одних местах, задержке наносов в других и, следовательно, к деформациям русла. Так, например, на беспойменном участке реки транспортирование наносов при паводке возрастает значительнее, чем на участке с широкими поймами, что приводит к дефициту наносов в начале беспойменного участка и к размыву дна. Деформации такого рода, происходящие на реках вне связи с возведением инженерных сооружений, стесняющих поток, называются *бытовыми размывами*. Бытовой размыв может наблюдаться не только на блуждающих реках, в теснинах (рис. 181), но и на равнинных реках, в местах сужения пойм. Например, закономерное углубление русла при затоплении пойм наблюдается на Волге в районе Печерских песков, у г. Горького.

Бытовые размывы легко устанавливаются по геологическим разрезам рек, где обычно отчетливо видны периодически смываемые, а затем восстанавливаемые слои современного аллювия. Если створ мостового перехода находится на входе в участок резкого сужения речной долины, то полезно, проведя паводочные промеры глубин, установить понижение дна при уровнях различной высоты и экстраполировать кривую отметок дна до расчетного паводка (рис. 182).

§ 78. ПРИНЦИПЫ РАСЧЕТА ОБЩЕГО РАЗМЫВА ПОД МОСТАМИ

Общий размыв под мостом происходит в результате стеснения водного потока подходами к мосту.

Отверстие моста может быть больше ширины речного русла. Поэтому ширина подмостового поперечного сечения потока в общем случае делится на две характерные части: русло, по которому, кроме воды, движутся руслоформирующие наносы, и пойменный участок (или участки), по которому в бытовом состоянии руслоформирующие наносы не движутся (рис. 183, *а*).

До стеснения потока по руслу и пойменному участку отверстия моста проходили бытовые расходы воды $Q_{рб}$ и $Q_{пб}$, сумма которых меньше полного расхода реки Q, так как некоторая доля воды протекала на остальной части ширины пойм. После перекрытия этой части ширины пойм незатопляемыми насыпями подходов к мосту, по характерным участкам сжатого сечения реки будут проходить увеличенные расходы воды, которые обозначим $Q_{рм}$ и $Q_{пм}$. Сумма

их равна полному расходу реки Q. Увеличение величин расходов вызывается сливом воды в отверстие моста с участков пойм, перекрытых незатопляемыми насыпями (рис. 183, *б*).

Коэффициенты возрастания расходов в русле и на пойменном участке отверстия моста могут быть определены гидравлическим расчетом. При этом увеличение расходов в русле начнется лишь при тех уровнях, когда вода станет притекать к мосту с поймы. Чем выше уровень воды, тем больше будет приток к мосту с пойм и тем больше будут коэффициенты увеличения расхода:

$$\beta_р = Q_{рм} : Q_{рб} \text{ и } \beta_п = Q_{пм} : Q_{пб}.$$

При этом $\beta_р < \beta_п$, что следует непосредственно из уравнений Бернулли, составляемых раздельно для двух струй, проходящих через створ не стесненного по ширине потока и створ моста, т. е. *Б* и *Г* (рис. 184).

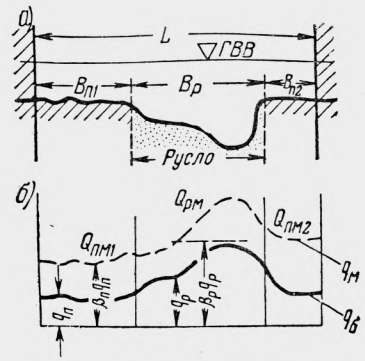


Рис. 183. Схема к расчету общего размыва под мостами

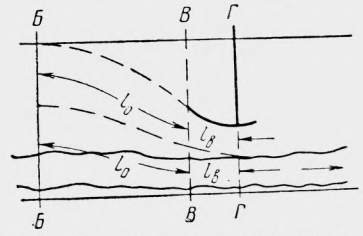


Рис. 184. Схема к расчету распределения расхода воды по ширине подмостового сечения

Выполнив необходимые совместные преобразования этих двух уравнений Бернулли и уравнения неразрывности ($Q = \text{const}$) и учитывая, что отметки уровней воды для обеих струй в расчетных створах одинаковы для русловой и пойменной частей потока, получаем расчетные формулы для определения $\beta_р$ и $\beta_п$ в виде:

$$\beta_п = \sqrt{\beta_р^2 + (\beta_р^2 - 1) F(\eta;\ a)}, \tag{316}$$

$$\beta_р = \beta_п - \frac{1}{\tau}\left(\frac{\beta_п}{\beta} - 1\right). \tag{317}$$

В эти уравнения, кроме уже поясненных величин $\beta_п$ и $\beta_р$, входят величины: $\tau = \dfrac{Q_{рб}}{Q}$, $\beta = \dfrac{Q}{Q_{рб} + Q_{пб}}$,

(коэффициент общего стеснения), а также некоторая функция, характеризующая мостовой переход,

$$F(\eta; a) = \frac{a^2(\eta^2 - 1)}{a + \eta^2}, \qquad (318)$$

$\eta = v_{рб} : v_{пб}$ — отношение бытовых скоростей;

$a = \frac{1{,}1 v_{рб}^2}{g I_б l_0}$ — (здесь $I_б$ — бытовой уклон и l_0 — расстояние между створами $Б$ и $Г$).

Этой приближенной формулой не учитывается влияние на $F(\eta; a)$ длины струенаправляющих дамб. Однако оно достаточно мало (обычно до 5%), что позволяет им в этом расчете пренебрегать.

Система уравнений (316) и (317) может быть легко решена последовательными приближениями. Но чаще всего при расчете отверстий мостов устанавливают допустимую величину коэффициента увеличения расхода в русле $\beta_р$, после чего $\beta_п$ находят прямым расчетом по формуле (317), а общий допустимый коэффициент стеснения, определяющий необходимое отверстие моста, по преобразованной формуле (317) [1]

$$\beta = \frac{\beta_п}{1 + \tau(\beta_п - \beta_р)}. \qquad (319)$$

Контроль правильности теоретически выведенных расчетных формул (316) и (317) был проведен по 43 лабораторным опытам ВОДГЕО, выполненным в 1956 г. Среднее отклонение составило всего 4%.

Входящее в расчетные формулы расстояние между створами $Б$ и $Г$ (см. рис. 184) рекомендуется принимать $l_0 = B_{разлива} - L$, или $l_0 = \frac{1}{2}(B_{разлива} - L)$, соответственно при одной или двух равных поймах. При неравных поймах l_0 следует определять интерполяцией между приводимыми здесь крайними значениями.

Увеличение расходов воды, протекающей по обоим участкам отверстия моста, сопровождается возрастанием скоростей течения, что приводит к усиленному выносу частичек грунта, т. е. к размыву по крайней мере на одном из участков отверстия моста (в русле), а в ряде случаев и на обоих.

Размывы на двух характерных частях отверстия моста происходят по разным причинам.

[1] Пример такого расчета можно найти в учебном пособии «Проектирование автомобильных дорог» (примеры). М., «Транспорт», 1966.

Методика расчета с учетом влияния длины струенаправляющих дамб изложена в книге проф. О. В. Андреева «Проектирование мостовых переходов». М., Автотрансиздат, 1960.

На *пойменных участках* отверстия моста грунтовые частички в бытовых условиях неподвижны, так как фактическая бытовая скорость течения воды по пойме меньше неразмывающей, т. е. $v_{пб} < v_н$. Размыв на этом участке начнется только при условии, что скорость стесненного потока превысит неразмывающую, т. е. при $\beta_п v_{пб} > v_н$ для наплка.

При размыве глубина, а следовательно, и площадь поперечного сечения потока будут возрастать, и скорость течения уменьшится. Углубление прекратится после того, как снижающаяся по мере размыва скорость станет равна неразмывающей, т. е. $v_{пм} = v_н$, и смыва частиц грунта больше не будет.

В случае небольшого сжатия потока при постройке мостового перехода скорость течения на пойменном участке отверстия моста возрастает также незначительно и может не превысить неразмывающую; в этих случаях размыв пойменного участка под мостом не начнется.

Расчетной формулой для определения глубины после размыва на пойменном участке отверстия моста может служить простое равенство

$$h_{пм} = \beta_п q_{пб} : v_н. \qquad (320)$$

На *русловом участке* отверстия моста размыв начинается по другой причине. В русле реки частички наносов, слагающие дно, находятся в движении даже в бытовых условиях, когда скорость течения равна $v_{рб}$. Следовательно, неразмывающая скорость для частичек грунта, слагающих дно, т. е. для руслоформирующих наносов, превышена еще до стеснения потока.

Бытовой скорости течения в русле соответствует определенный расход руслоформирующих наносов. При увеличении скорости течения в русле под мостом до $\beta_р v_{рб} > v_{рб}$, при сжатии потока подходами к мосту транспортирование этих наносов под мостом усиливается. Поэтому происходит нарушение баланса между поступлением наносов к мосту сверху по течению и выносом наносов из-под моста потоком с увеличенной скоростью.

Усиленный вынос наносов из-под моста означает ежесекундный захват потоком, протекающим с увеличенной скоростью, некоторого количества грунта, слагающего дно русла на сжатом участке реки. Через начальный створ на элементарный участок руслового потока длиной dl поступают руслоформирующие наносы в количестве G каждую единицу времени. Расход наносов может быть переменным как по времени, так и по длине потока, т. е. $G = f(t; l)$. Через второй, конечный створ, этого участка в тот же момент времени выходит измененный расход наносов, отличающийся от G на величину приращения расхода наносов по длине потока, т. е. (рис. 185)

$$G + dG = G + \frac{\partial G}{\partial l} dl. \qquad (321)$$

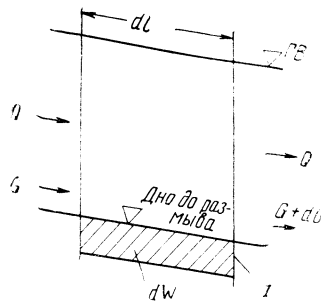


Рис. 185. Схема к выводу уравнения баланса наносов

Приращение расхода руслоформирующих наносов может образоваться при сохранении ширины русла только за счет разрушения его дна. При этом можно написать равенство: *приток наносов + размыв = выносу наносов*, т. е.

$$Gdt + dW = (G + dG)dt. \qquad (322)$$

За элементарный отрезок времени dt приращение объема потока dW в связи с размывом дна будет равно превышению объема выноса наносов через второй створ над поступлением наносов через первый створ, т. е.

$$dW = dGdt = \frac{\partial G}{\partial l} dldt. \qquad (323)$$

Приращение объема потока на участке постоянной длины dl можно выразить через увеличение площади его поперечного сечения, которая может меняться как во времени, так и по длине потока, т. е. $\omega = f(t;\ l)$. Поэтому

$$dW = \frac{\partial \omega}{\partial t} dtdl. \qquad (324)$$

Сравнивая два последних выражения, получаем

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} = \frac{\partial G}{\partial l}, \qquad (325)$$

т. е. скорость приращения площади сечения потока с течением времени равна градиенту изменения расхода руслоформирующих наносов по длине потока. Для практического использования уравнение (325) часто записывают в конечных разностях

$$\frac{\Delta \omega}{\Delta t} = \frac{\Delta G}{\Delta l} = \frac{G_2 - G_1}{\Delta l}. \qquad (326)$$

Скорость понижения дна может быть выражена при известном $\Delta\omega = B_p \Delta h$ (где B_p — местная ширина русла) формулой

$$\frac{\Delta h}{\Delta t} = \frac{G_2 - G_1}{\Delta l B_p} = \frac{G_2 - G}{\Delta \Omega}, \qquad (327)$$

где $\Delta\Omega$ — площадь размываемого дна на элементарном участке длиной Δl.

Объем грунта, смываемого за время Δt, будет равен

$$\Delta W = \Delta h \Delta \Omega, \qquad (328)$$

Очевидно, размыв прекращается при условии, что его скорость, определяемая формулами (325) и (327), станет равна нулю.

В связи с различными причинами прекращения общего размыва его необходимо рассчитывать раздельно для русла и пойменного участка отверстия моста.

§ 79. РАСЧЕТ РАЗМЫВОВ В РУСЛАХ ПОД МОСТАМИ

Расчеты размыва (понижения) дна русла под мостом могут быть выполнены различными приемами, отличающимися детальностью на основе полученного выше уравнения баланса наносов (325).

Наиболее общий и полный прием расчета заключается в последовательном определении глубин под мостом по весьма длинной серии возможных паводков и междупаводочных периодов. За серию паводков принимается обычно натурная последовательность уже наблюденных паводков, прошедших еще до постройки моста, так как высоты будущих, идущих один за другим паводков еще неизвестны. Такой общий прием разработан в гидротехническом проектировании еще в начале 30-х годов, когда стало известно уравнение баланса наносов (325), составленное в 1926 г.

При расчете, выполняемом по уравнению (327), учитывают, что поток, стесненный сооружениями мостового перехода и протекающий с увеличенной скоростью, сильно взмучивает наносы, слагающие дно, которые в значительном количестве проносятся водой во взвеси и лишь в небольшом количестве влечением по дну. В гидротехническом проектировании обычно поэтому считают, что можно ограничиваться при определении расходов наносов, входящих в формулу (327), учетом только взвешенных наносов руслоформирующих фракций, применяя для этого зависимости, обязательно установленные натурным путем для конкретного водотока на изысканиях: только при отсутствии натурных данных используют различные полуэмпирические формулы.

При выполнении этого расчета нельзя учитывать только донные наносы, составляющие для песчаных мелких грунтов лишь меньшую часть общего количества наносов, участвующих в формировании дна русла. В этом случае расчет даст неоправданно низкие темпы размыва дна русла и фактический процесс размыва пойдет значительно быстрее, что может оказаться опасным.

Техника расчета размыва дна длительной серией последовательных паводков сводится к следующему. Весь участок русла длиной l_0 (см. рис. 184), который будет подвергаться размыву перед мостом, делится на элементарные участки длиной Δl, с площадью дна $\Delta\Omega$ (рис. 186, *а*). Наиболее просто, но приближенно, расчет ведут последовательно по элементам длины и времени, строя ступенчатое очертание размытого дна. При использовании уравнения (327) допускают, что за малое время Δt уровень и расход потока не меняются и приращение глубины происходит только за счет размыва

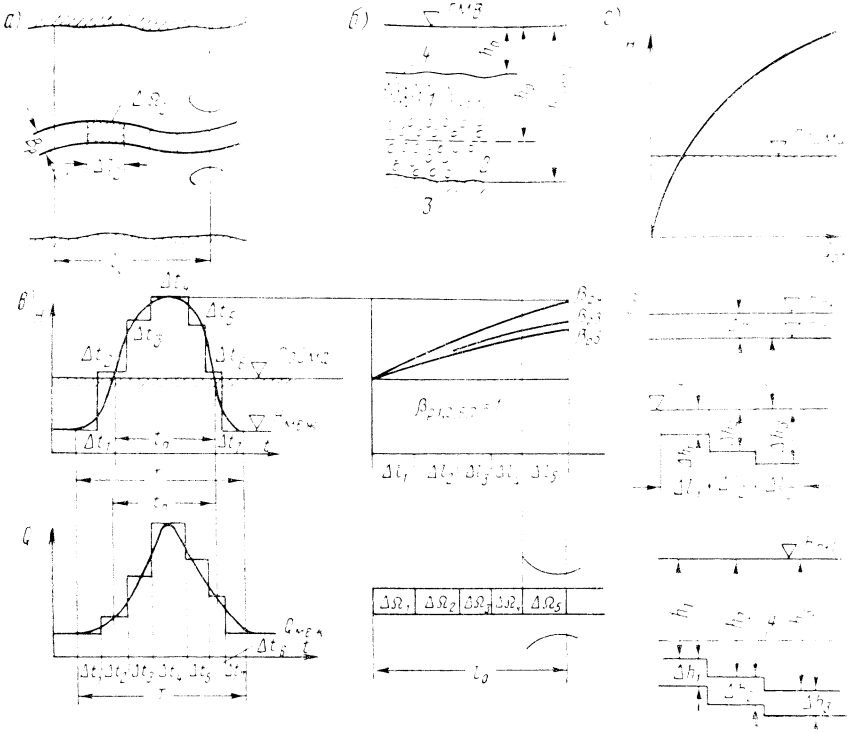


Рис. 186. Схемы к расчету развития размыва во времени:
1 и *2* — слои аллювия; *3* — коренные породы; *4* — бытовое дно

дна. Кроме того, можно считать, что приращение глубины за короткое время так мало, что транспортирующая способность потока, разная от створа к створу, не меняется в данном створе за время Δt.

Общую длину участка размыва перед мостом принимают равной расстоянию от моста до створа наибольшего подпора перед мостом, которое определяется по интерполяционной формуле

$$l_0 = \frac{B_0 - L}{1 + \frac{B_м}{B_б}}, \tag{329}$$

где B_0 — ширина разлива реки;

L — отверстие моста, которое для этого расчета должно быть известно;

$B_м$ — ширина меньшей из пойм;

$B_б$ — ширина большей из пойм.

Для односторонней и равных двусторонних пойм формула принимает вид

$$l_0 = B_0 - L \quad \text{и} \quad l_0 = \frac{B_0 - L}{2}. \tag{330}$$

При определении транспортирующей способности потока G учитывают, что может измениться состав руслоформирующих наносов, т. е. могут быть вовлечены в движение частицы из тех слоев грунта, которые будут обнажены в процессе размыва (рис. 186, *б*). В необходимых случаях учитывают ограничение размыва плотными грунтами или породами.

Водомерный график и гидрограф половодья заменяются ступенчатыми графиками (рис. 186, *в*), и для всего участка русла длиной строят кривые $\beta_р = f(l)$ для каждой из ступеней изменения уровня воды. Как показали лабораторные опыты, эти кривые практически дают линейную связь $\beta_р$ и l.

Имея эти данные для первого интервала времени, подсчитывают транспортирующие способности потока по всем створам, определяя расходы воды в русле $Q_р = \beta_р Q_{рб}$. Значение $Q_{рб}$ берут по кривой расхода (рис. 186, *г*). Тогда последовательно используя уравнение (327) для каждой пары створов, можно приближенно определить средние величины понижения дна на каждом из участков для этого интервала времени (рис. 186, *д*).

Затем для нового интервала времени вычисляют транспортирующие способности потока с учетом изменения глубины не только в связи с повышением или понижением уровня воды ΔH, но и в связи с размывом дна за предыдущий интервал времени Δh. Учитывается при этом и изменение состава руслоформирующих наносов, если оно происходит.

В качестве исходных формул для определения транспортирующей способности потока (при отсутствии натурных данных о транспорте наносов) рекомендуется использовать теоретико-экспериментальные формулы И. И. Леви:

а) для взвешенных наносов ($м^3/сек$)

$$G_в = \left[\frac{0{,}2(1+r)h^{0{,}25}}{g\omega\gamma}\right] v^3 \frac{B_р}{h^{0{,}25}}(v - v_0); \tag{331}$$

б) для донных наносов ($м^3/сек$)

$$G_д = \left[\frac{2(1+r)}{g\gamma d^{0{,}25}}\right] v^3 \frac{B_р}{h^{0{,}25}}(v - v_0), \tag{332}$$

где ω — гидравлическая крупность наносов, $м/сек$;

γ — объемный вес наносов (обычно 2650 $кг/м^3$);

r — коэффициент порозности грунта, зависящий от крупности частиц (в среднем 0,65);

d — крупность частиц грунта, $м$;

$B_р$ — ширина потока в русле, *м*;
h — глубина потока, *м*;
v — скорость потока, *м/сек*;
v_0 — начальная скорость движения наносов, определяемая формулой

$$v_0 = v_{нд}\left(\frac{h}{d}\right)^{1/6} = \frac{v_{нд}}{d^{1/6}}\,h^{1/6}. \qquad (333)$$

где $v_{нд} : d^{1/6}$ — определяется по табл. 54 в зависимости от крупности наносов.

Для перехода к суточным расходам наносов в формулы (331) и (332) надо вводить множитель 86 400 (число секунд в сутках).

При определении расхода взвешенных наносов подлежат учету только руслоформирующие фракции. Все остальные, более мелкие наносы, не участвующие в формировании дна, в расчет не вводятся. При этом можно учесть, но обязательно по данным натурных измерений, разницу средней крупности донных и взвешенных наносов.

Расчет можно вести в табличной форме для каждого интервала времени (табл. 55). Для подсчета глубин смыва по створам при известных B_1, B_2, $\Delta h_{ср}$ и Δh_1 используют формулу

$$\Delta h_2 = \frac{2\Delta h_{ср}B_{ср} - \Delta h_1 B_1}{B_2} = \Delta h_{ср} + (\Delta h_{ср} - \Delta h_1)\frac{B_1}{B_2}. \qquad (334)$$

При постоянной ширине $B_1 = B_2$, $\Delta h_2 = 2\Delta h_{ср} - \Delta h_1$.

Применение ЭЦВМ существенно сокращает время, потребное для таких расчетов. Рекомендуется использование для этой цели программы, разработанной Г. А. Федотовым в Союздорпроекте и МАДИ в 1966 г. для «Минск-11» и в 1968 г. для БЭСМ-4.

Таблица 54

Грунт (условные названия)	Разновидность	d, *мм*	Донная неразмывающая скорость $v_{нд}$, *м/сек*	$\frac{v_{нд}}{d^{1/6}}$
Песок	Мелкий	0,05—0,25	0,20	0,55—0,60
»	Средний	0,25—1,00	0,20	0,60—0,65
»	Крупный	1,00—2,50	0,20—0,25	0,65—0,70
Гравий	Мелкий	2,50—5	0,25—0,35	0,70—0,85
»	Средний	5—10	0,35—0,50	0,85—1,10
»	Крупный	10—15	0,50—0,60	1,10—1,20
Галька	Мелкая	15—25	0,60—0,80	1,20—1,50
»	Средняя	25—40	0,80—1,00	1,50—1,70
»	Крупная	40—75	1,00—1,35	1,70—2,10
Булыжник	Мелкий	75—100	1,35—1,60	2,10—2,35
»	Средний	100—150	1,60—1,95	2,35—2,60
»	Крупный	150—200	1,95—2,25	2,60—2,95
Валуны	Мелкие	200—300	2,25—2,75	2,95—3,35
»	Средние	300—400	2,75—3,15	3,35—3,70
»	Крупные	>400	>3,15	>3,70

Таблица 55

№ интервала t	Δt	H, *м*	№ створа	$h_{рб}$	$B_{рб}$	$\beta_р$	$Q_р$	v	v_0	$v - v_0$	v^3	$v^3 (v - v_0)$	$h^{1/6}$	A	G	ΔG	Δl	$B_{ср}$	ΔQ	$\Delta h_{ср}$	Δh	$\Sigma \Delta h$
1	Δt_1	H_1	0	$h_{рб1}$	$B_{рб}$	1	$Q_{рб1}$	$v_{рб1}$							$G_{р1}$						0	0
			1																			
			2...																			
			M																			
2	Δt_2	H_2	0	$h_{рб2}$	$B_{рб}$	1	$Q_{рб2}$	$v_{рб2}$							$G_{р2}$						0	0
			1																			
			2...																			
			M																			

Расчетный паводок вызовет наименьший возможный размыв, в случае его прохода сразу после постройки мостового перехода, т. е. по неразмытому дну. Такой размыв будем называть *верхним пределом*. Если расчетный паводок будет проходить по дну, уже размытому предыдущими, хотя и нерасчетными паводками, то размыв под мостом может возрасти. Очевидно, что размыв все же не может превосходить второго, *нижнего предела*, которым будем называть *наибольший* размыв, вызываемый достаточно длительным воздействием максимального паводочного расхода, заканчивающийся в связи с этим обязательно при наивысшем уровне расчетного паводка. Оба предела могут быть рассчитаны на основе уравнения (327).

В ряде случаев два этих предела возможного размыва совпадают, т. е. проход единственного расчетного паводка вызывает наибольший возможный размыв. В других условиях между этими пределами может быть существенная разница. Величина расхождения зависит, главным образом, от формы паводочных гидрографов, объема смыва и крупности наносов и от глубин, создаваемых предыдущими паводками перед проходом расчетного.

Влияние основных факторов на разницу между верхним и нижним пределами размыва можно проследить на примерах, приводимых ниже.

На рис. 187 представлены результаты примера расчета размыва первым паводком, проходящим по неразмытому дну, при различных грунтовых условиях и при одинаковых: водомерном графике (рис. 187, *а*), длине расчетного участка размыва неизменной ширины (рис. 187, *б*) и степенях стеснения реки (рис. 187, *в*), геологическое ограничение размыва отсутствует. Величины среднего погонного бытового руслового расхода воды и неразмывающих скоростей при трех крупностях наносов приведены на вспомогательном графике (рис. 187, *г*). Расчеты проведены по формулам И. И. Леви с учетом обоих видов перемещения наносов и как вариант с учетом движения только донных наносов.

При крупности грунтов 0,25 *мм* глубина после размыва достигла уже на первые сутки пика паводка (общей продолжительностью двое суток) 100% от теоретического нижнего предела при учете обоих видов перемещения наносов (рис. 187, *ж*, *II*) и 98% при учете движения только донных наносов (рис. 187, *ж*, *III*). Когда крупность была увеличена в 4 раза (до 1 *мм*), глубина после размыва по-прежнему составляла 100% от нижнего предела (но уже на вторые сутки пика паводка), а при предположении, что наносы перемещаются только донные — 94%. Лишь при крупности наносов 5 *мм* глубина после размыва развивалась еще сутки после пика паводка и оказалась равной только 94% от наибольшей возможной, а при учете движения только донных наносов снизилась до 88%. Таким образом, только в одном из трех случаев глубина после размыва отклонилась на 6% от предельной возможной. Результаты расчета свидетельствуют также о неправильности учета только донных наносов при расчете развития глубин размыва во времени.

На рис. 187, *д* показаны как нижнее предельное очертание дна русла реки перед мостом (*I*), так и расчетное при различных подходах к учету наносов (*II* — верхний предел, *III* — учет только донных наносов). На рис. 187, *е* приведены интегральные кривые нарастания размыва, размещающиеся тем правее, чем крупнее наносы. Из этого рисунка следует, что при самых мелких грунтах размыв определенного размера опережал примерно на 3—5 суток размыв такой же величины при крупности наносов в 20 раз большей. Расходы наносов в трех рассмотренных случаях были соответственно равны при наивысшем уровне паводка 1,04; 0,39 и 0,12 $м^3/сек$. Донные наносы составляли при этом 7; 48 и 64%. Очевидно, что при большей продолжительности пика паводка (основная характеристика формы гигрографа) размыв достиг бы нижнего предела даже при значительной крупности наносов.

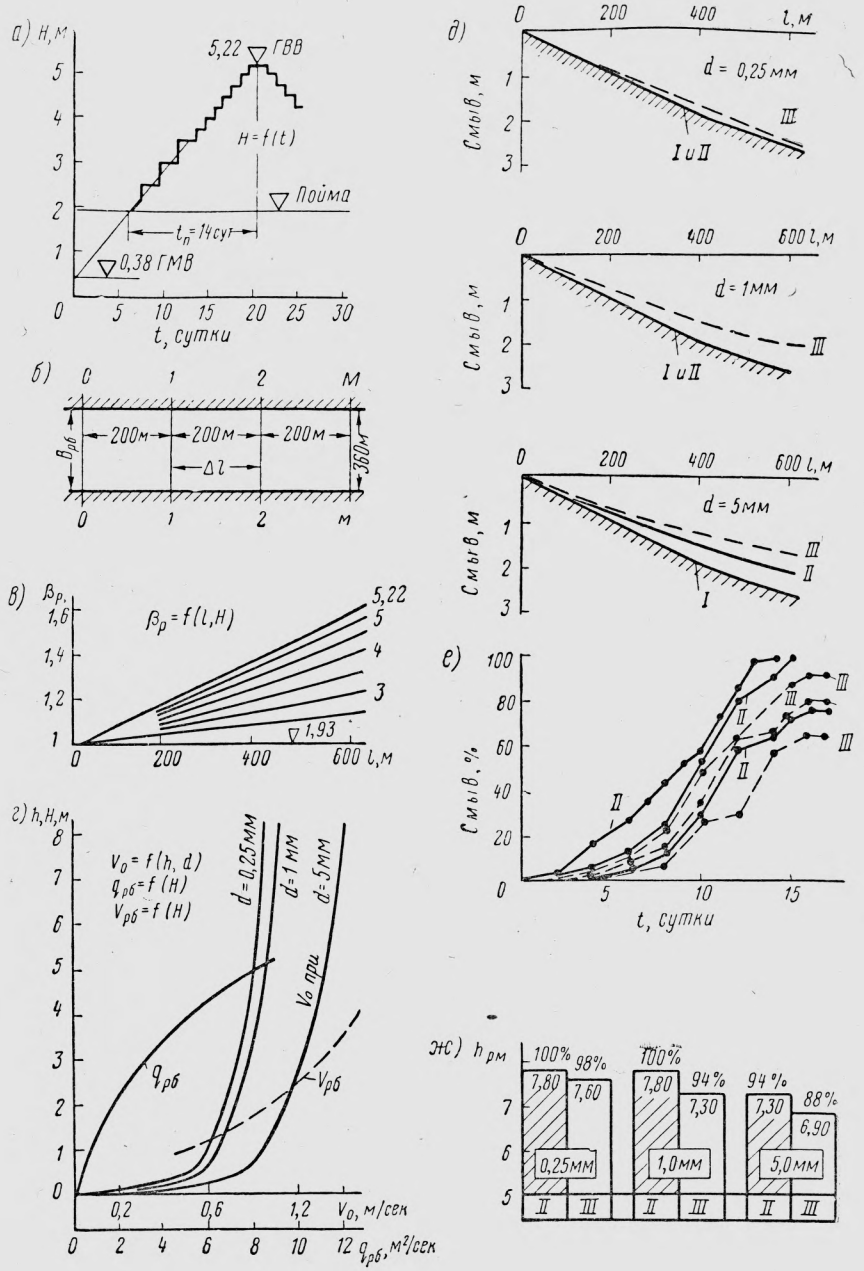


Рис. 187. Схемы к примеру расчета размыва первым паводком

В иных условиях при проходе расчетного паводка первым размыв значительно отличается от нижнего предела. Так, для перехода р. Оки в Рязани из-за огромной длины зоны размыва и лишь кратковременного затопления пойм размыв первым паводком достигает только 60% от нижнего предела при отсутствии геологического ограничения. (В данном случае геологическое ограничение размыва фактически имеет место и возможный в этих условиях размыв развивается полностью за один год). При проходе же расчетного паводка 29-м размыв существенно возрастает, хотя и не достигает нижнего предела (при отсутствии геологического ограничения); увеличение глубины размыва составляет при этом 4 *м*.

Весьма существенным вопросом для расчета развития размывов во времени является возможная последовательность паводков разной высоты. Среди паводков, предшествующих расчетному, могли быть и паводки очень высокие, вызывающие значительные размывы, особенно если между этими паводками прошло небольшое количество лет. Так, известно, что по Днепру прошли паводки 1956 и 1958 гг., мало отличающиеся в ряде пунктов по отметке от наивысшего (обычно расчетного для днепровских мостов) паводка 1931 г. По р. Урал прошли весьма высокие паводки 1942 и 1946 гг., а затем 1958 г. и т. д.

Для правильной оценки влияния паводков, предшествующих расчетному, следует учитывать данные о фактическом развитии размывов под давно существующими мостами. Данные по мосту через р. Сож, где расчетный паводок прошел лишь на 57-й год после постройки, приведены на рис. 188.

Паводками, которые были ниже расчетного, прошедшими за 56 лет, русло под мостом было значительно размыто, и перед расчетным паводком уровень дна уже понизился на 9,7 *м*. За паводок 1931 г. дно было размыто всего на 3 *м* и его отметка 98,0 *м* оказалась совпадающей с нижним пределом размыва.

Очень важно, чтобы при расчете размывов учитывалось обязательное наличие в режиме каждой реки чередующихся маловодных и многоводных периодов. Естественно предположить, что расчетный очень высокий паводок проходит среди целого ряда также достаточно высоких паводков многоводного периода.

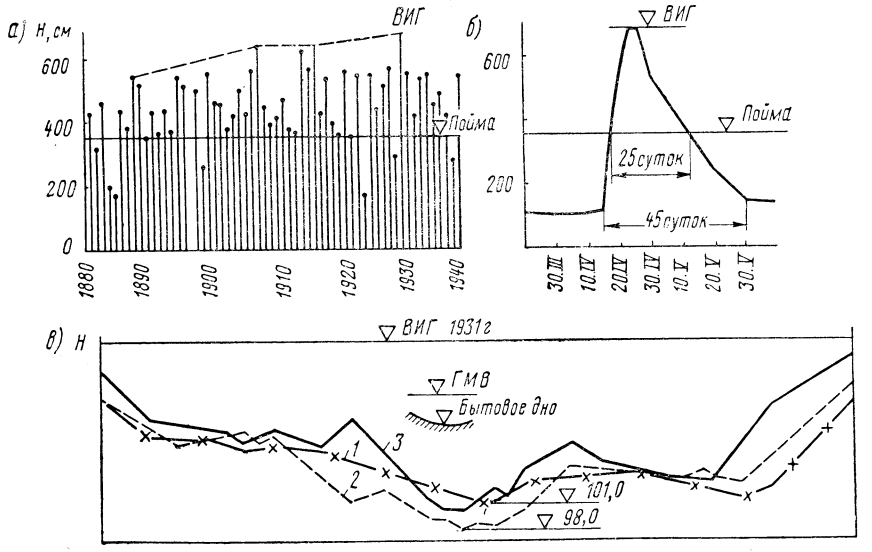


Рис. 188. Размыв под мостом через р. Сож:
а — многолетний ряд паводков, пропущенных мостом; *б* — водомерный график наибольшего паводка; *в* — очертание дна под мостом;
1 — до прохода; *2* — после прохода; *3* — через 15 лет после прохода наибольшего паводка

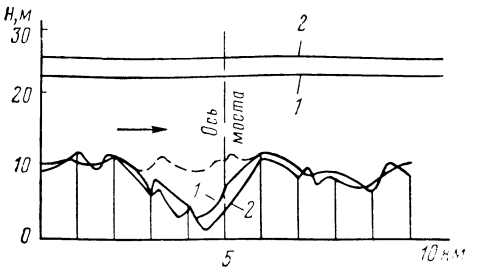


Рис. 189. Развитие размывов под мостом через р. Волгу:
1 — в 1934 г.; *2* — в 1936 г.

Проход высоких паводков с малым интервалом времени между ними всегда приводит к значительным размывам. На рис. 189 показано очертание дна под мостом через р. Волгу, после паводков 1934 и 1936 гг. Хотя оба паводка были ниже наблюдавшегося наивысшего (1926 г.), прошедшего до постройки моста, они произвели больше 60% максимального возможного размыва, соответствующего паводку 1926 г.

Из изложенного следует, что расчет размывов в русле под мостом заданной длины следует начинать с установления двух пределов размыва.

Если эти два предела мало отличаются один от другого, расчеты необходимой глубины заложения фундаментов ведутся только по нижнему пределу.

При значительном расхождении пределов, чтобы не назначить завышенную отметку заложения фундаментов опор моста по верхнему пределу и в то же время не занизить ее, ориентируясь на нижний предел размыва, следует выполнить при помощи ЭЦВМ расчеты размывов по длительной серии паводков разной высоты, зафиксированных в натуре. При этом размыв расчетным паводком, который проходит в многоводный период уже по руслу, размытому предыдущими паводками, может быть в одних случаях существенно меньше нижнего предела, а в других — близким к нему (и в этом случае нижний предел снова оказывается расчетным). Таким путем необходимая глубина заложения фундаментов опор моста будет назначена обоснованно и без излишних запасов.

Верхний предел рассчитывается непосредственно по уравнению баланса наносов в конечных разностях (327), ручным счетом с заполнением табл. 55 или с использованием ЭЦВМ.

Нижний предел рассчитывается весьма просто непосредственно по уравнению предельного баланса наносов, следующего из равенства (325).

Пользуясь простым расчетом нижнего предела размыва, можно быстро назначить отверстие моста, для которого затем производится и расчет верхнего предела размыва.

Как оказывается, при определении нижнего предела размыва от наибольшего паводка теряет остроту вопрос о выборе исходной формулы того или иного автора для определения расхода наносов, что делает этот расчет весьма объективным. Кроме того, полностью

снимается и вопрос о расчетной формуле для определения длины участка размыва, так как эта длина в расчет по предельному балансу не входит совсем.

Из уравнения баланса наносов (325) непосредственно следует, что прекращению размыва отвечает скорость размыва, равная нулю $\frac{\partial \omega}{\partial t} = 0$, а следовательно, нулевой градиент расхода наносов вдоль размытого русла $\frac{\partial G}{\partial l} = 0$, т. е. $G = \text{const}$. Поскольку на участок размыва поступает строго определенный суммарный бытовой расход наносов (взвешенных и донных), то после полного завершения размыва на пике паводка и под мостом будет проходить тот же расход наносов. Для определения измененных (по сравнению с бытовыми) размеров размытого русла под мостом достаточно составить и приравнять два выражения расхода наносов в бытовых условиях и под мостом после окончания размыва

$$G_б = G_м. \tag{335}$$

Для определения расхода наносов всех видов используют известные полуэмпирические формулы, при этом формулы различных авторов легко могут быть приведены к общему виду (так как структура их практически одинакова)

$$G = A \frac{v^m B_р}{h^к} \left(1 - \frac{v_0}{v}\right), \tag{336}$$

где m, k — маломеняющиеся показатели степени;

A — функция крупности наносов. При этом значения A достаточно сильно разнятся в формулах разных авторов.

Подставляя в формулу (335) выражение расхода наносов в бытовом состоянии, т. е. вводя в расчет бытовую скорость $v_{рб}$, бытовую ширину и среднюю глубину русла $B_{рб}$ и $h_{рб}$, а также выражение расхода наносов под мостом после размыва, вычисленное по скорости после размыва $v_{рм}$ и измененным размерам русла $B_{рм}$ и $h_{рм}$, получим, сокращая A (поскольку состав наносов после окончания предельного размыва одинаков по всей длине зоны размыва)

$$\frac{v_{рб}^m B_{рб}}{h_{рб}^к}\left(1 - \frac{v_{об}}{v_{рб}}\right) = \frac{v_{рм}^m B_{рм}}{h_{рм}^к}\left(1 - \frac{v_{ом}}{v_{рм}}\right),$$

или

$$v_{рм} = v_{рб}\left(\frac{B_{рб}}{B_{рм}}\right)^{1/m}\left(\frac{h_{рм}}{h_{рб}}\right)^{k/m}\left(\frac{1 - \frac{v_{об}}{v_{рб}}}{1 - \frac{v_{ом}}{v_{рм}}}\right)^{1/m}. \tag{337}$$

Сокращать множители A можно потому, что после завершения размыва река будет проносить вниз по течению на всем участке зоны размыва лишь обычные для нее руслоформирующие наносы.

Зная, что $Q = Bhv$, легко получить выражение средней глубины в русле после размыва

$$h_{рм} = h_{рб}\left(\frac{B_{рб}}{B_{рм}}\right)^{\frac{m-1}{m+k}}\left(\frac{Q_{рм}}{Q_{рб}}\right)^{\frac{m}{m+k}}\left(\frac{1 - \frac{v_{ом}}{v_{рм}}}{1 - \frac{v_{об}}{v_{рб}}}\right)^{\frac{1}{m+k}}. \tag{338}$$

Значение показателей степени в формулах (337) и (338) соответственно формулам расхода наносов, предлагаемых разными исследователями, колеблются в узких пределах, что дает возможность, не отдавая предпочтения ни одной из исходных зависимостей, принять средневзвешенные величины $m = 4$ и $к = 0{,}4 \div 0{,}5$.

Наибольшие отклонения показателей степени, по данным различных авторов, от принятых выше составляют около 10%, а в основном значительно меньше.

Последние множители формул (337) и (338) могут быть приравнены единице по ряду доводов: во-первых, с увеличением глубины после размыва одновременно возрастают неразмывающая скорость v_0 и русловая $v_р$, в связи с чем можно положить $\frac{v_{ом}}{v_{рм}} \approx \frac{v_{об}}{v_{рб}}$;

во-вторых, отношение разностей $\left(1 - \frac{v_0}{v_р}\right)$ входит в формулы в степени от 0,25 до 0,20. Следовательно, если это отношение достигнет даже 1,15 (чего практически быть не может), то последние множители формулы (337) и (338) не будут отклоняться от единицы более чем на 3%.

В связи с этим расчетные формулы могут быть написаны с учетом приведенных числовых значений показателей степени в виде:

$$v_{рм} = v_{рб}\left(\frac{B_{рб}}{B_{рм}}\right)^{1/4}\left(\frac{h_{рм}}{h_{рб}}\right)^{1/8}, \tag{339}$$

$$h_{рм} = h_{рб}\left(\frac{B_{рб}}{B_{рм}}\right)^{2/3}\left(\frac{Q_{рм}}{Q_{рб}}\right)^{8/9} = h_{рб}\beta_р^{8/9}\left(\frac{B_{рб}}{B_{рм}}\right)^{2/3}. \tag{340}$$

Ширина русла под мостом должна вводиться в расчет за вычетом ширины опор, в нем стоящих. Определение $\beta_р$ изложено в начале § 78.

Из формулы (340) непосредственно следует, что увеличение ширины русла под мостом по сравнению с бытовой шириной желательно, так как глубины в русле при этом уменьшаются.

Однако для того чтобы уширение русла способствовало уменьшению глубины, необходимо, чтобы увеличение руслового расхода под мостом, неизбежное при уширении русла, было бы меньше влияния уширения русла, т. е.

$$\frac{Q_{рм2}}{Q_{рм1}} < \left(\frac{B_{рм}}{B_{рб}}\right)^{3/4}, \qquad (341)$$

где $Q_{рм1} = \beta_р q_{рб} B_{рб}$ — расход в неуширенном русле под мостом;

$Q_{рм2} = Q_{рм1} + \beta_п q_{пб}(B_{рм} - B_{рб})$ — то же, в уширенном.

Увеличение руслового расхода объясняется слиянием с руслом части пойменного участка, несущего расход $Q_{пм}$.

Из приведенного выше неравенства следует, что уширение русла целесообразно лишь в определенных пределах отношения $q_{пб} : q_{рб}$ (см. § 82).

Переход от средней глубины в русле после размыва к наибольшей, по которой будут назначаться отметки заложения фундаментов, можно выполнить по предположению, что после размыва отношение максимальной русловой глубины к средней русловой сохранится равным бытовому отношению этих глубин. Конечно, некоторая погрешность при этом неизбежна. Данные о фактических отношениях глубин на ряде давно построенных мостов приведены на рис. 190, подтверждающем примерное сохранение отношения глубин и после размыва.

В ряде случаев это бытовое отношение не сохраняется. Непосредственным расчетом оно определено быть не может. Даже данные рис. 190 показывают наличие отдельных отклонений до 25%, а они могут быть и большими. Поэтому расчет по бытовому отношению максимальной и средней глубин требует обязательного введения в дальнейшем гарантийных поправок к окончательным результатам расчета максимальных глубин.

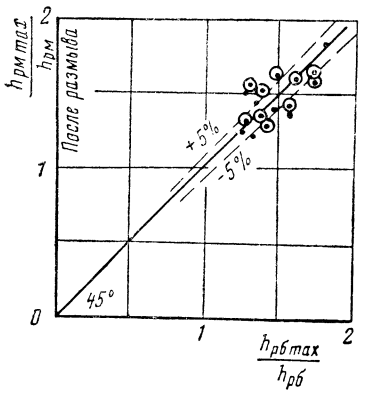


Рис. 190. Формы русла до размыва и после него. Кружками показаны точки, соответствующие мостам с уширением русла

Сопоставление контрольных расчетов по формуле (338) с данными о фактических профилях размывов для ряда давно действующих переходов, где нет геологического ограничения размыва, указывают на то, что предельные глубины в некоторых случаях были превзойдены, но не более чем на 9% или 1,2 м, а в большинстве натурные глубины были близки к расчетным. Это же подтвердили и данные как отечественных, так и зарубежных лабораторных опытов.

В этих опытах обращает на себя внимание некоторое колебание глубин после размыва во времени, не только при сильных стеснениях водотока, но даже и при отсутствии сжатия, что вызвано изменением бытовой глубины при движении скоплений наносов.

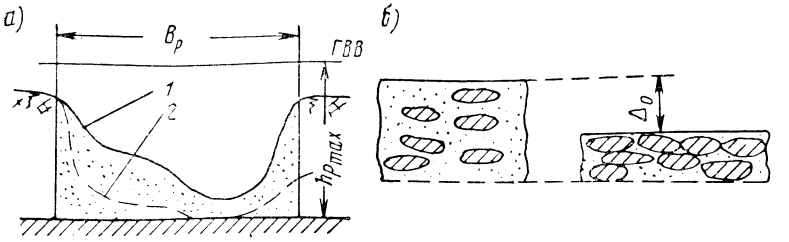


Рис. 191. Схема к расчету отмостки:
а — изменение конфигурации сечения; *б* — схема образования отмостки;
1 — до размыва; *2* — после размыва

Наличие геологического ограничения размыва, делающего невозможным полное его развитие соответственно предельному балансу наносов, может быть установлено расчетом. Это ограничение затрагивает обычно лишь зону максимальных глубин. При ограничении максимальной глубины (рис. 191, *а*) площадь поперечного сечения потока в русле под мостом будет увеличиваться или за счет увеличенного размыва дна на тех частях ширины русла, где препятствий для размыва нет, или за счет размыва берегов русла, т. е. его уширения, если оно возможно. Увеличение площади поперечного сечения потока в русле прекратится после того, как средняя скорость снизится до значения $v_{рм}$, определяемого формулой (339). Однако отношение максимальной и средней глубин после размыва не будет равно бытовому отношению, а несколько уменьшится. Очевидно, что при геологическом ограничении размыва расчет верхнего предела размыва выполнять не надо.

Пласты грунтов, обнажаемые в зоне наибольших глубин в процессе размыва, будут ограничивать углубление русла только в том случае, если эти грунты не могут быть вынесены сжатым потоком из-под моста, т. е. только при условии, что скорость потока будет меньше неразмывающей для этих грунтов. Зная среднюю скорость течения, которая должна устанавливаться в русле после размыва, распределение средних скоростей на всех вертикалях по ширине русла и неразмывающие скорости для пластов грунта, которые могут быть обнажены в процессе размыва, т. е. в пределах до глубины $h_{рм\,max}$, определяемой формулой (340), можно установить, будет ли тот или иной пласт грунта ограничивать размыв в зоне наибольших глубин.

Для русел немеандрирующих и блуждающих рек, а также для начальных и конечных участков излучин меандрирующих рек средние скорости на вертикалях практически равны средней по сечению. Тогда размываемость любого пласта грунта может быть проверена по неравенству

$$v_{рм} \gtrless v_0, \qquad (342)$$

Таблица 56

Грунты	Разновидности	Объемный вес, $т/м^3$	Глубина, $м$			
			0,4	1	2	3
			Средние допускаемые скорости течения, $м/сек$			
Глины, тяжелые и тощие суглинки	Малоплотные	$\leqslant 1,2$	0,35	0,40	0,45	0,50
	Средней плотности	1,2—1,65	0,70	0,85	0,95	1,10
	Плотные	1,65—2,05	1,00	1,20	1,40	1,50
	Очень плотные	2,05—2,15	1,40	1,70	1,90	2,10
Лёссы	Средней плотности	1,2—1,65	0,60	0,70	0,80	0,85
	Плотные	1,65—2,05	0,80	1,00	1,20	1,30
	Очень плотные	2,05—2,15	1,10	1,30	1,50	1,70

где средняя скорость в русле $v_{рм}$ определяется формулой (339). Ограничению размыва по геологическим условиям отвечает неравенство $v_{рм} < v_0$.

Величины неразмывающих скоростей течения для несвязных грунтов определяются по табл. 54. Переход к средней скорости для вертикали с максимальной глубиной должен выполняться по формуле (333). Для связных грунтов v_0 определяют непосредственно по последней графе табл. 56, поскольку глубины во время паводков в размытых руслах рек всегда превышают 3 *м*.

В тех случаях, когда величина максимальной глубины после размыва в русле будет определяться геологическими условиями, т. е. наличием пластов неподвижных частиц грунта, которые не могут быть сдвинуты текущей водой, уравнение предельного баланса наносов определяет только среднюю по сечению скорость и среднюю глубину.

В связи с двумя возможными причинами прекращения размыва на наиболее глубокой вертикали надо обязательно выполнить два расчета максимальной глубины после размыва в русле по формулам (340) и (342). Окончательно принимается меньшая из глубин, определенных этими двумя расчетами.

При расчете максимальной глубины размыва в случае ограничения ее пластом трудно размываемого неоднородного несвязного грунта, содержащего крупные частицы, необходимо иметь в виду, что возможно вымывание мелких частичек грунта и укрупнение поверхностного слоя этого пласта, которое носит название *отмостки* (рис. 191, *б*). Если известна скорость после размыва, то, приравнивая ее к неразмывающей для слоя отмостки $v_{рм} = v_0$, можно установить крупность частиц отмостки D, соответствующую прекращению размыва. Имея данные о гранулометрическом составе пласта, в котором содержатся частицы крупнее D, можно рассчитать, какой объем мелкого грунта должен быть вымыт из верхних слоев пласта, чтобы на его поверхности образовался слой отмостки крупностью D. Если объем частичек грунта крупнее D составляет p % от общего

объема грунта, то можно рассчитать величину смыва поверхности пласта (см. рис. 191, *б*): $\Delta_0 = 200D : p$, %.

При использовании уравнения предельного баланса наносов следует учитывать, что расчет максимальной глубины выполняется с известной погрешностью. Еще в большей степени это относится к расчету развития размыва во времени по серии паводков, для которого требуется значительно больше натурных данных и все же остается только предположительной фактическая последовательность и высота будущих паводков.

В связи с этим при расчете глубин после размыва следует вводить гарантийные запасы тем большие, чем менее изучен водоток. При морфометрической основе проекта запасы должны быть больше, чем при гидрометрической.

§ 80. РАСЧЕТ РАЗМЫВОВ НА ПОЙМЕННЫХ УЧАСТКАХ ОТВЕРСТИЙ МОСТОВ

Глубина потока после размыва на пойменном участке отверстия моста может быть определена из равенства $Q = \omega v$ следующим образом. Если ширина этого участка за вычетом ширины стоящих на нем опор равна $B_п$, то средняя скорость течения сжатого потока на нем равна

$$v'_{пм} = \frac{Q_{пм}}{B_п h_{пб}},$$

где $h_{пб}$ — бытовая глубина пойменного потока.

Если $v'_{пм} \leqslant v_0$, то размыва пойменного участка не будет. Размыв начнется при $v'_{пм} > v_0$. Размыв прекратится, когда глубина $h_{пб}$ увеличится настолько, что новой глубине $h_{пм}$ будет соответствовать скорость $v_{пм} = v_0$, т. е.

$$h_{пм} = \frac{Q_{пм}}{B_п v_0}. \qquad (343)$$

Введем множителем и делителем в правую часть последнего равенства величину бытового расхода этого участка ширины потока $Q_{пб}$ и обозначим, как обычно, отношение $Q_{пм} : Q_{пб} = \beta_п$. Тогда, зная, что $Q_{пб} = B_п v_{пб} h_{пб}$, получим

$$h_{пм} = h_{пб}\left(\beta_п \frac{v_{пб}}{v_0}\right) = \frac{\beta_п q_{пб}}{v_0}, \qquad (344)$$

где $q_{пб} = h_{пб} v_{пб}$ — элементарный бытовой расход воды на пойменном участке отверстия моста.

Определение коэффициента стеснения $\beta_п$ было изложено в начале § 78.

Из формулы (344) следует, что размыва при сжатии не будет, если выполнено условие $\beta_п \leqslant (v_0 : v_{пб})$; здесь неразмывающая скорость v_0 соответствует грунтам на поверхности поймы.

Входящая в расчетные формулы неразмывающая скорость зависит от вида грунта и глубины потока. Величины средних неразмывающих скоростей для связных грунтов при различных глубинах приведены в табл. 55. Этой краткой таблицей охватываются глины, суглинки и лессы. Допустимые скорости для супесей принимают по табл. 53 соответственно средней крупности песчаных фракций.

В соответствии со структурой формулы (344) размывы связных грунтов следует рассчитывать последовательными приближениями, так как неразмывающие скорости зависят от искомой глубины $h_{пм}$, которая на пойменных участках отверстий мостов может быть менее 3 *м*.

Для несвязных грунтов эту формулу можно привести к виду

$$h_{пм} = \left[\beta_п h_{пб} v_{пб} \frac{d^{1/6}}{v_{нд}} \right]^{6/7}, \qquad (345)$$

освобождающему от необходимости выполнения при расчете последовательных приближений. Величины $v_{нд} : d^{1/6}$ приведены в табл. 53. При расчетах по формулам (344) и (345) необходимо вводить в расчет неразмывающие скорости и крупности частиц, соответствующие пластам грунта, залегающим на глубине размыва.

Геологическое строение пойменного участка отверстия моста обычно слоистое. Верхние слои, отложенные в процессе образования наилка поймы и наращиваний выпуклых берегов русел меандрирующих рек, чаще всего содержат много мелких частиц грунта и являются связными. Более глубокие слои сложены руслоформирующими наносами, заполняющими всю ширину речной долины. Еще глубже залегают коренные породы первичной поверхности речной долины. При слоистых напластованиях расчет удобно вести графо-аналитически.

Преобразовывая формулу (344) к виду

$$h_{пм} v_0 = \beta_п h_{пб} v_{пб}, \qquad (346)$$

замечаем, что произведение $h_{пм} v_0$ представляет собой допускаемый элементарный расход $q_{нер}$, соответствующий прекращению размыва на глубине $h_{пм}$ в грунтах, характеризуемых неразмывающей скоростью v_0, а величина фактического элементарного расхода $q_ф = \beta_п h_{пб} v_{пб}$ известна и от глубины после размыва не зависит. Поэтому графо-аналитический прием расчета глубины размыва $h_{пм}$ может быть сведен к построению графика допускаемых элементарных расходов $q_{нер} = f(h)$, переменных не только потому, что меняется глубина, но и потому, что на разных глубинах залегают различные грунты, и к пересечению этого графика вертикальной прямой $q_ф = \text{const}$. Точка пересечения прямой и кривой и будет соответствовать глубине размыва $h_{пм}$, на которой допускаемый элементарный расход, равный произведению $h_{пм} v_0$, будет равен фактическому $q_{нер} = q_ф$.

Отличительной особенностью графика допускаемых элементарных расходов $q_{нер} = f(h)$ для несвязных грунтов (рис. 192, *а*) является криволинейность отдельных отрезков в связи с тем, что неразмывающие скорости для условий течения на поймах связаны с глубиной формулой (333).

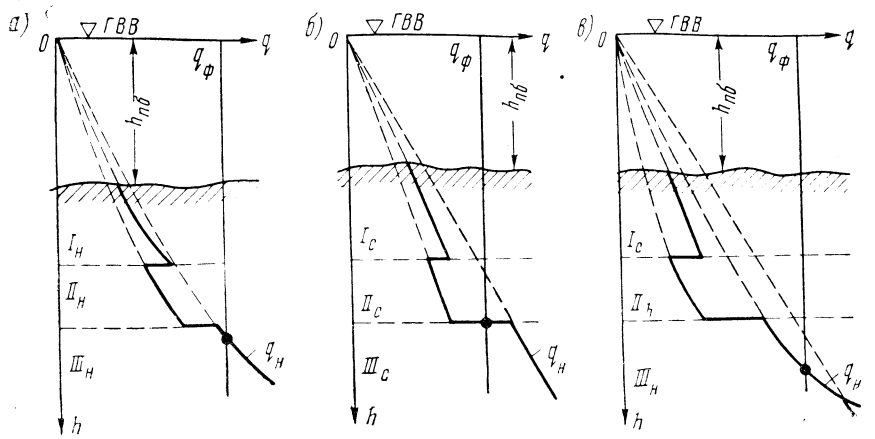


Рис. 192. Схемы графо-аналитического расчета глубин размыва на пойменных участках отверстий мостов (Индексом «*Н*» обозначены несвязные грунты, индексом «*С*» — связные)

Для построений графика допускаемых элементарных расходов по известным крупностям несвязных грунтов можно использовать данные последней графы табл. 53, где приведены величины $v_{нд} : d^{1/6}$, которые надо умножить на $h^{7/6}$, так как $q_{нер} = h v_0 = (v_{нд} : d^{1/6})\ h^{7/6}$.

h	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$h^{7/6}$	1	2,25	3,60	5,05	6,55	8,10	9,65	11,30	12,90	14,70

Отличительной особенностью графика допускаемых элементарных расходов для связных грунтов (рис. 192, *б*) является линейность отрезков, соответствующих различным пластам с глубинами залегания более 3 *м*. Углы наклона прямых определяются сопротивляемостью различных пластов размыву. Данные, необходимые для построения этого графика, могут быть взяты из табл. 55.

На рис. 192, *в* приведен график величин $q_{нер} = f(h)$ для случая смешанных напластований, когда верхний пласт пойменных отложений и коренные породы представлены связными грунтами.

Если состав несвязных грунтов неоднороден, следует вводить в расчет не средние неразмывающие скорости и средние диаметры частичек в слоях, ограничивающих размыв, а скорости, соответствующие самым крупным частицам D, которых в слое грунта содержится 15—20%. Такие самые крупные частицы отмостят размываемое дно и ограничат дальнейший размыв.

Не следует усложнять этот расчет анализом возможности отмостки дна любой фракцией грунта, так как двойной слой частичек грунта, достаточный для образования отмостки, образуется в пойменных несвязных грунтах при очень малых слоях смыва. Очевидно, что введение в расчет крупности наибольших частиц, содержащихся в грунте, существенно увеличит неразмывающую скорость для этого грунта. В то же время слой смыва, не учитываемый

в расчете глубины после размыва, не будет превышать нескольких сантиметров.

Наконец, отметим то обстоятельство, что при значительном стеснении потока на пойменном участке отверстия моста (большие значения $\beta_п$) пойменный наилок может быть смыт. В этом случае (см. рис. 192) глубина размыва будет значительной, так как несвязным грунтам аллювия, лежащим под наилком, соответствуют малые неразмывающие скорости течения воды. При этом, если глубина после размыва на пойменном участке отверстия моста достигнет средней глубины потока в русле $h_{пм} \geqslant h_{рб}$, то пойменный участок отверстия моста исчезнет и, объединившись с руслом, образует единое уширенное русло $B_{рм} = B_{рб} + B_{пм}$ на всей ширине которого будет происходить движение наносов.

Каждой равнинной реке в бытовом состоянии соответствует определенная ширина русла $B_{рб}$. Никакое уширение русла на реке в ее бытовом состоянии не будет устойчивым, так как для транспортирования воды и наносов необходима лишь эта бытовая ширина $B_{рб}$. В стесненных поперечных сечениях в русле при половодьях протекает большее количество воды, чем в бытовых условиях. Поэтому уширение русла под мостом может оказаться устойчивым. Однако для этого необходимо, чтобы в уширенном русле часто проходили такие увеличенные расходы воды.

§ 81. РАСЧЕТ МЕСТНОГО РАЗМЫВА У ОПОР МОСТОВ

В отличие от рассмотренных выше русловых деформаций, величина которых была обусловлена общим сжатием водотока и естественным ходом руслового процесса, местный размыв является результатом локального нарушения структуры речного потока при обтекании конструкций инженерных сооружений.

Наиболее характерными местами появления местного размыва являются опоры мостов, головы выдвинутых в поток струенаправляющих сооружений и т. п. На рис. 193, *а* показан поперечный профиль реки, совпадающий с передними гранями опор моста через

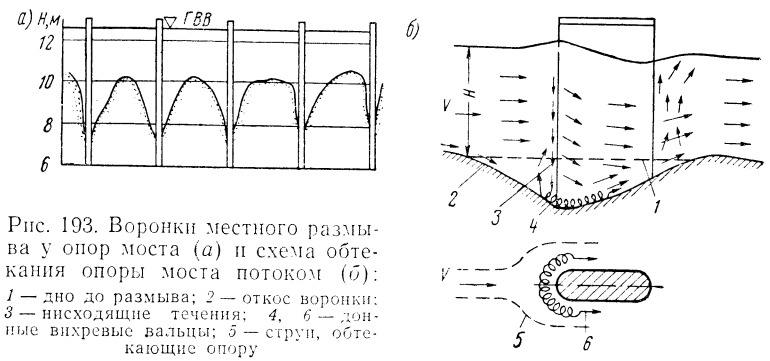


Рис. 193. Воронки местного размыва у опор моста (*а*) и схема обтекания опоры моста потоком (*б*):
1 — дно до размыва; *2* — откос воронки; *3* — нисходящие течения; *4*, *6* — донные вихревые вальцы; *5* — струи, обтекающие опору

большую реку, где четко видны характерные местные воронкообразные углубления у каждой опоры.

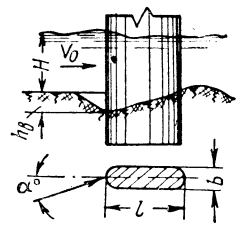
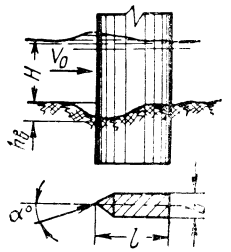
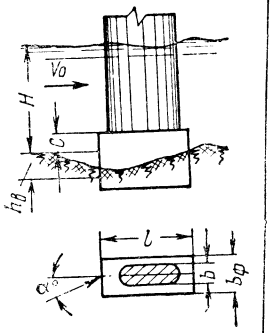
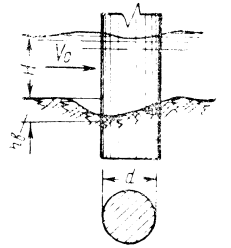
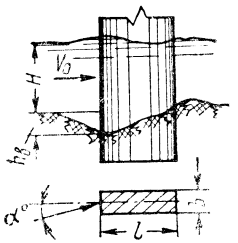
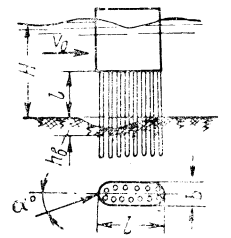
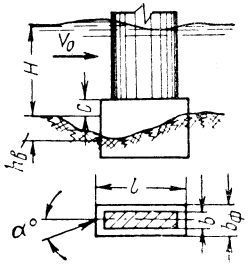
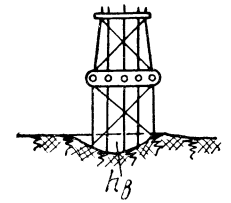
Причина, порождающая местный размыв и именно местное нарушение структуры потока при обтекании различных элементов мостового перехода, позволяет выражать его величину через гидравлические параметры набегающего потока и размеры обтекаемого сооружения и рассматривать отдельно от размывов, связанных с общим стеснением потока сооружениями и с типом руслового процесса.

При проектировании мостовых переходов обычно представляет наибольший интерес величина максимального размыва, который может произойти в процессе эксплуатации моста при расчетном паводке. Определение гидравлических параметров потока в условиях расчетного паводка не представляет затруднений. Что же касается величины расхода поступающих в воронку наносов, то можно считать, что в подвальях скоплений наносов (побочней, отмелей) в потоке имеются такие придонные области, где движение наносов практически не происходит. Это обстоятельство позволяет для расчетного случая принять наиболее невыгодную русловую ситуацию, когда опора располагается в подвалье наносного скопления, где приток донных наносов в воронку местного размыва отсутствует. Расчет может быть произведен по схеме с нулевым притоком наносов (нуль-балансовая схема), когда размеры воронки будут определяться только гидравлическими параметрами потока и габаритами опоры.

Одна из схем нуль-балансового метода расчета была разработана И. А. Ярославцевым. В основу ее теоретического построения легли выявленные опытами особенности обтекания опоры. При обтекании потоком сооружения, в частности, промежуточной опоры моста, происходит резкое торможение набегающих на опору струй, т. е. происходит удар потока о лобовую грань препятствия. Таким образом, при набегании потока на опору кинетическая энергия поступательного движения жидкости преобразуется в результате удара о лобовую грань в энергию давления. Наличие добавочного (сверхгидростатического) давления в ограниченной зоне потока, примыкающей непосредственно к лобовой грани опоры, и возникающий в связи с этим перепад давлений между этой областью и остальным потоком приводят к следующей ступени преобразования энергии — к преобразованию энергии давления в кинетическую энергию поперечных токов. Поперечные токи направлены по граням опоры в стороны и вниз, ко дну.

Схема, отображающая установленный экспериментом механизм трансформации энергии, представлена на рис. 193, *б*, где показана выявленная киносъемкой картина обтекания и образования воронки размыва у промежуточной опоры моста. Как это видно из схемы, в месте подхода нисходящих по лобовой грани опоры струй к размываемому дну, где происходит резкий поворот этих струй, образуются вихревые вальцы, которые интенсивно выносят грунт

Таблица 57

Тип опоры	Вид опоры	κ при нормальном набеге потока на опору ($\alpha=0°$)	Тип опоры	Вид опоры	κ при нормальном набеге потока на опору ($\alpha=0°$)
1		0,85	5		1,25
2		1,05	6		1,00
3		1,00	7		0,70
4		1,25	8		0,65

из воронки размыва перед опорой. При углублении воронки энергия нисходящих струй будет уже недостаточна для выноса частиц грунта и размыв прекратится.

Исследованиями И. А. Ярославцева было установлено, что на величину размыва сильно влияет скоростной напор, отображающий гидравлическую структуру потока, ширина и форма опоры, крупность грунта и глубина потока. При этом для значительных глубин воды, превышающих ширину опоры более чем в 3 раза, влияние изменения глубины практически отсутствует. Сопротивляемость грунта местному размыву существенна только для крупных грунтов; для песков она пренебрежимо мала.

Окончательная упрощенная теоретико-экспериментальная формула И. А. Ярославцева имеет вид

$$\Delta h_{\text{м}} = h_{\text{в}} = 3{,}2\kappa \left(\frac{v^2}{g}\right)^{0{,}9} b^{0{,}1} - \frac{6v_0^2}{g}, \tag{347}$$

или

$$\Delta h_{\text{м}} = h_{\text{в}} = 3{,}2\kappa \left(\frac{v^2}{gb}\right)^{0{,}9} b - \frac{6v_0^2}{g}, \tag{348}$$

где $h_{\text{в}}$ — глубина воронки местного размыва;

b — ширина опоры;

v — скорость течения воды, равная для опор моста $v_{\text{рм}}$;

κ — коэффициент формы опоры, назначаемый по табл. 57;

v_0 — неразмывающая скорость для грунтов.

Для несвязных грунтов величина вычитаемого в формулах (347) и (348) может быть заменена через 30 d.

При косом набеге потока вводимая в расчет величина ширины опоры по направлению, нормальному течению воды, увеличена и равна

$$b' = b + (l - b)\sin\alpha, \tag{349}$$

где α — угол отклонения потока от прямого направления;

l — длина опоры по направлению поперек моста.

Формула (348) может быть преобразована и для расчета местного размыва и регуляционных сооружений. При этом учитывается, что ширина фронта набега потока на препятствие становится весьма большой, а набегающая струя растекается по сооружению в обе стороны. Путь, который проходят нисходящие струи, определяется уже не глубиной потока, а длиной наклонного откоса сооружения с крутизной $1:m$ (он может быть и вертикальным; тогда $m=0$). Расчетная формула имеет вид

$$h_{\text{в}} = \frac{23v^2 \operatorname{tg}\alpha/2}{g\sqrt{1+m^2}} - 30\,d. \tag{350}$$

§ 82. РАСЧЕТ ОТВЕРСТИЙ БОЛЬШИХ И СРЕДНИХ МОСТОВ

Как уже было сказано в начале гл. 12, сильное стеснение водотока и сокращение длины моста оказывается экономически выгодными.

В связи с этим всегда стараются назначить минимально возможное отверстие моста, не нарушая при этом некоторых, заранее оговоренных пределов стеснения. В частности, не должны быть превзойдены допустимые (безопасные для опор моста) русловые деформации — размывы. Иначе говоря, необходимое отверстие моста можно всегда назначить, зная наибольшие допустимые размывы.

Очевидно, что допустимые предельные размывы не могут быть назначены в отрыве от системы и конструкции оснований и фундаментов опор моста. При определении этих допустимых размывов могут встретиться несколько случаев, рассмотренных ниже.

1. Если глубина заложения подошвы фундамента назначается по глубине залегания прочных пород, используемых в качестве основания (рис. 194, *а*), то предельная допустимая максимальная глубина после размыва в русле $h_{\text{рм. max}}$ оказывается равной

$$h_{\text{рм.max}} = h_{\text{геол}} - \Delta - \Phi, \qquad (351)$$

где $h_{\text{геол}}$ — глубина залегания плотного пласта, отсчитываемая от расчетного уровня воды;

Δ — ожидаемая погрешность определения $h_{\text{рм. max}}$;

Φ — обязательная заделка фундамента в грунт, определяемая статическим расчетом.

Необходимость введения гарантийной добавки Δ обоснована в § 79.

Очевидно, что заглубление фундамента в грунт не должно быть меньше глубины воронки местного размыва $h_{\text{в}}$, т. е. $\Phi \geqslant h_{\text{в}}$.

Погрешность расчета $h_{\text{рм. max}}$ по формуле (351) определяется точностью исходных данных.

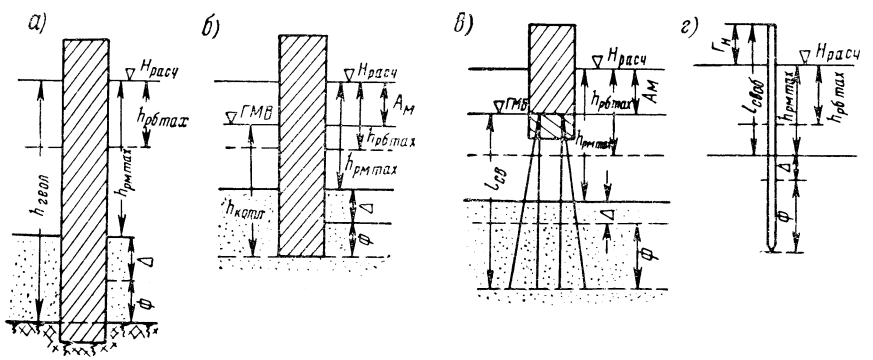


Рис. 194. Схемы к определению допустимой глубины размыва:
а — по глубине залегания плотных пород; *б* — по допустимой глубине котлована; *в* — по длине свай; *г* — по свободной длине свай

При морфометрической основе проекта можно полагать $\Delta = 0{,}15\, h_{\text{рм.max}}$, и только при гидрометрической основе $\Delta = 0$. Вводя в расчет относительную погрешность, получим окончательно

$$h_{\text{рм,max}} = \frac{h_{\text{геол}} - \Phi}{1 + \dfrac{\Delta}{h_{\text{рм,max}}}}. \qquad (352)$$

2. Если фундамент опоры мелкого заложения строится в открытом котловане (рис. 194, *б*), глубина которого ограничена по водоотливу, длине шпунта и т. д., то, используя прежние обозначения и отсчитывая глубину котлована от межени, получим

$$h_{\text{рм,max}} = \frac{h_{\text{котл}} + Ам - \Phi}{1 + \dfrac{\Delta}{h_{\text{рм max}}}}, \qquad (353)$$

где $Ам$ — амплитуда изменения уровней воды от $ГМВ$ до $H_{\text{расч}}$.

3. Для опор на высоких свайных ростверках (рис. 194, *в*) допустимая глубина после размыва определяется длиной свай $l_{\text{св}}$ и необходимой заделкой их в грунт Φ

$$h_{\text{рм,max}} = \frac{l_{\text{св}} + Ам - \Phi}{1 + \dfrac{\Delta}{h_{\text{рм,max}}}}. \qquad (354)$$

4. Аналогичным путем определяется допустимая глубина после размыва для мостов на типовых свайных опорах, где нормируется свободная длина сваи выше точки заделки $l_{\text{своб}}$. Очевидно, в этом случае необходимо учесть и надводный габарит $Г_{\text{н}}$ (рис. 194, *г*). Тогда

$$h_{\text{рм,max}} = \frac{l_{\text{своб}} - Г_{\text{н}}}{1 + \dfrac{\Delta}{h_{\text{рм,max}}}}. \qquad (355)$$

Пользуясь приведенными здесь схемами и формулами, можно для задаваемых конструкций опор назначить допустимую глубину размыва, а затем либо определить необходимое отверстие моста (т. е. допустимую степень стеснения водотока подходами к мосту), либо проверить применимость той или иной конструкции фундамента (или длины свай) для моста желательной длины. При этом рекомендуется учитывать те пределы, которые, как правило, не должны быть нарушены (если желательность отказа от норм не доказывается экономическим расчетом). По СН 200-62 нормируется ограничение приращения площади поперечного сечения потока под мостом в связи с размывом и срезкой: для несудоходных рек — 100%, для судоходных — 50—55%. Если мост перекрывает только русло реки, то эти нормы совпадают с допустимым увеличением глубин: для несудоходных рек $h_{\text{рм,max}} = 2h_{\text{рб,max}}$, для судоходных — $h_{\text{рм,max}} = (1{,}5 \div 1{,}55)\, h_{\text{рб,max}}$.

Если мост перекрывает не только русло, но и пойменный участок отверстия моста, сохраняющийся в процессе эксплуатации моста, то глубины в русле после размыва могут быть допущены несколько большими:

для несудоходных рек

$$h_{\text{рм,max}} = \left(2 + \frac{\omega_{\text{пм}}}{\omega_{\text{рб}}}\right) h_{\text{рб,max}},$$

для судоходных рек

$$h_{\text{рм,max}} \approx \left(1{,}5 + \frac{\omega_{\text{пм}}}{\omega_{\text{рб}}}\right) h_{\text{рб,max}},$$

где $\omega_{\text{рб}}$, $\omega_{\text{пм}}$ — площади сечения потока в бытовом состоянии в русле и на пойменном участке отверстия моста.

Аналогично могут быть выведены и предельные глубины в уширенных руслах под мостами: эти глубины (при ограничении увеличения площади сечения) оказываются заметно меньшими, чем при перекрытии мостом только одного неуширяемого русла. В этом случае

$$h_{\text{рм.max}} = \kappa h_{\text{рб.max}}\left[\frac{h_{\text{пб}}}{h_{\text{рб}}} + \frac{B_{\text{рб}}}{B_{\text{рм}}}\left(1 - \frac{h_{\text{пб}}}{h_{\text{рб}}}\right)\right], \qquad (356)$$

где $k = 1{,}5 \div 2$ — в зависимости от наличия или отсутствия судоходства на реке;
$h_{\text{рб}}$ и $h_{\text{пб}}$ — средние бытовые глубины в русле и на пойменном участке отверстия моста;
$B_{\text{рб}}$ и $B_{\text{рм}}$ — бытовая и увеличенная ширина русла под мостом.

Например, при $h_{\text{пб}} = 0{,}35h_{\text{рб}}$ и $B_{\text{рм}} = 2B_{\text{рб}}$, оказывается, что предельная глубина равна

$$h_{\text{рм.max}} = 0{,}68\kappa h_{\text{рб.max}}.$$

Очевидно, что эти предельные величины глубин не всегда могут быть достигнуты по техническим причинам осложнения строительства фундаментов опор. Одновременно не следует рассматривать эти величины как безусловно предельные, если будет показано, что большие глубины размыва технически безопасны и экономически эффективны.

Расчет отверстий мостов легко выполняется по формулам для нижнего предела размыва. Этот расчет является окончательным для проектирования оснований и фундаментов опор моста в случаях, когда верхний и нижний пределы возможного размыва совпадают или мало разнятся. Если при установлении верхнего предела размыва, вызываемого проходом расчетного паводка по неразмытому дну окажется, что различие между двумя глубинами более 15%, следует провести расчет размыва, вызываемого длительной серией паводков.

Таким расчетом и устанавливается окончательное значение глубины размыва в этих конкретных условиях, по которому проектируются основани яи фундаменты опор моста.

В практике проектирования мостовых переходов наиболее часто могут встретиться случаи расчета отверстий мостов, которые рассмотрены ниже. Кроме них, встречаются так называемые особые случаи расчета (мост в подпоре от плотины или большой реки; пойменные мосты, дополнительные к русловому; мосты ниже капитальных и некапитальных плотин; мосты с затопляемыми подходами); эти особые случаи рассматриваются в специальных руководствах и пособиях (см. О. В. Андреев. Проектирование мостовых переходов. М., Автотрансиздат, 1960).

Расчеты отверстий мостов и глубин размыва под ними выполняют с использованием в основном формулы (340).

Мост наименьшей длины

Зная, что сокращение отверстия моста экономически выгодно (см. рис. 173), можно определить по формуле (340) глубину после размыва под мостом наименьшей допустимой длины, равной бытовой ширине русла $L = B_{\text{рб}}$. В этом частном случае (рис. 195, *а*) $B_{\text{рм}} = B_{\text{рб}}(1 - \lambda)$ в связи со стеснением потока опорами моста и, следовательно,

$$h_{\text{рм.max}} = \left|\frac{h_{\text{рб.max}}}{(1-\lambda)^{2/3}}\right| \left(\frac{Q}{Q_{\text{рб}}}\right)^{3/5}, \qquad (357)$$

так как в русле под мостом будет проходить полный расход водотока Q вместо проходившего в бытовых условиях $Q_{\text{рб}}$.

Определение отношения двух расходов морфометрическим расчетом было рассмотрено в § 75.

Под коэффициентом λ здесь понимается отношение ширины опоры b к величине пролета l. Очевидно, что на ширине $\lambda l = b$ движение воды и наносов не происходит.

Полученную по расчету глубину следует сопоставить с приведенными выше ограничениями по СН 200-62 и глубинами размывов, допускаемыми фундаментами и основаниями, желательными в данных геологических и производственных условиях.

Мост с уширенным руслом

Уширение русла под мостом (рис. 195, *б*), как уже отмечалось выше, приводит к заметному уменьшению глубин после размыва. Однако необходимо учитывать, что искусственное уширение русла сохраняется и эффективно только при условии, что пойма затапливается часто, а погонный расход пойменных вод не превышает некоторой доли погонного руслового расхода. Поэтому уширение русла (срезку пойменных берегов) следует применять только при частоте затопления пойм не реже чем 3 раза в четыре года (ВП $\geqslant 75\%$) и пойменных элементарных расходах не больших, указанных в табл. 58. Фактическую частоту затопления устанавливают анализом многолетнего ряда наивысших уровней воды в реке.

Таблица 58

$N = \frac{B_{\text{рм}}}{B_{\text{рб}}}$	$\frac{\vartheta_{\text{п}}}{\vartheta_{\text{р}}} \cdot \frac{q_{\text{пб}}}{q_{\text{рб}}}$	$q_{\text{т.б}} : q_{\text{рб}}$ при $\vartheta_{\text{р}} = 0{,}95\vartheta_{\text{п}}$
1	0,75/0,75	0,67/0,67
2	0,68/0,6	0,61/0,54
3	0,64/0,5	0,57/0,45
4	0,61/0,43	0,55/0,39
5	0,59/0,38	0,53/0,34
10	0,51/0,30	0,46/0,27
∞	0/0	0/0

Примечание. В числителе даны значения, превышение которых ведет к увеличению глубины в уширенном русле сравнительно с неуширенным; в знаменателе даны предельные значения, при которых достигается максимальное уменьшение глубины после размыва в уширенном русле.

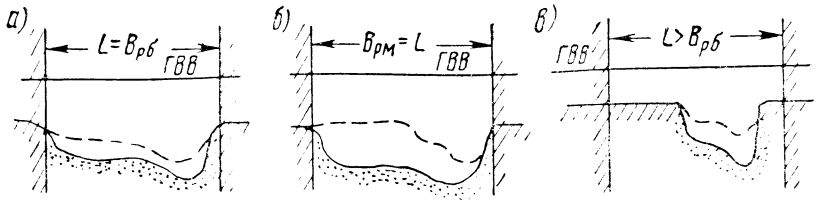


Рис. 195. Расчетная ширина русла под мостом:
а — мост перекрывает только русло реки; *б* — уширением русла охвачено все отверстие моста; *в* — русло под мостом не уширяется

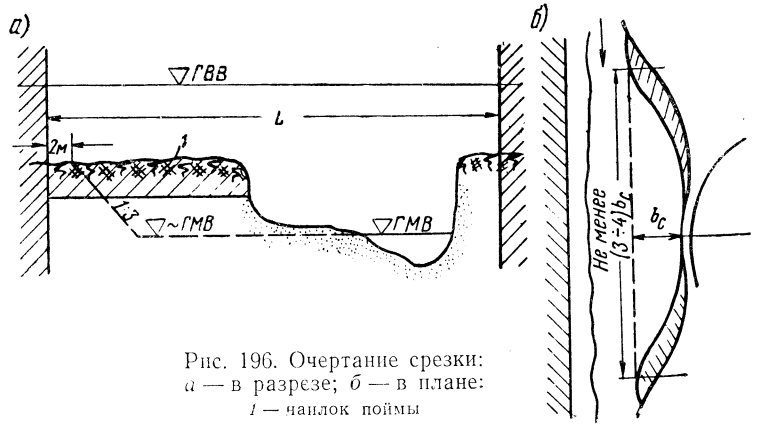


Рис. 196. Очертание срезки:
а — в разрезе; *б* — в плане:
1 — наилок поймы

Для моста с наибольшим возможным уширением русла, т. е. при $B_{рм}=L(1-\lambda)$ и при $Q_{рм}=Q$, можно найти или глубину после размыва при заданном отверстии моста

$$h_{рм.max}=\frac{h_{рб\,max}}{(1-\lambda)^{2/3}}\left(\frac{Q}{Q_{рб}}\right)^{8/9}\left(\frac{B_{рб}}{L}\right)^{2/3}, \qquad (358)$$

или непосредственно необходимое отверстие моста по заданной глубине после размыва

$$L=\frac{B_{рб}}{1-\lambda}\left(\frac{Q}{Q_{рб}}\right)^{4/3}\left(\frac{h_{рб\,max}}{h_{рм\,max}}\right)^{3/2}. \qquad (359)$$

Глубину, определяемую формулой (358), следует затем сопоставить с допустимой по формуле (356).

Обычные размеры и очертания срезки (уширения русла) в поперечном сечении и в плане показаны на рис. 196. Особое внимание должно быть обращено на полное удаление пойменного наилка, после чего водный поток будет легко размывать вскрытый срезкой

аллювий и наносы будут двигаться по всему уширенному руслу под мостом.

Глубины после размыва, зависящие от принятых величин отверстия моста, можно изобразить в виде графика (рис. 197), который строится в пределах от $L_{min}=B_{рб}$, когда $h_{рм\,max}$ определяется формулой (357), до L_{max} при $h_{рм\,max}=h_{рб\,max}$, когда размыв отсутствует. При этом

$$L_{max}=\frac{B_{рб}}{1-\lambda}\left(\frac{Q}{Q_{рб}}\right). \qquad (360)$$

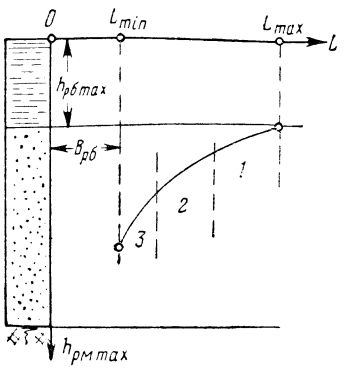


Рис. 197. Кривая связи глубины после размыва и отверстия моста

при уширении русла и $L_{max}=B_{разлива}$ при неуширенном русле.

Этот график удобен для того, чтобы принять решение по выбору типа оснований и фундаментов (и соответствующих им длин моста), рациональных для рассматриваемого перехода. Для примера на рис. 197 проведено разделение всего диапазона вариантов длин моста на три зоны, где возможно применение фундаментов, например, на естественном основании *1*, на свайных ростверках *2* и на глубоких опускных колодцах *3*.

Мост с сохранением пойменного участка отверстия

При редкой затопляемости пойм срезка заиливается и вновь образуется наилок, поэтому вводить срезку в расчет опасно, так как к проходу расчетного паводка русло вновь будет иметь бытовую ширину. Если перекрытие мостом только русла недопустимо (глубины после размыва слишком велики), а уширение русла невозможно, то считают пойменный участок отверстия моста сохраняющимся и размыв развивающимся только на бытовой ширине русла.

В этом случае задают желательную (по конструкции фундаментов) глубину после размыва в русле $h_{рм\,max}$ и определяют из формулы (340) допустимый коэффициент увеличения расхода в русле под мостом, зная, что

$$\beta_р=\frac{Q_{рм}}{Q_{рб}}=(1-\lambda)^{3/4}\left(\frac{h_{рм\,max}}{h_{рб\,max}}\right)^{5/8}. \qquad (361)$$

Затем, вычисляя по формуле (318) характеристику мостового перехода $F(\eta;\ a)$, находят обязательный коэффициент возрастания расхода на пойменном участке отверстия моста $\beta_п>\beta_р$ и общий коэффициент стеснения водотока β, для чего пользуются формулами (317) и (319).

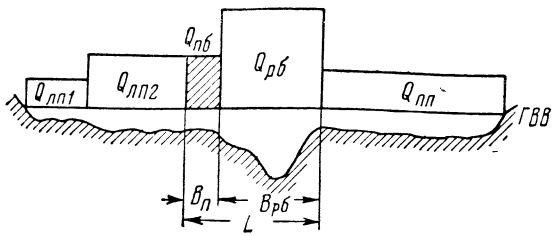


Рис. 198. Схема определения ширины пойменного участка отверстия моста

Зная, что

$$\beta = \frac{Q}{Q_{рб} + Q_{пб}} \quad \text{и} \quad Q_{пб} = \frac{Q}{\beta} - Q_{рб}, \tag{362}$$

по эпюре элементарных расходов определяют длину пойменного участка отверстия моста $B_п$ или непосредственно длину моста L. Для простоты (рис. 198) эпюру можно строить по участкам разной шероховатости в виде прямоугольников. При двух поймах пойменный участок отверстия моста надо располагать от русла в сторону более сильно работающей поймы. Размыв на пойме под мостом рассчитывают по формуле (344).

Иногда этот расчет ведут исходя из заданной скорости течения на пойменном участке (для обеспечения сохранности наилка), т. е. задают величину $\beta_п$.

Ограничение размыва в русле по геологическим условиям

Ограничение глубины размыва в русле по геологическим условиям можно рассчитать как аналитическим путем, так и графо-аналитическим. Однако вместо сравнения фактического и допускаемого элементарных расходов воды, как это делалось при расчете глубин после размыва на пойме, в данном случае необходимо сравнивать фактическую и допускаемую донные скорости, так как элементарный расход на самой глубокой вертикали не сохраняет своего значения, а изменяется по мере размыва более податливых грунтов на соседних вертикалях.

Если обнажаемые пласты грунта однородны, то каждый из них может быть оценен донной неразмывающей скоростью, соответствующей средней крупности грунта в пределах слоя. То же относится и к пластам связного грунта. Но если пласт несвязного грунта характеризуется существенной неоднородностью, то верхняя часть пласта может укрупниться по составу за счет смыва только мелких частичек грунта, т. е. произойдет отмостка (выше см. рис. 191).

Отмостить дно русла и ограничить размыв могут только те частицы, для которых фактическая донная скорость течения в русле не превышает неразмывающую. Поэтому, зная величину фактической донной скорости, можно установить и минимальный диаметр

частиц в пределах несвязного неоднородного пласта грунта, способных ограничить размыв. Этот диаметр равен при $v_{нд} \approx 0{,}7 v_{рм}$.

$$D_{min} = \frac{v_{нд}^2}{2{,}56g} = \frac{v_{рм}^2}{5{,}25g}. \tag{363}$$

Руслоформирующие наносы характеризуются меньшими диаметрами, чем D_{min}. Поэтому они и находятся в движении и ограничение размыва фракциями руслоформирующих наносов невозможно.

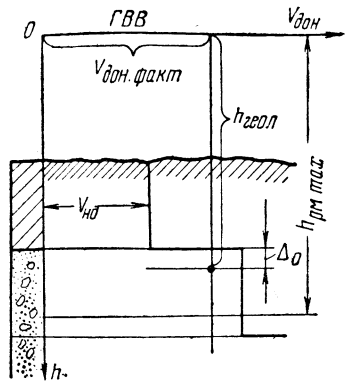


Рис. 199. Схема графо-аналитического расчета ограничения размыва в русле по геологическим условиям

Зная гранулометрический состав каждого из пластов, включающих частицы крупнее D_{min}, т. е. процентное содержание в нем частиц размером D_{min} и крупнее p, рассчитывают толщину смыва поверхности пласта, необходимую для образования отмостки этими частицами:

$$\Delta_0 = \frac{200 D_{ср}}{\Sigma p}, \tag{364}$$

где $D_{ср}$ — средний диаметр частиц от самых крупных до D_{min};

Σp — суммарное содержание этих частиц в грунте.

Графо-аналитический расчет глубины, на которой может прекратиться размыв по геологическим условиям, выполняется путем построения ступенчатого графика изменения донной неразмывающей скорости течения воды по пластам грунта (рис. 199). На этом графике наносятся две прямые: горизонтальная прямая максимальной глубины после размыва при восстановлении бытового расхода наносов, определяемой по формуле (340), и вертикальная прямая фактической донной скорости течения, равной 0,7 от скорости $v_{рм}$ по формуле (339).

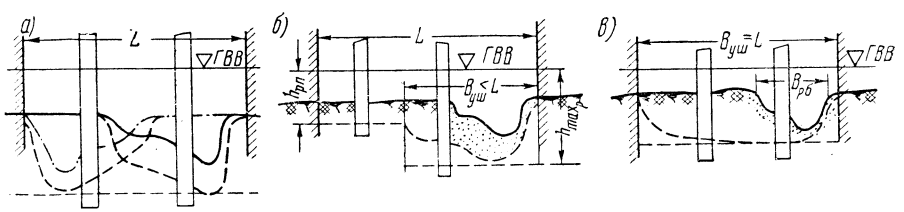


Рис. 200. Глубина заложения опор мостов через равнинные реки:
а — на меандрирующих реках; *б* — на немеандрирующих реках при малом уширении русла или без уширения; *в* — при уширении, охватывающем все отверстие моста

Ограничение размыва по геологическим условиям будет только при условии, что вертикальная прямая пересечет ступенчатый график донных неразмывающих скоростей течения выше горизонтальной прямой $h_{\text{рм max}}$ (см. рис. 199), чему соответствует

$$h_{\text{геол}} < h_{\text{рм max}}. \qquad (365)$$

Глубины после размыва в русле учитываются при проектировании тех опор, у которых эти глубины фактически могут развиться (см. § 78). На рис. 200 приведена схема этого учета для мостов через равнинные реки.

Мост через блуждающую реку

Блуждающие реки, протекающие по конусам выноса, не имеют пойм. Ширина их русел во многих случаях излишне велика. Образование таких уширенных участков русел объясняется размывом берегов при половодьях в связи с тем, что скорости течения блуждающих рек высокие и превышают неразмывающие для руслоформирующих наносов, а берега таких рек сложены именно этими наносами, приносимыми водой сверху по течению.

Быстрое разрушение берегов уширяющегося русла и вынос продуктов размыва вниз по течению не сопровождаются немедленной задержкой наносов, поступающих сверху по течению. Поэтому уровень дна уширенного участка оказывается практически таким же, каким был до разрушения берегов. В связи с тем, что уровень воды на участке местного уширения определяется уровнями на сопредельных с ним участках русла, уширенные створы блуждающей реки характеризуются почти постоянными средними глубинами. Максимальные глубины на этих участках самые разнообразные, установившиеся при размыве берегов разной плотности в местах местной концентрации водных струй, определяемой расположением скоплений наносов в русле реки.

При значительном сужении и ограничении ширины русла неразмываемыми берегами средняя глубина потока устанавливается соответственно транзиту воды и наносов. Так как в этих случаях ширина реки не превышает необходимую для транспортирования воды и наносов, то блуждание реки на таких узких участках прекращается и максимальная глубина находится в определенном соотношении со средней в связи с неразмываемостью берегов. Уклоны реки на узких участках обычно несколько отличаются от уклонов, свойственных более широким сечениям потока.

Закономерное изменение глубин по участкам блуждающей реки с различной шириной (рис. 201, *а*) может быть охарактеризовано одной особой точкой, которой соответствует некоторая ширина B_0. Геометрические и гидравлические характеристики сечения с шириной B_0 отвечают расходу наносов G, расходу воды Q и уклону русла I, свойственным данному участку конуса выноса. Протекание реки в поперечном сечении такой ширины не сопровождается

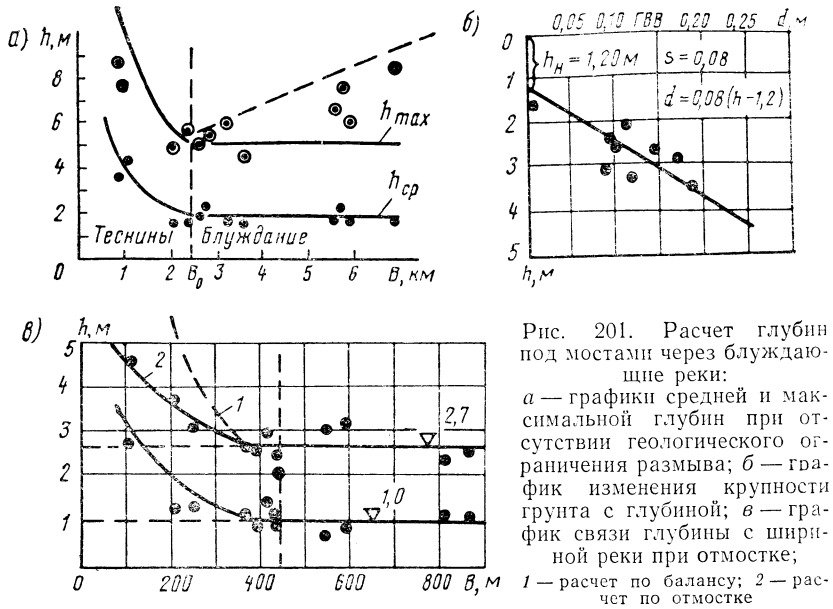


Рис. 201. Расчет глубин под мостами через блуждающие реки:
а — графики средней и максимальной глубин при отсутствии геологического ограничения размыва; *б* — график изменения крупности грунта с глубиной; *в* — график связи глубины с шириной реки при отмостке;
1 — расчет по балансу; *2* — расчет по отмостке

блужданием, и ему соответствует наименьшая из максимальных глубин по створам реки.

Графики, аналогичные рис. 201, *а*, могут быть построены для любой блуждающей реки. Для этого необходимо использовать данные лишь о створах, находящихся в однообразных условиях (иначе говоря, расположенных на ограниченной по длине части конуса выноса), которым соответствуют примерно равные максимальные расходы воды и наносов и уклон. Объединение в одном графике данных о сечениях, расположенных на гидрологически и топографически неоднородных участках, недопустимо.

При помощи построения графика средних и максимальных глубин все участки реки разной ширины, охватываемые графиком, можно разбить на две группы: участки шириной $B \leqslant B_0$ — теснины с неразмываемыми берегами — и участки блуждания шириной $B > B_0$.

Анализируя этот график, можно сделать вывод, что устройство моста, отверстие которого $L > B_0$, не имеет смысла, так как это влечет за собой появление больших глубин под мостом. Следовательно, увеличение длины моста по сравнению с шириной B_0 не приводит к уменьшению глубины заложения фундаментов опор моста.

При назначении отверстия моста $L = B_0$ глубины под мостом оказываются наименьшими возможными.

Дальнейшее сокращение отверстия моста до $L < B_0$ снова увеличивает глубину, но не вследствие блуждания реки и размыва ею своих неустойчивых берегов, а в связи с необходимостью транзита

воды и наносов в суженном поперечном сечении. Глубины потока как средние, так и максимальные в сечениях шириной $L<B_0$ подчиняются уравнению баланса и соответствуют транзиту воды и наносов в размерах Q и G по всей ширине русла без образования нерабочих зон.

Если при помощи графика, аналогичного рис. 201, будет установлена ширина B_0, то расчет глубины в сжатом сечении реки может быть выполнен по уравнению

$$h_{\text{рм max}} = \frac{h_{\text{ро max}}}{(1-\lambda)^{2/3}} \left(\frac{B_0}{L}\right)^{2/3}, \qquad (366)$$

так как для беспойменных рек $Q_{\text{рм}} = Q_{\text{рб}} = Q$.

График зависимости $h=f(B)$ позволяет контролировать результаты расчета, выполняемого по уравнению (366). Для этого он должен быть построен с использованием возможно большего числа данных о сжатых створах в теснинах или под мостами. На графике для Чарджоуского участка Амударьи проведены восходящие линии, отвечающие уравнению (366) и рассчитанные по средним и наибольшим глубинам. Эти линии можно построить только для участков шириной $B \leqslant B_0$.

Задавая желательную глубину размыва, соответствующую принятому типу фундаментов, можно найти необходимое отверстие моста

$$L = \frac{B_0}{1-\lambda} \left(\frac{h_{\text{ро max}}}{h_{\text{рм max}}}\right)^{3/2}. \qquad (367)$$

Скорость после размыва по-прежнему определяется формулой (339).

Максимальный размыв под мостами через блуждающие реки, как и для мостов через равнинные реки, может быть ограничен по геологическим условиям.

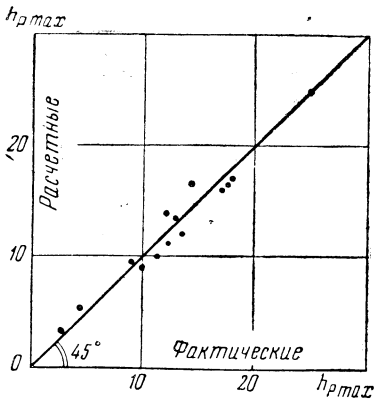


Рис. 202. График сравнения результатов расчета размывов с промерами глубин

Особенно часто это ограничение встречается на реках, которые протекают в валунно-галечных руслах.

В этих условиях иногда наблюдается непрерывная сортировка фракций по глубине аллювиальной толщи (рис. 201, *б*).

В качестве примера на рис. 201, *в* приведены кривые средних и максимальных глубин, построенные как по натурным данным, так и по уравнению (366) для одного из водотоков. При этом уменьшение глубин из-за отмостки оказалось весьма существенным.

Для блуждающих рек расчет верхнего предела глубины размыва не является необходимым, в связи с большой длительностью пика паводка в низовьях рек.

Сходимость результатов расчета размывов по формулам, приведенным в § 78—82, с натурой была проведена для ряда рек. Превышение фактических глубин после размыва над измеренными в натуре лишь в двух случаях достигло 10%, а чаще колебалось между 3—5%. Это свидетельствует одновременно о том, что при значительном сроке службы перехода, при проходе расчетного паводка размывы, подготавливаемые за длинный ряд лет всеми предшествующими половодьями, достигают обычно нижнего предела (рис. 202).

§ 83. РАСЧЕТ ПОДПОРА ПЕРЕД МОСТАМИ

На значительном удалении от моста вверх по реке, где поток имеет постоянную ширину, его поверхность при паводке очерчена по обычной кривой подпора a_1 с увеличивающимися по течению глубинами и уменьшающимися уклонами и скоростями течения (рис. 203, *а*). В конце кривой подпора изменение уровня воды обычно достигает максимальной величины на всем протяжении оси потока на участке мостового перехода. Подъем уровня в этом створе Δh называется полным подпором.

Непосредственно выше моста свободная поверхность потока очерчена в виде воронки со значительными уклонами боковых склонов вблизи мостового отверстия. Продольный профиль свободной поверхности водной воронки по оси потока очерчен по выпуклой кривой спада особого типа, так как ширина потока на этом участке переменная. Уменьшение ширины потока определяет постепенное возрастание скорости в этой зоне вниз по течению.

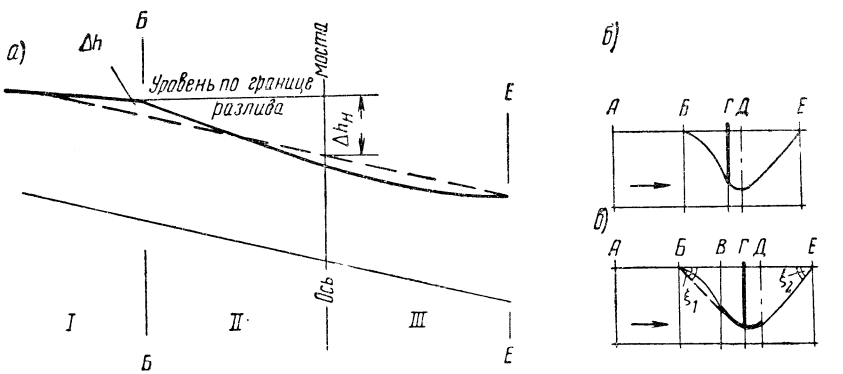


Рис. 203. Схемы к расчету подпора:
а — продольный профиль; *б* и *в* — положение расчетных створов на переходе без дамб (*б*) и с дамбами (*в*);
I — кривая подпора; *II* — водная воронка; *III* — зона растекания

Только при очень сильных стеснениях наибольший подпор размещается ближе к мосту, чем последнее сечение кривой подпора типа a_1, т. е. на протяжении особой кривой спада перед мостом.

За мостом от сечения наибольшего сжатия поток начинает растекаться. В зоне растекания скорости уменьшаются вниз по течению.

Уклон свободной поверхности потока в зоне растекания может быть больше бытового, так как скорость течения здесь превышает бытовую; но этот уклон может оказаться и меньше бытового, так как в растекающемся потоке восстанавливается потенциальная и уменьшается кинетическая энергия. Поэтому отметки уровней воды в наиболее сжатом сечении потока и под мостом, определяемые условиями движения потока в зоне растекания, могут быть больше бытовых, равными им, а в некоторых случаях меньше бытовых в зависимости от соотношения факторов, определяющих увеличение и уменьшение уклона потока в зоне растекания по сравнению с бытовым. Изменение уровня воды под мостом $\Delta h_м$ называется неполным подпором (или подмостовым подпором).

Поверхность воды непосредственно за мостом всегда имеет вид бугра, а уровень воды под мостом превышает уровень воды у низовых откосов пойменных насыпей.

Уровни свободной поверхности потока у верховых откосов насыпей подходов к мосту отличаются от бытового уровня значительно больше, чем по оси потока. Благодаря воронкообразному очертанию водной поверхности перед мостом и соответствующему ей криволинейному очертанию поперечных сечений сжимаемого потока у верхового откоса насыпи, в удалении от отверстия моста устанавливается уровень воды с отметкой, соответствующей сечению потока в конце кривой подпора a_1. Вдоль насыпи уровень воды постепенно снижается по направлению к отверстию моста. У низового откоса насыпи уровень воды устанавливается с отметкой, соответствующей начальному сечению зоны растекания потока за мостом (см. рис. 203, *а*). Уровень воды вдоль низового откоса насыпи практически постоянен, так как уклон воды вдоль границ зоны растекания обычно ничтожен. Вдали от моста разница уровней по обе стороны насыпи часто весьма велика. Непосредственно у конуса насыпи она значительно меньше.

В паводочном потоке, стесненном подходами к мосту (рис. 203, *б*), можно наметить следующие характерные сечения: *А* — начальное сечение участка подпора, где бытовые условия протекания потока еще не нарушаются; *Б* — сечение, где развивается полный подпор. Между сечениями *А* и *Б* свободная поверхность потока очерчена по обычной кривой подпора типа a_1. Сечение *Б* соответствует началу водной воронки перед мостом; *Г* — сечение под мостом; *Д* — сечение наибольшего сжатия ниже моста по течению, являющееся началом зоны растекания; *Е* — конечное сечение зоны растекания, где снова восстанавливаются бытовые условия течения.

В большинстве случаев для защиты насыпей подходов, конусов и устоев и для устранения сжатия потока за мостом в состав мостовых переходов включают регуляционные сооружения — струенаправляющие дамбы. При струенаправляющих дамбах разбивка потока на расчетные участки несколько меняется (рис. 203, *в*): сечения *А*, *Б* и *Е* остаются прежними; сечение *В* располагается по створу верхних точек струенаправляющих дамб; сечение наибольшего сжатия совмещается с подмостовым сечением *Г*; сечение *Д* располагается по створу нижних точек струенаправляющих дамб.

В связи с тем, что постройка регуляционных сооружений на мостовых переходах практически обязательна, ниже рассматривается расчет подпора только для случая их устройства.

Составим уравнение Бернулли для двух сечений потока *Б* и *Е*, полагая известными условия протекания воды между ними

$$z_Б + \frac{\alpha v_Б^2}{2g} = z_Е + \frac{\alpha v_Е^2}{2g} + h_w.$$

Отметки измененной свободной поверхности потока на мостовом переходе могут быть выражены через бытовые отметки z' и соответствующие приращения уровня Δz, появившиеся в связи со стеснением потока сооружениями мостового перехода. Разность бытовых отметок $z'_Б - z'_Е$ может быть заменена произведением бытового уклона водной поверхности $I_б$ на расстояние между сечениями, равное Σl.

Потери энергии h_w могут быть представлены в виде суммы произведений длин характерных участков потока l, лежащих между сечениями *Б* и *Е*, на соответствующие им средние величины потерь энергии на единицу длины I_w (так называемые уклоны трения»). Тогда после элементарных преобразований можно написать

$$\Delta h = \Delta z_Б = \Delta z_Е + \frac{\alpha v_Е^2 - \alpha v_Б^2}{2g} + \sum l (I_w - I_б).$$

Из этого уравнения следует, что подпор будет тем больше, чем больше уклоны трения, зависящие от скорости течения. В сжатых сечениях по мере развития размыва скорости могут несколько снижаться. Однако для окончания размыва необходим обычно длительный срок; поэтому для определения наибольшего возможного подпора при расчетном паводке следует исходить из предположения, что размыв на мостовом переходе еще не произошел или произошел не полностью.

Расстояния между расчетными створами принимают, используя данные М. В. Михайлова об углах схода и растекания потока на мостовом переходе $\xi_1 = 45°$ и $\xi_2 = 25°$ (см. рис. 203, *в*). В 1966 г. В. Т. Авдеев получил расчетную формулу, дающую возможность назначать величину угла растекания ξ_2 в зависимости от степени стеснения.

Раскрывая по уравнению равномерного движения выражения уклонов трения по участкам потока, можно получить общее выражение для величины подпора

$$\Delta h = \frac{B_0 - L}{20} I_б \left\{ 3(1+\varkappa)\left[\frac{\beta^2}{(\varepsilon_м P)^{10/3}} - 1 \right] - \left(1 - \frac{1}{\varepsilon^{10/3}} \right) \right\} + \\ + \frac{v_Б^2}{2g}\left(1 - \frac{1}{\varepsilon^2} \right), \qquad (368)$$

где B_0 — ширина разлива реки;
L — отверстие моста;
$I_б$ — бытовой уклон реки;
0 — число пойм (одна или две);
β — коэффициент стеснения потока;
$\varkappa = l_в : l_0$ — относительная длина верховых струенаправляющих дамб;
$l_в$ — длина верховых дамб;
$l_э$ — длина водной воронки перед мостом;

$\varepsilon_м = \dfrac{\Delta h_м}{h_{мб}} + 1$ — относительное изменение средней бытовой глубины под мостом $h_{мб}$ в связи с подмостовым подпором $\Delta h_м$.

$\varepsilon = \dfrac{\Delta h}{h_б} + 1$ — относительное изменение бытовой средней глубины в нестесненном сечении $h_б$ в связи с подпором Δh;

$v_Б$ — средняя бытовая скорость всего потока;
P — коэффициент размыва, равный отношению глубины после размыва к глубине до размыва (на момент расчета подпора). При расчете подпора до размыва $P=1$. При расчете на момент полного завершения размыва $P \approx h_{рм} : h_{рб}$.

Расчет по формуле (368) может быть выполнен только последовательными приближениями. При этом расчет начинают с определения подмостового подпора $\Delta h_м$, пользуясь для этого формулой, получаемой из уравнения Бернулли для сечений $Г$ и $Е$,

$$\Delta h_м = \frac{B_0 - L}{20} I_б \left(\frac{\beta^2}{(P\varepsilon)^{10/3}} - 1 \right)(2+\varkappa) - \alpha \frac{v_м^2 - v_Е^2}{2g}, \qquad (369)$$

где $v_м$ — средняя скорость под мостом, зависящая от β, P и $\Delta h_м$.

Необходимость в последовательных приближениях отпадает только при очень малых увеличениях глубин, т. е. при малых отклонениях ε и $\varepsilon_м$ от единицы. В этом случае можно пользоваться непосредственно формулой

$$\Delta h = \frac{B_0 - L}{20} I_б \left(3 + \frac{\beta^2}{p^{10/3}} - 3 \right)(1+\varkappa). \qquad (370)$$

Переход к подпору у насыпи $\Delta h_н$ осуществляют по формуле

$$\Delta h_н = \Delta h + I_б (l_0 + l_в), \qquad (371)$$

где все обозначения прежние.

Для уточнения расчета, разбивая весь участок потока на доли $Б$—$В$, $В$—$Г$ и т. д. (см. рис. 203), можно построить кривую свободной поверхности потока, пользуясь непосредственно обычным уравнением неравномерного движения в конечных разностях

(уравнение В. И. Чарномского) и не применяя формул (368) или (370). При этом построении следует идти снизу вверх, против течения, т. е. начинать расчет от створа $Е$, где известна бытовая, неизменяемая отметка свободной поверхности воды.

Глава 15

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПОДХОДОВ К МОСТАМ И РЕГУЛЯЦИОННЫХ СООРУЖЕНИЙ

§ 84. УСЛОВИЯ РАБОТЫ ПОЙМЕННЫХ НАСЫПЕЙ

Подходы к постоянным мостам устраивают в большинстве случаев в виде незатопляемых земляных насыпей на поймах или в русле для блуждающих беспойменных рек. Только в особых случаях на дорогах низших категорий и у временных низководных мостов устраивают периодически затопляемые подходы.

Строительство незатопляемых насыпей становится экономически неэффективным только при высоте их 30 *м* и более и при неудовлетворительных грунтах основания, а также при отсутствии у перехода грунтов, пригодных для земляных сооружений. В этих случаях устраивают пойменные эстакады.

Пойменные земляные насыпи должны быть запроектированы так, чтобы они были устойчивы даже при самых неблагоприятных условиях работы. Поэтому необходимо прежде всего установить эти возможные неблагоприятные условия, рассматривая их как исходные при выборе конструкции и размеров пойменных насыпей.

Чтобы насыпь была незатопляемой, ее бровку поднимают выше возможного уровня воды в реке на мостовом переходе с учетом подпора. На границе разлива подпор у верхового откоса пойменной насыпи достигает наибольшего размера $\Delta h_н$, определяемого формулой (371).

Уровень воды у низового откоса насыпи определяется отметкой поверхности воды у концов низовых струенаправляющих дамб. Эта отметка мало отличается от бытовой. Таким образом, наибольшее повышение уровня воды у верхового откоса над расчетным горизонтом одновременно определяет и наибольшую разность уровней у верхового и низового откосов пойменной насыпи на границе разлива (рис. 204). На участках насыпи, достаточно близких к мосту, разница уровней меньше. Непосредственно у моста эта разница наименьшая и равна падению поверхности потока на длине струенаправляющих дамб

$$\Delta h_{min} = I_б \beta^2 (l_в + l_н). \qquad (372)$$

На протяжении водной воронки перед мостом ширина потока уменьшается, причем границы его очерчены приблизительно по дугам круга с центральным углом 90°, начинающимся от границ

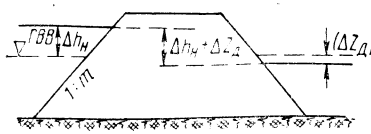


Рис. 204. Уровни воды у откосов пойменной насыпи

разлива и заканчивающимся у голов пойменных струенаправляющих сооружений. За этим криволинейными границами в зонах, примыкающих к пойменным насыпям, движение воды замкнутое и относительно медленное. Только в тех случаях, когда ширина разлива очень велика, течение прижимается непосредственно к откосам пойменных насыпей и может вызвать размыв откосов сооружений.

Период разлива воды на поймы часто сопровождается ледоходом на реке. В это время возможен заход льдин из русла к насыпям, а кроме того, у откосов насыпей могут появиться льдины, принесенные течением с пойменных озер. Плывущие льдины ударяются об откосы насыпи и нарушают их устойчивость. В отдельных местах лед может скапливаться, что приводит к навалу больших масс льда на насыпь.

Во время высоких паводков в долинах рек наблюдаются сильные ветры, вызывающие волны на водной поверхности. Явления половодья и интенсивного перемещения воздушных масс в долине реки нельзя считать независимыми одно от другого. Во время паводков вполне закономерны сильные ветры. Глубины воды на речных поймах достигают максимума также при очень высоких расчетных паводках, а только при значительных глубинах и могут развиваться большие ветровые волны у откосов пойменных насыпей. Вследствие этого при высоких паводках устойчивости откосов пойменных насыпей угрожают подтопление, удар или навал льдин, удары волн. Обычно сильные удары наблюдаются на свободных реках только у верхового откоса насыпи, где волны распространяются вниз по течению. Меньшая или нулевая высота волн у низового откоса пойменной насыпи объясняется тем, что подход волн к этому откосу должен совершаться против течения.

На залесенных поймах волны не развиваются совсем и насыпям не угрожают.

В последние десятилетия в связи с развитием гидротехнического строительства на автомобильных и железных дорогах появились мостовые переходы, находящиеся в подпоре. Откосы насыпей таких переходов являются уже не периодически, а постоянно подтопляемыми. В отличие от переходов через свободные реки уровни у верхового и низового откосов насыпи в этом случае почти одинаковы.

На водохранилищах неизбежно волнообразование, опасное для насыпи, даже в тех случаях, когда господствующие ветры действуют нефронтально по отношению к ней. Волнение, развивающееся на поверхности водохранилищ, достигает значительной силы и может наблюдаться как у верхового, так и низового откосов насыпей. Например, на переходе Дона, находящемся в подпоре от

Цымлянской ГЭС, опасные для насыпей волнения возникают исключительно с низовой стороны.

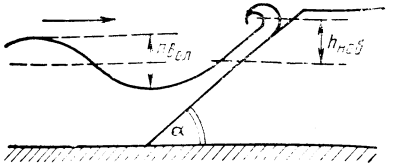


Рис. 205. Схема набега волны на откос

Волны, набегающие на откос насыпи, взбегают по нему на значительную высоту, и вода может попасть на обочину земляного полотна. Этого не следует допускать, так как при откатывании волн струи воды могут смывать грунт с неукрепленной обочины.

Высота и длина волны зависят от скорости ветра W *м/сек* и длины разбега волны D *км*. Однако на узких, длинных (более 5-кратной ширины) и мелких водных пространствах волны, возникшие на глубоких частях водотока, не могут распространяться. В этих условиях высота волны ограничивается глубиной мелкого водного пространства, так как не развивается длина волны, соответствующая скорости ветра и длине разбега. Длина волны ограничивается двойной глубиной воды. Фактически она еще меньше, так как все теоретические расчеты волн справедливы для неподвижной воды, а в данном случае речь идет о развитии волн на поверхности текущей воды. Высота волн составляет от $^1/_{13}$ до $^1/_8$ от ее длины (в среднем $^1/_{10}$). Поэтому можно считать, что пределом высоты волны на пойме является величина

$$h_{\text{вол}} = \frac{2h_{\text{пб}}}{10} = 0{,}2h_{\text{пб}}. \qquad (373)$$

Волна, набегая на откос насыпи, поднимается по нему до высоты (от спокойного уровня воды)

$$h_{\text{наб}} = \frac{4{,}3K_{\text{ш}}h_{\text{вол}}}{m}, \qquad (374)$$

где $K_{\text{ш}}$ — коэффициент относительной шероховатости откоса;

m — коэффициент заложения откоса (рис. 205).

Длина волны принята при этом равной десятикратной ее высоте.

Коэффициент относительной шероховатости откоса составляет:

Тип покрытия откоса	$K_{\text{ш}}$
Сплошное непроницаемое гладкое покрытие (асфальтобетон, монолитный бетон)	1
Сборные бетонные плиты	0,9
Каменная кладка (мощение) и дерн	0,75—0,80
Наброска из булыжника	0,60—0,65
То же рваного камня	0,55
» » тетраподов	0,50

У насыпей переходов через водохранилища из-за большой глубины неподвижной воды и значительных расстояний разбега волны могут получаться значительными, но все же меньшими предела, определяемого формулой (373). Высоту та-

ких неразрушенных волн следует определять по указаниям СН 92-60, непосредственно по скорости ветра W и длине разбега D. Для быстрого расчета высоты волны в этих условиях можно воспользоваться формулой В. Г. Андреянова

$$h_{вол} = 0{,}02W^{5/4}L^{1/3}, \qquad (375)$$

где W — скорость ветра, *м/сек*;
L — разбег волны, *км*;
$h_{вол}$ — высота волны, *м*.

Высоту волны по формуле (375) следует вводить в расчет только при условии, что она меньше определяемой формулой (373).

Следует иметь в виду, что скорость ветра после постройки водохранилища обычно возрастает из-за уменьшения трения между воздушным потоком и водной поверхностью по сравнению с движением воздушного потока над сушей. Поэтому в расчетах высоты волн не следует использовать данные о скоростях ветра, полученные до постройки водохранилища. Если водохранилище еще только проектируется, то расчетные скорости ветра следует увеличить на 30—50% против наблюденных.

Удар волны об откос связан с силовым воздействием воды на укрепление откоса и на грунт.

Разница между уровнями в зонах потока, примыкающих к верховому и низовому откосам насыпей, создает тенденцию к фильтрации воды через тело насыпи. Однако прежде чем начнется транзитная фильтрация, должно произойти насыщение водой сухой пойменной насыпи. В ряде случаев к началу паводка и разливу воды на поймы насыпь бывает промерзшей. Это еще больше затрудняет насыщение насыпи водой.

Процесс насыщения насыпи водой можно представить себе следующим образом. По мере повышения уровня воды у откосов насыпи происходит инфильтрация в тело насыпи одновременно с обеих сторон. Скорость фильтрации зависит от того, как быстро поднимается уровень воды на откосах и какова водопроницаемость грунта, слагающего тело насыпи. Если способность грунта пропускать воду невелика, то смоченной оказывается только толща грунта, непосредственно примыкающая к откосам насыпи.

Сильно водопроницаемые грунты, например крупные пески или гравий, насыщаются водой очень быстро. В этом случае уровень воды в теле насыпи во время подъема паводка почти не отстает от уровня воды на откосах. Если пик паводка характеризуется большой продолжительностью, то насыщение насыпи по всей ширине на одинаковую высоту с откосами возможно и при других грунтах. В этих весьма редких случаях начинается транзитная фильтрация воды через насыпь.

Начавшийся спад паводка приводит к тому, что уровень воды на откосах снижается и снова начинается двустороннее движение воды, но уже от середины тела насыпи к откосам.

При спаде воды происходит вытекание воды из пор грунта. Оно вызывает разуплотнение грунта в теле насыпи, непосредственное вымывание грунтовых частиц из откоса стекающей водой. Период спада паводка часто характеризуется нарушениями устойчивости откосов насыпей на мостовых переходах.

§ 85. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПОЙМЕННЫХ НАСЫПЕЙ

Пойменная незатопляемая насыпь на подходе к мосту может быть разделена на характерные участки: спуск с берега речной долины на пойму; участок насыпи с минимальным допускаемым возвышением бровки над водой; подъем к мосту, обычно значительно возвышающемуся над уровнем воды (рис. 206). Большая высота уровня проезда по мосту сравнительно с участком насыпи минимальной высоты объясняется необходимостью выдержать подмостовой габарит, а также обычно значительной конструктивной высотой пролетных строений, особенно с ездой поверху.

Выход с поймы на коренной берег речной долины проектируется как обычная дорога, так как эта часть подхода является сопрягающей между пойменной насыпью и незатопляемой дорогой вне пределов речной долины.

Минимальную отметку бровки насыпи назначают выше наибольшего расчетного уровня воды на суммарную величину повышения уровня воды при подпоре, возможного набега волн на откос насыпи или некоторого конструктивного возвышения бровки насыпи над водой, если волн нет, т. е. на большую из величин:

$$\Delta_{min} = \Delta h_н + h_{наб}, \qquad (376)$$

или

$$\Delta_{min} = \Delta h_н + \Delta_н. \qquad (377)$$

Величину конструктивного запаса $\Delta_н$ принимают равной толщине дорожной одежды, но не менее 0,5 *м*. Выполнение этого требования гарантирует неподтопление дополнительного слоя основания дорожной одежды, а следовательно, и подстилающего ее

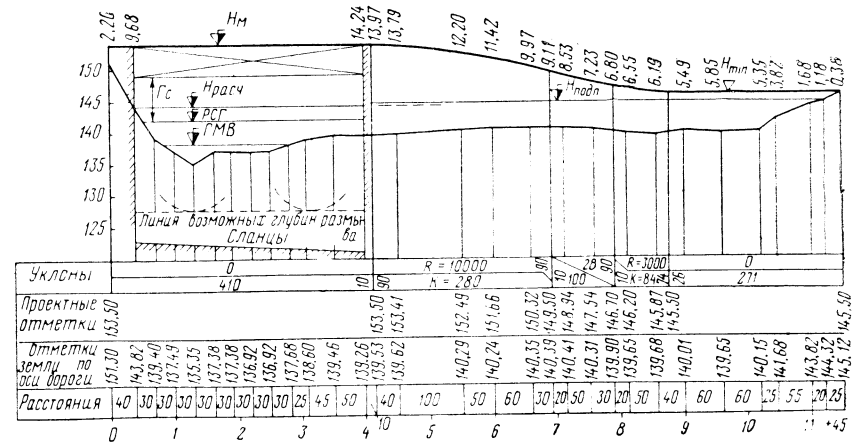


Рис. 206. Пример продольного профиля мостового перехода

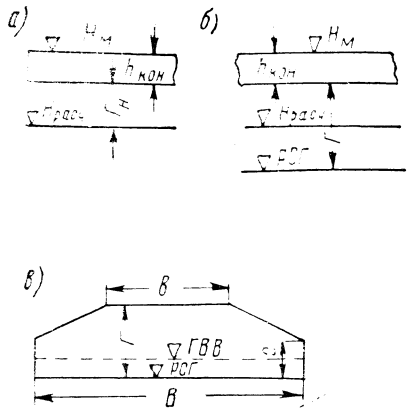


Рис. 207. Схемы к определению высоты моста

грунта, что необходимо для сохранения расчетного модуля деформации грунта, обычно значительно снижающегося при увеличении влажности.

Поскольку снижение отметок поверхности воды на поймах по направлению к мосту невелико и заметно охватывает только короткое протяжение насыпи, низкие пойменные насыпи принято проектировать горизонтальными. Продольный профиль проезжей части моста и спуск с него на насыпь с минимальными отметками проектируют обычно в виде ряда вертикальных кривых больших радиусов соответственно категории дороги. Иногда поверхность проезжей части моста оставляют горизонтальной или проектируют с односторонним уклоном, если вписывание кривых приводит к слишком большому усложнению конструкций пролетных строений и опор моста. Типичный пример продольного профиля мостового перехода приведен на рис. 206.

Уклон на мосту не должен превышать предельного для дороги. Если вертикальная кривая охватывает только участки земляного полотна, то от края моста до вертикальной кривой дается прямая вставка, не менее 10 *м*, с уклоном, принятым для проезжей части моста.

Назначение минимальной отметки проезда по мосту связано с определением необходимого возвышения пролетных строений моста над уровнем воды.

Для мостов через несудоходные реки, а также для мостов с разводными и подъемными судоходными пролетами минимальная отметка проезда $H_м$ назначается (рис. 207, *а*) по формуле

$$H_м = H_{расч} + Г_н + h_{кон}, \qquad (378)$$

где $H_{расч}$ — расчетный уровень воды;

$h_{кон}$ — конструктивная высота пролетных строений;

$Г_н$ — подъем пролетных строений (или опорных частей) над уровнем воды в несудоходных пролетах, равный 0,75 *м* при расчетном уровне воды. При редком корчеходе эта норма повышается до 1,5 *м*, а при интенсивном — до 2 *м*.

Для судоходных и сплавных рек отметка проезжей части моста определяется высотой подмостового габарита *Г*, обеспечивающего безопасный пропуск судов и плотов под мостом.

Таблица 59

Класс водных путей	Число этажей пароходов	Ширина плотов, *м*	Глубина судового хода, *м*	Ширина *В*, *м*		Высота *Г*, *м*	
				низовое направление	встречное направление	по середине пролет.	у опор
I	3	100	>2	140	120	13,5	5,0
II	2—3	85—100	1,8—2,2	140	100	12,5	4,0
III	2	55—85	1,1—2,0	120	80	10	3,5
IV	1,5—2	40—55	0,8—1,4	80	60	7	2,5
V	1,5	30—40	0,6—1,1	60	40	7	2
VI	1	14—30	0,45—0,8	40	20	3,5	1,5
VII	—	<14	<0,6	20	10	3,5	1,0

Примечание. Ширина габарита поверху допускается от $^1/_2$ *В* до $^2/_3$ *В* в зависимости от класса путей и изменчивости навигационных уровней.

Минимальная отметка проезжей части на длине судоходных пролетом высоководного моста определяется (рис. 207, *б*) по формуле

$$H_м = РСГ + Г + h_{кон}, \qquad (379)$$

где РСГ — расчетный судоходный горизонт, обычно значительно более низкий, чем расчетный для моста и насыпи;

Г — судоходный габарит, отсчитываемый от РСГ и назначаемый по табл. 59 соответственно классу пересекаемого водного пути.

При этом отметка моста не может быть принята меньшей, чем вычисленная по формуле (378).

По НСП 103-52 все судоходные и сплавные реки разделены на семь классов. Класс реки по перспективному использованию определяют органы речного флота и лесосплава. Высота подмостового габарита тесно связана с величиной судоходных пролетов, назначаемой в соответствии с классом реки, в то время как величину несудоходных пролетов выбирают по экономическим соображениям.

Подмостовым габаритом (рис. 207, *в*) называют предельное, нормальное к направлению течения очертание границ пространства в пролете моста, которое должно оставаться свободным для беспрепятственного пропуска судов и плотов и внутрь которого не должны вдаваться никакие элементы моста или расположенные на нем устройства.

Количество судоходных пролетов в мосту должно быть, как правило, не менее двух: один для взводного и один для сплавного судоходства. Один судоходный пролет разрешается устраивать только в однопролетных мостах или при условии, что второй пролет не может быть размещен из-за недостаточной ширины русла реки. Судоходный пролет можно считать действующим только в

том случае, если на всей его ширине могут плавать суда даже при наинизшем горизонте воды, причем в любой точке пролета должна быть обеспечена глубина, требуемая по классу водного пути.

Размеры судоходных пролетов могут быть неравными. Величина пролетов для сплавного судоходства принимается несколько большей, чем для взводного. Это делается в связи с тем, что идущие вниз по течению суда в связи с увеличением скорости воды у моста приобретают рыскливость, управление ими затрудняется, возникает опасность навала судов на опоры моста.

Если по конструктивным или архитектурным соображениям величины обоих судоходных пролетов принимаются одинаковыми, то их размер должен соответствовать наибольшему из двух, требуемых по нормам.

Ширина судоходного пролета может быть несколько уменьшена лишь для мостов через узкие судоходные каналы, но при условии, что пролет перекрывает не только весь канал, но и бечевники, предназначенные для береговой тяги судов.

Высота расчетного судоходного горизонта должна удовлетворять основному требованию, чтобы при высоком паводке, с некоторой заданной вероятностью превышения, затруднения судоходства под мостом наблюдались не более установленного числа дней.

Расчетный судоходный горизонт для нешлюзованных рек определяют в соответствии с НСП 103-52 следующим образом. По табл. 60 задают вероятность превышения расчетного паводка и, считая ее равной эмпирической вероятности, устанавливают номер расчетного половодья в ранжированном ряду максимальных уровней реки. Этот номер равен

$$№ = an + 0{,}3, \qquad (380)$$

где n — число лет систематических наблюдений за уровнями на ближайшем водомерном посту.

Определив по ранжированному ряду уровней расчетный год, устанавливают для него фактическую продолжительность навигации T суток. Разрешается, чтобы во время половодья расчетный судоходный горизонт был превышен в течение нескольких дней t, причем допустимая продолжительность превышения определяется формулой

$$t = \kappa T, \qquad (381)$$

где κ — доля потерянного навигационного времени по сравнению с полной продолжительностью навигации в расчетном году (принимаемая по табл. 60).

Для установления расчетного судоходного горизонта строят график (рис. 208) ежедневных уровней в расчетном году и наносят на нем этот горизонт таким образом, чтобы более высокие, чем он, уровни наблюдались не более чем t суток.

Таблица 60

Класс водных путей	a	κ	Класс водных путей	a	κ
I	1 : 50	1 : 20	V	1 : 20	1 : 33
II	1 : 33	1 : 16	VI	1 : 25	1 : 50
III	1 : 25	1 : 16	VII	1 : 25	1 : 50
IV	1 : 20	1 : 20			

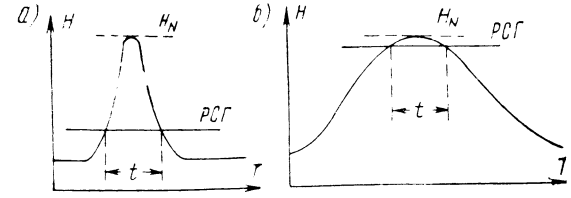


Рис. 208. Схемы к определению расчетного судоходного горизонта

Для рек с быстро поднимающимся и спадающим половодьем расчетный судоходный горизонт значительно ниже пика половодья в расчетном году (см. рис. 208, *а*). Наоборот, для рек, характеризуемых долгим стоянием высоких уровней, разница между наивысшим уровнем и расчетным судоходным горизонтом будет ничтожна (рис. 208, *б*).

Пойменная насыпь в месте примыкания к мосту заканчивается конусом (рис. 209, *а*). Сопряжение насыпи с мостом может быть осуществлено различными способами. Наилучшим из них с точки зрения беспрепятственного пропуска водного потока является устройство обсыпного устоя, когда поток обтекает укрепленную поверхность земляного конуса, а береговая опора с водой не соприкасается.

Если устройство укрепленного конуса не обеспечивает плавного подведения пойменного потока к отверстию моста и в состав мостового перехода включаются пойменные струенаправляющие сооружения, то они должны примыкать к конусу таким образом, чтобы поток плавно обтекал речной откос сооружения, а не конус. В этом случае (рис. 209, *б*) гребень струенаправляющей дамбы, располагаемый на том же уровне, что и бермы высокой насыпи у моста, сопрягают с ними плавными кривыми — площадками, позволяющими подвозить ремонтные материалы на дамбу. Кроме того, предусматривают проезд по гребню дамбы под мостом, если этому не препятствует высота последнего пролета моста.

Ширину пойменной насыпи поверху назначают в соответствии с категорией дороги, а крутизну откосов — в зависимости от высоты насыпи и условий ее работы.

Надводную часть высокой насыпи на подъеме к мосту проектируют как обычную дорожную насыпь. Откос, омываемый водой, проектируют не круче чем 1 : 2 с уположением на $^1/_4$ на каждые 6—8 *м* высоты.

Сухой и омываемый откосы сопрягают гори-

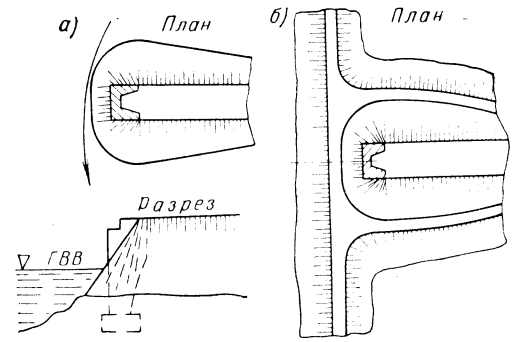


Рис. 209. Конус насыпи и примыкание струенаправляющей дамбы к насыпи

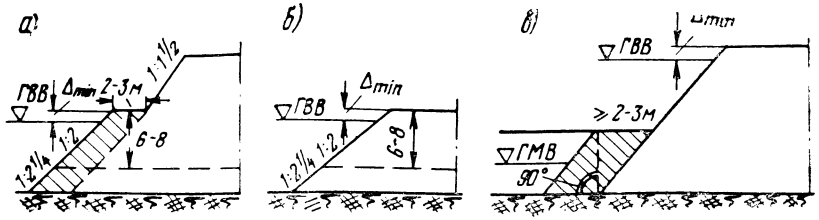


Рис. 210. Поперечные профили насыпи на поймах

зонтальной площадкой — бермой — шириной 2—3 *м*, устраиваемой на уровне низкой пойменной насыпи. Очертание поперечного профиля высокой насыпи у моста показано на рис. 210, *а*. Устройство бермы обеспечивает пригрузку нижней части откоса насыпи и увеличивает ее устойчивость. Бермы используют также для размещения ремонтных материалов на случай повреждения укреплений откосов во время паводков и подвоза ремонтных материалов на регуляционные сооружения у моста.

При проектировании высоких пойменных насыпей необходимо проверять расчетом устойчивость откосов и величину их осадок (см. гл. 10).

Откосы низких насыпей, омываемых практически на всей высоте, проектируют с крутизной не более 1 : 2, начиная непосредственно от бровки, с уположением на $^1/_4$ на каждые 6—8 *м* высоты (рис. 210, *б*).

На переходах через меандрирующие реки на протяжении низкого участка пойменные насыпи часто пересекают староречья. В этих местах (рис. 210, *в*) на откосах насыпи устраивают бермы на уровне берегов староречья. Ширина берм зависит от глубины староречья, но не должна быть менее 2—3 *м*. Назначением такого контрбанкета, верх которого образует берму, является обеспечение плавного протекания воды вдоль откоса насыпи без завихрений над откосом в пределах староречья. В связи с тем, что контрбанкет может быть размыт, его обычно выполняют в виде каменной наброски, что особенно удобно, так как часть его расположена ниже постоянного уровня воды.

Откосы пойменных насыпей на мостовых переходах, подверженные действию воды, соответственно укрепляют или защищают специальными сооружениями.

Наиболее частыми повреждениями пойменных насыпей являются обрушения откосов, размыв откосов продольными течениями и разрушение их волнами или льдинами, выносимыми течением из русла на поймы. Обрушение предотвращают приданием откосам надлежащей пологости, проверяемой расчетом.

С целью защиты пойменных насыпей от продольных течений принимают различные меры, которые могут быть пассивными, т. е. не устраняющими причин подмыва, и активными — в большинстве случаев более рациональными и экономичными. Для пассивной защиты насыпей от продольных течений устраивают различного рода откосные укрепления, тип которых назначают в зависимости от скорости течения у откоса насыпи. Скорость течения пойменных вод определяют при этом либо расчетом, либо по наблюдениям в процессе эксплуатации перехода.

Откосы насыпи на подъеме к мосту, расположенные выше берм, защищают только от поверхностных вод, попадающих на откосы, при дожде или снеготаянии. Наибольшее распространение получил засев незатопляемых откосов травами.

Типы укреплений подтопленных откосов были рассмотрены в разделе III. Дерн применяют для укрепления этих откосов при малых скоростях течения. Одерновку «плашмя» устраивают травой вверх. Обязательным условием применения дерна является тщательная перевязка швов между отдельными дернинами и плотная прибивка дернин к откосу деревянными спицами длиной не менее 25—30 *см*. Каждую дернину размером в плане 0,5×0,25 *м* прибивают четырьмя спицами. Работы по одерновке откосов необходимо проводить в сырое время года, когда возможно быстрое «приживание» дернины к месту укладки и прорастание свежесрубленных ивовых спиц. Для одерновки применяют свежие дернины, нарезанные из плотного лугового дерна, с густой, но низкой травой. Болотный дерн, содержащий мох, или слишком тонкий дерн (тоньше 0,08 *м*), обычно распространенный на сухих или песчаных почвах, непригодны для укреплений периодически смачиваемых откосов. Откосы песчаных пойменных насыпей перед укладкой дерна должны быть покрыты тонким слоем растительной земли.

Каменные мостовые на откосах устраивают в один и два слоя. Нижний слой двойной мостовой делают из мелких камней, верхний — из более крупных. Камень для мостовых применяют как валунный, так и рваный или колотый размером в поперечнике от 18 до 30 *см*. Камни укладывают плотно с подбором по форме и крупности. Швы между камнями расклинцовывают мелкой щебенкой. Для предохранения от вымывания грунта из-под камней мощение располагается на слое гравия или щебня. При отсутствии волнобоя толщина подстилающего слоя может быть минимальной. Если же защита откоса предусматривается не только от течения, но и от ударов волн, то подстилающий слой должен быть мощным, до 20—30 *см*, и устроен по принципу обратного фильтра, т. е. на грунт должны быть уложены мелкие фракции, прикрываемые затем слоем более крупных фракций гравия или щебня.

Укрепление откосов всегда заканчивается внизу устройством упора, защищающего его подошву от подмыва. Если дерновый покров поймы будет разрушен течением, то размыв произойдет за упором и откоса не коснется. Упор при этом разрушится, и слагающие его материалы прикроют откос местной ямы размыва. Глубину заложения и объем упора назначают исходя из ожидаемого местного размыва у сооружения.

Ширина упора при откосах круче 1 : 2, достаточная для удержания укрепления на откосе, может быть определена расчетом (рис. 211).

$$b_{укр} = \frac{l h_{укр}}{2 f h_р}(\sin 2\beta - 2f\cos^2\beta)\frac{\gamma_к}{\gamma_к - \gamma_в}, \qquad (382)$$

где $b_{укр}$ — искомая ширина упора;
l — длина укрепления (по откосу);
$h_{укр}$ — толщина укрепления вместе с подстилающим слоем щебня или гравия;
$h_р$ — ожидаемая глубина размыва;
β — угол наклона откоса к горизонту;
f — коэффициент трения при подвижке укрепления по грунтовому откосу ($f \approx 0{,}5$);
$\gamma_к$, $\gamma_в$ — объемные веса камня и воды.

Необходимость в таком расчете может встретиться только при проектировании защиты существующей насыпи, так как правилами проектирования, изложенными выше, предусматривается крутизна откоса пойменных насыпей не более 1 : 2.

На мостовых переходах получил также распространение тип укрепления откосов насыпей от течений и волн в виде каменного мощения в плетневых клетках (рис. 211, *а*). Колья и хворост плетневых клеток, прорастая, придают откосу значительную шероховатость, снижающую набег волн на откос, а следовательно, и скорости течения воды в откатывающихся волнах.

Укрепления, описанные выше, широко распространены, но имеют недостаток, заключающийся в полной невозможности механизации работ. При значительных объемах работ применяют поэтому плитные бетонные укрепления (рис. 211, *б*), хотя прямой необходимости в этом может и не быть, так как скорости течения на поймах редко достигают допускаемых для бетонных укреплений. Элементы таких укреплений могут быть изготовлены заводским способом и уложены механизированно на откос насыпи.

Выбор типа покрытия откоса насыпи может быть быстро сделан по табл. 61 исходя не только из скорости течения, но и из возможной высоты волн. К устройству одиночного и двойного мощения следует прибегать только при незначительных площадях укрепления.

Для активной защиты насыпей от продольных течений устраивают поперечные незатопляемые сооружения — траверсы, отклоняющие течение пойменных вод от откоса насыпи (рис. 212). Такие попе-

Таблица 61

Тип укрепления	Допускаемая скорость течения *м/сек*	Допускаемая высота волны, *м*
Дерн «плашмя»	До 1,5	0,25
Одиночное мощение	„ 3,0	0,50
Двойное мощение	„ 5,0	0,70
Бетонные плиты	Более 5,0	В зависимости от размера плит

речные сооружения подвергаются набегу пойменных струй и подмыву их головных частей. Однако эти повреждения могут быть устранены в периоды между паводками. Необходимое количество пойменных траверсов обычно невелико. Для их устройства используют чаще всего грунт, дерн и небольшое количество камня, в связи с чем стоимость строительства траверсов меньше, чем укреплений откосов насыпи.

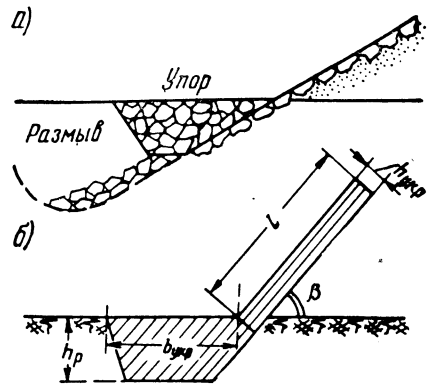


Рис. 211. Схема к расчету упора

Траверсы можно применять только при отсутствии набега волн на насыпь. В противном случае нужно обязательно укреплять откосы насыпи, так как траверсы не предохраняют насыпь от воздействия волн.

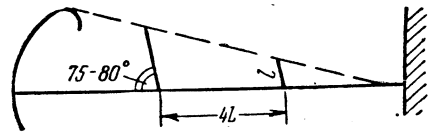


Рис. 212. Схема расположения пойменных траверсов

Укрепление и защита откосов пойменных насыпей от волнобоя имеет особо важное значение для насыпей на водохранилищах. Существенное внимание должно уделяться не только расчету самого укрепления, но и обеспечению устойчивости основания этих укреплений, т. е. качеству и конструкции пойменной насыпи.

Откосы насыпей при волнобое испытывают значительное давление, сменяющееся некоторым разрежением при откате волны; в это время укрепление откосов насыпей испытывает гидростатическое давление со стороны насыпи. Грунты, находящиеся в теле земляного полотна, работают при этом в условиях периодического нагружения. При неблагоприятном гранулометрическом составе грунтов, подверженных тиксотропии — разжижению, может происходить разрушение укрепления откосов.

Лучшим средством для предотвращения разрушения откосных покрытий из-за потери основания является правильный подбор грунтов для насыпи. Для мостовых переходов целесообразно использовать гидромеханический способ сооружения насыпей. Применяя гидромеханизацию, существенное внимание следует уделить выбору карьеров грунта, из которых будет намываться насыпь.

Грунты дна русла и достаточно глубоко залегающих под поймой слоев аллювия обычно являются хорошим материалом для устройства насыпей. Они хорошо промыты водой, лишены, как правило, пылеватых частиц и образуют надежное онование для укрепления откосов. При использовании для намыва верхних пластов

пойменных грунтов в насыпи будет неизбежно наличие пылеватых частиц. Это допустимо только для периодически подтапливаемых насыпей.

Грунты, содержащие значительное количество пылеватых частиц, под действием периодически повторяющихся ударов волн могут прийти в состояние плывуна и полностью потерять несущую способность.

В этом случае расстраивается или разрушается даже прочное плитное железобетонное укрепление откосов, обычно применяемое на переходах через водохранилища.

Процесс разрушения укрепления протекает постепенно. Плиты укрепления укладывают всегда на слоистом обратном фильтре из специально подобранной гравийной или щебеночной смеси толщиной 30—45 *см*, снимающей гидростатическое давление при откате волн. Фильтр обычно имеет 40—45% пустот. При ударах волн фильтр начинает проникать в тело насыпи, перемешиваясь с плывунным грунтом.

По мере просадки фильтра начинают проседать и плиты укрепления, а через образовавшиеся щели волны вымывают грунт и материал фильтра.

При разрушении плитного покрытия фильтр уже не снимает гидростатического давления, так как перемешанный с грунтом, он практически перестает быть водопроницаемым.

При неизбежности устройства насыпей из пылеватых грунтов укрепление откосов должно быть настолько мощным, чтобы динамическая нагрузка от удара волны гасилась в толще фильтра или другой подготовке под плитным покрытием и не передавалась непосредственно на грунт. Для этого фильтр должен иметь толщину не менее 80—60 *см* и при тщательно подобранном его составе по слоям .

Необходимую толщину плитных укреплений определяют расчетом. Прежде всего устанавливают возможную высоту волны и высоту набега волн на откос. Набег волн на откос определяет верхнюю границу крепления откоса плитами. Затем рассчитывают необходимую толщину плиты $h_{пл}$, пользуясь эмпирической формулой (рис. 213):

$$h_{пл} = \frac{0{,}11 h_{вол} \gamma_в}{(\gamma_б - \gamma_в)\sqrt{b_{пл}}} \cdot \frac{\sqrt{1+m^2}}{m}, \qquad (383)$$

где $b_{пл}$ — размер стороны плиты, *м*;

m — крутизна откоса;

$\gamma_б$, $\gamma_в$ — объемные веса бетона и воды.

Плита такой толщины не будет сброшена волной с откоса.

Для защиты пойменных насыпей от волн и облегчения укрепления откосов в некоторых случаях можно использовать приемы снижения высоты волн. Одним из таких приемов является устройство плавучих заграждений, так называемых бон, которые перемещаются вместе с волной по направлению к откосу насыпи, а затем, останавливаясь при натяжении анкерных канатов, принимают на себя часть волновой нагрузки, передавая ее анкерным закреплениям.

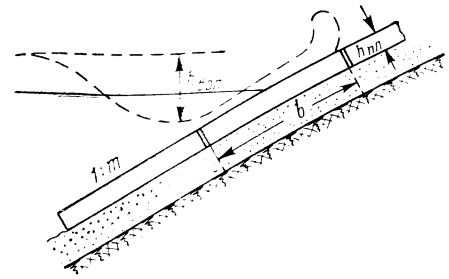


Рис. 213. Схема к расчету плитного укрепления

На мостовых переходах через свободные реки с периодически затопляемыми поймами, кроме плавучих бон, можно устраивать посадки кустарника и деревьев у верховых откосов насыпей. Полосы насаждений снижают высоту проходящей волны в результате сил трения между водой и кронами насаждений. Обычно у мостовых переходов удается снизить высоту волны на 30—50 *см* при помощи плавучих бон и на 50—70 *см* при помощи посадок.

В зоне, примыкающей к верховым откосам насыпи, растительность развивается значительно хуже, чем с низовой стороны. Росту посадок в этом случае мешают большие скорости течения и проход льдин. Поэтому посадки с верховой стороны насыпи следует располагать только на тиховодье и рассчитывать на их действие лишь в том случае, если имеется полная уверенность, что они приживутся.

Необходимая ширина полосы посадок кустарника перед насыпью зависит от высоты волн на пойме и от того остаточного допустимого значения высоты волны, которое может быть воспринято откосами насыпи без существенных укреплений. Обычно считают, что высота волны 0,20—0,25 *м* не опасна для дернового откосного укрепления. При высоте волны 0,6—0,7 *м* ширину посадок назначают 40—50 *м*, при высоте волн 1 *м* — около 100 *м*.

§ 86. ЗАДАЧИ И ПРИНЦИПЫ РЕГУЛИРОВАНИЯ РЕК У МОСТОВ

Неблагоприятное развитие русловых деформаций на мостовом переходе может привести к повреждениям сооружений. Чтобы сделать неизбежные русловые деформации безопасными для основных транспортных сооружений, в состав мостового перехода включают регуляционные сооружения различной формы, конструкции и назначения. Форму и размеры сооружений устанавливают исходя из конкретных задач регулирования.

Правильный подход к проектированию регуляционных сооружений возможен только на основе прогноза русловых деформаций на длительный срок. Русловые деформации различны на реках разных типов, поэтому регуляционные сооружения приобретают специфическую форму в зависимости от типа реки.

На равнинных реках с поймами в большинстве случаев мостом перекрывают не только русло, но и некоторую часть поймы. Распределение расхода реки между руслом и пойменной частью отверстия моста, а следовательно, и размывы на этих частях отверстия зависят, в частности, от того, как пойменные воды подводятся к мосту.

Чтобы разгрузить пойменный участок отверстия моста от излишнего количества воды (см. § 79) и ликвидировать опасный местный размыв у конуса насыпи, применяют пойменные струенаправляющие незатопляемые сооружения (рис. 214). Течение под

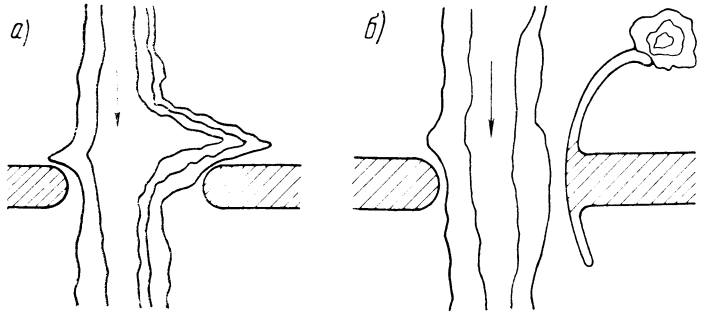


Рис. 214. Схема защиты конуса от размыва:
а — размыв при отсутствии регулирования; *б* — при устройстве струенаправляющих незатопляемых сооружений

мостом становится близким к прямолинейному и равномерному, местный размыв отодвигается вверх против течения к голове струенаправляющего сооружения, а в ряде случае уменьшается.

При наличии струенаправляющих пойменных сооружений размыв распространяется вниз по течению тем медленнее, чем длиннее эти сооружения, особенно если пойменным сооружениям придать такую форму в плане, чтобы вблизи моста ширина сжатого потока почти не изменялась (см. гл. 14).

Пойменные струи, текущие к отверстию моста параллельно пойменной насыпи, должны перед мостом изменить свое направление на перпендикулярное к первоначальному. Для этого они должны быть сначала принудительно искривлены, а затем выпрямлены. Поэтому очертанию верховых дамб, вдоль которых будут протекать пойменные струи перед мостом, придают переменную кривизну. Вдали от моста их кривизна должна быть значительной (на этом участке происходит искривление и поворот струй), а непосредственно у моста, где совершается выпрямление струй,— малой. Малая кривизна сооружений у моста обеспечивает и малую скорость размыва под мостом.

Чем большая кривизна будет придана стенкам потока — струенаправляющим дамбам, расположенным выше моста по течению, тем на меньшем протяжении может совершиться поворот пойменных струй в отверстие моста. Однако кривизна дамб не должна быть больше той, при которой обеспечивается безотрывное обтекание их водными струями.

Если допустить объединение потока, вытекающего из мостового отверстия, с водными массами на поймах непосредственно у моста, то пойменные воды будут присоединяться к потоку, расход и скорость его увеличатся, а поток окажется сжатым. Чтобы предохранить устой моста от подмыва, возможного в таких условиях, устраивают, кроме верховых, низовые незатопляемые струенаправляющие дамбы, расходящиеся под углом, свойственным началь-

ному участку растекающегося спокойного потока. Этот угол не превышает 10—12°, поэтому отклонение низовых струенаправляющих дамб от оси потока составляет 5—6°. Сопряжение прямолинейных низовых струенаправляющих дамб с криволинейными верховыми следует осуществлять по дуге круга. Длина низовой струенаправляющей дамбы достаточна, если она не меньше половины длины верховой дамбы.

Рекомендуемые очертания почти эллиптических струенаправляющих криволинейных дамб определяются уравнениями

$$y = R\left(\frac{\pi}{2} - \arcsin e^{-\frac{x}{R}}\right) \tag{384}$$

или

$$x = -R\left(\cos\alpha + \ln\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2}\right), \tag{385}$$

где

$$\alpha = \arcsin\left(1 - \frac{y}{R}\right).$$

Первым уравнением (бисинусоиды) пользуются при сильно работающих поймах, так как очертание дамбы получено исходя из постоянства скорости, обтекающей ее струи. Второе уравнение предполагает постепенное увеличение скорости вдоль дамбы от нуля в головной ее части по зависимости

$$v_\alpha = v_м\sqrt{\cos\alpha},$$

и должно применяться при слабо работающих поймах. Расчетный параметр

$$R = l_в : 3. \tag{386}$$

Длину верховой струенаправляющей дамбы определяют по местным условиям. Можно воспользоваться приводимой ниже грубо ориентировочной связью длины дамбы $l_в$ с отверстием моста L в зависимости от коэффициента стеснения потока

β	1,2	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5
$l_в : L$	0	0,15	0,3	0,45	0,6	0,75

Под длиной $l_в$ подразумевается суммарная длина двух верховых дамб при двусторонних поймах или длина одной дамбы при односторонней пойме.

Суммарную длину между двумя дамбами следует распределять пропорционально относительным расходам, притекающим с пойм к мосту. Для разбивки криволинейных дамб применяется табл. 62, где даны координаты точек ее оси через равные промежутки длины.

Криволинейные струенаправляющие пойменные сооружения уменьшают нагрузку водой пойменных участков отверстий мостов. Однако в некоторых случаях необходимо разгрузить русловую часть отверстия, чтобы уменьшить русловые размывы. При этом отказ от струенаправляющих сооружений не является эффективным средством, так как с этим связано появление глубоких местных размывов у конусов моста.

Таблица 62

№ точки	Координаты оси струенаправляющей дамбы при $v_s = v_м = \text{const}$			при $v_s = v_м\sqrt{\cos\alpha}$		
	$\frac{S}{R}$	$\frac{x}{R}$	$\frac{y}{R}$	$\frac{S}{R}$	$\frac{x}{R}$	$\frac{y}{R}$
1	0	2,323	1,435	0	2,084	0,875
2	0,2	2,300	1,237	0,2	2,033	0,686
3	0,4	2,243	1,036	0,4	1,869	0,545
4	0,6	2,151	0,870	0,6	1,713	0,424
5	0,8	2,027	0,710	0,8	1,543	0,324
6	1,0	1,883	0,570	1,0	1,354	0,243
7	1,2	1,732	0,453	1,2	1,168	0,177
8	1,4	1,556	0,348	1,4	0,972	0,121
9	1,6	1,375	0,254	1,6	0,773	0,077
10	1,8	1,186	0,193	1,8	0,575	0,042
11	2,0	1,000	0,134	2,0	0,381	0,018
12	2,2	0,805	0,087	2,2	0,178	0,004
13	2,4	0,610	0,050	2,38	0	0
14	2,6	0,410	0,023	2,6	—0,219	0,006
15	2,8	0,210	0,006	2,8	—0,421	0,022
16	3,01	0	0	3,0	—0,620	0,043
17	3,2	—0,192	0,005	3,2	—0,819	0,064
18	3,4	—0,393	0,020	3,4	—1,018	0,085
19	3,6	—0,592	0,041	3,5	—1,117	0,095
20	3,8	—0,791	0,062			
21	4,0	—0,990	0,082			
22	4,2	—1,189	0,103			

Примечания. 1. Точка с координатами $x=0$ и $y=0$ соответствует месту примыкания дамбы к мосту.

2. S — длина дамбы от ее головы до данной точки.

Для увеличения водопропускной способности пойменного участка отверстия моста рекомендуется использовать срезки (рис. 215), т. е. искусственно увеличивать глубину на этой части отверстия, одновременно устраивая пойменные струенаправляющие сооружения.

Уширение русла на мостовом переходе эффективно только в том случае, если новая, увеличенная ширина всегда необходима реке и если не будет происходить процесса восстановления обычной ширины русла, свойственной данному участку речной долины. Увеличенная ширина русла устойчива, если пойма затопляется часто и работает достаточно интенсивно (см. § 82).

Криволинейные струенаправляющие сооружения не являются единственным типом регуляционных сооружений, применяемых для улучшения работы мостовых переходов через равнинные реки.

Ряд существующих мостов, построенных без учета возможных русловых деформаций, страдает от подмывов в связи с недостаточным заглублением фундаментов опор. Чтобы мосту не угрожала

постоянная опасность разрушения, следует либо реконструировать опоры моста, либо защитить эти опоры от подмыва различными мерами, либо, наконец, отодвинуть размыв от моста вверх против течения.

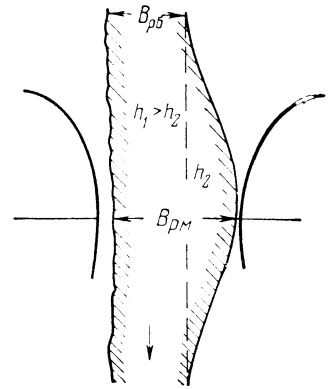


Рис. 215. Схема устройства срезки

Чтобы отодвинуть размыв на некоторое расстояние от моста, строят прямолинейные параллельные струенаправляющие дамбы (рис. 216, *а*), при помощи которых сжатое сечение потока перемещается вверх против течения к входу в пространство между дамбами, расположенному вдали от моста. Размыв в этом сжатом сечении приводит к интенсивному выносу наносов вниз по течению, т. е. под мост. В силу этого размыв под мостом уменьшается. Полное прекращение размыва возможно в том случае, если зона размыва на входе в пространство между сооружениями будет заиливаться в периоды между паводками.

Следовательно, такая мера защиты моста от подмыва особенно эффективна на тех реках, где движение наносов достаточно интенсивно.

Если река несет очень мало наносов, то размыв под мостом, хотя и замедляется после постройки прямолинейных дамб, но не прекращается и развивается из года в год, пока размыв не охватит всего пространства между дамбами, т. е. снова будет наблюдаться и под мостом.

В отдельных случаях необходимо применять струенаправляющие сооружения комбинированного очертания, когда криволинейная дамба удлиняется при помощи прямолинейной вставки (рис. 216, *б*).

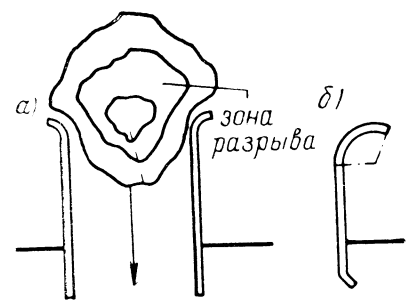


Рис. 216. Схема прямолинейной струенаправляющей дамбы

Русловые деформации, угрожающие устойчивости моста и пойменных насыпей, необязательно связаны со стеснением водотока. В ряде случаев опасными являются и природные русловые деформации.

Меандрирующие реки отличаются изменчивостью положения русла в плане. Если меандрирующая река судоходна, то изменение положения русла с течением време-

ни может привести к неблагоприятному расположению судового хода относительно опор моста. Кроме того, перемещение берегов русла может угрожать устойчивости струенаправляющих сооружений и насыпей подходов, расположенных на поймах. Известны случаи, когда прижим русла к откосу насыпи или к откосу струенаправляющей дамбы приводил к существенным повреждениям. Поэтому на меандрирующих реках часто приходится проводить работы по укреплению берегов.

Иногда перемещение русел меандрирующих рек происходит настолько интенсивно, что петли отдельных излучин сближаются и возможен их прорыв. Перед таким прорывом излучина русла занимает, как правило, весьма неблагоприятное положение по отношению к сооружениям мостового перехода. В таких случаях целесообразно искусственно спрямлять русло и отторгать часть русловой излучины, превращая ее в староречье.

Устройство искусственного спрямления приводит к местному увеличению уклона и транспортирующей способности потока, т. е. к интенсивному размыву в месте спрямления с выносом значительного количества наносов в русло вниз по течению. Деформация русла после устройства спрямления распространяется вверх и вниз по течению и сопровождается постепенным уменьшением уклона. Но этот процесс всегда сопряжен со значительными плановыми деформациями русла, так как всякому уменьшенному уклону русла соответствует увеличенная извилистость. Поэтому спрямление должно сопровождаться берегоукрепительными работами, имеющими целью закрепить плановые границы русла на участке спрямления. Пример спрямления русла показан на рис. 217.

Регуляционные сооружения на мостовых переходах через блуждающие реки существенно отличаются от сооружений на равнинных реках, так как задачи регулирования меняются.

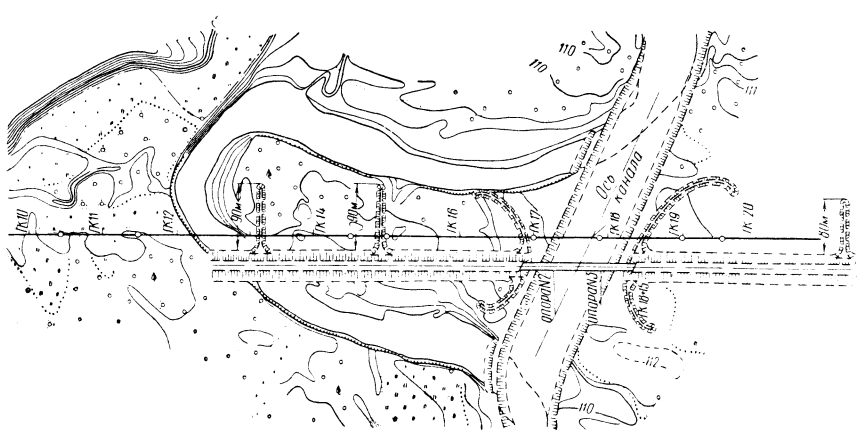


Рис. 217. Пример спрямления русла

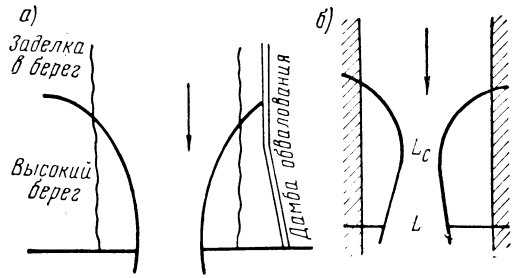


Рис. 218. Регуляционные сооружения у мостов через блуждающие реки:
а — сходящиеся дамбы; *б* — дамбы с горловиной перед мостом

Переходы через блуждающие реки стесняют русло, и мосты на таких реках не имеют пойменных участков отверстия. Поэтому струенаправляющие дамбы в этом случае не обязательны. Реки, протекающие в зоне аккумуляции, имеют скорость, которая превышает неразмывающую для берегов.

Берега предгорных рек на ряде участков размыты, и русло в их пределах имеет излишне большую ширину. На таких участках движение наносов происходит лишь на ширине активной зоны русла, меньшей, чем вся его ширина. При этом активная зона может перемещаться по ширине русла, приближаясь то к одному, то к другому берегу.

Отверстие моста имеет ширину либо равную ширине активной зоны реки B_0, либо назначается меньшей этой ширины. Движение наносов в реках обычно происходит скоплениями — побочнями, отмелями.

Естественно, что скопления наносов испытывают перед проходом через створ моста значительные деформации в связи с уменьшением ширины фронта переноса наносов.

Если нет плавного перехода от участков большой ширины русла к мостовому отверстию малой ширины, то неизбежна задержка скоплений наносов. Поскольку в скоплениях переносится подавляющая масса руслоформирующих наносов, то задержка скоплений перед мостом означает дефицит наносов в подмостовом сечении. Следовательно, под мостом будут происходить значительные размывы, вызванные недостачей наносов. Чтобы избежать этого размыва, который может оказаться катастрофическим для моста, следует плавно ограничивать ширину русла на участке перед мостом, постепенно уменьшая ее от ширины, свойственной реке в свободном состоянии, до ширины отверстия моста (рис. 218, *а*). Ширину ограничивают при помощи валов, сходящихся к мосту, которые в этом случае направляют не струи воды, а подвижные скопления наносов.

Береговые валы одновременно постепенно изменяют ширину и глубину русла и защищают насыпи подходов к мосту и берега русла. На всем протяжении береговых валов прежний берег русла оказывается прикрытым береговым валом и непосредственному воздействию потока не подвергается.

Очертание береговых валов в плане должно быть плавным, чему соответствует и плавное изменение глубин по длине регулируемого участка реки. Непосредственно перед мостом полезно создать участок почти неизменной ширины потока от створа к створу. При этом скорость развития русловых деформаций под мостом существенно снижается. Важно отметить также, что принудительные углубления русла, связанные со сжатием потока, начинаются лишь со створа, ширина которого равна ширине активной наносонесущей зоны русла.

Используя идею создания очага размыва перед мостом, впервые примененную при устройстве прямолинейных дамб у мостов через равнинные реки, можно запроектировать и построить сооружения, которые, с одной стороны, обеспечат плавное подведение скоплений наносов к мостовому переходу, а с другой — обеспечат уменьшение глубины потока под мостом за счет растекания потока после прохода через очаг размыва (рис. 218, *б*). Совершенно необходимо заводить верховые участки береговых валов за пределы разлива, чтобы предотвратить сваал зоны больших глубин к насыпям подхода к мосту.

При помощи регуляционных сооружений и мероприятий на мостовых переходах устраняют причины неблагоприятного развития русловых деформаций. Однако активные регуляционные меры всегда применяют вместе с пассивными для непосредственной защиты сооружений от размыва. Это касается как самих регуляционных сооружений, строящихся обычно из грунта и защищенных от размыва укреплениями различного рода, так и берегов рек и насыпей подходов.

§ 87. КОНСТРУКЦИИ РЕГУЛЯЦИОННЫХ СООРУЖЕНИЙ

При выборе материалов и конструкций для регуляционных сооружений следует ориентироваться на местные материалы; только в тех случаях, когда они не могут обеспечить необходимую прочность защитных сооружений и укреплений, необходимо применять привозные и искусственно приготовляемые материалы. Тенденция к использованию местных ресурсов часто приводит к применению для постройки регуляционных сооружений таких материалов, как грунт, дерн и камень. Эти материалы имеют предел применения.

Грунт может быть использован с достаточно высокой степенью механизации работ. Следует стремиться как можно шире применять грунт в качестве основы для сооружений. В большинстве случаев это удается, особенно на равнинных реках. Исключение составляют те случаи, когда грунт по своим физико-механическим свойствам непригоден для возведения сооружений.

Грунт в сооружениях может быть использован только при условии надежного его управления. Использование в этих целях дерна и камня характеризуется низкой степенью механизации строительных работ. Лишь каменная наброска может быть механизирована, хотя и здесь затрачивается значительное количество ручного труда, так как без ручных отделочных работ расход камня на укрепление

получается необоснованно большим. Укрепление хворостом берегов и откосов также не поддается механизации.

Чтобы повысить степень механизации на укрепительных и регуляционных работах, все чаще стремятся применять габионы (камень в металлических сетках), бетон и железобетон, а также другие материалы, позволяющие индустриализировать изготовление элементов укреплений, заготавливать эти элементы заблаговременно вне места непосредственной укладки в сооружение и механизировать их укладку. В ряде случаев, когда требуется особо надежная защита, применение этих материалов диктуется и соображениями прочности, например, при защите насыпей и других сооружений от волн на водохранилищах, при защите участков еще деформируемого дна, при высоких скоростях течения и т. п.

Эти современные конструкции и материалы находят все большее применение и становятся основными в регуляционных и защитных работах на больших мостовых переходах.

Земляным регуляционным сооружениям придается трапецеидальное поперечное сечение с крутизной откосов, как правило, 1 : 2. Откосы, соприкасающиеся с текущей водой, укрепляют, причем тип укрепления назначают в зависимости от скорости потока, обтекающего эти сооружения или набегающего на них.

Речные откосы регуляционных сооружений, непосредственно соприкасающиеся с быстро текущей водой, приходится защищать камнем, бетонными или железобетонными плитами. Дерн пригоден для этого только в редких случаях, так как паводочные скорости даже на равнинных реках превышают 1,5—2,0 *м/сек*, поэтому дерн разрушается. Дерновые укрепления используют лишь для полевых откосов сооружений, около которых вода почти неподвижна.

Ширина гребня сооружений должна обеспечивать проезд транспортных средств, доставляющих ремонтные материалы, а также размещение этих материалов во время ремонта. В связи с этим ширину гребня струенаправляющих сооружений не следует делать меньше 2, а лучше 3 *м* (рис. 219, *а*). В головной части сооружений ширина гребня должна быть увеличена, так как именно здесь возникает необходимость в срочных паводочных ремонтных работах (рис. 219, *б*) и создании запаса ремонтных материалов.

У регуляционных сооружений на равнинных реках наиболее уязвимой частью является верхняя по течению. У голов струенаправляющих дамб и пойменных траверсов развиваются местные размывы, в связи с чем сооружениям угрожает не только опасность размыва поверхности откосов текущей водой, но и подмыв подошвы, что может повести за собой сползание откоса.

Подошву головы струенаправляющей дамбы или траверса можно укрепить гибкими защитными покрытиями (тюфяками) или рисбермами (рис. 219, *в*, *г*). Рисбермы применимы только в случае неглубокого местного размыва у подошвы откоса.

Размеры тюфяка, обеспечивающего защиту от подмыва, назначают на основании расчета ожидаемого местного размыва.

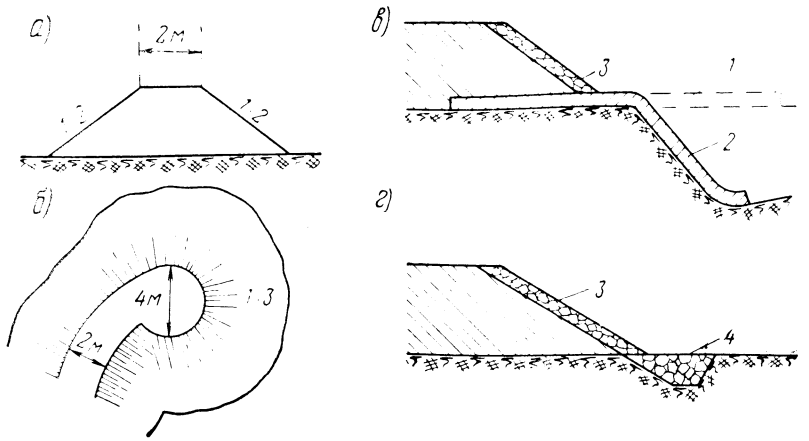


Рис. 219. Конструкции струенаправляющих дамб:
а — обычное поперечное сечение; *б* — уширение гребня в головной части дамбы; *в* — укрепление подошвы откоса тюфяком; *г* — рисберма у подошвы откоса;
1 — положение тюфяка до размыва; *2* — положение тюфяка после размыва; *3* — откосное укрепление; *4* — рисберма

Расчетной формулой для определения глубины местного размыва у голов и откосов регуляционных сооружений является уравнение, которое при лобовом набеге ($\alpha=90°$) получает вид

$$h_в = \frac{23v^2}{g\sqrt{1+m^2}} - \frac{6v_0^2}{g} \qquad (387)$$

где v — скорость набегающей струи;

v_0 — неразмывающая скорость для грунта, в котором происходит местный размыв;

m — крутизна откоса.

Для пойменных почти эллиптических струенаправляющих сооружений, обтекаемых с постоянной скоростью, скорость набега пойменного потока на голову сооружения практически равна скорости пойменного потока под мостом, т. е. $v=v_{рм}$ или $v=\beta_п v_{пб}$, если пойменный участок отверстия моста сохраняется. Для аллювиальных грунтов равнинных рек, в которых заканчивается местный размыв, неразмывающая скорость невелика. Поэтому, считая набег потока на голову сооружения нормальным ($\alpha=90°$) и пренебрегая сопротивляемостью грунта размыву, получим упрощенную формулу

$$h_в = \frac{23v^2}{g\sqrt{1+m^2}}. \qquad (388)$$

Глубины местного размыва у регуляционных сооружений часто достигают значительных размеров, а в отдельных случаях превышают глубины в русле под мостом (например, на переходе Оки в Муроме).

Длина тюфяка, достаточная для того, чтобы закрыть размываемый откос, может быть найдена по формуле (см. рис. 219, *в*)

$$l_т = h_в\sqrt{1+m_т^2}. \qquad (389)$$

Тюфяк может опускаться в размыв и прикрывать разрушаемый откос с очень большой крутизной. Обычные углы наклона тюфяков 60—70° к горизонту. Поэтому, как правило, $m\approx 0{,}8\div 1$.

В простейшем случае, когда $m_т=m$ для откоса дамбы

$$l_т = \frac{23v^2}{g} = 2{,}5v^2, \qquad (390)$$

где v — скорость потока, *м/сек*;

$l_т$ — длина тюфяка, *м*.

Тюфяки могут быть изготовлены из различных материалов. В настоящее время освоена постройка тюфяков из бетонных сочлененных массивов. Долгое время применяли каменно-хворостяные тюфяки, однако они страдают существенными недостатками: хворост, находящийся в условиях переменного смачивания и высыхания, что неизбежно для пойменных сооружений, быстро сгнивает; устройство каменно-хворостяных тюфяков возможно только ручным способом.

Если все же каменно-хворостяные тюфяки используются, то размеры их необходимо определять расчетом. Длину тюфяка назначают по формуле (389) исходя из необходимости пологого очертания откоса, закрываемого тюфяком, так как тюфяк этой конструкции практически не воспринимает разрывающих усилий и должен удерживаться на откосе силами трения. В этих условиях крутизна защищаемого откоса должна вводиться в расчет равной $m_т\geqslant 2$.

Толщина хворостяного тюфяка назначается конструктивно, обычно от 0,25 до 0,6 *м*, а толщина каменной его пригрузки — равной 60% толщины слоев хвороста. Крупность камня пригрузки должна быть такова, чтобы он не был снесен текущей водой.

Допускаемые скорости для камней различных размеров могут быть определены по табл. 53. При этом необходимо учитывать, что камни на тюфяке будут лежать на довольно крутом откосе, в связи с чем допускаемая скорость для них должна быть снижена на 25—30%.

Тюфяки из сочлененных бетонных элементов имеют довольно большие зазоры между блоками, поэтому могут укладываться только на достаточно крупных грунтах (галька, гравий), которые не вымываются через зазоры. При обычных землистых грунтах,

распространенных на равнинных реках, необходимо закрыть зазоры между блоками, чтобы исключить возможность вымывания грунта. Это может быть осуществлено путем использования «бризола» (или «редерина») — хорошо растягивающегося битумно-резинового изоляционного материала, наклеиваемого горячим битумом на нижнюю поверхность сочлененных бетонных блоков. При деформациях покрытия бризол растягивается, но не разрывается. Изготавливать элементы таких тюфяков можно индустриальным способом.

При использовании тюфячных покрытий необходимо иметь в виду, что развитие растительности под тюфяком может привести к повреждениям как асфальтовых тюфяков, так и бризольного слоя бетонных тюфяков. Поэтому перед укладкой тюфяков следует удалить из-под них растительную землю и протравить нижележащий грунт.

Простыми и долговечными являются тюфяки из габионов, т. е. из камня, заключенного в металлические сетки из оцинкованной железной проволоки, которым приданы необходимые размеры в плане и высота, равная толщине тюфяка.

Конструкции тюфяков должны быть проверены расчетом. В ходе размыва вымываемый грунт увлекает за собой тюфяк, в результате чего продольное усилие, разрывающее тюфяк, оказывается больше его веса и равно, как показал И. А. Ярославцев,

$$P_{\text{разр}} = G_{\text{т}} \sqrt{1 + f^2}, \tag{391}$$

где $G_{\text{т}}$ — вес тюфяка;

f — коэффициент трения между грунтом и тюфяком.

Разрывающее усилие должно восприниматься арматурой тюфяков и их анкерным закреплением.

В тех случаях, когда тюфяк все время будет находиться в воде, следует учитывать уменьшение его веса от погружения в воду.

Укрепления откосов сооружений, работающих во время половодий в условиях волнобоя и ледохода, должны быть соответственным образом проверены на удар и давление льда и волн. Размеры плитных укреплений, подверженных действию волн, можно рассчитывать по формулам, приведенным в § 85.

Ледовое давление рассчитывают по формуле

$$P_{\text{л}} = 4{,}3 v_{\text{л}} \delta_{\text{л}} \sqrt{bl} \sin\alpha \sin\beta, \tag{392}$$

где $v_{\text{л}}$ — скорость движения льдин, *м/сек*;

$\delta_{\text{л}}$ — толщина плывущих льдин, принимаемая равной 80% от наибольшей наблюденной в период ледостава, *м*;

b, l — ширина и длина льдины, *м*;

α, β — углы наклона откоса к горизонту и подхода льдины к откосу сооружения.

Величина давления льда определяет необходимую суммарную толщину защитного покрытия откоса и его основания. Эта толщина должна быть равна

$$\Sigma t = \sqrt[3]{\frac{P_{\text{л}}}{\pi \sigma_{\text{доп}}}}, \tag{393}$$

где $\sigma_{\text{доп}}$ — допускаемое давление на грунт.

Необходимо иметь в виду, что давление льдин, определяемое по формуле (393), получается в тоннах, поэтому и допустимое давление на грунт $\sigma_{\text{доп}}$ должно быть взято в $т/м^2$.

Расчет на отрыв плит при подвижке льда обычно не производят. Укрепления сооружений соприкасаются с ледяным покровом только на водохранилищах, где лед тает на месте.

На блуждающих реках в качестве материалов для постройки регуляционных сооружений до последнего времени применяли каменно-хворостяную (таштугайную) кладку, т. е. послойную укладку хвороста и камня. Эта кладка, выполняемая только вручную, может быть применена практически с вертикальными откосами и допускает некоторую осадку сооружений. При постройке таких сооружений в воде иногда применяют сипайно-таштугайную кладку, где деревянные пирамиды-сипаи служат для поддержания кладки в сохранности даже при значительных деформациях подмываемого основания.

В условиях деформируемого дна для постройки сооружений успешно применяют габионную кладку из элементов объемом 1—2 $м^3$, выполненных в виде проволочных сеток, наполненных камнем и удерживающих его от расползания.

Применение тюфяков новых типов (в том числе бетонно-бризольных и бетонных) позволяет использовать грунт для постройки регуляционных сооружений даже на блуждающих и горных реках. Земляной массив из гальки или другого грунта, закрытый сплошными неразмываемыми коврами, будет прочным даже при значительных русловых деформациях, характерных для блуждающих и горных рек. Работы по устройству таких сооружений могут быть механизированы.

Следует иметь в виду, что излишне широкие участки русел блуждающих рек характеризуются некоторой постоянной средней глубиной, не зависящей от ширины русла, и максимальной глубиной, которая, как правило, возрастает по мере увеличения ширины. В связи с этим наибольшую угрозу подмыва, т. е. возникновения большой глубины у сооружения и на блуждающих реках, испытывают головные, т. е. наиболее удаленные от моста, части береговых валов, расположенные на участках русла большой ширины. Непосредственно около моста, где поток сильно сжимается, глубина также может быть значительной, но не в силу излишней ширины русла, а в связи с уменьшением ширины фронта переноса наносов. Наименьшая глубина русла будет наблюдаться у средних

частей сооружения, где уже исключено блуждание и ширина потока между валами равна ширине активной зоны B_0, по которой перемещаются наносы.

Вопрос о защите от подмыва головных частей фронтов регулирования при любой конструкции сооружений должен быть решен особенно серьезно не только потому, что глубина в широких сечениях реки велика, но и потому, что разрушение головной части сооружений приводит к прорыву потока за береговой вал, к заполнению всего этого пространства водой, а затем к переливу через береговой вал непосредственно около моста и к смыву этого вала. Последнее происходит потому, что блуждающие реки характеризуются значительными уклонами; следовательно, разница между отметками потока у головной части сооружения и у моста достаточно велика. Даже небольшое количество воды, зашедшее за береговой вал и немедленно в силу наличия уклона переместившееся вниз по течению, приводит к значительному повышению уровня воды у насыпи.

В целях предотвращения возможного прорыва водного потока за береговые валы можно применить заполнение грунтом всего пространства между старой границей русла, пойменной насыпью и новой границей русла — береговым валом. Для снижения стоимости земляных работ целесообразно применить кольматаж, т. е. заиливание этого пространства оседающими наносами реки. Кольматаж осуществляется последовательными напусками речной воды, несущей много взвеси, осветлением ее путем отстаивания и спуском осветленной воды в реку. Для осуществления работ по кольматажу необходимо устраивать надежно работающие входные и сбросные сооружения для речной воды. В связи с большими уклонами блуждающих рек кольматаж следует проводить ступенями, с возведением поперечных валов из осевшего грунта.

Продольные и поперечные регуляционные сооружения на блуждающих реках следует строить сплошными, так как иначе они не будут отклонять поток от берега или берегового вала.

Для укрепления берегов у мостов через блуждающие и горные реки, характеризуемые сильными течениями, часто применяют мощные бетонные сооружения. Такие стены нередко подмываются, в связи с чем применяют различные способы защиты фундаментов стен от действия размыва, в частности, защитные устройства в виде массивных коротких деформируемых шпор. Кроме того, вместо подпорной стены, требующей защиты от подмыва, можно применять «сползающие массивы», опускающиеся по специальным направляющим по мере размыва у берега. Чтобы эти массивы были подвижны, нельзя допускать их заклинки при опускании. С этой целью они должны иметь между собой некоторые зазоры, под которыми должен лежать грунт такой крупности, чтобы вымывание его через зазоры было невозможно.

При эксплуатации мостовых переходов, особенно через блуждающие и меандрирующие реки часто возникает необходимость непосредственной пассивной защиты берегов русел от размыва. Очень важны такие укрепления при смещении излучин русла к насыпям подходов и при искусственном их спрямлении. Материалы и конструкции, употребляемые для защиты берегов речных русел от размыва, не отличаются от рекомендованных выше для укреплений откосов регуляционных сооружений. Для сохранности береговых укреплений, предохранения их от сползания, необходимо укладывать надводные укрепления (выше межени) на заранее спланированный откос с крутизной не более 1 : 2, а подводный откос защищать гибкими тюфяками достаточной длины или каменной наброской. Особое внимание следует обратить на анкеровку тюфяков, для чего выше уровня межени следует устроить рандбалку с анкеровкой ее тягами за специально забитые короткие сваи. Боковые кромки (концы) участков надводного укрепления следует заводить в грунт «зубом», так как около этих элементов укрепления всегда возникает местный размыв, и необходимо защитить грунт от размыва, а укрепление от подмыва.

Некоторые конструкции регуляционных и защитных сооружений приведены в приложении. Более подробно они описаны в специальной литературе (см. Андреев О. В. и Ярославцев И. А. Защита мостовых переходов от размыва. М., Автотрансиздат, 1959).

ЛИТЕРАТУРА

Андреев О. В. Проектирование мостовых переходов. М., Автотрансиздат, 1960.

Андреев О. В., Бабков В. Ф. и др. Проектирование автомобильных дорог (примеры). М., «Транспорт», 1966.

Андреев О. В., Журавлев М. М., Рассказов О. А. Вопросы мостовой гидравлики и гидрологии. М., «Транспорт», 1967.

Андреев О. В. и Ярославцев И. А. Морфометрические зависимости для расчетов размеров речных русел и прогноз русловых изменений при транспортном гидротехническом строительстве. Труды III Всесоюзного гидрологического съезда, т. V. Гидрометеоиздат, 1960.

Андреев О. В. и Ярославцев И. А. Защита мостовых переходов от размыва. М., Автотрансиздат, 1959.

Болдаков Е. В. Переходы через водотоки. М., «Транспорт», 1965.

Латышенков А. М. Вопросы гидравлики искусственно сжатых русел. Госстройиздат, 1960.

Леви И. И. Инженерная гидрология. М., «Высшая школа», 1968.

Основы методики расчета русловых процессов, вызываемых на реках искусственным изменением их режима. Коллектив авторов. Сб. «Проблемы регулирования речного стока». Вып. 6. АН СССР, 1956.

Россинский К. Н. и Кузьмин И. А. Некоторые вопросы прикладной теории формирования речных русел. Сб. «Проблемы регулирования речного стока». Вып. 1. АН СССР, 1947.

ПРИЛОЖЕНИЕ

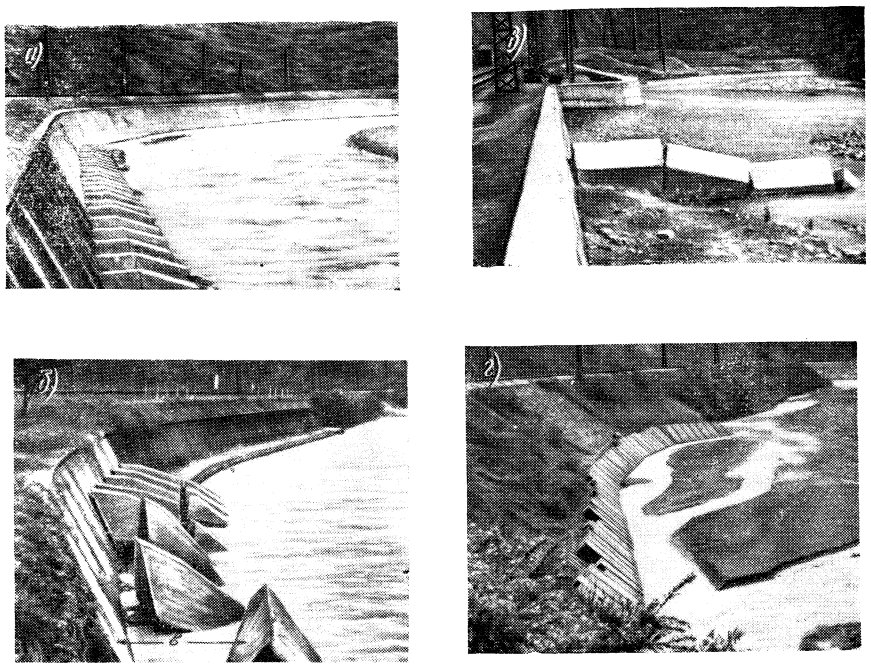


Рис. 1. Защита берегов горных рек подпорными стенами:
а, б — с короткими шпорами; *в* — с длинными шпорами; *г* — с заменой массивной стенки сползающими массивами

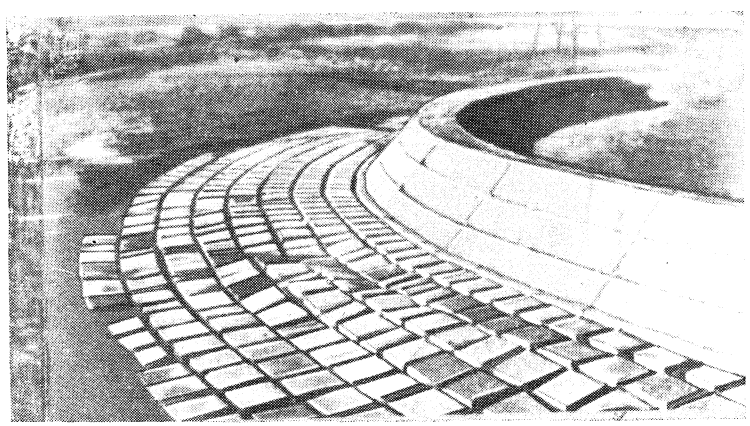


Рис. 2. Защита струенаправляющей дамбы из бетонных блоков тюфяком из сочлененных бетонных элементов

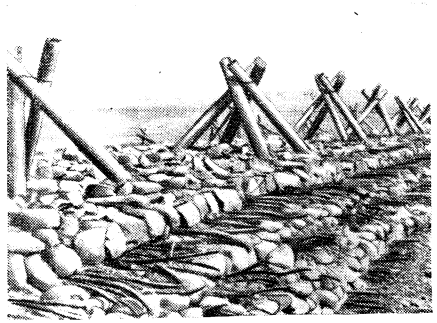


Рис. 3. Свайно-таштугайная дамба на р. Карадарья

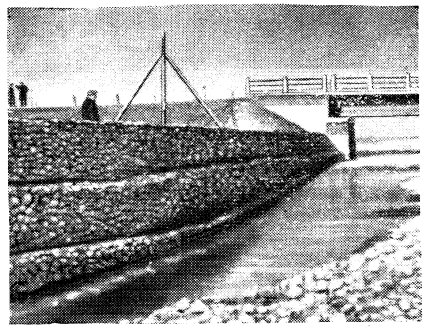


Рис. 4. Габионная дамба у моста через р. Баксан

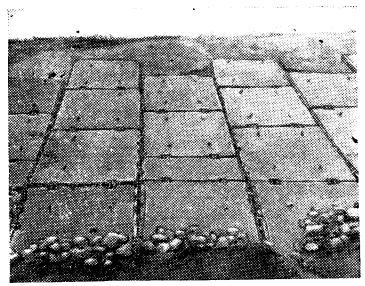


Рис. 5. Бетонные плиты для защиты откоса насыпи от волн и течений

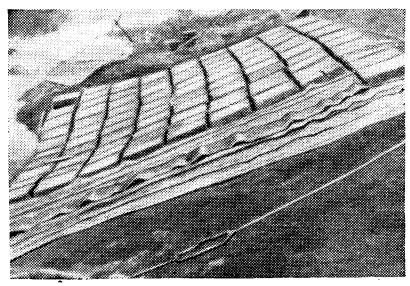


Рис. 6. Бетонно-бризольный тюфяк для защиты берега от подмыва

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение 3

РАЗДЕЛ ПЕРВЫЙ

ОБЩИЕ ПОНЯТИЯ О ДОРОГЕ

Глава 1. **Сеть автомобильных дорог**

§ 1. Роль автомобильных дорог в транспортной системе народного хозяйства 9
§ 2. Сеть автомобильных дорог 10
§ 3. Подвижной состав автомобильных дорог 11
§ 4. Характеристики движения по автомобильным дорогам 13
§ 5. Государственная и техническая классификации автомобильных дорог 16

Глава 2. **Элементы автомобильной дороги**

§ 6. Элементы плана дороги 19
§ 7. Элементы продольного профиля дороги 21
§ 8. Элементы полосы отвода и поперечного профиля дороги 23

РАЗДЕЛ ВТОРОЙ

ТРЕБОВАНИЯ АВТОМОБИЛЬНОГО ДВИЖЕНИЯ К ЭЛЕМЕНТАМ ДОРОГИ В ПЛАНЕ И ПРОФИЛЕ

Глава 3. **Тяговый баланс автомобиля**

§ 9. Движение автомобиля по дороге 34
§ 10. Сопротивление движению автомобиля 35
§ 11. Динамические характеристики автомобиля 40
§ 12. Сцепление пневматических шин с поверхностью дороги 44
§ 13. Продольные уклоны, преодолеваемые автомобилями 48
§ 14. Особенности движения автомобилей по криволинейному продольному профилю 51
§ 15. Торможение автомобиля 53
§ 16. Особенности торможения автомобилей на затяжных спусках 57
§ 17. Особенности тяговых расчетов автопоездов 59
§ 18. Расход топлива и износ шин в зависимости от дорожных условий 61
Литература 64

Глава 4. **Проектирование кривых в плане**

§ 19. Особенности движения автомобиля на кривой 65
§ 20. Коэффициент поперечной силы 66
§ 21. Назначение величины радиусов в плане 70
§ 22. Виражи 73
§ 23. Уширение проезжей части на кривых 76
§ 24. Переходные кривые 78
§ 25. Требования к видимости на дорогах 83
§ 26. Обеспечение видимости на кривых в плане 86
Литература 89

Глава 5. **Требования к элементам дороги в продольном профиле**

§ 27. Нормирование величины продольных уклонов на дорогах 89
§ 28. Вертикальные кривые 92

Глава 6. **Ширина проезжей части и пропускная способность дорог**

§ 29. Ширина проезжей части и обочин 95
§ 30. Закономерности движения транспортного потока по автомобильным дорогам 99
§ 31. Пропускная способность полосы движения 101
§ 32. Технические условия на проектирование дорог 106
Литература 108

РАЗДЕЛ ТРЕТИЙ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА И ДОРОЖНОЙ ОДЕЖДЫ

Глава 7. **Влияние на работу дороги природных факторов**

§ 33. Природные факторы 109
§ 34. Источники увлажнения земляного полотна 114
§ 35. Водный режим земляного полотна 116
§ 36. Зимнее перераспределение влаги в грунте и процесс пучинообразования 118
§ 37. Дорожно-климатическое районирование СССР 123
§ 38. Оценка гидрологических и гидрогеологических условий местности 127
Литература 128

Глава 8. **Дорожный водоотвод**

§ 39. Система сооружений поверхностного и подземного водоотводов и принципы их проектирования 129
§ 40. Гидравлический расчет дорожных канав 141
§ 41. Расчет дренажа 145

Глава 9. **Малые мосты и трубы**

§ 42. Общие данные 148
§ 43. Определение объемов и расходов поверхностных вод на малых водосборах 150
Расчет ливневого стока с малых бассейнов 151
Расчет стока талых вод с малых водосборов 158
§ 44. Расчет отверстий труб 163
§ 45. Учет аккумуляции ливневых вод перед малыми водопропускными сооружениями 166
§ 46. Расчет отверстий малых мостов и определение высоты сооружений 170
§ 47. Расчет размывов и укреплений русел за сооружениями 172
§ 48. Гидравлический расчет косогорных сооружений 175
Литература 179

Глава 10. **Проектирование земляного полотна**

§ 49. Требования к устойчивости земляного полотна 179
§ 50. Расположение грунтов в земляном полотне 185
§ 51. Требования к степени уплотнения грунтов земляного полотна . . . 189
§ 52. Устойчивость земляного полотна на косогорах 192
§ 53. Устойчивость земляного полотна на слабых основаниях 194
§ 54. Определение осадки насыпей 199
§ 55. Расчет скорости осадок насыпей 201
§ 56. Устойчивость откосов земляного полотна 205
Литература 213

Глава 11. **Проектирование дорожных одежд**

§ 57. Конструктивные слои дорожной одежды 213
§ 58. Основные типы дорожных одежд 216
§ 59. Выбор типа дорожных одежд 223

§ 60. Общие принципы расчета и конструирования дорожных одежд . . . 225
§ 61. Нагрузки на дорожную одежду 228
§ 62. Прочность нежестких дорожных одежд 230
§ 63. Расчет толщины нежестких дорожных одежд из условия накопления пластических деформаций 237
§ 64. Расчет толщины дорожных одежд по упругим деформациям 245
Определение эквивалентного модуля упругости дорожной одежды и назначение ее конструктивных слоев 246
Проверка на устойчивость против сдвига 249
Проверка на растягивающие напряжения в связных слоях дорожной одежды 251
§ 65. Расчет толщины морозозащитных и дренирующих слоев дорожных одежд 253
§ 66. Расчет толщины жестких дорожных одежд 260
§ 67. Расчет бетонных дорожных одежд на температурные напряжения 269
Напряжения при равномерном изменении температуры 269
Напряжения от невозможности температурного коробления плит . . 271
Литература 273

РАЗДЕЛ ЧЕТВЕРТЫЙ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ

Глава 12. **Общие сведения о переходах через водотоки**

§ 68. Основные понятия. Виды переходов через водотоки 274
§ 69. Основные положения проектирования мостовых переходов 279
§ 70. Основы методики экономического обоснования необходимости строительства мостовых переходов 282

Глава 13. **Гидрологические расчеты при проектировании мостовых переходов**

§ 71. Речные долины и русла рек 286
§ 72. Питание рек и режим максимального водного стока 290
§ 73. Задачи и принципы гидрологических расчетов 293
§ 74. Методика прогноза максимальных расходов воды в реках 296
§ 75. Определение уровней воды и скоростей течения, соответствующих максимальным расходам 305

Глава 14. **Расчет отверстий больших и средних мостов**

§ 76. Принципы расчета 311
§ 77. Учет природных деформаций русел при проектировании мостовых переходов 314
§ 78. Принципы расчета общего размыва под мостами 326
§ 79. Расчет размывов в руслах под мостами 331
§ 80. Расчет размывов на пойменных участках отверстий мостов 345
§ 81. Расчет местного размыва у опор мостов 348
§ 82. Расчет отверстий больших и средних мостов 352
Мост наименьшей длины 354
Мост с уширенным руслом 355
Мост с сохранением пойменного участка отверстия 357
Ограничение размыва в русле по геологическим условиям 358
Мост через блуждающую реку 360
§ 83. Расчет подпора перед мостами 363

Глава 15. **Проектирование подходов к мостам и регуляционных сооружений**

§ 84. Условия работы пойменных насыпей 367
§ 85. Проектирование пойменных насыпей 371
§ 86. Задачи и принципы регулирования рек у мостов 381
§ 87. Конструкции регуляционных сооружений 388
Литература 395
Приложение 396

ЗАМЕЧЕННЫЕ ОПЕЧАТКИ

Страница	Строка	Напечатано	Следует читать
177	4-я снизу	$1{,}1\ d$	$1{,}1\ h_2$
306	7-я снизу	Δz	$\sqrt{\Delta z}$
328	3-я сверху	a^2	a
357	12-я и 13-я сверху	$\left(\frac{Q}{Q_{рб}}\right)$	$\left(\frac{Q}{Q_{рб}}\right)^{4/3}$
363	6-я сверху	фактических	расчетных
366	8-я и 9-я снизу	$\left(3+\frac{\beta^2}{p^{10/3}}-3\right)$	$\left(3\frac{\beta^2}{P^{10/3}}-3\right.$

Зак. 630