



АВТОМОБИЛЬНЫЕ ДОРОГИ



ПРОЕКТЫ ДОРОЖНО-ТЕХНИЧЕСКИХ ПОСТРОЕНОК В НАШЕЕ ВРЕМЯ

8

1967



**ПРОИЗВОДСТВЕННО-ТЕХНИЧЕСКИЙ
ЖУРНАЛ
МИНИСТЕРСТВА
ТРАНСПОРТНОГО
СТРОИТЕЛЬСТВА
СССР**
★
XXX ГОД ИЗДАНИЯ

РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ:

В. Ф. БАБКОВ, С. М. БАГДАСАРОВ,
В. М. БЕЗРУК, В. Л. БАЛАШОВ, Г. Н. БО-
РОДИН, Н. П. ВАХРУШИН (зам. главного
редактора), Е. Н. ГАРМАНОВ, Л. Б. Ге-
ЗЕНЦЕВ, С. Н. ГРАЧЕВ, В. Б. ЗАВАД-
СКИЙ, Е. И. ЗАВАДСКИЙ, А. С. КУДРЯВ-
ЦЕВ, В. В. МИХАЙЛОВ, В. К. НЕКРАСОВ,
А. А. НИКОЛАЕВ, А. К. ПЕТРУШИН, К. П.
СТАРОВЕРОВ, П. В. ТАЛЛЕРОВ, Г. С. Фи-
ШЕР, В. Т. ФЕДОРОВ (главн. редактор),
И. А. ХАЗАН

Адрес редакции:
Москва, Ж-89, Набережная Мориса
Тореза, 34. Телефоны: В 1-58-53,
В 1-85-40, доб. 57



Издательство «Транспорт»
Москва 1967 г.

**№ 8 (298)
август · 1967**

СТРОИТЕЛИ ДОРОГ И МОСТОВ, ЮБИЛЕЙНЫЙ ГОД — ГОД ВЫСОКОГО КАЧЕСТВА РАБОТ

День строителя в текущем году проходит в обстановке большого трудового подъема, вызванного выполнением социалистических обязательств в честь 50-летия Великой Октябрьской социалистической революции.

В юбилейном году строители сдадут в эксплуатацию несколько тысяч промышленных предприятий, жилых домов и зданий культурно-бытового назначения. Чтобы судить о масштабах и темпах, например, жилищного строительства, достаточно сказать, что в нашей стране новоселье справляют ежегодно 10—11 млн. советских людей. Каждый день вводятся в эксплуатацию в среднем более 5000 благоустроенных квартир и 1000 домов в колхозах.

Особый размах приобрело в нынешнем году дальнейшее развитие и совершенствование всех видов транспортных связей. Здесь прежде всего следует отметить огромную работу, выполняемую организациями Министерства транспортного строительства СССР. Минтрансстройцы сдадут в эксплуатацию ряд новых железнодорожных линий и подъездных путей к объектам различных отраслей народного хозяйства; около 2 тыс. км железных дорог будет переведено на электротягу; вступят в строй более 20 крупных мостов, много путепроводов, эстакад, причалов, вокзалов, линий метрополитенов и других сооружений.

Значительную часть пусковых объектов транспортных строители сдадут досрочно — к 50-летию Великого Октября.

Свой вклад в успехи юбилейного года вносят строители автомобильных дорог. Десятки тысяч километров новых дорог, сотни мостов, автостанций, автопарков сдают дорожные организации союзных республик, колхозы, совхозы и другие местные хозяйственные организации. Ряд передовых трестов Главдорстрой — «Севкавдорстрой», «Куйбышевдорстрой», «Киевдорстрой» и другие решили большую часть новых дорог сдать в эксплуатацию также досрочно, к юбилею.

Готовя достойную встречу славного пятидесятилетия, строители дорог и мостов соревнуются и за высокие технико-экономические показатели.

Прежде всего — качество и экономичность. Как известно, соревнование за высокое качество продукции сейчас стало знаменем времени в социалистическом производстве. Учрежденный знак качества уже присвоен ряду изделий промышленных предприятий. В борьбу за отличное качество работ в настоящее время включились коллективы всех отраслей народного хозяйства, в том числе и транспортные строители.

Отдавая должное достижениям в области технического прогресса в транспортном строительстве, следует все же отметить, что в отдельных случаях с качеством транспортных сооружений дело обстоит не совсем благополучно. Это прежде всего относится к мостостроению. Правда, за последние годы качество мостов, построенных, например, организациями Минтрансстроя, несколько улучшилось. Если в 1963 г. количество искусственных сооружений, сданных с оценкой «хорошо» и «отлично», составляло 92%, то в 1965 г. — уже 98%. Это отчасти. Произошли также существенные изменения в конструировании и методах строительства мостов. Как видно из публикуемых в данном номере журнала статей, в области проектирования и строительства мостов имеется много нового, направленного на улучшение качества и снижение стоимости искусственных сооружений.

Однако в мостостроении наблюдается и ряд недочетов: еще низко качество инженерно-геологических обследований, что приводит к серьезным затрунениям и удорожанию строительства мостов;

неудовлетворительно разрабатываются проекты производства работ и технологической подготовки к строительству; не выполняются задания по снижению трудоемкости мостостроительных работ и снижению их стоимости; еще незначительно повышен уровень сборности опор мостов; не редки случаи нарушения технических условий и установленной технологии работ; недостаточно осуществляются меры закрепления и повышения квалификации рабочих и инженерных кадров на мостовых стройках и т. д.

В целях быстрого устранения перечисленных и ряда других недочетов в области мостостроения коллегия Минтрансстроя в начале этого года рассмотрела меры по дальнейшему улучшению проектирования, повышению качества и снижению стоимости строительства искусственных сооружений. В принятом постановлении указывалось, что прежде всего необходимо усилить ответственность каждого работника строительных организаций за соблюдение проектов, норм, правил и технических условий. Надо вести решительную борьбу с нарушениями технологической дисциплины и тех, кто выполняет работы с низким качеством, — привлекать к строгой ответственности. В этом деле надо шире использовать принцип материальной заинтересованности таким образом, чтобы высокое качество работ соответственно поощрялось.

Строители автомобильных дорог и мостов решили сделать юбилейный год годом реального улучшения качества работ. В этом им нужно помочь. Борьба за повышение качества работ должна быть всегда в поле зрения партийных и профсоюзных организаций. Они должны воспитывать в каждом строителе чувство высокой ответственности за порученное дело, шире пропагандировать опыт лучших, создавать на стройках обстановку нетерпимости к бракоделам...

Очень важно для дальнейшего совершенствования строительного производства — выявление и использование внутренних резервов, внедрение научных организаций труда и улучшение управления строительством. Осуществление всего этого позволит не только выполнить и перевыполнить планы строительства и улучшить его качество, но и превзойти плановые задания по росту производительности труда. Массовое творческое участие в этом деле рабочих, инженеров, техников и служащих дорожно-строительных и мостостроительных организаций — гарантия успеха.

До славного юбилея нашего социалистического государства осталось два месяца. Знаменательную дату советские труженики встречают новыми трудовыми успехами, основанными на дальнейшем развитии революционных и трудовых традиций нашего народа. Эти успехи будут достойно оценены партией и правительством и отмечены памятными знаменами ЦК КПСС, Президиума Верховного Совета СССР, Совета Министров СССР и ВЦСПС.

Победители в социалистическом соревновании в честь 50-летия Великой Октябрьской социалистической революции получают эти знамена, как символ трудовой доблести, на вечное хранение.

Транспортные строители, вступив в решающие дни юбилейного соревнования, с честью выполняют свои обязательства.



ПУТИ РАЗВИТИЯ ОТЕЧЕСТВЕННОГО МОСТОСТРОЕНИЯ

Е. Е. ГИБШМАН, А. С. ИЛЬЯСЕВИЧ, И. А. ХАЗАН, А. П. ЧАРУЙСКИЙ, Г. Я. РУДЯКОВ, Г. С. ФИШЕР

Отечественное мостостроение на автомобильных дорогах, как и многие другие отрасли, достигло за 50 лет Советской власти высокого уровня. Пути его развития были сложными и протекали в непрерывных поисках лучших инженерных решений, наиболее отвечающих задачам развития народного хозяйства СССР.

Советскому государству досталось в наследство от царской России практически полное бездорожье. Дорожное мостостроение находилось на невысоком техническом уровне. На дорогах преобладали деревянные мосты. Через большие реки в большинстве случаев устраивали паромные переправы или наплавные мосты. Капитальные мосты через крупные реки были редкими. Так, например, через р. Волгу в среднем и нижнем ее течении и через все крупные реки Сибири не было ни одного дорожного моста.

Первые годы после Великой Октябрьской социалистической революции были посвящены, главным образом, восстановлению мостов, разрушенных во время империалистической и гражданской войн. Но уже в 1923—1924 гг. начался период реконструкции транспорта и широкого развертывания строительства железных и шоссейных дорог, потребовавшего сооружения большого числа новых мостов.

Однако техника строительства мостов и других искусственных сооружений на дорогах в то время полностью основывалась на дореволюционном опыте. Большие трудности имели место со строительными материалами, в особенности с металлом. Поэтому в этот период приходилось широко использовать дерево.

Железобетонные конструкции, слабо освоенные в дореволюционный период, применяли мало, преимущественно для небольших мостов и труб. На некоторых переходах через большие реки строили металлические мосты.

Успешному строительству деревянных мостов опосредованно большой отечественный опыт в этой области и, в частности, капитальный труд профессора Е. О. Патона «Деревянные мосты». Кроме того, в первые же годы советской власти была организована научно-исследовательская работа в области строительных конструкций, давшая богатый материал для применения дерева в мостовых конструкциях. Пользуясь результатами этих работ, проводившихся под руководством проф. Г. Г. Карасена, а также предшествующим опытом проектирования и строительства, советские специалисты создали большое число прогрессивных деревянных мостовых конструкций, многие из которых представляли собой выдающиеся сооружения. К их числу могут быть отнесены: мосты с пролетными строениями типа Лангера; деревянные пролетные строения пролетом 52,5 м с полигональным верхним поясом, примененные на некоторых мостах Белорусской ССР, пролетные строения пролетом 52,5 м с гвоздевыми соединениями, примененные на Ангара-Ленском тракте; висячий мост с деревянными фермами жесткости через р. Катунь пролетом около 100 м и другие.

Индустриализация народного хозяйства в годы первых пятилеток вызвала к жизни много нового и обогатила передовой техникой многие отрасли строительства, в том числе и дорожно-мостовую.

В этот период был построен ряд крупных металлических мостов; одним из них следует отметить мост через р. Днепр в Киеве (1925 г.). Проект его был составлен группой студентов-выпускников Киевского политехнического института под руководством проф. Е. О. Патона.

Среди уникальных мостов того времени особый интерес представляют арочные мосты через реки Старый и Новый Днепр, сооруженные по проектам, разработанным молодыми советскими инженерами под руководством профессора Н. С. Стрелецкого. Эти мосты, построенные из кремнистой стали, служили для пропуска автомобильного и железнодорожного транспорта. Мост через Старый Днепр был наибольшим по пролету (224 м) металлическим арочным мостом в Европе.

Заслуживает внимания городской металлический арочный мост через р. Оку в Горьком; ряд крупных автодорожных мостов через канал имени Москвы; вантовые мосты через реки Магану, Сурхоб и Нарын, построенные по оригинальным схемам, разработанным советскими учеными.

Образцами совершенных и довольно смелых для своего времени сооружений, отличающихся исключительно большой шириной при тяжелых расчетных нагрузках, являются мосты, построенные в Москве в 1937 г.

К рассматриваемому периоду относится также строительство первой в Советском Союзе автомагистрали Москва—Минск и ряда других крупных дорожных строек. В связи с этим значительно расширилось применение мостов из железобетона.

Впервые в широких масштабах начали применять эффективные средства механизации мостостроительных процессов, а также подсобных производств. Повысились требования к качеству бетона в сооружениях, его лабораторным исследованием и общему техническому контролю строительства.

Однако над конструкциями мостов того времени еще довлел дух старых инженерных традиций. Мосты делали из монолитного железобетона, с устройством громоздких, трудоемких деревянных подмостей. Тем не менее конструкции железобетонных мостов имели довольно рациональные формы. Для небольших пролетов уже делались попытки устройства сборных конструкций, элементы которых изготовляли на строительной площадке. Появились первые эстакадные мосты с опорами из железобетонных свай.

Для мостов с пролетами более 15 м устраивали балочно-консольные и неразрезные системы, имевшие для монолитных конструкций рациональное двухбалочное поперечное сечение. Бы-



ли разработаны методы последовательного бетонирования мостовых конструкций, обеспечивавшие монолитность бетона и предотвращавшие появление в них трещин.

В связи с большим объемом работ по строительству мостов из монолитного железобетона получила развитие механизация подачи и укладки бетонной смеси в опалубку. При строительстве ряда мостов была применена подача бетона с помощью заводских кабель-кранов пролетом до 500 м и грузоподъемностью 5 т и более. Появились также полумеханизированные заводы по приготовлению бетонной смеси.

В мостовых организациях возникли и постепенно разрастались идеи применения сборного железобетона и перехода на индустриальные методы возведения мостов. В 1940 г. Гусосдором был проведен конкурс на лучшие решения сборных железобетонных мостов. Этот конкурс дал много интересных предложений по конструкциям сборных опор и малых пролетных строений. В связи с начавшейся вскоре мировой войной это важнейшее новое течение временно приостановилось и лишь в конце сороковых годов возобновилось и разрослось до больших общегосударственных масштабов.

Двойственная природа монолитного железобетона, т. е. сложность и трудоемкость производства и, вместе с тем, приспособленность к возведению экономичных конструктивных форм, предопределила разную направленность в будущем развитии железобетонного мостостроения. Некоторые страны, в том числе Советский Союз, создали условия для применения сборного железобетона.

В период широкого применения монолитного железобетона в нашей стране было построено большое число крупных и оригинальных по своему инженерному решению мостов. К их числу относятся большие мосты в виде арки с жесткой затяжкой через канал имени Москвы и р. Неву в Ленинграде, арочный мост через р. Ангару в Иркутске, арочный мост через р. Москву в Москве, арочные виадуки в Сочи и Мацесте, мост через р. Пахру в Подольске и многие другие.

Годы первых пятилеток характерны также быстрым развитием советской науки. В дореволюционное время в России научная работа не была организована и исследовательской деятельностью занимались отдельные крупные русские ученые и инженеры. Первые шаги в организации научно-исследовательской работы по мостам были сделаны уже в 1919—1923 гг. по инициативе и под руководством проф. Н. С. Стрелецкого.

В последующие годы эта работа была развернута очень широко. Видные советские ученые академики Е. О. Патон, Г. П. Передерий, профессора Н. М. Митропольский, С. А. Ильясевич, В. А. Качурин, Г. К. Евграфов, С. А. Бернштейн, Е. Е. Гибшман и другие своими работами много способствовали прогрессу отечественного мостостроения.

Одновременно со строительством и научными исследованиями советскими специалистами была проделана большая работа по составлению норм и технических условий проектирования и возведения мостов, а также по разработке их типовых проектов.

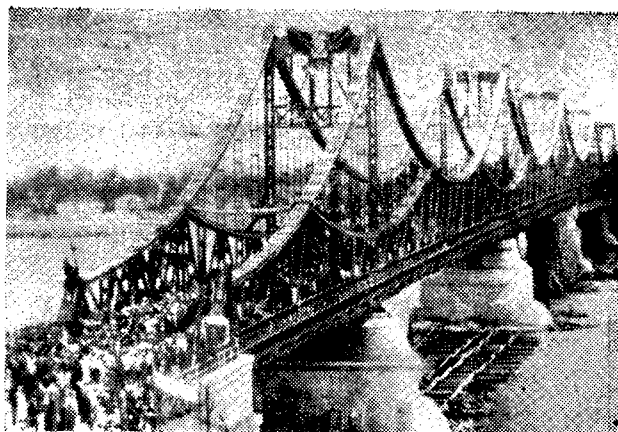
Основанные на новейших научных данных и передовом опыте строителей эти нормы содействовали повышению технического уровня строительства мостов. Типовые же проекты способствовали упорядочению постройки мостов и внедрению наиболее совершенных конструкций.

Яркую страницу в историю отечественного мостостроения вписали наши специалисты во время Великой Отечественной войны. Для наступательных операций Красной армии и обеспечения ее транспортными коммуникациями потребовалось возведение огромного числа мостов и восстановления разрушенных.

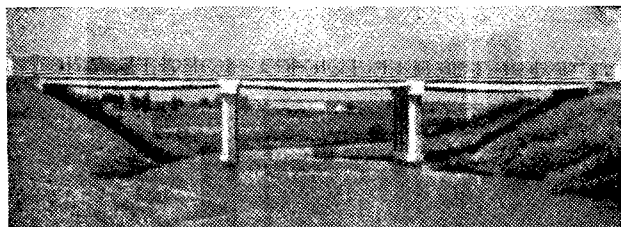
Строившиеся мосты своими конструктивными и технологическими особенностями отражали специфику военных требований — быстроту возведения (отсюда стремление использовать быстрообрабатываемые, и главным образом, местные материалы.)

Благодаря грандиозным объемам работ и исключительным темпам их выполнения мостостроение военного времени в известной мере предвосхитило черты современного мостостроения, основанные на принципах индустриализации и поточно-скоростного ведения работ.

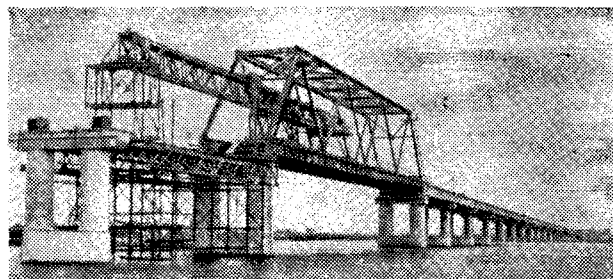
Основным материалом военного мостостроения было дерево. Были освоены новые конструкции деревянных мостов: досчато-поздвые, сборные блочные и др. Был построен ряд крупнейших деревянных мостов через Волгу, Днепр, Оку, Днестр, Даугаву, Сож и др. При этом многие из них были технически выдающимися сооружениями, а некоторые пролеты достигали 62,5 м, исключительно большой величины для тяжелых нагрузок, на которые они рассчитаны.



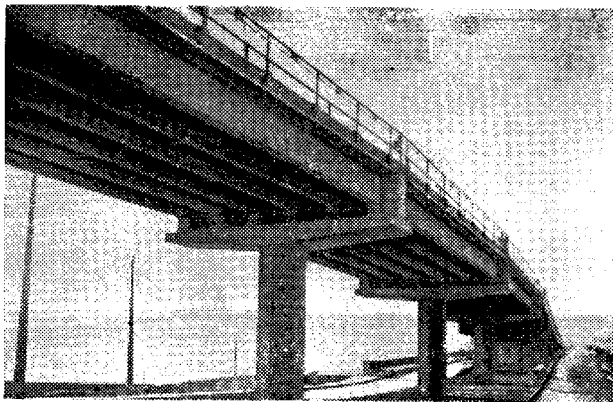
Восстановленный в 1925 г. мост через Днепр



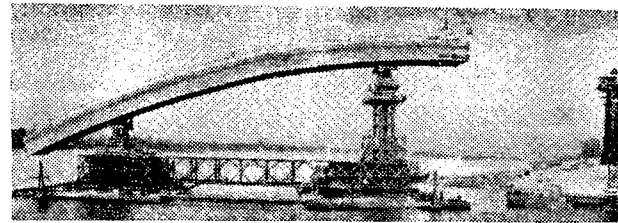
Один из первых предварительно напряженных мостов



Мост через Припять. На снимке — пропуск шлюзового крана через сталежелезобетонное пролетное строение



Эстакада моста-метро в Киеве с одностолбчатыми опорами



Наводка наплаву полуарки моста через Енисей в Красноярске

Широкий диапазон новых решений был осуществлен на основе гвоздевых и нагельных конструкций, границы применения которых вышли далеко за пределы балочно-разрезных схем. Много гвоздевых и нагельных пролетных строений построено в балочно-консольных схемах.

Примененные в период Великой Отечественной войны методы возведения мостов оставили далеко позади существовавшие ранее и значительно опередили зарубежные методы строительства деревянных мостов.

Для установки деревянных пролетных строений использовали различные виды надвигки готовых конструкций, установку кранами целых ферм и пролетных строений. На мосту через р. Днепр у Киева гвоздевые пролетные строения изготовляли и надвигали конвейерно-тыловым способом по многопролетной неразрезной схеме. Пролетные строения системы Лангера, длиной 62,5 м на мосту через р. Оку у Коломны устанавливали на опоры со льда при помощи специальных маточных подъемников.

В деревянных опорах получили распространение блочные конструкции, изготовление которых осуществлялось на берегу, а установка при помощи кранов.

Первые послевоенные годы характерны, главным образом, массовым восстановлением народного хозяйства, в том числе важнейших транспортных коммуникаций с мостами на них.

В конце сороковых годов дорожное строительство перешло к созданию в стране крупных и совершенных транспортных артерий. Этот новый этап дорожного строительства отличался большой масштабностью, уже не укладывавшейся в старые технологические принципы. Это привело к резкому повороту в сторону индустриализации строительства и усиленным поискам новых конструктивных решений.

Решения XIX съезда КПСС в отношении индустриализации строительства, развития металлургии, роста мощности заводов по изготовлению металлических конструкций создали условия для применения металлических мостов. В это время был разработан ряд новых систем и конструкций, обеспечивающих большую экономию металла, простоту заводского изготовления, удобство сборки, удешевление строительства и быстрые темпы работ. К выдающимся сооружениям этого периода можно отнести стальной мост через р. Оку у г. Коломны, у которого речная часть перекрыта подпружными арками.

Ведущая роль в разработке оригинальных рациональных систем металлических автомобильных мостов принадлежала коллективу инженеров-конструкторов, руководимому инж. Г. Д. Поповым.

Большие успехи были достигнуты в области применения сварки в автомобильных и городских мостах. Этому в значительной мере способствовали работы института электросварки Академии Наук УССР, создавшего агрегаты для автоматической сварки в заводских и монтажных условиях, а также новую технологию сварки под слоем флюса. Из построенных мостов со сварными соединениями необходимо выделить цельносварной мост через р. Неву в Ленинграде, построенный в 1934 г., городской мост через р. Неман, крупнейший городской цельносварной мост через р. Днепр в Киеве, открытый в 1953 г.

К числу новых прогрессивных направлений в строительстве металлических мостов следует также отнести применение объединенных (сталежелезобетонных) конструкций и, в частности, мостов с предварительно напряженными сталежелезобетонными пролетными строениями. Выдающимися мостами этого вида являются мост имени М. И. Калинина в Москве, мосты через р. Томь и р. Дон в Ростове.

Одновременно началось бурное, все возрастающее по темпам развитие сборного железобетона, который, однако, лишь в сочетании с предварительным напряжением обрел наиболее четкий инженерный смысл и стал практически пригодным для решения разнообразных мостостроительных задач.

В новой творческой атмосфере рождалось множество идей, но претворение их в жизнь тормозилось медленным развитием мостостроительной индустрии. Несмотря на разрыв между развитием средств строительной техники и прогрессом проектируемых конструкций, границы применения сборного железобетона в мостах непрерывно расширялись. Достаточно указать, что уже в 1956 г. смогли монтировать мосты из готовых цельнопролетных балок пролетом в свету 40 м и весом до 90 т (мост через р. Москву и у с. Ильинское).

В этот период был построен ряд больших автодорожных мостов через реки Припять, Десну, Кубань и др. со сборными предварительно напряженными пролетными строениями.

Наряду с внедрением сборного железобетона проводилась всемерная индустриализация строительства мостов с монолитными пролетными строениями: применение заранее изготовленных арматурных каркасов, блочной опалубки и др.

Одновременно зародились, совершенствовались и получили право на жизнь конструкции мостов с главными балками, составленными из отдельных элементов. Такие конструкции больше соответствовали условиям разбросанности мостового строительства на автомобильных дорогах и трудностям транспортирования тяжелых элементов сборного железобетона. Постепенно значение составных конструкций повысилось. Этот вид конструкций открыл широкие возможности для индустриализации мостов больших пролетов, при их компоновке из единичных групп блоков в различные статические схемы. В настоящее время составные конструкции — наиболее распространенный вид железобетонных мостов больших пролетов. Успешному применению их для массового строительства автодорожных мостов способствовали работы коллективов специалистов Союздорнии и Союздорпроекта.

Оценивая итоги развития отечественного мостостроения за последние годы, необходимо отметить, что за истекшее семилетие оно достигло высокого уровня и по своей масштабности и объему решаемых задач занимает одно из ведущих мест в мире.

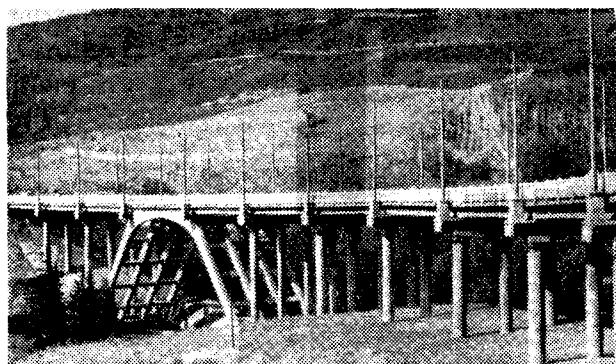
Состояние отечественной науки в совокупности с современной вычислительной техникой позволяет проектировать системы любой сложности и любой статической неопределенности, позволяет учитывать пространственную работу мостовых конструкций, влияние пластических деформаций и других факторов. Этим создаются предпосылки для выявления действительной работы мостовых сооружений, более правильного и экономного распределения в них материала, применения сложных в статическом отношении систем мостовых сооружений.

Больших успехов советская мостостроительная техника достигла в области устройства фундаментов мостовых опор.

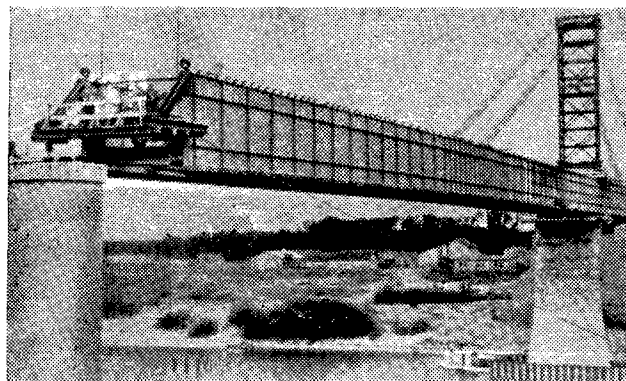
Современная техника погружения свай и оболочек большого диаметра в комплексе с оборудованием по извлечению грунтов и хорошо освоенная техника бурения скважин позволяют устраивать бесконечные фундаменты глубокого заложения.

В этой области мостостроения, особенно в части применения труб-оболочек для различных геологических условий, накоплен громадный опыт, опередивший зарубежный.

Современные конструкции надфундаментной части опор отличаются от ранее применявшихся переходом от традиционных массивных форм к облегченным решениям. Прочность со-



Мост через р. Авунда на автомобильно-троллейбусной дороге в Крыму



Надвижка типового сталежелезобетонного пролетного строения (60+80+60 м) без промежуточных опор

временных материалов в сочетании для ряда случаев со средствами предварительного напряжения позволяют при тех же нагрузках проектировать опоры более легкими, пустотелыми, при одинаковых, как правило, внешних размерах по всей их высоте, что удобно как при промышленном изготовлении элементов опор, так и при бетонировании на месте, особенно в скользящей или «шагающей» опалубке.

Широкое применение находят также столбчатые опоры, собираемые из стандартных заводских центрифугированных труб, являющихся продолжением фундаментов из таких же труб без перемежающих их ростверков. Среди опор этого типа выделяются одностолбчатые конструкции с двухконсольным ригелем, успешно применяемые при косых пересечениях.

В области железобетонных мостов достигнуты наиболее крупные успехи, и здесь сказались особенности социалистического строя, при котором плановое начало и общегосударственные интересы определяют наиболее целесообразное в экономическом отношении направление в технике. Выросшая за истекшее семилетие в несколько раз строительная промышленность, находящаяся в ведении транспортных хозяйств, в состоянии обеспечить сборными железобетонными конструкциями значительную часть не только для мостов с разрезными пролетными строениями пролетами в свету до 40 м, но и для мостов больших пролетов (до 150 м), главным образом, рамно-подвесных, рамно-консольных и неразрезных систем, монтируемых уравнивающим навесным способом.

Развитие индустриальной базы, а также транспортно-подъемного и монтажного оборудования позволило, там, где это экономически целесообразно, изготавливать и перевозить по железным и автомобильным дорогам цельнопролетные балки длиной до 33 м и весом до 60 т. Конструкции таких балок, разработанные и широко исследованные в Советском Союзе, имеют много преимуществ по сравнению с зарубежными конструкциями подобного типа. Следует с удовлетворением отметить, что проблема склеивания стыков составных конструкций пролетных строений вышла у нас из экспериментальной стадии на широкое поле практического применения. После освоения клееных швов на балочно-консольном мосту через р. Москву у Шелепихи, арочно-консольном мосту через р. Днепр у Киева и рамно-консольном мосту через р. Оку у Каширы сборные железобетонные конструкции с клееными стыками стали наиболее рациональным решением в мостах больших пролетов.

Кроме конструкций, получивших наиболее широкое распространение, могут быть отмечены и отдельные оригинальные смелые решения, примененные в ряде крупных мостов. Таким является, например, большой железобетонный мост через р. Волгу у Саратова и арочный мост через р. Енисей в Красноярске, где готовые полуарки устанавливали с помощью наводки их наплавку.

Оригинальные конструкции применены также в железобетонных мостах через реки Днестр, Южный Буг, на автомобильной дороге Полтава—Кишинев и дороге в Крыму.

За последние годы в мостах применяются полимерные материалы. Одним из примеров успешного использования полимеров является применение в мостах резиновых опорных частей взамен металлических. Помимо экономии дорогостоящего стального литья резиновые опорные части дают возможность просто решать задачи восприятия температурных перемещений как вдоль, так и поперек моста. Эти же задачи решаются еще более совершенно при применении опорных частей из резины в комбинации с фторопластом-4 (тефлоном). Фторопласт в мостостроении открывает интересные перспективы внедрения эффективнейших способов монтажа железобетонных пролетных строений методами продольных надвижек и, в частности, возведение по способу конвейерно-тыловой надвижки.

В стальных мостах должны получить широкое применение пролетные строения с ортотропным настилом, а также современные висячие и вантовые системы. Должны быть проработаны работы по использованию для мостов легких сплавов.

Дальнейшее развитие отечественной мостостроительной техники должно идти по пути развития индустриальных методов изготовления мостовых конструкций, совершенствования способов их монтажа, а также разработки новых более совершенных систем и конструкций мостов, позволяющих возводить их с наименьшими экономическими затратами.

Подводя итоги успехам в области строительства мостов в СССР, необходимо отметить, что советская мостовая наука и техника далеко шагнули вперед по сравнению с дореволюционным уровнем и вышли на передовые позиции среди стран мира.

Снижать расход арматуры в сборных железобетонных пролетных строениях

И. А. МАТАРОВ, Ю. И. БАРЕНБОЙМ, Е. П. ДУБРОВА, М. Б. ФЕЛЬДМАН, Ф. Г. ГОЛИЦИН

Обобщение отечественного и зарубежного опыта проектирования и строительства предварительно напряженных железобетонных мостов, проведенное в последние годы ЦНИИСм и проектными организациями, показало, что в отечественных мостах расход ненапрягаемой арматуры (обычной) значительно выше, чем в зарубежных (рис. 1). Между тем расход ненапрягаемой арматуры в общем расходе металла занимает большой удельный вес — 50—65%, а в отдельных мостах и 70—80%. Следует отметить, что в практике проектирования последних лет, например, в унифицированных пролетных строениях, наблюдается тенденция к дальнейшему увеличению расхода ненапрягаемой арматуры (см. рис. 1).

Иногда высказывается мнение, что данные о расходе арматуры в зарубежных мостах не показательны для наших условий в силу различий в нормах, нагрузках, условиях изготовления и монтажа конструкций. С этим нельзя согласиться.

Пробная проектировка пролетных строений длиной 33 м, проведенная Ленгипротрансмосгом и Киевским филиалом Союздорпроект по техническому заданию и при участии ЦНИИСм, показала, что и для отечественных условий можно

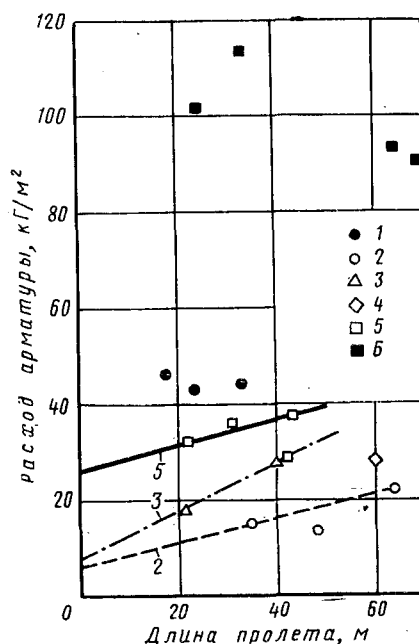


Рис. 1. Расход ненапрягаемой арматуры автодорожных мостов в отечественной и зарубежной проектировках: 1 — унифицированные конструкции; 2 — Франция; 3 — Италия; 4 — ГДР, ФРГ и Австрия; 5 — Союздорпроект; 6 — Гипротрансмосг и Киевгипротранс

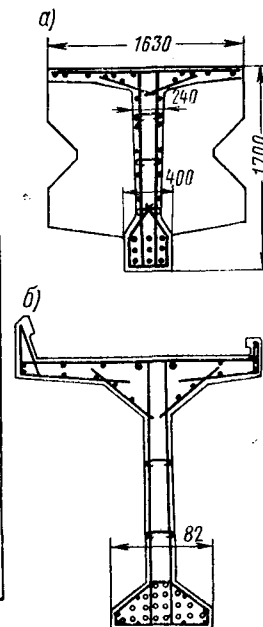


Рис. 2. Поперечные сечения балки: а — автодорожного пролетного строения (l = 32,96 м); б — железнодорожного (l = 27,6 м)

запроектировать конструкции с расходом ненапрягаемой арматуры на уровне зарубежного проектирования¹.

Повышенный расход ненапрягаемой арматуры вызывается причинами производственного и конструктивного характера, а также несовершенством технических условий. Стремление уменьшить монтажный вес сборных блоков за счет проектирования ребра минимальной толщины, замена полигональных пучков прямолинейными с целью облегчения процесса натяжения арматуры и объединение диафрагмовых пролетных строений только в плоскостях диафрагм — все это приводит к увеличению усилий, для восприятия которых приходится увеличивать ненапрягаемую арматуру. Исключение диафрагм и обеспечение совместной работы балок пролетных строений путем их объединения только по плитам также приводит к повышенному расходу в них арматуры.

В свою очередь и СН 200-62 требует неоправданно большого расхода напрягаемой арматуры для нижних поясов балок.

Тенденция к уменьшению сечений железобетонных конструкций за счет дополнительного насыщения их арматурой способствует повышению напряжений в бетоне и возникновению трещин, снижающих долговечность мостов. Таким образом, вопрос уменьшения расхода обычной арматуры имеет не только экономическую основу, но и непосредственно связан с повышением качества железобетонных конструкций.

В 1964 г. Мостостроем № 1 было изготовлено и установлено в одном из пролетов автодорожного путепровода в г. Липецке пролетное строение длиной 32,96 м с уменьшенным расходом обычной арматуры по проекту Киевского филиала Союздорпроект, в основу которого положен типовой проект (выпуск 149-62). Расчет блоков на совместное действие изгиба и кручения произведен по методике МИИТА², которая дает возможность учесть изгиб стенок балок из их плоскости в случае эксцентричного приложения внешней нагрузки. Ребра балок проверены на главные напряжения не только на действие основных усилий, но также, по примеру зарубежной практики, и на совместное действие изгиба и кручения. Стремясь к повышению трещиностойкости конструкций (были приняты сниженные предельные значения главных растягивающих напряжений (до 11,1 кг/см² без учета кручения, вместо 24,5 кг/см² основного проекта), что потребовало некоторого возрастания объема бетона блоков за счет увеличения толщины ребер в верхней их части — внизу ширина ребра 16 см, сверху — 24 см (рис. 2, а). Новое очертание ребер балок позволяет уменьшить свесы плиты и соответствующе сократить расход расчетной арматуры в плите проезжей части, а снижение величины главных напряжений в ребрах блоков — ограничиться постановкой хомутов диаметром 8 мм с шагом 30 см.

Возможность увеличить шаг хомутов в ребрах балок по сравнению с требованиями СН 200-62 при сниженных значениях главных растягивающих напряжений подтверждается экспериментальными исследованиями ЦНИИСа, а также зарубежной и отечественной практикой. Утвержденные в текущем году «Указания по проектированию железобетонных и бетонных мостовых конструкций» также разрешают постановку в ребрах балок автодорожных мостов хомутов с шагом 30 см при условии тщательного их расчета на изгиб и кручение.

Значительно сокращена обычная арматура в нижних поясах: приняты хомуты диаметром 6 мм с шагом 30 см вместо соответственно 8 мм и 15 см по типовому проекту, как это вытекало из требования п. 370 СН 200-62.

Установлено, что различие в шаге хомутов в пределах 10—30 см практически не сказывается на образовании и развитии продольных трещин в предварительно обжимаемых поясах, т. е. трещин, вызывающих обоснованные опасения за долговечность конструкции. Избежать образования трещин даже при сравнительно высоких напряжениях предварительного обжатия бетона возможно технологическими мероприятиями, в частности применением малоусадочного цемента при умеренном удельном расходе его, использовании чистого отсортированного щебня, мягкого режима пропаривания и др. Этими мероприятиями удалось снизить общий расход арматуры на пролетное строение (Г-10,5 и два тротуара по 1,5 м) по сравнению с типовым проектом на ненапрягаемой арматуре — на 39%.

Сравнительные данные о расходе обычной арматуры по отдельным конструктивным элементам балок приведены на рис. 3.

¹ А. И. Матаров. К вопросу снижения расхода ненапрягаемой арматуры в предварительно напряженных конструкциях железобетонных мостов. Сборник научных трудов ЦНИИС, 1966, вып. 18.

² Г. К. Евгафов и др. «Предварительно напряженные балочные пролетные строения мостов». «Трансжелдориздат», 1962.

Изготовление опытных балок путепровода осуществлено Киевским заводом Мостострой № 1 на передвижном стенде без нарушения обычного технологического процесса. Форма балок позволила использовать имеющиеся на заводе щиты металлических опалубки без их переделки, а увеличение сечения ребер — применить бетон с крупным щебнем двух размеров с наибольшей крупностью 40 мм вместо 26 мм при изготовлении типовых балок. В результате этого расход цемента марки 600 составил 450 кг вместо 520—530 кг на 1 м³ бетона при изготовлении типовых балок.

Днепропетровской НИС Оргтрансстрой было установлено, что трудоемкость изготовления опытных балок, несмотря на некоторое увеличение их объема, на 15% меньше, чем типовых.

В 1965 г. перед вводом в эксплуатацию путепровод осматривен мостовой лабораторией ЦНИИС и испытан под нагрузкой. Получены удовлетворительные результаты. В частности, не обнаружены дефекты в нижних поясах, в которых напряжения при обжатии достигали 0,54 от фактической кубиковой прочности.

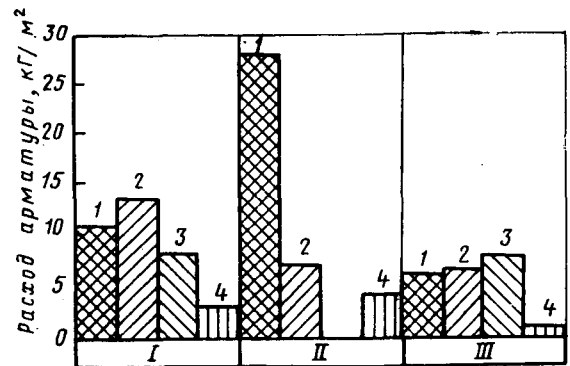


Рис. 3. Расход ненапрягаемой арматуры по конструктивным элементам пролетных строений автодорожных мостов (l = 33 м)

I — типовые; II — унифицированные; III — опытные конструкции;
1 — плита; 2 — ребра; 3 — диафрагмы; 4 — нижний пояс

В 1965—1966 г. Мостостроем № 1 было изготовлено и установлено на одном из железнодорожных мостов пролетное строение длиной 27,4 м с уменьшенным расходом обычной арматуры (проект Ленгиптрансмост), конструкция которого имеет некоторые отличия от типового выпуска 184-2 (рис. 2). Так же, как и при проектировании автодорожного пролетного строения с уменьшенным расходом арматуры, в данном случае произведен расчет блоков на совместное действие изгиба и кручения и вместе с тем предельные значения главных растягивающих напряжений значительно снижены до 9,2 кг/см² вместо 21,9 кг/см² по типовому проекту. Снижение величин главных напряжений достигнуто путем некоторого изменения очертания наклонных пучков напрягаемой арматуры и назначения переменной толщины ребра в пределах крайних панелей (22+34 см). Толщина стенки в средней части пролетного строения принята равной 22 см вместо 20 см по типовому проекту. Кроме того, уменьшено количество диафрагм и полностью исключены ребра жесткости.

Снижение величины главных напряжений позволило ограничиться постановкой хомутов в ребрах блоков диаметром 8 мм с шагом 20 см. В нижних поясах шаг хомутов принят 20 см. Снижение расхода обычной арматуры получено также в результате применения напрягаемой арматуры с нормативным сопротивлением 17 000 кг/см² вместо 15 000 кг/см², как предусмотрено в типовом проекте, что позволило исключить расчетные ненапрягаемые стержни нижней части плиты проезжей части.

В опытных железнодорожных пролетных строениях расход арматуры удалось снизить на 31,5—33%, в том числе ненапрягаемой — на 57,5%, объем же бетона увеличился всего на 2—3,5%.

Так же, как и для балок автодорожного путепровода, для приготовления бетона марки 400 использован гранитный щебень двух размеров с наибольшей крупностью 40 мм. Это позволило уменьшить расход цемента марки 600 с 463 кг/м³ до 396 кг/м³ (общий расход цемента снижен на 10%).

Опыт изготовления блоков с уменьшенным расходом арматуры показал, что можно полностью избежать дефектов бетонирования в виде пустот и раковин под наклонными пучками и вблизи оттяжек, если обеспечить выполнение технологических требований укладки бетонной смеси: вести укладку наклонными слоями от торцов балки к середине с обязательным опережением заполнения бетоном нижнего пояса на 1,5–2 м; предусмотреть тщательное вибрирование бетонной смеси с помощью наружных и глубинных вибраторов, опускаемых до низа опалубки, а также с помощью виброднища; обеспечить контроль за укладкой смеси в нижнем поясе, предусмотреть в опалубке «окна» через 1–1,5 м, контролировать отсутствие пустот в стенке и поясе путем простукивания опалубки деревянными молотками.

Наблюдения Оргтрансстроя показали, что уже при изготовлении первых опытных пролетных строений трудоемкость оказалась ниже на 15% по сравнению с изготовлением типовых пролетных строений.

В настоящее время пролетное строение с уменьшенным расходом арматуры эксплуатируется на одном из железнодорожных мостов и еще одно — устанавливается.

Опыт проектирования и строительства предварительно напряженных железобетонных пролетных строений с уменьшенным расходом обычной арматуры позволяет сделать следующие выводы:

1. Расход обычной арматуры в пролетных строениях из предварительно напряженного железобетона можно снизить, если изменить форму поперечного сечения балок, толщину ребер и схему напряженного армирования, уточнить некоторые требования технических условий по армированию балок пролетных строений и, наконец, если повысить качество укладки и проработки бетонной смеси.

2. Расход ненапрягаемой арматуры может быть уменьшен также за счет применения сталей марок 2572С и 35ГС вместо менее прочных сталей марки Ст. 5, а также за счет замены, где это возможно и целесообразно, обычной арматуры на высокопрочную напрягаемую.

3. На основе СН-365-67 следует составить проекты-серии пролетных строений с уменьшенным расходом ненапрягаемой арматуры, предусматривая использование оснастки для изготовления типовых пролетных строений.

4. Необходима доработка проектов унифицированных предварительно напряженных пролетных строений с целью резкого снижения расхода арматуры.

Широкое применение предварительно напряженных железобетонных пролетных строений с уменьшенным расходом арматуры позволит ежегодно экономить несколько тысяч тонн металла и вместе с тем будет способствовать повышению качества пролетных строений из предварительно напряженного железобетона.

УДК 624.21.094.1

Сборные железобетонные опоры мостов

В. Н. КУЦЕНКО

Известно, что из общего объема бетонной кладки мостов на долю надфундаментных частей опор приходится до 30–40%. Широкое применение сборных железобетонных конструкций для их устройства позволит повысить производительность труда, сократить сроки и снизить стоимость строительства.

Мостостроем № 2 в течение длительного времени проводилась работа по созданию конструкции опор из сборных конструкций для больших и средних мостов и проверка их строительных и эксплуатационных качеств. С учетом накопленного опыта в конструкции вносились улучшения. Эти разработки выполнялись с помощью и при участии кафедры «Мосты и тоннели» НИИЖТа, проектных институтов Ленгипротрансмост, Гипротрансмост и Сибгипротранс, а также ЦНИИСа. В 1962 г. институтом Ленгипротрансмост на основе предложений Мостостроя № 2 был выпущен типовый проект сборно-монокристаллических опор мостов (инв. № 128), которые получили в Сибири и на Дальнем Востоке широкое распространение.

По этому проекту сборно-монокристаллическая опора автомобильного моста с пролетами в свету до 30 м (рис. 1) состоит из сбор-

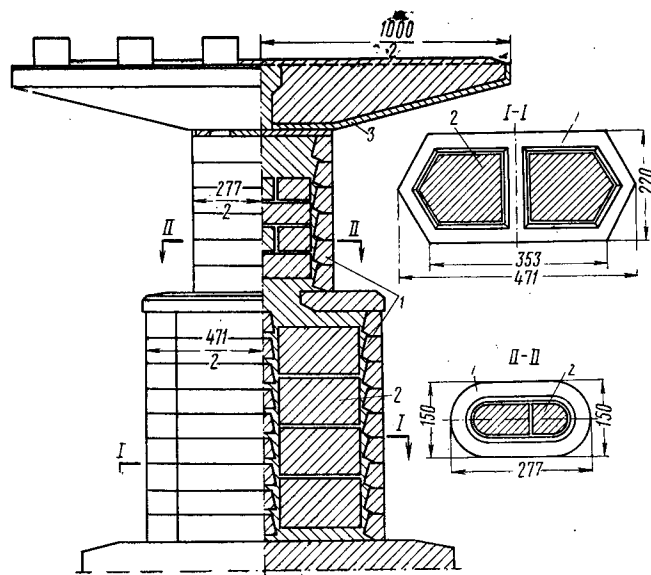


Рис. 1. Сборно-монокристаллическая опора моста
1 — блоки-оболочки; 2 — бетонные блоки; 3 — сборный ригель

ных элементов горизонтального членения — блоков-оболочек 1, образующих наружную поверхность опоры, и ядра опоры, заполненного бетонными блоками 2 или монокристаллическим бетоном. Ригель 3 опоры также сборный, состоит из двух или четырех элементов, объединенных в коробчатую конструкцию, заполняемую монокристаллическим бетоном с установкой арматурного каркаса.

Сборность тела опор позволит уменьшить трудовые затраты на 25–30% по сравнению с монокристаллической кладкой, т. е. на 1000 м³ кладки экономится 280–340 чел.-дней. Резко сокращаются сроки строительства опор.

Использование элементов горизонтального членения (блоков-оболочек) выгодно тем, что дает возможность при двух-трех типоразмерах сборных элементов назначить различную высоту опор. В других типах опор, например с использованием вертикальных столбов (колонн), для опор разной высоты требуются столбы различных длин, поэтому обезличенная заготовка их недопустима.

Сравнивая опоры разных лет постройки, можно отметить тенденцию к уменьшению их массивности за счет ступенчатого изменения размеров сечений, а также удлинения консолей ригелей. Так, у мостов, построенных в 1963 г. (рис. 2), размеры сборных опор почти не отличаются от размеров применявшихся ранее опор из монокристаллического бетона (консоли ригелей короткие). При дальнейших конструктивных разработках опоры приняты менее массивными (ригели с длинными консолями). На рис. 3 показаны опоры нового типа строящегося моста; в связи с небольшими размерами опор в плане блоки-оболочки имеют замкнутый контур, причем каждый ряд состоит только из одного блока.

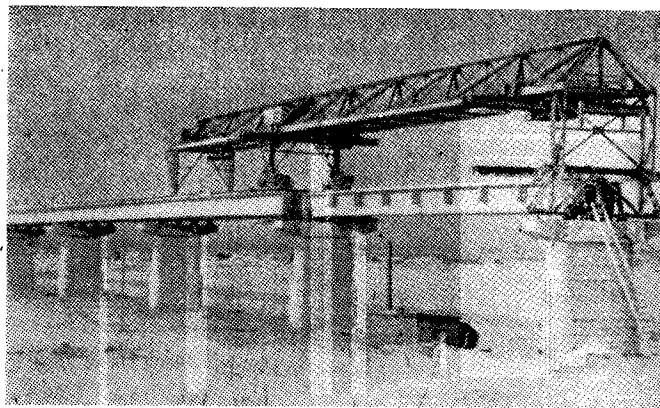


Рис. 2. Опоры моста постройки 1933 г.

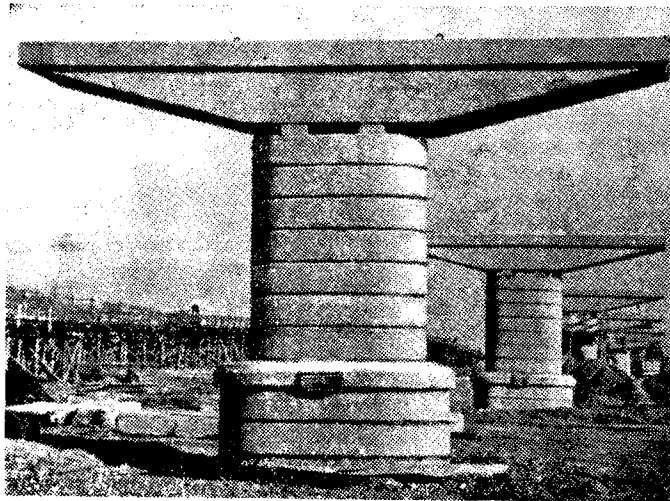


Рис. 3. Опоры строящегося моста

Уменьшение массивности опор, особенно при блоках-оболочках замкнутого контура, желательно не только по экономическим соображениям, но также для уменьшения влияния усадки бетона и температурных деформаций на напряженное состояние бетона.

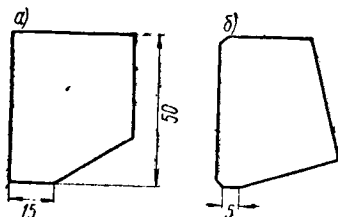


Рис. 4. Блоки-оболочки типовой (а) и рекомендуемой (б) формы

Для опор, имеющих различные размеры в плане, каждый ряд кладки можно набирать из нескольких элементов, как это делается в опорах железнодорожных мостов. В этом случае блоки, образующие продольные стороны опоры, имеют в плане форму двутавра с полками разной длины. Отсутствие замкнутого контура в таких блоках снижает внутренние напряжения от усадки бетона и уменьшает вероятность появления усадочных трещин.

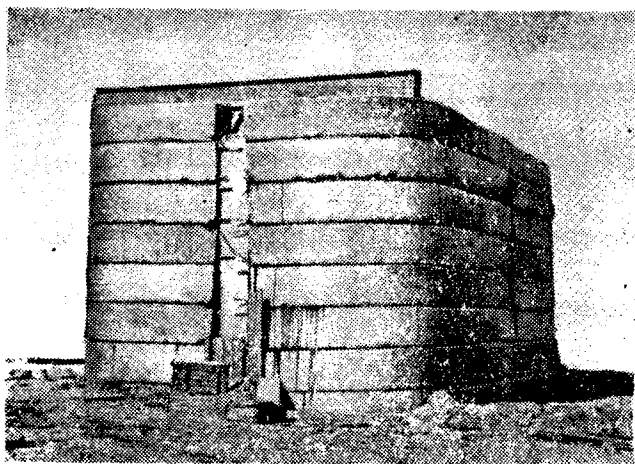


Рис. 5. Блоки-оболочки, примененные для сооружения опускных колодцев

Размеры и количество элементов в опоре определяют в зависимости от максимально допустимого веса одного блока (5—5,5 т), принятого с учетом использования подъемных и транспортных средств.

Блоки-оболочки имеют высоту до 50 см, толщину стенки до 40 см. Практика показала, что форма сечения блока-оболочки типового проекта (рис. 4, а) обладает некоторыми недостатками.

Новая, рекомендуемая форма сечения (рис. 4, б), имеет нижнюю постель шириной всего 5 см. Это обеспечивает надежное заполнение горизонтального шва раствором при бетонировании или замоноличивании ядра. Наклон верхней части внутренней поверхности обеспечивает удобство распалубки блока, одновременно улучшаются условия сцепления блоков-оболочек с бетоном ядра. По наружным граням имеются фаски высотой 2 см. После монтажа опоры швы снаружи расширяются без заполнения образовавшихся рустов, которые архитектурно подчеркивают сборность конструкции.

Блоки-оболочки монтируют на клиньях-прокладках минимальной толщины 0,5—1 см, а не на растворе, как это рекомендует типовый проект, поскольку при узкой постели блока в этом нет необходимости.

При монтаже опор блоки-оболочки выкладывают на прокладках до пяти—восьми рядов, затем заполняют ядро бетоном марки 150. В зимнее время, в зависимости от температуры, смонтированные ряды блоков-оболочек укрывают брезентовым тепляком и обогревают горячим воздухом перед заполнением ядра или устанавливают потолок на смонтированную часть, заделывают швы бумагой и обогревают воздухом только внутреннюю полость опоры.

Изготавливают блоки-оболочки из бетона марки 400, морозостойкостью 300 в металлических формах-опалубках на вибростолах. В Мостострое № 2 организовано централизованное изготовление металлических опалубок блоков-оболочек для строек треста. Опыт показал, что бетонирование блоков-оболочек в деревянной опалубке не позволяет выдержать необходимые допуски размеров блоков, из-за чего при монтаже получаются свесы, неравномерные швы и т. п., что ухудшает внешний вид опор.

Опыт строительства и эксплуатации в суровых сибирских условиях многих больших мостов со сборно-монолитными опорами свидетельствует о хорошем качестве этой конструкции. Вместе с тем нужно отметить, что типовый проект № 238 уже устарел и нуждается в улучшении. Кроме изменения формы поперечного сечения блоков-оболочек, необходимо пересмотреть конструкцию заполнения ядра, так как применение «плавающих» в монолитном бетоне блоков трудоемко и нетехнологично. Заполнять ядро нужно монолитным бетоном. Применение блоков-оболочек прямоугольной формы в плане нежелательно. Необходимо внести некоторые поправки в рекомендации по технологии работ. Желательно с учетом имеющегося опыта отобрать минимальное количество наиболее удобных типоразмеров блоков-оболочек для строгой унификации опор. Это даст возможность многократно использовать опалубку, а также организовать массовое изготовление блоков-оболочек на заводах железобетонных конструкций.

Мостострой № 2 применяет конструкцию типа блоков-оболочек также и при сооружении фундаментов опор, например для изготовления опускных колодцев. На рис. 5 показан смонтированный из блоков-оболочек опускной колодец для фундамента опоры моста.

Благодаря использованию сборных конструкций во всех элементах моста — фундаментах, опорах и пролетных строениях — достигается высокая степень индустриализации строительства. Так, например, на строительстве одного из мостов длиной, равной 765 м, более 60% всего объема бетона и железобетона составляют сборные конструкции, изготавливаемые на полигоне, расположенном на расстоянии 300 км от места строительства. На строительной площадке выполняются главным образом монтажные работы.

Необходимо продолжать совершенствовать конструкции сборных опор, расширять их производство и улучшать качество. Сейчас конструкции сборных опор изготавливаются только силами строительных организаций. Необходимо, чтобы и заводы Министерства транспортного строительства СССР освоили выпуск этих конструкций.

Предварительно-напряженные пролетные строения с неполным обжатием бетона

Л. И. ИОСИЛЕВСКИЙ, П. Н. РОМАНОВ,
М. Б. ФЕЛЬДМАН, Е. П. ДУБРОВА

Чтобы обеспечить полную трещиностойкость бетона в пролетных строениях автодорожных мостов (III предельное состояние) под нормативными нагрузками с учетом динамического воздействия проектировщики вынуждены назначать марку бетона, поперечные сечения балок и напрягаемой арматуры большими, чем требуется расчетом по I и II предельным состояниям. Учитывая это, а также малую вероятность расчетных сочетаний нагрузки и меньшую ответственность III предельного состояния по сравнению с I и II, в СН 200-62 для расчетов на трещиностойкость нагрузки приняты: Н-30 без динамического коэффициента, а НК-80 с коэффициентом 0.8. При стержневой арматуре допускаются также растягивающие напряжения в бетоне. Однако и при этих условиях расчет на трещиностойкость является решающим фактором при назначении параметров конструкций.

На графике рис. 1 видно, что расход напрягаемой арматуры во всех пролетных строениях длиной 6—33 м определяет расчет по III предельному состоянию. Количество излишней

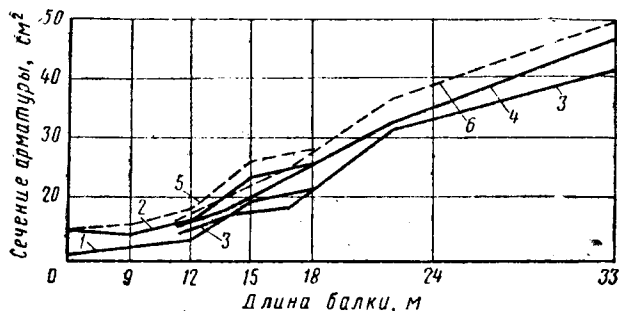


Рис. 1. Площадь напрягаемой арматуры, необходимая при расчете по первому (1, 3) и третьему (2, 4) предельным состояниям в эксплуатации и соответствующая полной трещиностойкости при нормативных нагрузках (с динамикой)

1, 2 и 5 — для типовых плитных пролетных строений длиной 6—18 м (Союздорпроект); 3, 4 и 6 — то же, балочных длиной 11,36—32,96 м (Киевского филиала Союздорпроект)

арматуры, поставленной по условиям трещиностойкости, по сравнению с арматурой, поставленной по условиям прочности, достигает в плитных пролетных строениях 40%, в балочных 15% (при расчете по СН 200-62), 50% в плитных и 25% в балочных при полной трещиностойкости конструкции.

Необходимые марки бетона пролетного строения, определяемые I предельным состоянием в стадии эксплуатации и III предельным состоянием в момент предварительного обжатия бетона по СН 200-62 и по новым «Указаниям» СН 365-67, приведены на рис. 2.

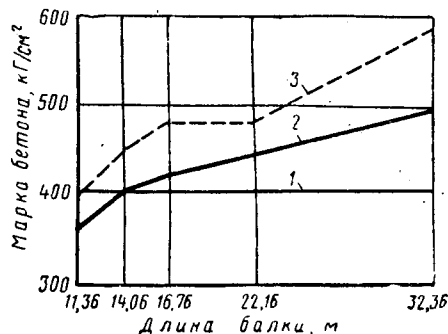


Рис. 2. Марки бетона для пролетных строений, определяемые расчетом:

1 — по I предельному состоянию в стадии эксплуатации; 2 — по III предельному состоянию в момент предварительного обжатия бетона по СН 200-62; 3 — по новым «Указаниям» СН 365-67

Условие ранней передачи усилий натяжения арматуры при прочности бетона 0,8 от марки вызывает необходимость в балках длиной свыше 12 м увеличивать марочную прочность на 10—20% (по СН 200-62) и на 20—30% (по СН 365-67) в сравнении с тем, что требуется по расчету на прочность в стадии эксплуатации.

Во избежание этого в ряде конструкций отпуск натяжения предусмотрен при прочности 0,9—1 от марки бетона, что увеличивает время термовлажностной обработки изделий и задерживает оборачиваемость технологического оборудования.

В зарубежной практике в связи с меньшими, чем приняты в СН 200-62, допускаемыми напряжениями в бетоне в момент обжатия (0,33—0,4 от марки), требования полной трещиностойкости под эксплуатационными нагрузками также часто приводят к увеличению размеров сечений, необходимых для размещения напрягаемой арматуры.

С 1948 г. в Англии на автодорожных путепроводах применяют балки с «частичным» или «ограниченным» предварительным напряжением¹, в которых под временными нагрузками допускались растягивающие напряжения величиной 40—50 кг/см². «Частичное» преднапряжение позволило существенно снизить строительную высоту сооружений. Испытания более 1500 таких балок расчетными нагрузками показали, что при растягивающих напряжениях в бетоне 50—70 кг/см² появляются лишь волосные трещины менее 0,02—0,04 мм, а для предотвращения коррозии величины раскрытия трещин не должны превышать: для высокопрочной проволоки 0,1 мм, стержневой арматуры — 0,3 мм. Пролетные строения с «частичным» предварительным напряжением получили широкое распространение в Англии, ФРГ, США и других странах. Степень трещиностойкости конструкций стали назначать в зависимости от ее влияния на стоимость сооружения в каждом конкретном случае.

Отечественные исследования² установили предельные величины раскрытия трещин 0,1—0,3 мм, гарантирующие коррозионную стойкость арматуры в зависимости от ее вида, диаметра и степени напряжения.

Учитывая значительное влияние степени трещиностойкости на технико-экономические показатели преднапряженных конструкций, Московский институт инженеров транспорта, Киевский филиал Союздорпроект и Мостострой № 1 с 1960 г. провели цикл экспериментальных, исследовательских и проектных работ, на основании которых предложены конструкции пролетных строений с уменьшенным обжатием³ бетона или неполным натяжением арматуры.

Расчет таких автодорожных пролетных строений выполняется⁴ для трех видов нагрузок.

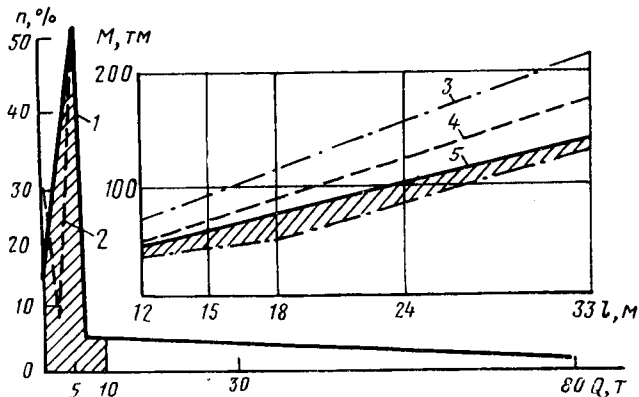


Рис. 3. Диаграмма количества ($n, \%$) транспортных единиц (весом $Q, т$) в автопарке в СССР и расчетные усилия ($M, тм$) от нормативных нагрузок в балках унифицированных пролетных строений (пролетом $l, м$)

1 — фактические нагрузки; 2 — перспективные; 3 — от 0,8 НК-80; 4 — Н-30+толпа; 5 — 0,5 НК-80; 0,7 Н-30+ толпа; 6 — $(1+\mu)$ Н-10+толпа

Первый — нагрузки 0,7 Н-30 или 0,5 НК-80 с полной обеспеченностью трещиностойкости. Этот расчет определяет необходимое натяжение арматуры и обжатие бетона.

¹ P. W. A. beles. Partial prestressing in England. «Journal of the prestressed Concrete Institute», 1963, № 1, v. 8

² «Бетон и железобетон», 1965, № 11.

³ «Транспортное строительство», 1967, № 4 и 1962, № 6.

⁴ Л. И. Иосилевский. «Долговечность предварительно напряженных железобетонных балочных пролетных строений мостов». Транспорт, М., 1967.

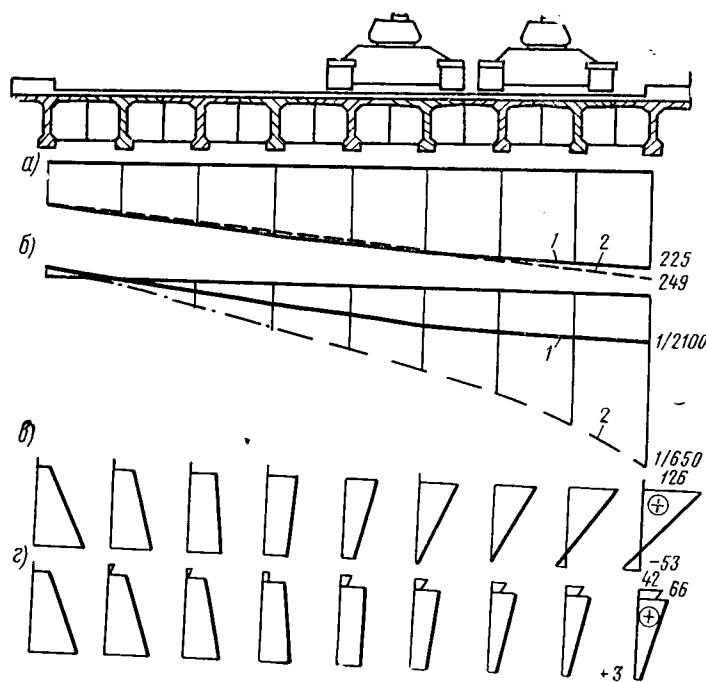


Рис. 4. Результаты испытания пролетного строения ($l=22,16$ м) с уменьшенным обжатием бетона:
а — изгибающие моменты (тм) в балке в 1/2 пролета; б — относительные прогибы балок; в — расчетные напряжения в бетоне балок, кг/см^2 ; г — то же, фактические
1 — фактические; 2 — расчетные

Второй — нормативные нагрузки в невыгоднейшей комбинации и с учетом динамики. Такое воздействие нагрузок на мост — чрезвычайно редкое, но возможное событие. Расчетом допускаются растягивающие напряжения ($50\text{--}70 \text{ кг/см}^2$) в нижних поясах и проверяются напряжения в арматуре и бетоне, прогибы и раскрытие трещин. Все эти величины не должны превышать соответствующие расчетные нормируемые СНиП II-Д-7.62, а допустимое раскрытие трещин следует принять $0,1\text{--}0,2$ мм в зависимости от вида и диаметра напрягаемой арматуры.

Третий — предельные нагрузки, соответствующие расчету на прочность. Расчет на прочность таких конструкций ничем не отличается от нормированного расчета. Он должен предотвратить наступление предельного состояния при воздействии на сооружение редчайшего сочетания нагрузок, которые могут встретиться хотя бы один раз в период эксплуатации.

На рис. 3 представлена диаграмма распределения по весу транспортных единиц¹, фактических 1 и перспективных 2 автомобильных нагрузок в СССР, а также расчетные усилия от нормативных нагрузок (см. рис. 3) в балках унифицированных пролетных строений (Союздорпроекта), из которого следует, что первый вид нагрузок на трещиностойкость полностью охватывает частообращающиеся нагрузки (в том числе Н-10 с учетом динамики и толпы), составляющие более 95% всего автопарка. Таким образом, очевидно, что предполагаемый принцип проектирования гарантирует практически полную трещиностойкость в большинстве конструкций.

В 1962 г. Мостостроим № 1 изготовлено первое опытное пролетное строение длиной 22,16 м с уменьшенным обжатием бетона (рис. 4), а с 1966 г. организован выпуск опытной серии автодорожных пролетных строений длиной 16,76 и 22,16 м. Кроме того, по проекту Киевского филиала Союздорпроекта сделано опытное пролетное строение длиной 32,96 м. Во всех опытных конструкциях расход высокопрочной проволоки на 15—20% меньше, чем в типовых; снижены на 25—30% усилия натяжения арматуры, уменьшены напряжения в бетоне в момент отпуска арматуры, что дает возможность либо понизить марку бетона, либо производить отпуск натяжения арматуры в более раннем возрасте бетона.

В настоящий момент изготовлено более 150 балок длиной 22,16 м, которые установлены в пролетных строениях 10 мостов, часть из которых введена уже в эксплуатацию.

¹ С. Н. Митурский. «Строительные расходы на автодорожном транспорте». Автотрансиздат, М., 1963

В ходе опытного строительства установлено, что при изготовлении балок с уменьшенным обжатием значительно снились трудовые затраты; сократилось время термовлажностной обработки вследствие отпуска натяжения арматуры при меньшей прочности бетона; увеличилась оборачиваемость и сроки службы технологического натяжного оборудования. При обследованиях и испытаниях мостов нагрузками, эквивалентными по воздействию $0,9\text{--}1,25$ максимальных нормативных нагрузок, вертикальные трещины, предполагавшиеся расчетом, не были обнаружены. Все пролетные строения имеют значительные запасы жесткости.

Результаты испытаний нескольких пролетных строений длиной 22,16 м опытной серии с уменьшенным обжатием бетона (рис. 4) показали, что фактические усилия в балках несколько меньше расчетных. Вследствие совместной работы покрытия и главных балок, а также благодаря некоторому перераспределению усилий между балками, прогибы, вычисленные с учетом образования трещин, уменьшились с $1/650 l$ до $1/2100 l$, а растягивающие напряжения под нормативной нагрузкой, равные по расчету 53 кг/см^2 , фактически отсутствовали.

Испытания на стендах отдельных балок до разрушения и нескольких серий моделей из предварительно напряженного железобетона при многократно повторяемых нагрузках установили возможность расчетного контроля и искусственного регулирования напряжений и величины раскрытия трещин в конструкциях. Трещины после снятия временных нагрузок полностью закрываются при сжимающих напряжениях в бетоне нижнего пояса балки $\geq 20 \text{ кг/см}^2$.

Следует отметить, что по СН 200-62 предварительно напряженные конструкции со стержневой напрягаемой арматурой проектируются практически с уменьшенным обжатием бетона. При полных нормативных нагрузках растягивающие напряжения достигают в них $50\text{--}60 \text{ кг/см}^2$ (проект Киевского филиала Союздорпроекта). Однако расчеты на трещиностойкость по СН 200-62 путем ограничения растягивающих напряжений величиной $\gamma R_{\text{пр}}$ под нагрузками Н-30 без учета динамики или 0,8 НК-80 и на деформативность без учета образования трещин так же, как и зарубежные нормы на проектирование не контролируют напряженно деформативного состояния в конструкции при неблагоприятных сочетаниях нагрузок.

Принципы проектирования автодорожных пролетных строений с уменьшенным обжатием бетона, изложенные выше, не имеют этих недостатков.

Результаты исследований и положительный опыт эксплуатации пролетных строений с уменьшенным обжатием, армированных пучками из высокопрочной проволоки и стержневой арматурой с натяжением до бетонирования¹, позволяют рекомендовать эти конструкции для широкого применения.

Целесообразно использовать предложенную расчетную методику при назначении предельных величин раскрытия трещин под полными нормативными нагрузками $0,1$ мм для проволоочной и $0,2$ мм для стержневой арматуры.

На практике при эксплуатации мостов вследствие конструктивных запасов и малой вероятности расчетных воздействий нагрузок можно ожидать полную трещиностойкость пролетных строений.

Исследования показывают эффективность изложенного принципа также и для неразрезных балочных пролетных строений. Появляется возможность сократить количество, напрягаемой арматуры, поставленной из условий трещиностойкости, и, регулируя с помощью усилий предварительного натяжения жесткости сечений, перераспределять расчетные моменты в пролете и на опоре. Это, в свою очередь, также снижает потребность в напрягаемой арматуре. Суммарная экономия высокопрочной стали может достигнуть 25%.

За рубежом «частичное» предварительное натяжение применяется в неразрезных пролетных строениях автодорожных мостов достаточно широко².

Экономические требования и наличие многих экспериментальных и теоретических данных ставят вопрос о пересмотре принципов трещиностойкости автодорожных пролетных строений из предварительно напряженного железобетона, в которых, так же как и в обычном железобетоне, возможно допускать расчетом ограниченное раскрытие трещин. Уменьшенное обжатие бетона должно быть узаконено Техническими условиями.

¹ «Транспортное строительство», 1967, № 4 и 1963, № 3

² «Автомобильные дороги», 1967, № 4.

ДЕФОРМАТИВНОСТЬ И ПРОНИЦАЕМОСТЬ СУХИХ СТЫКОВ СОСТАВНЫХ БАЛОК

Е. И. ШТИЛЬМАН, В. П. БАРСУКОВ

Существующие способы изготовления составных предварительно напряженных балок с сухими стыками — бетонирование блоков на едином поддоне последовательно (после затвердения очередного блока) или одновременно всех блоков с установкой разделительных прокладок между ними — требуют специальной маркировки блоков и не обеспечивают взаимозаменяемости элементов.

Отдельные мостостроительные организации с участием Союздорнии и Госавтодорнии (Минавтошосдора УССР) проводят опыты по независимому изготовлению блоков составных балок в раздельных опалубках с жесткими металлическими торцовыми щитами. Такая технология позволяет взаимозаменять блоки и индустриализировать производство.

В Госавтодорнии в лабораторных условиях изучена работа сухих стыков. По трем технологиям изготовлено 18 парных образцов (по две призмы с площадью соприкасающихся поверхностей 15×30 см) из бетона марки 400, твердеющего в естественных условиях в течение месяца.

Образцы подвергали последовательным обжатиям ступенями 10, 25, 50 и 100 кГ/см², которые вызывали деформации стыков; эти деформации являются следствием обжатия неровностей стыкуемых торцов элементов. Величину деформаций измеряли индикаторами часового типа, закрепленными на боковых гранях призм (рис. 1).

Наличие неровностей на стыкуемых поверхностях зафиксировано не только измерением деформаций (за счет их смятия), но и определением действительной площади сопряжения поверхностей образцов.

Для выявления площади контакта стыка сопрягаемую плоскость одной из призм покрывали анилиновой краской. На заранее увлажненной стыкуемой поверхности другой призмы оставался отпечаток, площадь которого изменялась в зависимости от усилий обжатия, с ростом которого площадь контакта увеличивалась; однако характер площади контакта оказался различным для разных по технологии изготовления образцов.

Если у образцов, приготовленных по первой и второй тех-

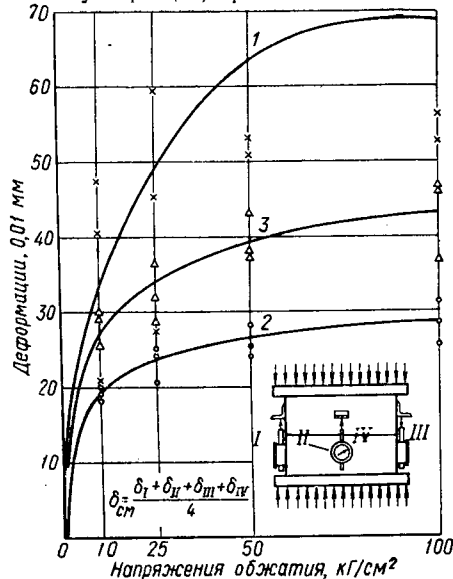


Рис. 1. Деформации сухих стыков в зависимости от силы обжатия

1 — образцы, приготовленные последовательным бетонированием (крестики); 2 — то же, бетонированием с прокладкой (кружочки); 3 — то же, раздельным бетонированием (треугольники); внизу — схема установки испытания; I—IV — номера индикаторов

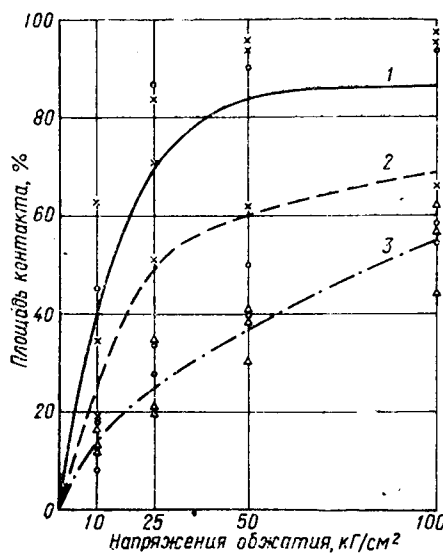


Рис. 2. Зависимость площади контакта сухих стыков от силы обжатия

1—3 — обозначения те же, что и на рис. 1

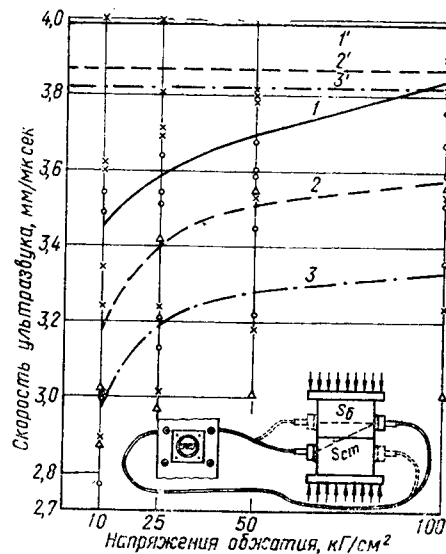


Рис. 3. Скорость прохождения ультразвука через стык в зависимости от силы обжатия

1—3 — обозначения те же, что и на рис. 1; 1'—3' — скорости ультразвука через бетон S6 — для соответствующих образцов

нологии, следы контактов сравнительно равномерно расположены по всей плоскости стыка при всех усилиях обжатия, то у образцов, изготовленных раздельным бетонированием, даже при обжатии 50—100 кГ/см² имелись значительные участки без контакта.

При последовательном бетонировании блоков характерны большие площади контактов, достигающие 90% стыкуемой поверхности (рис. 2), и значительные деформации стыка. Объясняется это тем, что торец бетонируемого элемента лучше прилегает к сравнительно неровной бетонной поверхности ранее изготовленного элемента, которая имеет множество мелких вмятин, неровностей, следов от воздушных пузырей и т. п. Естественно, что при обжатии элементов с мелкими неровностями происходит их смятие, что дает большие площади контакта даже при малых давлениях.

Для образцов, изготовленных по двум другим технологиям, при обжатии 100 кГ/см² контактная площадь составляла лишь 55% и 70% площади стыка. Торцы элементов, изготовленные в металлической опалубке, отличаются большей гладкостью, но вместе с тем длины и амплитуды неровностей у них больше из-за искривления торцовых щитов опалубки.

При сопоставлении площадей контакта с величинами деформаций сухих стыков видно, что характер изменения их одинаков для образцов, приготовленных по одной и той же технологии. Следовательно, площадь контакта в основном зависит от величины погашения микронеровностей.

Неполное включение в работу соприкасающихся поверхностей приводит к увеличению контактных напряжений в бетоне стыка. При обжатии в 100 кГ/см² контактные напряжения составляют: для образцов, изготовленных последовательным бетонированием, — 115 кГ/см² и для других — 180 кГ/см². Повышенные контактные напряжения требуют усиления армирования зоны стыков специальными сетками.

Влияние величины обжатия на деформации стыков контролировано ультразвуковым прибором УКБ-1 — измерением времени и пути прохождения импульсов ультразвука через стыки для сравнения через сплошной бетон образцов (рис. 3). Уменьшение скорости прохождения ультразвука через стык образца характеризует величину микроразора стыка. Для всех образцов характер прохождения ультразвука одинаков — кривая приближается к прямой, отображающей скорость прохождения ультразвука через сплошной бетон.

Разность скоростей прохождения ультразвука через бетон и стык оказалась наименьшей для образцов, изготовленных последовательным бетонированием.

Для испытания сухих стыков на воздухопроницаемость образцы в специальных приспособлениях для обжатия устанавливают на прессе. Получив на прессе необходимое давление, его фиксируют стяжными болтами. В обжатом

состоянии к образцу над стыком образца приклеивают (эпоксидным клеем) металлический колпак, соединенный шлангом с эксикатором. Вакуумасосом из колпака откачивают воздух (падения вакуума в интервале 600—400 мм рт. ст.).

Испытания образцов на воздухопроницаемость сухих стыков показывают, что при величине обжатия до 50 кг/см² время падения вакуума растет значительно быстрее, чем при последующих ступенях обжатия (50—150 кг/см²). Объясняется это тем, что при начальных обжатиях происходит более интенсивное закрытие стыка.

Для проверки стыков на водонепроницаемость используют ту же установку, но колпак соединяют с резервуаром, наполненным водой. Резервуар помещают на высоте 30, 60, 90 и 120 см и таким образом меняют давление воды на стык. За характеристику водонепроницаемости стыка принимают количество воды, прошедшей через стык в течение одного часа. С увеличением обжатия (при равном напоре) фильтрация воды через стык уменьшается. При обжатии в 25 кг/см² воды проходило в 2—3 раза меньше, чем при обжатии в 5—10 кг/см². При дальнейшем увеличении обжатия фильтрация воды резко сокращается.

Вместе с тем водонепроницаемость сухих стыков в значительной мере зависит от размеров стыкуемых поверхностей. Кроме образцов со стыкуемыми гранями 15×30 см, были сделаны образцы с поверхностью 7×30 см. В стыке малых образцов фильтрация воды прекращалась во многих случаях уже при сжатии в 25 кг/см², в то время как в больших образцах для прекращения фильтрации требовалось 50—100 кг/см².

Был выполнен специальный эксперимент для определения набухания бетона стыка при обжатии призм силой 5 кг/см² и его влияния на водонепроницаемость. Наиболее интенсивно фильтрация воды затухает в первые 4—6 часов, а через 24 часа количество профильтровавшейся воды через стык составляло 3—5% первоначального расхода.

Для обеспечения водонепроницаемости сухих стыков при малых обжатиях были проверены два типа гидроизоляции: эмалево-этинолевая (смесь 50% лака этиноль и 50% цемента) и клеевая (эпоксидная смола ЭД-5 — 100 весовых частей, дибутилфталат — 15; полиэтиленполиамин — 10; цемент — 200 весовых частей).

Изоляцию испытывали на тех же образцах при переменных обжатиях стыков. После обжатия образцов до 50 кг/см² сверху на стык призм наносили изоляцию полосой 4—5 см. По истечении срока твердения изоляции обжатие уменьшали до 25 кг/см² и даже до 5 кг/см², что создавало условия для раскрепкивания и отслаивания слоя изоляции. После каждой ступени уменьшения силы обжатия изолированные стыки в течение суток испытывали на водонепроницаемость. Эксперименты свидетельствуют об отсутствии фильтрации воды через изолированные стыки. Трещины и отслаивание гидроизоляции не были обнаружены.

Наряду с лабораторными исследованиями выполнены также опыты по определению водонепроницаемости стыков в балках пролетного строения длиной 43,2 м (рис. 4) из блоков, изготовленных по технологии последовательного бетонирования.

Эти испытания проводили как при натяжении проволочных пучков, так и после него. В процессе натяжения испытывали стык, в котором по расчету должны были быть наименьшие напряжения обжатия. Зависимость между напряжением обжатия и фильтрацией воды сквозь стык характеризуется параболической кривой (см. рис. 5). Даже при натяжении всех проволочных пучков и достижении полного обжатия бетона плиты (23 кг/см²) фильтрация воды сквозь стык не прекратилась и составляла 1,5 л/ч.

При проверке стыка № 7 (посредине балки), где напряжения сжатия наибольшие (39 кг/см²), зафиксирован расход 0,72 л/ч, т. е. в 2 раза меньше, чем через стык № 3. Остальные стыки, не подвергшиеся специальной проверке, при интенсивных дождях пропускали воду.

Испытание водонепроницаемости стыков показывает, что в реальных конструкциях с большими размерами стыкуемых поверхностей вода фильтруется интенсивнее, чем в образцах. В связи с этим гидроизоляция сухих стыков составных конструкций крайне необходима.

В экспериментальных работах на балках длиной 43,2 м были применены эпоксидная и эмалево-этинолевая гидроизоляция

вышеуказанных составов. Некоторые стыки в пределах верхних полок предварительно заполняли цементным тестом, после твердения которого сверху на стык наносили изоляцию. Перед укладкой изоляции поверхность бетона тщательно очищали и обеспыливали струей воздуха.

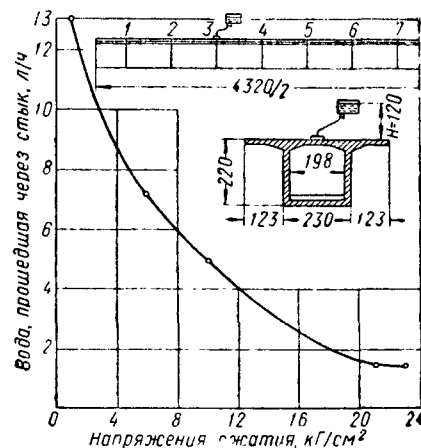


Рис. 4. Испытание на водонепроницаемость сухого стыка (№ 3) составной балки пролетного строения
Вверху — схема проведения испытания в производственных условиях; 1—7 номера стыков

Ширина полосы эпоксидной изоляции 5—6 см, а этинолевой — 15—20 см. На 1 пог. м изоляции стыка потребовалось 0,15 кг клея или 0,5 кг этинолевой эмали.

Протекание стыков с обоими типами изоляции в течение трехлетнего срока эксплуатации сооружения не наблюдалось.

Результаты проведенных испытаний свидетельствуют о необходимости дальнейшего усовершенствования способов изготовления блоков составных балок с сухими стыками элементов и последующего их заполнения клеевыми гидроизоляционными составами.

Товарищи читатели!

Сообщите свои пожелания

о тематике журнала «Автомобильные дороги» на будущий год.

Какие статьи Вы хотите увидеть на страницах нашего журнала?

Юбилейный год в нашей стране отмечается небывалым трудовым подъемом, борьбой за выполнение задач, поставленных XXIII съездом КПСС. Коллективы дорожно-эксплуатационных участков Министерства автомобильного транспорта и шоссейных дорог Киргизской ССР, как и все трудящиеся страны, также борются за выполнение своих задач: повышение качества строительства и содержания дорог с целью увеличения их долговечности, увеличения транспортной скорости движения, снижение затрат труда и материальных ресурсов при сооружении дорог и их эксплуатации.

Хороших показателей добился коллектив дорожно-эксплуатационного участка № 954. В первом квартале текущего года он дал 1,8 тыс. руб. сверхплановой прибыли, снизил себестоимость продукции на 18,8% и повысил производительность труда на одного работающего на 120,6%; в итоге план капитального ремонта дорог подрядным способом выполнен на 239,7%.

Эти успехи во многом зависят от внедрения прогрессивных способов и методов труда. Так, в прошлом году устройство шероховатой поверхности дорожных покрытий методом протитки дало более 0,6 тыс. руб. экономического эффекта.

Коллектив ДЭУ-954 обслуживает 360 км дорог общегосударственного и республиканского значения, на которых весьма интенсивное и грузонапряженное движение. Руководить таким дорожным хозяйством, обеспечивать высокое качество работ, содержать дороги в образцовом порядке под силу только знающему, энергичному, волевому руководителю.

Этими качествами обладает Яков Трофимович Кобзарь. Возглавляемый им с 1951 г. дорожно-эксплуатационный участок — один из лучших.

Заслуга т. Кобзаря в том, что он сумел сплотить коллектив вокруг партийной, профсоюзной и комсомольской организаций и направить его силы и творческую энергию на выполнение задач, поставленных партией и правительством перед советским народом.

Решающим фактором в выполнении производственных планов ДЭУ является широкое социалистическое соревнование за право называться «Дистанцией коммунистического труда».

За многолетнюю безупречную работу в дорожном хозяйстве республики и за успехи в прошедшей семилетке Я. Т. Кобзарь награжден орденом Ленина.

Под руководством т. Кобзаря коллектив ДЭУ-954 готовит достойную встречу великому празднику.

В. Д. Бабушкин

В КОЛЛЕКТИВЕ ДЭУ — 954



Яков Трофимович Кобзарь среди инженерно-технических работников ДЭУ-954

Фото В. Почуева

Дороги — на юбилейной экспозиции ВДНХ



□ Среди экспонатов юбилейной экспозиции павильона «Транспортное строительство» ВДНХ СССР будет представлена автомобильная дорога Фрунзе — Ош. Фотомонтаж расскажет посетителям выставки, как строилась дорога и кто ее строил. Отдельные фотографии и видовой кинофильм дадут представление об этой интересной, высокогорной дороге, соединяющей кратчайшим путем южные и северные районы Киргизии.

Вообще об успехах дорожного строительства и развития автотранспорта в Киргизии на ВДНХ будет представлено несколько стендов в павильоне «Транспорт СССР». Из материалов этих стендов можно будет узнать, что сейчас в Киргизии почти 96% грузов и столько же пассажиров перевозят автомобили. За последние 20 лет грузовые автомобильные перевозки в республике увеличились в 366 раз, а общая протяженность дорог с твердыми покрытиями возросла в 15 раз.

За годы Советской власти автомобилисты и дорожники Киргизии добились огромных успехов.

□ Минавтошосдор Таджикской ССР продемонстрирует на ВДНХ строительство ряда важных автомобильных дорог. Среди них дорога Душанбе — Орджоникидзе и др. По фотопанорамам этих дорог можно представить, в каких трудных природных условиях работали таджикские дорожники.

□ О строительстве автомобильной дороги Воронеж — Шахты расскажет кинофильм, который будет демонстрироваться на ВДНХ. Сооружение

этой дороги — крупная победа дорожников Российской Федерации.

□ Помимо показа отдельных автомобильных дорог, построенных за последние годы, на стендах павильона «Транспортное строительство» будут демонстрироваться наиболее выдающиеся достижения дорожно-строительных и дорожно-эксплуатационных организаций, а также дорожных научно-исследовательских и проектных институтов.

В юбилейные экспозиции входят: новейшие дорожные машины, автоматизированные асфальтобетонные и цементобетонные заводы, оборудование для мостостроительных работ, новые приборы для контроля за качеством строительства, ремонта и содержания дорог. На многих стендах будет рассказано о новых конструкциях и технологиях устройства дорожных одежд с покрытиями высокой ровности и необходимой шероховатости. Значительное место будет отведено устройству дорожных одежд с использованием местных материалов, особенно укрепленных грунтов. Мостостроители покажут ряд новых конструкций и технологий на примере сооружений конкретных мостовых переходов (через Волгу, Сев. Двину, Дон и др.).

Вводные стенды продемонстрируют динамику роста сети автомобильных дорог по республикам за годы Советской власти. Диаграммы покажут рост объемов дорожных работ и уровня их механизации.

Юбилейная экспозиция дорожников должна привлечь широкое внимание.

□ Обязательства юбилейного года успешно выполняют дорожники Эстонии. Здесь после реконструкции вступит в эксплуатацию головной участок дороги Таллин — Ленинград, на котором устраивается капитальное покрытие. Коллективы дорожников отметят юбилейную дату досрочным выполнением плана 9 месяцев, повышением качества дорожных работ и снижением их стоимости на 1% против плана. К 27-й годовщине Советской Эстонии будет построено 150 км дорог с усовершенствованными покрытиями. На дорогах Эстонии предполагается построить 100 павильонов для пассажиров на автобусных стоянках.

□ Почти на 2 млн. руб. будет выполнено работ в юбилейном году Белгородским дорожно-строительным управлением «Облмежколхозстрой». В числе строительных объектов — дорога от колхоза имени Свердлова Яковлевского района до автомагистрали Москва — Симферополь. В Старосельском районе новая дорога соединит специализированный свиноводческий колхоз «Россия» с городом. Начали строить дорогу с твердым покрытием от птицеводческого колхоза имени Куйбышева к станции Полатовка.

Строительство колхозных дорог в Белгородской области расширяется.

□ Киров — Котельнич — пусковой объект юбилейного года. Эта дорога будет иметь большое экономическое значение для народного хозяйства Кировской области. Она обеспечит бесперебойное автомобильное движение между областным центром и городами Хаттурин, Котельнич, а также Яранским, Арбажским, Санчурским, Советским и другими районами.

С вводом в эксплуатацию дороги Киров—Котельнич станет возможна связь с Горьковской и другими соседними областями.

Дорожники обязались закончить дорогу к 50-летию Советской власти. Эта стройка должна быть подлинно ударной.

□ 100 км дорог с усовершенствованными покрытиями будет построено в Свердловской области в текущем юбилейном году и в 5 раз больше будет отремонтировано. Главнейшими строительными объектами являются автомобильные дороги Свердловск — Тюмень, Сухой Лог — Богданович, станция Самоцвет — курорт «Озеро Молтаево».

Поскольку на дорогах Урала в скором времени будут курсировать мощные автопоезда и грузовые автомобили большой грузоподъемности (40 т), дорожники уделяют много внимания повышению качества и прочности дорожных одежд.

Юбилейный год — год высокого качества.

МОСТОСТРОИТЕЛИ — РАЦИОНАЛИЗАТОРЫ

Коллектив мостостроительного района управления Специальных дорог Гвмшосдора Министерства автомобильного транспорта и шоссейных дорог РСФСР более десяти лет строит мосты в Московской, Рязанской, Ярославской и Тамбовской областях. За эти годы приобретен большой практический опыт и, казалось, уже освоены все «тонкости» мостостроительного дела. Но в работе все же еще встречаются трудности, требующие тех или иных усовершенствований технологии производства.

В таких случаях на выручку приходят люди с особой инициативой — рационализаторы.

Однажды строители были вынуждены перекрывать реку мостовыми пролетами, состоящими из железобетонных блоков длиной более 30 м и весом почти 60 т каждый.

Блоки находились на станции в 110 км от места строительства. Встал вопрос: как доставить их на объекты работ? Перевезти на обычных автомобильных прицепах было невозможно.

За дело взялись новаторы-мостовики. М. Юсупов, И. Десятков и Ю. Дороднов предложили оригинальную конструкцию прицепа-тяжеловоза. Его основная рама состояла из мощных двутавровых балок и покоилась на четырех осях с колесами, имеющими усиленные шины. Поворотная платформа прицепа опирается на подшипник грузоподъемностью более 50 т. Прицеп управляется с помощью автоматически действующих накрест лежащих тросов. Общая длина всего сцепа от переднего буфера до конца прицепа около 40 м.

Надо сказать, что некоторые инженеры не очень верили в эту новинку. Но рационализаторы упорно продолжали свое дело.

Прицеп изготовили своими силами при активном участии авторов и доверили его лучшему в хозяйстве шоферу коммунисту Ивану Курушаку. Задание было успешно выполнено. Мосты построены и введены в эксплуатацию.

Рационализаторы-мостостроители помогли решить трудную техническую задачу, выпустить время и сэкономить тысячи рублей.

Не менее интересное предложение внес инж. Р. Степанян, который удачно решил одну из сложных проблем по улучшению технологических возможностей пропарочных камер на заводе железобетонных конструкций. Обычные пропарочные камеры, по его предложению, заменили безнатопными, оснащенными специальным оборудованием для регулировки подачи пара в камеры.

Эффект от внедрения этого предложения: уменьшение в 2—3 раза расхода пара, увеличение вдвое производительности пропарочных камер и снижение



Главный механик
МСР
Ю. М. Дороднов



Механик - рационализатор
И. Е. Десятков

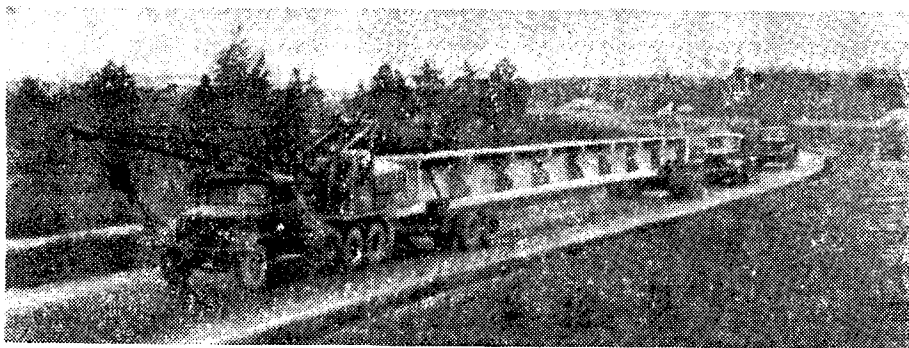
□ Славному юбилею посвящают свой труд строители дороги Абаза—Ак-Довурак. Строительные подразделения идут через Саяны с двух сторон. Коллективы строителей, идя навстречу друг другу, по обоюдному согласию решили ко дню 50-летия Советской власти произвести соединение дороги. Уже осталось несколько километров, но... очень трудных. Весь лезый берег реки Большой. Он, по которому должна пройти дорога, зароможден огромными черными камнями, называемыми здесь курумами. Дорожники-строители Главдорстроя упорно продвигаются вперед.

□ Так же настойчиво продвигаются навстречу друг другу строители автомо-

бильной дороги Ибresi — Канаш в Чувашской АССР. Новая дорога будет подарком дорожников к славному юбилею.

□ Юбилейной стройкой называли в Карагандинской области сооружение автомобильной дороги Актогай — Жарык. С окончанием ее строительства районные центры Актогай и Аксу-Аюлы будут иметь круглогодичную связь со станцией Жарык и Карагандой.

В юбилейном году дорожники Караганды обязались расширить дорожную сеть местного значения на 180 км. На дорогах республиканского и областного значения каждый коллектив ДЭУ построит по пять автопавильонов для пассажиров.



Перевозка 33-метровых мостовых балок весом 60 т на прицепе конструкции рационализаторов М. Юсупова, И. Десятова, Ю. Дороднова

трудовых затрат на 807 чел.-дней. Экономия составила в прошлом году 8734 руб. Кроме того, наряду с повышением качества выпускаемой продукции и культуры производства, значительно увеличилась производительность всего завода.

Сейчас на заводе железобетонных изделий вступает в строй новый цех по изготовлению струнотонных пролетных строений. В этом цехе можно часто видеть новаторов производства тт. Архипова, Колпакова, Дородного, Десятова, Юсупова, Степаняна. Они участвуют в наладке, доводке нового оборудования, устраняют недостатки, вносят поправки, дают полезные советы.

Так уж повелось в МСР, если возникает какое-либо затруднение или предстоит решить сложную техническую задачу, внедрить новое — обращаются обязательно к новаторам.

В коллективе Мостостроительного района ширится рационализаторское движение. В настоящее время здесь 34 новатора. Экономический эффект от их нововведений исчисляется только за прошлый год в размере 85,4 тыс. руб.; это почти в 2 раза больше, чем предполагалось по плану.

Если говорить о работе всех рационализаторов дорожно-мостовых хозяйств Управления специальных дорог, то достаточно привести такие цифры: экономия от реализации их предложений в 1965 г. составила около 100 тыс. руб., а в прошлом году — более 120 тыс. руб. Значит потрудились неплохо.

Много по-настоящему талантливых людей в дорожных и мостовых организациях. Так, механик Н. Кудрявцев, кузнец Б. Агеев, токарь С. Буренин, машинист экскаватора С. Козлов, слесарь Н. Баженов, токарь И. Краснов, электрик В. Иванов, инженер М. Юсупов за последний год внесли от четырех до семи рационализаторских предложений каждый.

Борясь за претворение в жизнь исторических решений XXIII съезда КПСС, рационализаторы дорожно-мостовых хозяйств Управления специальных дорог приняли обязательство — в честь 50-летия Советской власти увеличить свой вклад в государственную копилку.

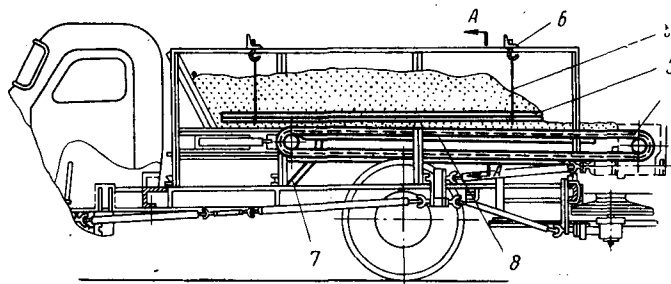
И. Гаврилов

РАЦИОНАЛИЗАТОРЫ ПРЕДЛАГАЮТ

УДК 625.08.004.68

УЛУЧШЕНИЕ РАБОТЫ ПЕСКОРАЗБРАСЫВАТЕЛЯ КДМ-1

При использовании пескоразбрасывателя, смонтированного на комбинированной дорожной машине КДМ-1, наблюдаются случаи, когда у разгрузочного отверстия песок сбивается в комок, отверстие закупоривается, транспортер пробуксовывает и подача песка прекращается. Это происходит тогда, когда в пескоразбрасыватель подается влажный песок, который при отрицательной температуре смерзается и перегружает транспортер.



Для устранения этого рационализаторами Гушосдора БССР шофером ДЭУ-861 В. Федончуком и шофером ДЭУ-735 А. Акуличем усовершенствован пескоразбрасыватель (см. рисунок).

Для облегчения условий работы транспортера 1 в бункере 2 пескоразбрасывателя устанавливается деревянный брус 3 сечением 10×40 см, воспринимающий основной вес песка 4, а также дозирующий подачу его на транспортер. Брус подвешивается на четырех тросах 5 диаметром 9—11 мм, которые крепятся к двум перекладинам 6 из стальных уголков 50×50 мм, приваренным к верхним краям бортов бункера. Брус в верхней части имеет откосы под углом 30° к горизонту. По скосам он обит жестью. Между стенками бункера и брусом образуются щели, которыми и дозируется подача песка на транспортер.

Для предотвращения смерзания песка в бункере к днищу приварен кожух 8, в который поступают выхлопные газы двигателя 7. Газы обогревают днище бункера и транспортер и выходят наружу через открытую часть кожуха. Благодаря прогреву песок в нижней части бункера просушивается, транспортер не забивается, и пескоразбрасыватель работает без перебоев.

Описанные усовершенствования дали возможность эффективно применять комбинированную дорожную машину в зимнее время, увеличили производительность и облегчили эксплуатацию машины.

Ю. Г. Ковалев, Н. П. Надточаев

Не забудьте
своевременно
оформить
подписку
на наш журнал
на 4-й квартал
1967 г.

В интересах технического прогресса

За сорок лет своего существования автомобильно-дорожные институты и факультеты дали стране тысячи высококвалифицированных специалистов дорожников, плодотворно работающих во всех уголках нашей Родины. Помимо этого преподаватели вузов, оказывая помощь производству, ведут большую научную работу, к которой привлекают и студентов старших курсов. Этой научной работе способствует общая направленность учебного процесса на подготовку инженеров-исследователей, способных к творческому разрешению проблем, непрерывно возникающих в условиях бурно развивающейся техники.

Особое значение для повышения технического уровня дорожного строительства имеет обобщение производственного опыта и научных достижений в учебниках и учебных пособиях для вузов. Вышедшие из печати несколькими изданиями учебники профессоров А. К. Бируля, Н. Н. Иванова, М. И. Волкова, В. Ф. Бабкова, Е. Е. Гибшмана, Н. Н. Маслова и др., являются настольными книгами не только студентов, но и работников производства.

Созываемые в вузах научные совещания и конференции стали в последние годы основной формой обмена опытом и научными дискуссиями. В рамках журнальной статьи можно перечислить лишь некоторые из проведенных в вузах работ, относящихся преимущественно к последнему десятилетию.

Расчеты толщин и конструирование жестких дорожных одежд. В Московском и Харьковском автомобильно-дорожных институтах проф. Н. Н. Ивановым и проф. А. К. Бируля разработаны методы расчета дорожных одежд по предельному упругому прогибу. Эти методы, развивая проверенный практикой метод расчета жестких дорожных одежд Союздорнии, дополняют схему Ленфильна Союздорнии, обеспечивающую устойчивость несвязных конструктивных слоев одежды из условия сдвига. Метод проф. А. К. Бируля, исходящий из разработанной Б. И. Коганом теории распределения напряжений в системе с плавно-изменяющимся модулем упругости, позволяет научно обоснованно назначать размеры конструктивных слоев дорожных одежд.

Предложенные МАДИ совместно с ЦНИЛ методы оценки прочности одежд по величине прогиба под колесом тяжелого автомобиля и ударной нагрузкой получили широкое распространение. Используя эти методы с 1960 г. обследовано около 5 тыс. км дорог, что позволило обоснованно проектировать усиление дорожных одежд и ограничивать движение в период пучинообразования. Аналогичные работы с измерением прогиба точным нивелированием проводятся ХАДИ.

В ХАДИ под руководством проф. А. К. Бируля созданы научные основы эксплуатации автомобильных дорог, изучена в полевых и лабораторных условиях работоспособность дорожных одежд и предложены методы оценки их эксплуатационных качеств и срока службы при разных интенсивностях движения.

Во многих вузах ведется разработка конструкций сборных бетонных дорожных покрытий. ХАДИ издана обобщающая монография проф. А. К. Бируля, В. М. Могилевича, О. Т. Батракова. Работа канд. техн. наук С. В. Коновалова (МАДИ) по конструкциям сборных и колеиных покрытий из цементобетона была отмечена в 1966 г. серебряной медалью ВДНХ. Сконструированные в КАДИ сборные бетонные и железобетонные плиты для дорожных и тротуарных покрытий широко применяются во многих городах Украины.

Теоретические методы расчета дорожных бетонных и железобетонных покрытий были развиты проф. И. А. Медниковым, который предложил строгие, но вполне доступные для инженеров, методы расчета жестких дорожных одежд.

Большие исследования были проведены в области создания устойчивого земляного полотна. Еще в 1928 г. проф. Н. В. Орнатский опубликовал первую теорию работы грейдеров при профилировании.

В 1932 г. были начаты исследования водно-теплого режима земляного полотна грунтовых дорог и оснований бетонных покрытий на станции ЛАДИ под руководством проф. Г. Д. Дубелира Н. А. Пузаковым и С. Я. Бельковским.

Эти исследования еще в довоенный период были продолжены на опытных станциях Союздорнии. Изучение работы земляного полотна проводили также и в характерных природных районах. Проф. А. К. Бируля и его сотрудники провели большие исследования по изучению устойчивости грунтов и водного режима земляного полотна дорог в степных районах УССР, проф. М. Н. Кудрявцев (СибАДИ) — в условиях Западной Сибири.

Теоретические положения о водном режиме земляного полотна и дорожных оснований изложены в трудах докторов техн. наук И. М. Золотарева (ВАТТ), В. М. Сиденко (ХАДИ) и А. Я. Тулаева (МАДИ).

Основы теории уплотнения грунтов, разработанные в Союздорнии Н. Н. Ивановым и М. Я. Телегиным, были развиты в ХАДИ Я. А. Калужским, В. И. Бируля и А. М. Холодовым. В вузах большое внимание уделено процессу качения пневматических колес по грунтам как научной базы повышения проходимости колесных машин — автомобилей, дорожных машин и самолетов (В. Ф. Бабков, А. К. Бируля, Н. А. Ульянов). Результаты этих исследований позволили создать научную основу проектирования машин, предназначенных для движения по грунтовым поверхностям.

Обоснования требований к элементам плана и профиля автомобильных дорог были начаты в вузах еще в начале 30-х годов. Вопросы видности исследованы Ю. Н. Даденковым (ХАДИ), А. В. Макаровым (МАДИ), П. Т. Михайловым (ЛПИ), проектирования кривых в плане — Г. Д. Дубелиром и Б. Г. Корнеевым (ЛАДИ), А. В. Макаровым (МАДИ), И. А. Романенко (ХАДИ). Эти работы легли в основу первых в Советском Союзе технических условий на проектирование дорог. (Технические условия Гусосдора 1938 г. и Главдорупра РСФСР 1939 г.). Послевоенные работы Саратовского политехнического института (проф. А. А. Милашечкин, доц. В. А. Гохман и А. Поляков) разработали вопросы проектирования пересечений в одном и разных уровнях.

Наблюдения за закономерностями движения автомобилей в различных дорожных условиях позволили существенно продвинуть исследование теории формирования транспортных потоков в целях разработки методов оценки и повышения пропускной способности дорог (Я. В. Хомяк — КАДИ, В. Ф. Бабков, М. С. Замахеев и др. — МАДИ, Я. А. Калужский и В. В. Филиппов — ХАДИ, Ю. С. Чижевский — ЛИСИ).

Предложения МАДИ по проектированию дорог для совмещенного автомобильно-троллейбусного движения, устройству дополнительных полос на подъемах, рациональным конструкциям переходно-скоростных полос и устройству пересечений в одном уровне канализированного типа приняты к осуществлению на ряде дорог.

В МАДИ, ХАДИ и Рижском политехническом институте ведутся исследования принципов ландшафтного проектирования дорог. Разработанные МАДИ и Гипроавтотрансом «Указания по ландшафтному проектированию дорог» были впервые проверены в производственных условиях на изысканиях дорог Торжок — Осташков и Болотное — Юрга.

Разработке мероприятий по повышению безопасности движения на дорогах уделяется большое внимание в научной работе вузов.

В МАДИ (В. Ф. Бабков) предложена методика выявления опасных мест на дорогах и их оравнительной оценки. Для обследованных институтом 7000 км дорог даны конкретные рекомендации по обеспечению безопасного движения и очередности выполнения соответствующих работ. В 1966 г. разработаны совместно с Гипроавтотрансом «Указания по обеспечению безопасности движения при проектировании дорог». Ведется работа по методике определения потерь народного хозяйства от дорожных происшествий.

Кафедрой мостов МАДИ (проф. Е. Е. Гибшман) изучены вопросы и даны рекомендации по обеспечению безопасности движения по мостам.

Значительное место в научно-исследовательских работах вузов занимает совершенствование методов проектирования дорог. В. И. Федоров (МАДИ) предложил новый метод проектирования трасс автомобильных дорог по материалам аэрофотосъемки с применением электронных вычислительных машин. Совместная работа МАДИ с Союздорпроект в этой области обеспечила внедрение нового метода в производство на многих объектах, что привело к сокращению полевых изысканий и к экономии средств на проектно-изыскательские работы.

В Киевском автомобильно-дорожном институте (доц. К. А. Хавкин) впервые в СССР были начаты исследования автоматизации проектирования дорог с применением электронных вычислительных машин. Разработанные методы и программы для проектирования продольного профиля автомобильных дорог, подсчетов объемов дорожно-строительных работ, гидрологических и гидравлических расчетов малых искусственных сооружений, расчетов скоростей движения автомобилей и др. — используются во многих проектных организациях. Применение новых методов и программ не только в 5—6 раз повышает производительность труда инженеров, но позволяет повысить качество проектных решений благодаря развитию вариантного проектирования.

В Волгоградском институте инженеров коммунального хозяйства (доц. Р. Я. Цыганов) с успехом развивается использование аналоговых электронных машин для решения задач водно-теплого режима земляного полотна и гидравлических расчетов искусственных сооружений.

Вопросам рационального начертания дорожной сети были посвящены работы проф. И. А. Романенко (ХАДИ), доц. Я. В. Хомяка (КАДИ), В. Е. Кагановича (СибАДИ), проф. М. С. Замахаева, Г. А. Поляковой и Л. А. Бронштейна (МАДИ).

Кафедра экономики МАДИ (проф. Л. А. Бронштейн, Е. Н. Гарманов) разработала методику определения экономической эффективности капиталовложений в дорожное строительство, которая принята Министерством автомобильного транспорта и шоссейных дорог РСФСР как обязательная при определении экономической эффективности строительства.

О. В. Андреевым и Е. Н. Гармановым разработаны методики обоснования необходимости строительства переходов через водотоки, пересечения дорог в разных уровнях между собой и железными дорогами, сравнения различных вариантов переходов через водотоки. Методики одобрены Технико-экономическим советом Минавтошоссдор РСФСР.

СибАДИ (проф. В. М. Могилевич) работает над укреплением грунтов и местных каменных материалов цементом. Только Омское областное дорожное управление получило от использования рекомендаций института экономию в 277 тыс. руб.

Проф. А. К. Бируля, В. К. Бируля, А. И. Леушин (ХАДИ) разработали методы проектирования и расчета составов грунтов, укрепленных органическими и минеральными вяжущими материалами. Для IV климатической зоны даны типовые конструкции одежд с использованием грунтов. Рекомендации ХАДИ (проф. М. И. Волков) по использованию металлургических шлаков позволяют получить при устройстве шлаковых оснований экономию 6,5 тыс. руб. на 1 км дороги, а при устройстве покрытий из асфальтобетона на шлаковых материалах около 9 тыс. руб.

Большие и разносторонние исследования проведены по повышению качества асфальтобетонных покрытий.

Начало разработки теории асфальтобетона было заложено в МАДИ проф. П. В. Сахаровым, идеи которого развивались в работах проф. И. А. Рыбьева (ВЗИСИ) и доц. Ф. Н. Пантелеева (МАДИ). Начало изучения влияния битумов на свойства асфальтобетона было положено работами В. В. Михайлова в МАДИ в 1936—1937 гг. Проф. М. И. Волков (ХАДИ) и его многочисленные ученики внесли существенный вклад в решение ряда вопросов получения прочных и температуроустойчивых асфальтобетонов, и в разработку их специальных типов (кумаронбетон, полимеризатбетон, бензостойкий бетон и др.). Широко известны работы проф. Н. Н. Иванова (МАДИ) по исследованию пластических и реологических свойств асфальтобетона. Предложения по плитобетонным и цветным асфальтам были даны доц. Г. К. Сюньи (КАДИ).

Для расширения круга материалов, используемых в асфальтобетонах, проф. С. В. Шестоперовым рекомендовано использование дешевых и недефицитных заполнителей из отходов цементной промышленности. Применение вместо минеральных порошков пыли-уноса цементных заводов в 1964 г. в одном из областных дорожных управлений дало снижение стоимости асфальтобетонных работ на 118 тыс. руб.

Проведенные исследования доц. И. М. Руденской (МАДИ) показали, что при соответствующей технологии переработки нефти могут быть получены битумы, имеющие лучшие строительно-технические характеристики, чем товарные битумы марок БН-IIУ и БН-IIIУ. Выпущенные Куйбышевским и Волго-

градским заводами опытные партии битумов (более 1500 т) при испытании дали хорошие результаты.

Исследования работы больших и малых искусственных сооружений в автодорожных вузах были начаты еще в 30-х годах. А. И. Богомоловым предложен метод расчета фильтрующих насыпей и безнапорных труб. Проф. Ю. Н. Даденков дал оригинальный и простой метод учета аккумуляции при расчете отверстий мостов и труб. О. В. Андреев разработал обоснованный метод расчета отверстий больших мостов, основанный на балансе наносов, перемещаемых потоком, а также расчеты подпора и затопляемых подходов к мостам. Эти методы, принятые рядом дорожных проектных институтов, позволяют наиболее точно учесть истинную работу мостового перехода. Предложенные О. В. Андреевым метод расчета и конструкция укрепления русел у малых искусственных сооружений позволяют предотвратить размывы, устранение последствий которых в некоторых случаях было связано с затратами свыше 10 тыс. руб. на одно сооружение.

Перечисленные работы, конечно, не исчерпывают всех исследований, проведенных в вузах. Все же ведущаяся в вузах научная работа не соответствует их потенциальным возможностям. Общенаучные кафедры физики, химии, теоретической механики, высшей математики и др. в вузах могут надлежаше обеспечить глубокой теоретической базой исследования, направленные на коренное принципиальное улучшение методов дорожного строительства.

В высших учебных заведениях сосредоточено значительное количество высококвалифицированных специалистов. Однако производственные организации недостаточно активно привлекают вузы к решению важных для них научных проблем.

Широкому развитию и углублению вузовских научных исследований часто мешает отсутствие координации планов научных работ и недостаточный контакт в работе с научно-исследовательскими организациями.

Объединение всех научных сил автодорожного хозяйства в решении задач повышения качества и снижения стоимости дорожного строительства должно явиться достойным вкладом ученых-дорожников в юбилейном году 50-летия Великой Октябрьской революции.

В. Б.

Вопросы прочности дорожных одежд на межвузовской конференции в ХАДИ

А. К. БИРУЛЯ

Конференция в ХАДИ, состоявшаяся в апреле 1967 г., проведена по весьма важному и острому вопросу дорожной техники, а именно — по вопросу методов проектирования, строительства и эксплуатации дорожных одежд. Все эти методы можно объединить принципиально в понятие «прочность дорожных одежд».

В последний период увеличение интенсивности автомобильного движения на дорогах, разнообразия типов автомобилей, их веса, давления от колес на дорогу и скорости движения вызвали новые высокие требования к прочности дорожных одежд, причем не только магистральных дорог (I категории), но и всех остальных (II и III категории, а также местных). Создался разрыв между техническим прогрессом в развитии конструкций автомобилей и интенсивностью их движения на дорогах и конструкциями дорожных одежд.

Целью конференции было обсуждение имеющихся и проектирование новых направлений в деле разработки методов расчета прочности дорожных одежд и конструирования одежд новых типов. Основной задачей было усовершенствование методов расчета и конструирования дорожных одежд.

Конференция отметила совершенно недостаточную связь между дорожниками и автомобилистами в отношении главной части дороги — проезжей части и ее одежды.

Конструкторы автомобилей, как правило, не принимают во внимание механических свойств и характера работы дорож-

ных одежд под автомобильными нагрузками, вследствие чего такие важные показатели, как надежность, долговечность дорожных одежд резко падает. Одновременно резко падают такие же показатели и автомобиля. В то же время и дорожники, проектирующие, строящие и эксплуатирующие дороги, встречаясь с новыми типами автомобилей, с чрезвычайным увеличением интенсивности движения, не умеют и не могут предложить новые мероприятия по предотвращению разрушения и сокращения срока службы дорожных одежд ранее построенных конструкций.

Такое положение в значительной степени объясняется тем, что недостаточно исследуется, а в некоторых случаях совсем не исследуется взаимодействие дороги и автомобиля, в частности пневматических колес и дорожной одежды. Мы не всегда и не полно знаем действительную картину такого взаимодействия из-за слабого и недостаточного развития научных исследований в этой области, вследствие чего возникают чрезвычайные убытки как для дорог, так и для автотранспорта.

Конференция отметила несоответствие существующих теорий дорожных одежд, как инженерного сооружения и экспериментальных исследований по взаимодействию дороги и автомобиля. Большинство научных учреждений, которые занимаются этими исследованиями, имеют недостаточную материальную базу, которая не соответствует целям и задачам сегодняшнего дня быстро развивающегося автомобильного транспорта.

Конференция привлекла большое количество участников, хотя она была посвящена, главным образом, исследованиям научных работников вузов, но в ней приняли активное участие работники научно-исследовательских и проектных организаций и других учреждений и большое количество производителей.

Конференция не смогла дать и окончательно сформулировать надежных положений для разрешения проблемы прочности дорожных одежд, однако принесла громадную пользу в деле выяснения принципов общей постановки проблемы, методологии и методов исследований и планового распределения работы между научными организациями.

Выяснилось, что лаборатории по исследованию дорожных одежд в натуральную величину (натуральную толщину) имеют лишь некоторые научно-исследовательские организации, в том числе ХАДИ, МАДИ, КАДИ.

Конференция высказала рекомендацию, чтобы эти лаборатории, как база экспериментальных научных исследований, была значительно расширена как в отношении устройства таких лабораторий в других вузах и исследовательских организациях, так и значительного расширения тех, которые уже созданы. В особенности оказалось необходимым создание новых приборов и приспособлений для измерения напряжений, деформаций и механических параметров дорожных одежд.

Отметим, что дорожные одежды отличаются значительным разнообразием в отношении конструкций и применения различных материалов в слоях. Поэтому стандартизировать их не удастся. В лучшем случае возможно ограничиться классификацией типов дорожных одежд по природным и хозяйственным районам, в зависимости от климатических условий, и в особенности наличия местных материалов.

Безусловно необходима организация крупного опытного предприятия, а именно опытной дороги с участками из дорожных одежд различной конструкции, дороги типа общества американских дорожников (AASHO). Вспомним, что такая дорога в США, построенная значительное время тому назад, непрерывно исследуется, на ней производятся эксперименты. Итоги этих исследований принесли большую пользу как для решения вопросов проектирования, так и эксплуатации и методов строительства.

Полагаем, что такая дорога должна быть построена силами и средствами Главдорстроя где-нибудь в районе г. Москвы для возможности лучшего обслуживания научными и техническими силами. Она будет стоить немалых денег, но нам представляется, что дальнейший прогресс техники автомо-

бильных дорог требует решительных мероприятий во избежание громадных убытков, которые происходят от сокращения срока службы как дорог, так и автомобилей.

Конференция обратила внимание на то, что до сих пор применяются одни и те же дорожно-строительные материалы. В последнее время дорожные одежды строятся в основном из грунтов и местных материалов, обработанных битумом и цементом.

Нам представляется, что наступил момент пересмотреть конструкции дорожных одежд в более решительном направлении в деле создания совершенно новых материалов, которые допускают простейшие методы их укладки в дорожную одежду. Сейчас такие процессы, как перемешивание и уплотнение на дороге возможны лишь в течение коротких периодов года вследствие соответствующих климатических условий. Требуются материалы и методы их укладки, которые могут быть употребляемы в дело круглый год.

Следует также обратить внимание и на теоретическое решение вопросов, связанных с дорожной одеждой, как инженерной конструкцией. В последнее время разработаны и предложены новые теоретические решения в этом направлении. Эти теории докладывались и обсуждались на конференции. Однако вопрос о том, в какой степени они соответствуют или приближаются к действительным конструкциям, применяемым в дороге, может разрешить только широкий эксперимент.

В настоящее время дорожники пользуются инструкцией ВСН 46—60 по расчету нежестких дорожных одежд. Эта инструкция уже устарела и подверглась критике со стороны всех участников конференции, в том числе и авторов самой инструкции. В настоящее время профессор Н. Н. Иванов со своей группой предложил новый вариант инструкции по расчету и конструированию дорожных одежд в городских условиях, которая учитывает и научно-исследовательские работы, выполненные в последние годы, и которую он предлагает для замены вышеуказанной инструкции в качестве временной меры. Мы считаем такое предложение совершенно правильным, хотя всякие кратковременные инструкции в таком деле, как автомобильные дороги, нежелательны, поскольку дороги и в особенности дорожные одежды должны иметь достаточно большой срок службы.

В последнее время резко выдвинулся вопрос об исследовании воздействия автомобилей и автомобильного движения с дорожной одеждой и проезжей частью. По этому вопросу выполнен ряд исследований, главным образом на уровне кандидатских диссертаций. Исследования режимов движения в плотную подводят нас к решению вопросов о долговечности, надежности и прочности дорожных одежд.

Возникает вопрос о том, что такое жесткие и нежесткие покрытия и какая принципиальная и экономическая разница между ними. Исследования режимов движения и воздействия автомобильных потоков на дорожную одежду приводят нас к мысли о том, что обязательное и единственное требование к проектировщикам и строителям — снижение стоимости дорожной одежды — не может относиться во всех случаях к дорогам магистрального типа. На этих дорогах дорожные одежды подвергаются чрезвычайно сильному механическому воздействию колес автомобилей.

Следует организовать разработку проблемы взаимодействия в комплексном виде с участием как дорожников, так и автомобилистов. Не только дорожники должны приспособлять дорожную одежду к автомобильным колесам и автомобилю, но и автомобилисты должны при конструировании новых автомобилей приспособляться к дорогам (дорожным одеждам).

Особенное внимание участников конференции было обращено на необходимость целеустремленно объединять исполнителей отдельных вопросов и тем на систематически проводимых в ведущих вузах семинарах и совещаниях по данной проблеме и своевременное опубликование не только окончательных, но и промежуточных результатов исследований.

Не допускайте перерыва в подписке на журнал
«Автомобильные дороги»

Еще о неразрезных и рамно-неразрезных пролетных строениях из сборного железобетона

И. А. ХАЗАН

Уже более 10 лет на страницах журнала «Автомобильные дороги» пропагандируются идеи применения неразрезных систем в сборных железобетонных автодорожных мостах не только при больших, но при средних и малых пролетах. И вот с удовлетворением можно отметить, что в этом вопросе наметился благоприятный поворот. Решающее значение сыграли заседания двух коллегий Минтрансстроя СССР 14 апреля 1966 г. и 25 марта 1967 г., на которых были намечены новые направления в мостостроении и разработаны требования к экономике, качеству и архитектуре мостовых сооружений.

Говоря об эксплуатационных и архитектурных преимуществах неразрезных мостов, нужно в первую очередь иметь в виду новые повышенные требования к современным автомобильным дорогам, по которым движение транспорта происходит с большими скоростями и в разных уровнях с пересекающимися их дорогами.

С эксплуатационной точки зрения неразрезность мостов малых пролетов имеет большое значение, поскольку наличие большого числа поперечных швов отрицательно сказывается не только на долговечности сооружения, но в первую очередь на режиме движения транспорта. Это обстоятельство приобретает особое значение, если учесть, что в городах и на автомобильных дорогах, пересекающих глубокие овраги или болота глубокого залегания, длина мостов и эстакад достигает зачастую большой величины.

Массовый переход на неразрезные системы в железобетонных мостах с малыми и средними пролетами станет реальным лишь тогда, когда конструктивные решения будут основаны на использовании типовой заводской продукции, общающейся в данное время для разрезных мостов, или когда будут созданы специальные заводские конструкции, но с широким диапазоном применения. Однако и те разработки, которые уже выполнены, позволяют их классифицировать и оценивать в них положительные и отрицательные стороны.

По видам заводской продукции. Неразрезные пролетные строения образуются путем объединения типовых главных балок с каркасной сварной арматурой по выпуску 56 типовых предварительно напряженных балок с пучковой арматурой и пустотелых струно-бетонных плит. Мосты таких конструкций построены. Во всех случаях строители отнеслись к новым решениям весьма одобрительно.

Неразрезные и рамно-неразрезные мосты на основе применения индивидуальной заводской продукции разработаны Союздорпроект для пролетов до 40 м в свету с объединением непрерывной напрягаемой арматурой (по предложению автора статьи), пучковой арматурой для мостов и путепроводов на участке автомобильной дороги Москва — Серпухов (главный инженер проекта М. Г. Ивнянский) и в сборно-мономолитном варианте на основе применения балок, армированных ненапрягаемой арматурой, для криволинейного в плане путепровода на Ленинградском шоссе под Москвой (главный инженер проекта А. Я. Журавлев, строители — мосторайон Центродорстроя). Последний проект, получивший общее одобрение, послужил основой для дальнейшего усовершенствования конструкции, и в новом варианте решен автором другого объекта.

По степени сборности. Образование неразрезных пролетных строений возможно как в полносборном варианте, что больше отвечает требованиям индустриализации

строительства, так и за счет комбинации сборного и монолитного железобетона, что вполне себя оправдывает в условиях сложного конструирования, например при большой кривизне, криволинейном расположении моста в плане и т. д.

По роду армирования. Исходные предварительно напряженные элементы объединяют между собой также средствами предварительного напряжения; арматура исходных элементов и в местах объединения ненапрягаемая; исходные элементы предварительно напряженные, а для их объединения используется обычная арматура.

По месту и способу объединения исходных элементов в неразрезную систему. 1) Объединение главных балок над постоянными промежуточными опорами. По этому принципу спроектирован и построен мост через р. Кубань в Черкесске и выполнен целый ряд проектных разработок. Такой способ объединения балок в технологическом отношении наиболее простой. Однако эффект от неразрезности используется неполностью и тем меньше, чем больше величина пролета, поскольку большая часть постоянной нагрузки воздействует в разрезной схеме. Для повышения в этих случаях коэффициента полезного действия объединенной системы прибегают обычно к искусственному регулированию усилий, как это было выполнено на мосту в Черкесске, или другими способами.

К сожалению, выполнение способа искусственного регулирования усилий сопряжено с целым рядом технологических осложнений и ломки производственного потока. Кроме того, ввиду продолжающегося длительное время процесса ползучести бетона создается целый ряд неопределенностей, и эффекта от регулирования усилий можно не достичь.

2) Объединение исходных элементов в пролете, в зоне минимальных изгибающих моментов. Этот способ сложнее, но в большей степени способствует использованию эффекта неразрезности.

В одном из проектов Союздорпроекта, по которому построен мост в Латвийской ССР, струнобетонные пустотелые плиты объединены в пролете путем сварки арматурных выпусков и замоноличивания шва бетоном. Это оказалось наиболее простым, но сохранились неодинаковые условия прочности и трещиностойкости для основных сечений и сечений в швах объединения, которые остались не обжатыми. Нам кажется, что такой недостаток не столь существен, чтобы не продолжать дальнейшего развития конструктивного направления.

В других проектных работах отдается предпочтение сквозному обжатию неразрезного пролетного строения, что, однако, имеет свои недостатки, поскольку сквозные усилия обжатия действуют в некоторых зонах двухзначной неразрезной системы отрицательно. По этому принципу выполнены проектные решения по мостам на дороге Москва — Серпухов.

3) Объединение между собой отдельных, сравнительно коротких блоков целиком на всю длину неразрезного пролетного строения или постепенно короткими участками. Такие конструкции, наиболее близко отвечающие требованиям индустриальных и состоящие из блоков с постоянными внешними размерами, собирают, как правило, на одном из подходов к мосту и надвигают в пролеты либо всю плеть, либо конвейерно тыловым способом отдельные его отрезки. По этому способу строится в настоящее время крупный мост в Латвии.

По способу соединения пролетного строения с опорами. Все задачи, о которых говорилось выше, решаются во взаимосвязи со способами опирания пролетного строения. В отечественной практике преобладают конструкции надфундаментной части опор в виде стоек или столбов, объединяемых наверху поперечным ригелем, ширина которого обуславливается поперечным сечением пролетного строения и порядком расположения подвижных и неподвижных опорных частей. В рамно-консольных мостах ширина опоры обычно не превышает ширины пролетного строения между внешними гранями крайних главных балок.

Что касается неразрезных систем, то в них возможно исключение верхнего опорного ригеля и устройство вместо широких узких опор со свешивающимися по обе стороны консолями проезжей части. Функцию ригелей в этих случаях выполняют надопорные поперечные балки, располагающиеся в пределах высоты главных балок. Такая конструкция надфундаментной части опор не только экономична, но и имеет архитектурные достоинства, основанные на рациональном использовании несущей способности и свойств материалов.

В опорах-стенках или столбчатых опорах большого сечения расположение опорных частей без венчающего ригеля не

составляет трудности. Что касается опор из большого числа сравнительно тонких стоек, то поперечный ригель можно заменить заделкой голов стоек в надпорные поперечные балки пролетного строения, которые при этом из балочно-неразрезного превращаются в рамно-неразрезное.

С применением неразрезных систем открываются возможности для применения экономичных и простейших подвижных опорных частей из неопрена с прокладками из фторопласта-4, обладающего малым коэффициентом трения скольжения. Значительно расширяется диапазон монтажных возможностей, поскольку неразрезное пролетное строение с главными балками постоянной высоты возможно монтировать не только навесным способом, но и способом продольной надвигки, который в ряде случаев окажется менее трудоемким, чем освоенные до этого способы монтажа.

УДК 625.745.2.001.24

Расчет оснований фундаментов труб по предельному состоянию

М. А. МАЛЫШЕВ

В технических условиях проектирования железных, автомобильных и городских дорог и труб (СН-200-62) нет четких указаний о расчете оснований фундаментов труб по предельному состоянию. В них сохранены эмпирические допускаемые давления (расчетные сопротивления), которые не учитывают влияния нагрузки от насыпи на основание фундаментов труб и напряженное состояние основания по отношению к предельному.

Расчет оснований фундаментов труб с замкнутым контуром по предельному состоянию должен производиться по устойчивости и деформациям; при этом следует принимать расчетное давление от грунта засыпки без коэффициента C , т. е. равным давлению от веса грунта засыпки над трубой $P = n \gamma_n \cdot H$.

Определение расчетного сопротивления грунтов по СН-200-62 (§ 682) позволяет лишь косвенно судить о напряженном состоянии однородного основания в отношении к предельному для одиночных жестких фундаментов мелкого заложения опор мостов. Входящими в формулу коэффициентами, значением ширины и глубины заложения фундамента учитывается влияние характеристик грунта и габаритов фундамента на устойчивость основания. Расчет оснований труб с замкнутым контуром со сплошным фундаментом по этой формуле неверен, так как потеря устойчивости поперек трубы (вдоль насыпи) произойти не сможет при практически одинаковых нагрузках на грунт под подошвой трубы и насыпи, и, кроме того, он приводит к неэкономично запроектированным фундаментам. Поэтому расчет фундаментов труб по СН-200-62 нуждается в уточнении.

При расчете оснований труб необходимо учитывать одновременно напряженное состояние основания трубы и прилегающей насыпи, влияние которой на фундамент труб зависит от распределения напряжения в основании от нагрузки насыпи и физико-механических характеристик грунтов. Распределение напряжения в основании образует зону деформации на глубину, равную двум-трем высотам насыпи, при отсечении нижней границы сжатия на глубине с напряжением, равным 0,2 бытового. При этом фундамент трубы с обычной глубиной заложения 1—2 м находится под непосредственным влиянием деформации основания насыпи. Поэтому необходимо учитывать, чтобы в основании трубы и прилегающей к ней насыпи не было зон с напряжениями, вызывающими развитие пластических деформаций.

Такое предельно устойчивое напряженное состояние основания трубы и насыпи может быть определено по формуле предельного напряженного состояния (на границе потери устойчивости) в каждой из рассматриваемых точек плоского сечения основания:

$$\sin \theta = \frac{P_1 - P_2}{P_1 + P_2 + 2\gamma(z + h_c)} \leq \sin \psi,$$

где θ — угол наибольшего отклонения;

P_1 и P_2 — большее и меньшее главные напряжения в основании от постоянной и временной нагрузки;

Наименование грунтов и их консистенция	Угол внутреннего трения ψ	Сцепление, C , кГ/см ²	Высота насыпи, м	Глубина развития зоны пластических деформаций грунта, в основании насыпи в сечении x/θ :			
				0	0,5	1,0	1,2
Глина	Текучая	6° 0,05	2 4 6 8 10 12	5 7 12 16 19 25	4 6 10 14 17 20	— 4 6 7 10 14	— — — 2 3 3
			4 6 8 10 12	4 8 11 13 19	— 6 9 11 16	— — 7 8 10	— — — — —
	Мягкопластичная	14° 0,20	2—12	—	—	—	—
Суглинок	Текучая	10° 0,05	2 4 6 8 10 12	3 5 7 9 11 15	— 5 6 8 9 12	— — — 3 4 5	— — — — — —
	Текуче-пластичная	13° 0,10	2—12	—	—	—	—
Супесь	Текучая	14° 0	2 4 6 8 10 12	2 3 4 5 6 8	— — 2 3 3 5	— — — — — —	— — — — — —
	Текуче-пластичная	18° 0,02	2—12	—	—	—	—

Примечание. Значения ψ и C взяты из книги Н. Н. Маслова «Прикладная механика грунтов» М., Машстройиздат, 1959.

z — глубина рассматриваемой точки относительно подошвы насыпи или лотка трубы;

γ — объемный вес грунта основания выше рассматри-

ваемого сечения; $h_c = \frac{C}{\gamma \operatorname{tg} \psi}$;

ψ — угол внутреннего трения;

C — сцепление в рассматриваемой точке грунта основания.

Значения показателей сопротивления сдвигу ψ и C следует принимать с учетом характера воздействия нагрузки, изменения плотности и влажности грунта. При наличии мерзлых грунтов должны учитываться их реологические свойства, влияние времени воздействия нагрузки на расчетный период, температура грунта. При учете факторов, влияющих на ψ и C , последние могут приниматься за расчетные.

Для ускорения расчетов устойчивости грунтов основания по приведенной формуле могут быть составлены вспомогательные таблицы для типовых очертаний эпюр нагрузки. В качестве примера приведены подсчитанные по приведенной формуле границы развития пластических деформаций в глинистых грунтах основания типового поперечника насыпи шириной 5,8 м, откосами 1:1,5 до высоты 6 м и откосами 1:1,75 при высоте от 6 до 12 м.

Из данных таблицы видно, что насыпи высотой до 12 м при грунтах основания с характеристиками: $\psi \geq 13^\circ$ и $C \geq 0,1$ кГ/см², или $\psi \geq 18^\circ$ и $C \geq 0,02$ кГ/см², устойчивы, т. е. не имеют зон с предельным напряженным состоянием. В этом случае фундаменты труб с замкнутым контуром могут иметь конструктивные размеры по условию устойчивости основания. В случае, если по расчету состояние устойчивости основания не обеспечено, то необходимо пересмотреть принятое решение. Возможны, например, уложение откосов насыпи, устройство берм, замена грунта и другие способы, применимые в каждом конкретном случае. Создание устойчивого основания только

под фундаментом трубы было бы недостаточным, так как сказалось бы влияние неустойчивой по отношению к трубе насыпи.

При расчете основания фундаментов труб по деформациям определяют осадки основания насыпи за вычетом осадки поверхностного слоя, замененного фундаментом или подушкой. Близка по значению фактическая осадка трубы к теоретической при определении осадки по упрощенной формуле Н. Н. Маслова, учитывающей обжатие грунта под действием бытовой нагрузки без влияния горизонтальных напряжений.

В СН-200-62 нет расчетных значений деформации основания фундаментов труб, что затрудняет их определение по предельному состоянию.

Предлагается за допускаемые (расчетные) деформации основания труб принимать также величины осадок, при которых удовлетворяется требование их эксплуатации, а именно: лоток трубы не должен иметь обратного уклона и образовывать застой воды в трубе; перепады стыков секций не должны превышать $\frac{2}{3}$ толщины смежных звеньев; относительное смещение смежных секций не должно превышать более 3 см по условию сохранности изоляции стыков.

При деформации основания больше предельной ее нужно уменьшить применением свайного основания, увеличения глубины заложения фундаментов, замены грунта и других способов в зависимости от местных условий.

Расчет оснований фундаментов труб по предельному состоянию позволяет уточнить их связь с земляным полотном и дает экономию материалов. Например, при использовании свайного фундамента часты случаи, когда при забивке между сваями создается уплотненное грунтовое ядро, позволяющее принять сваи и грунт между ними за условный сплошной фундамент. В этом случае глубина забивки свай может быть определена по условию допустимой осадки отдельных секций трубы.

ЛИТЕРАТУРА

Малышев М. А. Осадки водопропускных труб, связанные с деформацией основания насыпей. Труды НИИЖТа выпуск XXII, 1961.

УДК 625.745.12.001.2:621.38

Применение ЭВМ при проектировании мостов

Инж. А. Л. ЦЕЙТЛИН

Для оценки влияния усадки, ползучести и температуры на напряженно-деформированное состояние железобетонных пролетных строений мостов автором были разработаны численные методы расчета¹ и составлены программы расчета на ЭЦВМ БЭСМ-2М, которые дают возможность решать следующие задачи.

Программа ПУПС-1 (ползучесть, усадка пролетных строений) позволяет рассчитывать сечения сталежелезобетонных и железобетонных конструкций мостов с напряженной и предварительно напряженной арматурой. Программой учитывается, что сечение в процессе строительства и эксплуатации может изменять стадии работы (геометрическую форму, состав); количество стадий программой не ограничивается. Принято также, что законы изменения внешних усилий, характеристики ползучести и относительные деформации усадки бетонов могут быть произвольными кусочно-гладкими функциями.

Программа Темп-3 (термоупругие расчеты) предназначена для расчета балок коробчатого, двутаврового и таврового сечений, находящихся в нестационарном (переменном во времени) или стационарном (постоянном во времени) внешнем температурном поле.

Расчетами определяли температуру внутренних точек элементов конструкций, а также напряжения и деформации, вызванные неравномерным распределением температуры по поперечному сечению.

Исследовалось также влияние усадки, ползучести и температуры на напряженно-деформированное состояние пролетных строений мостов. Кроме того, эти программы использовались при проектировании: типового проекта рамно-подвесных пролетных строений мостов (ГПИ «Союздорпроект»);

пролетных строений мостов, пролетом 20 и 30 м (Мостострой № 1);

¹ Работа выполнялась в лаборатории «Теории и методов расчета мостов» ЦИИИСа

конструкций пролетных строений моста-метро в Ногатине (ГПИ «Гипротрансмост»);

конструкций пролетных строений моста через Волгу у Костромы (ГПИ «Гипротрансмост»).

Проведенные расчеты пролетных строений мостов показали, что напряженно-деформированное состояние в значительной мере зависит от параметров долговременных процессов (величин конечных характеристик ползучести φ_k , относительных деформаций усадки ϵ_k , амплитуд колебания температуры воздуха с учетом воздействия на конструкцию солнечной радиации), а также от конструктивных особенностей и технологии изготовления пролетного строения.

Нормальные напряжения, кг/см^2	Напряжения в балке пролетом 33 м (после проявления всех потерь)			
	конструктивная арматура не учитывалась		конструктивная арматура учитывалась	
	$\varphi_k = 1,5$ $\epsilon_k = 0,0001$	$\varphi_k = 3,0$ $\epsilon_k = 0,0002$	$\varphi_k = 1,5$ $\epsilon_k = 0,0001$	$\varphi_k = 3,0$ $\epsilon_k = 0,0002$
В нижней фибре балки	128	90	121	81
В конструктивной продольной арматуре нижнего пояса	—	—	2611	4152

В таблице приведены некоторые результаты расчетов по программе ПУПС-1. Видно, что нормальные напряжения для одних и тех же статических условий существенно различны и в большой степени зависят от исходных параметров и учета конструктивной арматуры.

Из таблицы видно, что неупругие деформации бетона увеличивают нормальные напряжения в конструктивной арматуре сжатой зоны, и это следует учитывать при проектировании. Существенным для напряженно-деформированного состояния балок является также учет сезонности загрузки и вид закона¹ изменения во времени неупругих деформаций. Например, в сборно-монолитной балке с обычной арматурой при загрузении сборного элемента зимой, а бетона омоноличивания — весной окончательные напряжения в верхней фибре балки сборного элемента, после проявления всех потерь определялись в 61 кг/см^2 при первоначальных напряжениях в этом волокне в 211 кг/см^2 , при загрузении этих элементов летом и осенью — в $82,4 \text{ кг/см}^2$.

Температурные факторы воздействуют на элементы пролетного строения при изготовлении, транспортировании, монтаже и эксплуатации. Игнорирование воздействия температурных факторов, как правило, приводит к возникновению значительных напряжений и серьезных дефектов в сооружении. Расчеты показывают, что наибольшие термоупругие напряжения могут иметь место при пропаривании, электропрогреве клеевых стыков и растворов при зимнем инъектировании и транспортировании балок пролетных строений по железной дороге.

Суточные колебания температуры окружающего воздуха и воздействие на элементы конструкций солнечной радиации вызывают термоупругие напряжения, особенно большие в конструкциях без покрытия или с покрытием, связанным с плотной проезжей частью; в случае облучения стенок балки солнечной радиацией, а также при использовании коробчатых балок в качестве коллекторов тепловых сетей.

Термоупругие напряжения следует учитывать при проектировании, а технологические режимы температурного воздействия на конструкцию или ее элементы нужно назначать обоснованно. Для нейтрализации напряжений предусматривают специальные мероприятия (так, например, при перевозке балок пролетных строений по железной дороге необходимо применять термозащиту).

Учет неупругих деформаций бетона и воздействия температурного фактора при проектировании связаны с обработкой большого объема информации и реально возможен только при использовании ЭЦВМ. Расчет конструкций на ЭЦВМ позволяет полнее оценить напряженно-деформированное состояние сооружений, рационально проектировать конструкцию.

Для выполнения этих расчетов необходимо официально нормировать значения параметров долговременных процессов—

¹ Закон изменения характеристик ползучести с учетом сезонности загрузки принимался по формуле, предложенной канд. техн. наук М. Е. Гибишманом

характеристик ползучести, конечных относительных деформаций усадки, расчетных колебаний температуры воздуха с учетом солнечной радиации и др., а также законы изменения этих параметров во времени. В связи с этим территорию Советского Союза следует разделить на территориальные зоны с нормированием в них параметров долговременных процессов и норм трещиностойкости.

При проектировании индивидуальных проектов мостов необходимо учитывать особенности климатической зоны района постройки сооружения. Проектирование типовых проектов целесообразно также производить по климатическим зонам, поскольку для различных областей Советского Союза значение параметров долговременных процессов существенно различно, и принятие единых для всей территории типовых пролетных строений связано либо с неоправданным перерасходом материала, либо с ухудшением их качества.

УДК 625.7.004.68

Получение данных для реконструкции и развития дорожной сети

Канд. техн. наук В. В. ШЕШТОКАС

При реконструкции дорожной сети важным фактором является увязка уличной сети города с пригородными и междугородными дорогами.

На наш взгляд необходимо самым серьезным образом проверить ставшую почти типовой установку, что автомобильные дороги любой категории должны обходить все города. Такое решение исключает или значительно ограничивает использование обходной или кольцевой автомобильной дороги для нужд города. Частое применение этой установки в практике привело к разнице в техническом состоянии обходных дорог в пригородных зонах и улиц в периферийных районах городов.

Обходные дороги, проходящие на значительном расстоянии от городов, используют и для внутригородских транспортных связей. Интенсивное использование отдаленных обходных дорог городским транспортом вызывает перепробеги транспорта, «неплановые» сдвиги городской территории в сторону этих дорог. В практике бывают часты случаи, когда обходная автомобильная дорога, запроектированная на значительном расстоянии, быстро оказывается в черте города. Вследствие этого в дальнейшем уменьшаются скорости движения транспорта и ухудшаются условия безопасности движения на ней.

Вопрос о местоположении окружных автомобильных дорог по отношению к городу и трассировании дорог, связывающих городские улицы с периферийными районами, должны решаться на основании данных о корреспонденции перевозок.

В 1965 г. нами была проведена работа по проверке связей внутригородских дорог г. Каунаса, а также исследования по сокращению загрузки радиальных направлений в самом городе и особенно в его центральной части. Эта работа включала получение данных о корреспонденции перевозок и интенсивности движения на участках дорожной сети. Они были получены в результате натурного обследования. Программа каждого обследования состояла из двух частей:

наблюдений и подсчета проезжающего транспорта на 45 основных транспортных узлах, включая все въезды в город;

опроса водителей с целью установления пунктов отправления и назначения.

Первая часть программы выполнялась по общепринятой методике. Опрос водителей в г. Каунасе проводили на двух искусственно созданных постах: при въезде в город и при въезде в его центральную часть (см. рисунок). Постами опроса были охвачены все основные въезды как в город, так и в его центр. У водителей на постах получали сведения о пунктах отправления и назначения. Эти данные записывали в специальные бланки. Одновременно фиксировали в них и тип машины.

Для упрощения обработки и анализа полученного материала обследований весь город был предварительно разделен на две зоны (центральную и основную), которые, в свою очередь, делились на шесть жилых районов, разделенных естественными границами, и на 25 транспортных районов. Пригородная зона дополнительно была разделена на 20 районов. Был составлен список городских улиц, предприятий и других объектов с указанием транспортных районов, к которым они относятся. От-

дельные транспортные районы группировали в жилые районы и городские зоны.

Результаты обработки данных опроса водителей на въездах в город дали возможность выявить характер транспортных потоков и их процентное распределение (таблица).

Распределение транспортных потоков на въезд в город

Пункт	Улица	Распределение, %		
		транзит	въезды	внутригородской транспорт
B	Панерю	15,5	51,7	32,8
C	Объезд	32,3	35,4	32,3
D	Пауд. Армиос	12,5	73,0	14,5
E	Атейтис	7,0	63,0	30,0
F	Капсуко	0,6	18,1	81,3
J	Ангареши	20,4	79,1	0,5
H	Марвялес	18,7	81,3	—
A	Раудондварю	20,9	63,5	15,6

В целом на внешнем поясе получились следующие данные:

Внешнегородской транзит	14,1%
Въезды в город	55,8%
Внутригородской транспорт, включая объездные дороги	30,1%

Наибольшая доля транзита отмечена в точке C (32,3%) на направлении, связывающем г. Каунас с другими важными пунктами тяготения республики Вильнюсом и Клайпедой. Одновременно на этом посту отмечено большое количество внутригородского транспорта, использующего объезд как распределяющую магистраль. В южной части города (пункт F) транзит составил лишь 0,6%. Это объясняется тем, что в этом направлении не имеется больших городов и узел в основном обслуживает г. Каунас.

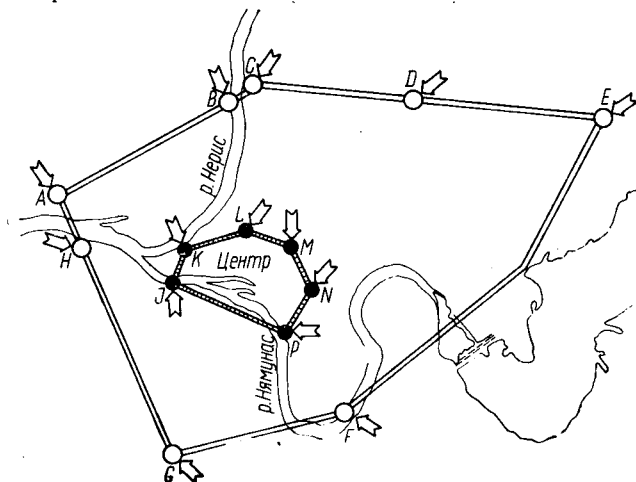
Полученные данные говорят о том, что для г. Каунаса более важной проблемой является не пропуск междугородского транзита, а организация въездов в город и пропуск внутригородского транспорта. Сравнительно большой поток на объездной дороге внутригородского транспорта объясняется отсутствием некоторых нужных связей в самом городе. Загрузка объездной дороги транспортом, осуществляющим внутригородские перевозки, кроме перепробегов, создает также и другие трудности: снижается скорость и безопасность движения из-за частых въездов на обходную магистраль и выездов на радиальные направления.

Результаты обследования на внутреннем кольце города дали также ценные данные.

Весь поток транспорта распределился следующим образом:

Из загорода в центр	3,4%
Из загорода транзитом через центр в другие районы города	10,7%
Из загорода через центр в загород	3,7%
Въезд в город в центр	25,4%
Внутригородской транзит через центр	49,1%
Из городских районов через центр в загород	7,7%

Данные анализа материалов опроса водителей на пунктах внутреннего кольца указывают на необходимость создания дополнительных транспортных связей между отдельными районами города.



Культурно-бытовое значение и содержание центра привлекает к себе часть внегородского и городского транспорта. Опрос водителей на внешнегородском поясе показал, что из 55,8% автомобилей, въезжающих в город, около 1/3 (15—18%) направляется в центр. По мере приближения к центру (пояс II) общие потоки возрастают и доля въездов загородного транспорта в центр уменьшается до 3,4%. Однако на этом поясе уже отмечен большой дополнительный поток въездов из городских районов в центр, в 7,5 раз превышающий загородные въезды.

Таким образом, транспорт, въезжающий в центр и непосредственно связанный с ним, составляет всего 28,8%. Другую основную часть транспорта составляют внутригородской транзит (половина всего транспорта, въезжающего в центр) и въезды в город через центр. Данные показывают, что имеется возможность существенно разгрузить центр города от внутригородского транзита. Это может быть достигнуто путем создания транспортного кольца непосредственно вокруг центра. Эффективность разгрузки центра зависит от величины радиуса кольца. Создание кольца, проходящего по границам II пояса, позволило бы разгрузить центр города (территорию около 4 км²) на 2/3 от загружающего его в настоящее время транспорта и внутри центрального кольца создать пешеходную аллею, предусматриваемую проектом застройки центральной части города.

Это мероприятие также позволило бы на значительную перспективу обеспечить пропуск транспорта по другим улицам внутреннего кольца. Обследование интенсивности движения, проведенное одновременно с опросом водителей, показало, что пропускная способность некоторых узлов в центральной части города в настоящее время используется на 80%. Удаление транспортного кольца от центра города значительно понизило бы эффективность его разгрузки, так как прилегающие к центру районы имеют большое транспортное тяготение, ввиду большой концентрации промышленности и более плотного населения. Данные обследования эффективности разгрузки территории внутри транспортного кольца позволяют утверждать, что степень загрузки кольца, по мере его удаления от центра города, будет постоянно и существенно понижаться.

Первое кольцо, которое опоясывало бы непосредственно центр города, имело бы загрузку, требующую создания общегородской магистрали непрерывного движения. Загрузка более отдаленных колец менее значительна.

Обследование движения транспорта, проводимое одновременно с опросом водителей по принятой нами методике, является весьма эффективным мероприятием, позволяющим установить не только целесообразность улучшений транспортной сети, но и дающим ценные данные для перспективного проектирования.

Уточнение учета аккумуляции вод перед мостами и трубами

Канд. техн. наук А. А. КУРГАНОВИЧ

В практику расчета отверстий малых искусственных сооружений прочно вошел разработанный Союздорнии метод учета аккумуляции объема стока перед сооружением.

В Киевском автомобильно-дорожном институте было программировано уравнение баланса объемов стока на ЭВМ Минск-11 и на анализаторе «Интеграл-1» решено дифференциальное уравнение неразрывности, куда входили площадь зеркала воды в пруде при глубине H за любое время t ; расход, проходящий в сооружении.

В результате расчетов по 80 характерным гидрографам были получены кривые зависимости и определены расходы Q при различных объемах W и коэффициенты трансформации λ . Сопоставление кривых для гидрографов с различным числом интервалов (см. рисунок) показало, что наибольшие отклонения в сторону увеличения сбросных расходов дают треугольные гидрографы Кочерина.

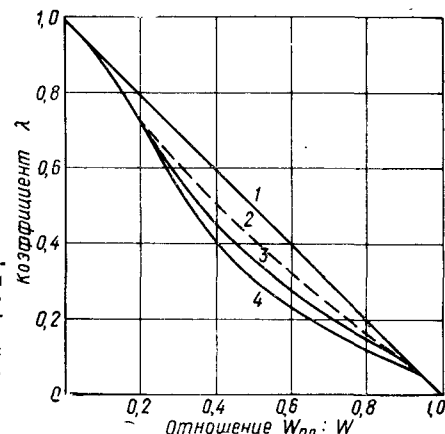
В таблице приведены средние значения λ , вычисленные для гидрографов, соответствующих уклонам водосбора от 5 до 30%, с учетом, что эффект аккумуляции достигается при сравнительно пологих уклонах местности. Таким образом, приведенные значения коэффициентов трансформации дают возмож-

ность определить расчетный сбросной расход при заданном объеме накопления, используя простую формулу

$$Q_t = \lambda Q.$$

Анализ полученных зависимостей показал их близкое соответствие аналогичным кривым, предложенным Е. В. Болдаковым (Союздорнии), В. Н. Цингером, показательных гидрографов Г. А. Алексеева, а также зависимостей, рекомендуемых И. А. Железняком для гидрографов параболических форм.

Изменение коэффициента трансформации λ от соотношения объема пруда $W_{пр}$ ко всему объему стока W :
1 — по Кочерину; 2 — с поправкой Союздорнии;
3 — при $F > 10$ км²;
4 — при $F < 10$ км²



В расчетной таблице получилась разница в значениях λ в зависимости от площади водосбора. Это объясняется тем, что развитие живого сечения водотока при всех равных условиях отстает от увеличения объема стока, поэтому уменьшается влияние аккумуляции. Особенно большой объем будет при снеговом стоке, вот почему λ для него имеет наибольшее значение.

Новое уточнение упрощает расчеты. В особенности это заметно при решении обратной задачи, когда по найденной метке высокого уровня у сооружения (по предложению Е. В. Болдакова) находят вероятность превышения прошедшего паводка.

$\frac{W_{пр}}{W}$	Ливневой сток λ		Снеговой сток	$\frac{W_{пр}}{W}$	Ливневой сток λ		Снеговой сток
	$F < 10$ км ²	$F > 10$ км ²			$F < 10$ км ²	$F > 10$ км ²	
0	1,0	1,0	1,0	0,55	0,26	0,32	0,45
0,05	0,97	0,97	0,97	0,60	0,23	0,28	0,40
0,10	0,90	0,90	0,90	0,65	0,20	0,25	0,35
0,15	0,81	0,81	0,85	0,70	0,17	0,21	0,30
0,20	0,73	0,73	0,80	0,75	0,14	0,18	0,25
0,25	0,62	0,62	0,75	0,80	0,12	0,15	0,20
0,30	0,53	0,55	0,70	0,85	0,10	0,12	0,15
0,35	0,45	0,50	0,65	0,90	0,08	0,09	0,10
0,40	0,40	0,45	0,60	0,95	0,04	0,05	0,05
0,45	0,35	0,40	0,55	1,0	0	0	0
0,50	0,30	0,35	0,50				

Пример расчета. На данном переходе при площади водосбора $F=8,3$ км² расчетный расход определен в 42 м³/сек., а объем стока $W=340$ тыс. м³. При уровне 3,2 м над лотком объем пруда равен 320 тыс. м³.

По таблице при $F=8,3$ км² в соотношении

$$\frac{W_{пр}}{W} = \frac{320}{940} = 0,34$$

коэффициент $\lambda=0,48$. Тогда расчетный расход $Q_t = \lambda Q = 0,48 \times 42 = 20$ м³/сек. При уровне $H=3,2$ м и обтекаемом оголовке пропускная способность трубы диаметром 1,5 м равна 9,7 м³/сек. В этом случае при учете аккумуляции необходимо (20:9,7) 2 очка по 1,5 м; без учета аккумуляции (42:9,7) — 4 очка по 1,5 м. Если бы считать по формуле Союздорнии, то $Q_t=27$ м³/сек и надо было установить три очка вместо двух.

Гидравлические и русловые расчеты мостовых переходов на основе гидрографа

Канд. техн. наук Л. Г. БЕГАМ

ЦИИИСом при участии кафедры МИИТа и кафедры мостов Саратовского политехнического института в результате исследований разработана методика расчета общего размыва под мостами по гидрографу расчетного паводка.

В настоящее время имеется ряд методов расчета размыва этого вида. Во всех этих методах заложена одна и та же основная предпосылка, что размыв под мостом стабилизируется при наибольшем расходе в момент, когда скорость под мостом достигает величины, при которой из-под моста будет выноситься столько наносов, сколько их река переносит в бытовых условиях.

Как показали экспериментальные исследования, предпосылка, положенная в основу существующих методов расчета, не отвечает фактическим условиям, так как для стабилизации размыва при постоянном расходе требуется время, во много раз превышающее время реального паводка, а наибольший расход наблюдается лишь ограниченный период времени на пике паводка. Размыв прекращается не при длительном воздействии максимального расхода, а потому что наступает спад паводка, когда скорости под мостом снижаются, вследствие чего размыв сменяется отложением наносов. Поэтому, ориентируясь на реальные условия пропуска паводков под мостами, расчет общего размыва следует вести по гидрографу расчетного паводка.

Время ΔT , потребное на вынос из-под моста объема грунта ΔW определяется по формуле:

$$\Delta T = \frac{\Delta W}{\rho Q - \rho_p Q_p}, \quad (1)$$

где ρQ — расход донных наносов, выносимых из-под моста,

$\rho_p Q_p$ — расход донных наносов, поступающих под мост.

Здесь через ρ и ρ_p обозначено содержание наносов в единице объема воды Q и Q_p — соответственно полный и русловой расчетные расходы.

Для простейшего случая, когда отверстие моста равно ширине русла B_p , ΔW определяется исходя из того, что объем грунта представляет собой клинообразное тело высотой в отверстие моста Δh и длиной L :

$$\Delta W = \frac{1}{2} L B_p \Delta h$$

Длину распространения размыва L предлагается определять по формуле И. С. Ротенбурга:

$$L = v \sqrt{\frac{l_{разл}}{g i}}, \quad (3)$$

где $l_{разл}$ — ширина наибольшей по протяжению поймы,

v — средняя скорость несстесненного потока,

i — уклон потока.

Значение ρ определяется по формуле И. И. Леви:

$$\rho = 12 \left(\frac{v}{v_0} \right)^3 \left(1 - \frac{v_0}{v} \right) \left(\frac{d}{H} \right)^{2/3}, \quad (4)$$

где v_0 — неразмывающая скорость для прунтов русла,

H — глубина воды;

d — диаметр наносов.

При расчете криволинейный гидрограф заменяется ступенчатым. Для каждой ступени определяется размыв за время этого интервала. С этой целью задаются размывом Δh и по

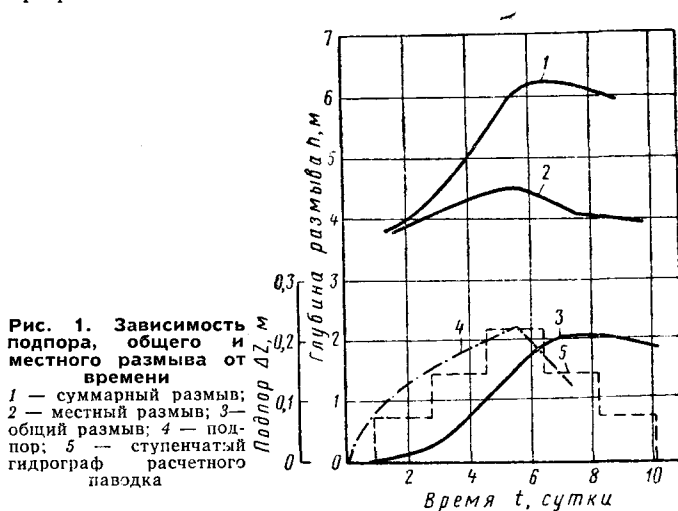
выражению (1) определяют время размыва. Расчет повторяется, пока суммарное время размыва не будет равно времени данной ступени. Затем тот же расчет ведется для второй ступени, причем расчет начинается для размыва в конце первой ступени живого сечения под мостом и т. д.

В процессе расчета (рис. 1) строится интегральная кривая размыва за время паводка, которая может быть продолжена на последующие периоды межи, следующего паводка и т. д.

Примеры расчетов, выполненные таким способом, хорошо согласуются с результатами наблюдений на мостах и экспериментальных исследований, проведенных как в лаборатории, так и в натурных условиях.

Применение предлагаемой методики дает коэффициент размыва в среднем на 20% меньше, чем по методу, изложенному в «Наставлении» Главтранспроекта.

По этой методике был произведен расчет общего размыва по четырем мостовым переходам, которые отличались между собой расчетным расходом, периодами затопления пойм, стояния пика паводка и т. д. Однако все эти переходы характеризовались одними значениями соотношений полного и руслового расходов, а также ширины русла к отверстию моста, что должно приводить к одному значению коэффициента размыва при расчете по «Наставлению».



При расчете по гидрографу паводка коэффициенты размыва получили следующие значения: 1,39; 1,51; 1,79 и 1,92. При этом все они меньше, чем по расчету по «Наставлению».

Имея интегральную кривую размыва и гидрограф расчетного паводка, можно на каждый момент времени определить подпор перед мостом и, построив зависимость подпора от времени, получить наибольшую величину подпора за время паводка, что нельзя сделать по другим методам.

Осуществление общего размыва под мостом требует выноса потоком больших масс грунта, на что требуется длительное время. Максимум общего размыва обычно бывает на спаде, когда скорость под мостом начинает сравниваться с размывающей скоростью для грунтов русла.

Местный же размыв у опор мостов представляет собой локальное явление, связанное с выносом сравнительно небольших масс грунта, на что требуется мало времени. Поэтому местный размыв у опор мостов, по-видимому, не требует расчета во времени, и можно считать, что на каждой ступени гидрографа местный размыв стабилизируется соответственно параметрам потока на этой ступени.

На подъеме паводка, когда глубины и скорости под мостом растут, местный размыв у опор будет также расти. На спаде, когда отметка дна под мостом понижается за счет продолжающегося общего размыва, но при этом снижаются скорости за счет уменьшения расхода воды, ожидать возрастания местного размыва нет оснований. Поэтому максимумы общего и местного размывов могут не совпадать во времени и, следовательно, максимум суммы обоих видов размыва может быть менее суммы их максимумов.

Для получения наибольшего значения суммы двух размывов нужно построить суммарную их кривую во времени.

При расчете размыва по гидрографу расчетного паводка исходное живое сечение под мостом оказывает влияние на результат расчета. Если живое сечение предварительно размыва, то размыв от расчетного паводка будет продолжать остаточный размыв и в итоге он окажется больше, чем при отсутствии остаточного размыва от предыдущих паводков.

При определении зависимости изменения размыва от расчетного паводка от остаточного установлено, что при остаточном размыве в 40% от размыва, вызываемого расчетным паводком, размыв от него вместо 100% составит 102—112%. Анализ показывает, что влияние остаточного размыва различно и зависит от объема грунта, выносимого паводком из-под моста при размыве. Чем больше этот объем, тем меньшую роль играет остаточный размыв в размыве от расчетного паводка.

При остаточном размыве в 100%, т. е. когда перед расчетным паводком уже прошел такой же паводок и отложения наносов в послепаводочный период не произошло, размыв от расчетного паводка составит 115—130%. Однако проход подряд двух расчетных паводков является комбинацией редкой повторяемости и к расчету не должен приниматься.

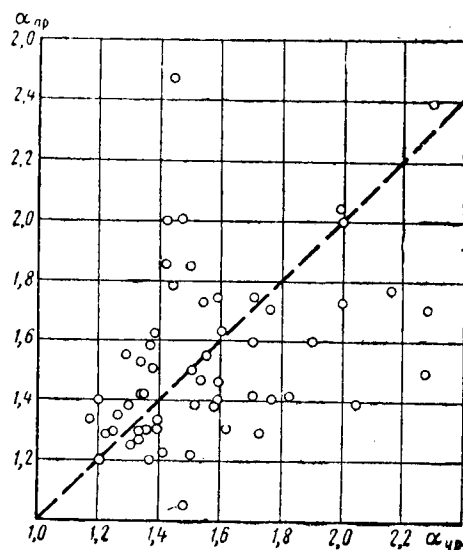


Рис. 2. Зависимость между коэффициентами от формы живого сечения под мостом до размыва $\alpha_{др}$ и после размыва $\alpha_{пр}$

Оценим, хотя бы приближенно, вероятность гидрологической обстановки, которая отвечает стабилизации общего размыва при расчетном расходе. Ниже приведены результаты расчета размыва для двух примеров при последовательном прохождении расчетного паводка до 5 раз подряд. При расчете возможность отложения наносов под мостом не учитывалась.

№ примеров	Коэффициент размыва при последнем проходе паводка				
	1-го	2-го	3-го	4-го	5-го
1.	1,48	1,58	1,62	1,64	1,65
2.	1,13	1,16	1,17	1,18	1,18

При сравнительно коротких паводках (в примере 1 пойма затопляется в течение 10 суток) и значительном стеснении количество паводков, необходимых для стабилизации размыва, сказывается больше, чем при продолжительных паводках, (в примере 2 пойма затопляется в течение 60 суток) и значительном стеснении. Можно считать, что практически стабилизация размыва наступает примерно после прохода пяти расчетных паводков подряд, а если учесть, что сюда еще накладывается маловероятное условие, чтобы русло под мостом вообще не заносилось, то станет ясным, что расчет на стабилизацию размыва при расчетном расходе не отвечает нормативным вероятностям.

При расчете размывов важное значение имеет определение наибольшей глубины под мостом. Если известно отношение на-

ибольшей глубины под мостом к средней после размыва $\alpha_{пр}$, то наибольшая глубина определится по выражению

$$H_{\max \text{ пр}} = \alpha_{\text{пр}} H_{\text{ср. пр.}}$$

В различных методах расчета размыва предполагается различная связь между коэффициентами $\alpha_{пр}$ и $\alpha_{др}$, где $\alpha_{др}$ отношение максимальной глубины к средней под мостом до размыва.

График связи между коэффициентами $\alpha_{пр}$ и $\alpha_{др}$ по ряду существующих мостов показан на рис. 2. Из графика видно, что какой-либо однозначной связи между обоими коэффициентами не наблюдается.

Анализ изменений формы живых сечений под мостами показывает, что

1. Искривление русла и смещение его к краю отверстия вызывает односторонний размыв и увеличение коэффициента α ;
2. Обнажение в процессе размыва трудноразмываемого слоя грунта в пределах всего отверстия вызовет уменьшение коэффициента α ;
3. Если неразмываемый грунт занимает одну часть отверстия, то размыв будет концентрироваться на другой части отверстия, что будет способствовать увеличению α ;
4. Мосты, около которых русло прямолинейно, стабильно и расположено в середине отверстия, (при однородных грунтах) характеризуются величинами α , уменьшающимися со временем. Принимать к расчету уменьшенное значение α рискованно, поскольку год прохода расчетного паводка неизвестен, и поэтому в расчетах следует принимать одинаковые значения α до и после размыва.

Изложенное показывает, что при расчете по гидрографу паводка используется более широкая гидрологическая информация по пересекаемой реке; это позволяет полнее выявить влияние многих гидрологических факторов на результаты расчетов мостовых переходов.

УДК 625.745.12:624.35

Влияние ползучести бетона на работу железобетонных консольных ферм

Н. С. СОЛОМЕНЦЕВА

В начале 1967 г. окончено строительство двух больших автодорожных рамно-балочных мостов со стальных консольных ферм. При проектировании этих мостов основное внимание было обращено на влияние изгибающих моментов от жесткости узлов на напряжения в элементах фермы при кратковременном и длительном действии вертикальных узловых нагрузок и сил предварительного напряжения арматуры верхнего пояса; ползучести на величины прогибов узлов ферм; ползучести на перераспределение усилий в сечениях элементов ферм.

Для исследования этих влияний в МАДИ на кафедре мостов под руководством проф. Н. И. Поливанова изготовили и испытали две железобетонные консольные модели ферм длиной 5,5 м. Модели были выполнены в масштабе 1 : 5 и соответственно этому были назначены сечения отдельных элементов. Арматуру располагали симметрично относительно центра тяжести бетонного сечения.

Ранее¹ проводились исследования влияния жесткости узлов на напряжения в элементах ферм при кратковременном действии сил.

Ниже приведены результаты экспериментального исследования влияния линейной ползучести бетона на работу испытанных конструкций.

Исследование вели в условиях, близких к эксплуатационным, поэтому на полученные результаты оказывали влияние такие же факторы, как и в сооружениях, находящихся в естественных условиях.

При испытании модели подвергали действию узловых нагрузок, величина которых принята пропорциональной узловым постоянным нагрузкам проектировавшихся мостов. Теоретиче-

¹ Журнал «Транспортное строительство» № 5, 1967

ские прогибы моделей, вызванные ползучестью бетона при заданных узловых нагрузках, вычисляли по начальным осевым напряжениям в бетоне элементов. Характеристику ползучести ($\varphi_k=2,5$) и скорость ползучести бетона моделей ($\beta=1,2$) определяли по данным испытаний призматических образцов, изготовленных одновременно с моделями из бетона тех же замесов.

Модель находилась под нагрузкой в течение года. Экспериментальные прогибы от ползучести были определены по осевым деформациям элементов и сопоставлены с измеренными прогибами узлов ферм. Достаточно близкое совпадение теоретических и экспериментальных данных показало, что жесткость узлов не оказывает существенного влияния на величину прогибов ферм при длительном действии нагрузки.

На подобных моделях исследовали также влияние ползучести на изменения усилий в элементах ферм с жесткими узлами.

Известно, что в статически определимых железобетонных конструкциях линейная ползучесть от внешних постоянных нагрузок не вызывает изменения усилий в элементах. В статически неопределимых конструкциях вследствие ползучести бетона лишние неизвестные могут изменяться со временем, вызывая появление дополнительных лишних неизвестных, которые приводят к перераспределению усилий между элементами.

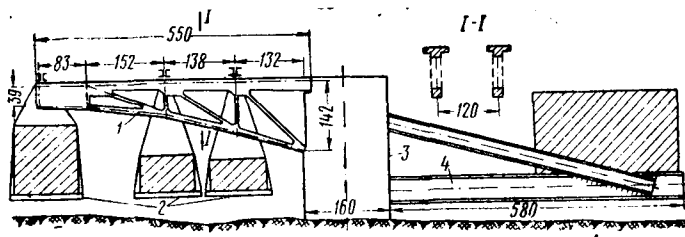


Схема испытания железобетонной формы на влияние ползучести бетона:

1 — модель фермы; 2 — испытательные нагрузки; 3 — опора; 4 — противовес с грузом

Кроме того, как в статически определимых, так и в статически неопределимых системах, ползучесть бетона вызывает перераспределение усилий между бетоном и арматурой в пределах одного сечения элемента. Таким образом, ферма с жесткими узлами является внешне статически определимой, а внутренне статически неопределимой системой, в которой статически неопределимыми факторами являются моменты от жесткости узлов, возникающие по концам стержней.

Характер влияния ползучести бетона на напряженное состояние элементов конструкции исследовали на тех же моделях. Во время испытаний, продолжавшихся в течение года, измеряли деформации бетона в уровне центров тяжести арматурных стержней. Одновременно с помощью тензодатчиков сопротивление определяли деформации арматуры. Полученные данные показали почти полное совпадение измеренных деформаций по всем обследованным сечениям, на основании чего можно сделать вывод о совместности деформирования бетона и арматуры.

По измеренным деформациям определяли также дополнительные усилия, возникшие в арматуре вследствие ползучести бетона. Затем по известной методике на основании физико-механических характеристик бетона, полученных при испытаниях призматических образцов-близнецов, были определены изменения напряжений в арматуре и в бетоне в предположении неизменности полного усилия, воспринимаемого элементом. Полученные таким образом дополнительные усилия в арматуре оказались достаточно близкими экспериментально определенным величинам. Расхождения составляли от -7% до $+12\%$.

Окончательный вывод об отсутствии перераспределения усилий между элементами ферм с жесткими узлами был сделан на основании данных, полученных при разгрузке конструкций. Упругие деформации при разгрузке ферм по всем обследованным элементам практически совпали с упругими деформациями при загрузке. Отличия не превышали величины деления измерительного прибора — $0,76 \cdot 10^{-5}$ относительной деформации.

На основании полученных результатов можно сделать следующие выводы:

в формах с жесткими узлами прогибы вследствие ползучести бетона с достаточной точностью могут быть определены по осевым деформациям, также как в фермах с шарнирным закреплением элементов;

в фермах с жесткими узлами ползучесть бетона от внешних постоянных нагрузок не вызывает появления дополнительных лишних неизвестных; в сечениях происходит лишь перераспределение напряжений между арматурой и бетоном. Изменение напряжений в арматуре и бетоне элементов можно вычислять по начальным напряжениям в бетоне, определенным с учетом жесткости узлов.

УДК 625.848

Новые требования к штыревым соединениям в швах бетонных покрытий

В. С. ПОРОЖНЯКОВ

Одним из актуальных и полностью нерешенных вопросов проектирования и строительства автомобильных дорог по-прежнему остается устройство швов бетонного покрытия. С целью уточнения условий работы штыревых соединений в МАДИ были проведены исследования на бетонных образцах и моделях из прозрачных материалов. Одновременно проходили полевые обследования состояния швов бетонных покрытий.

Основная задача исследований заключалась в выяснении количественной и качественной картины распределения напряжений в торцах соединенных штырями плит и подстилающем их основании.

Бетонные образцы в виде блоков шириной 30 см, длиной 120 см и толщиной 18, 20, 22 и 26 см были изготовлены из бетона марки 350 и 400. В средней части образцов устроен шов со стальным штырем (диаметром 15, 20 или 25 см), один конец которого жестко закреплен в бетоне, а другой имеет возможность перемещаться. Длина штырей диаметром 15 мм принята 26 см; диаметром 20 мм — от 26 до 66 см, диаметром 25 мм — 42 см. Всего было изготовлено 36 образцов.

Для оценки напряжений вдоль штырей в лазах сечением $6 \times 2,5$ мм наклеивали эпоксидным клеем датчики (сопротивлением 200 ом).

Бетон уплотняли штыкованием и поверхностным вибратором. Прочность бетона контролировали по результатам испытания стандартных кубиков и балок.

Образцы помещали в грунтовой канал и кромки шва образца оборудовали датчиками прогибов. Концы образцов, для предотвращения поднятия их в процессе нагружения кромок шва, прижимали к основанию винтовыми домкратами.

Прогибы кромок шва и напряжения в штыре (которые фиксировали на пленку осциллографа МПО-2) измеряли трехкратно, нагружая кромки шва ступенями по 0,5 т и 50-кратно — до 4 т, повторяя эти циклы трижды и завершая процесс нагружения трехкратным приложением нагрузки ступенями по 0,5 т.

На второй стадии испытаний часть образца, в который штырь свободно перемещался, удаляли и к штырю прикладывали постепенно возрастающую нагрузку до полного разрушения образца, регистрируя величину нагрузки, вызывающей смятие бетона около штыря, его выкрашивание и полное разрушение образца.

Исследования штыревых соединений на бетонных образцах были дополнены изучением их на моделях из прозрачных материалов. Эти опыты позволили получить представление о распределении напряжений в торцах плит и особенно в подстилающем основании.

Модель упругого основания изготовляли из прозрачных материалов на желатиновой основе, а модель бетонной плиты — из органического стекла и прозрачной пластмассы на основе эпоксидной смолы Э-40.

Штыри моделировали в двух видах: а) круглыми медными или алюминиевыми стержнями — при исследовании напряжений в упругом основании в зависимости от диаметра и длины штырей, расстояния между ними и толщины плиты; б) равнопрочными плоскими пластинками, с одним заделанным (вкле-

енным) концом и другим свободно перемещающимся — при исследовании напряжений в торцах плит и упругом основании.

Размеры моделей были назначены исходя из соотношения жесткостей с соблюдением условий подобия. Испытания проводили на поляризационно-проекторной установке ППУ-7.

Поляризационно-оптический метод помог выявить зоны возможных пластических деформаций в основаниях плит (рис. 1). В реальных условиях в пределах работы плит грунт

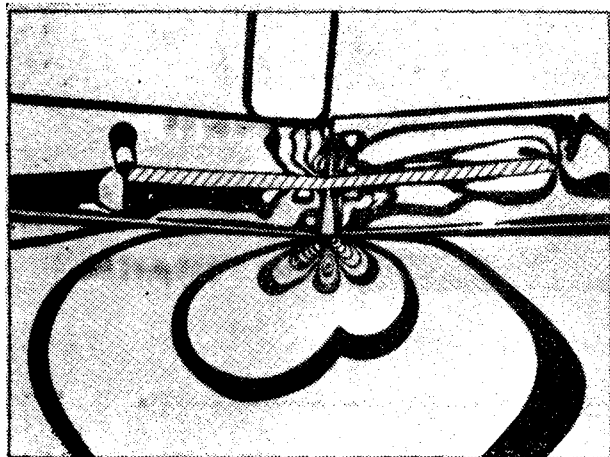


Рис. 1. Изохроны в плитах и основании под швом бетонного покрытия

этой зоны подвержен образованию выплесков и должен соответствующим образом укрепляться. Дальнейшие расчеты позволяли установить распределение напряжений в основаниях и плитах. Кроме того, этот метод позволил оценить влияние штырей на распределение напряжений в подстилающем основании, выявить условия работы штыря при различных его параметрах и уточнить общий характер распределения напряжений по длине штыря с выявлением участков наиболее опасной концентрации местных напряжений.

Анализ результатов исследований дал возможность получить более ясное представление о работе штыревых соединений в бетонных покрытиях.

Взаимное перемещение плит по вертикали при нагружении одной из них складывается из упругого прогиба штыря, деформации смятия бетона и угловых перемещений штыря. Характер приращения прогиба при увеличении нагрузки зависит от диаметра штыря. С увеличением диаметра жесткость штыря возрастает, вызывая уменьшение прогиба плит. Особенно существенное уменьшение прогиба наблюдается при увеличении диаметра штырей с 15 до 20 мм: при дальнейшем увеличении — с 20 до 25 мм — влияние диаметра на прогиб уменьшается примерно в 4 раза.

При нагрузках до 1,5 т точка перелома кривой прогиба штыря располагается на оси шва. Увеличение нагрузки, а следовательно и увеличение прогиба, вызывает смещение точки

перелома в сторону нагруженной кромки примерно на половину диаметра штыря.

С увеличением ширины шва прогиб нагруженного края плиты пропорционально возрастает и зависит также от длины штырей.

С увеличением диаметра штырей уменьшается необходимая длина заделки штыря в бетон. Минимальная длина заделки составляет для диаметра штыря 15 мм — десять диаметров, 20 мм — восемь, а для 25 мм — шесть диаметров, т. е. во всех случаях близка к 15 см.

Величина части нагрузки, передаваемой через шов на смежную плиту, зависит от диаметра штыря, длины его заделки в бетон, толщины плиты и числа повторных приложении нагрузки (рис. 2); при прочих равных условиях часть передаваемой через шов нагрузки составляет для штырей диаметром 15 и 25 мм соответственно 40 и 45% (см. рис. 2 — 1).

Эффективность увеличения длины заделки штыря находится в пределах длины заделки от 12 до 16 см; дальнейшее увеличение длины заделки штыря практически не оказывает влияния на процент передаваемый через шов нагрузки, поэтому заделка штырей в бетон более чем на 20 см бесполезна (см. рис. 2 — 2).

Увеличение толщины плиты с 18 до 26 см уменьшает передаваемую через шов нагрузку на 0,4%, существенное влияние оказывает увеличение толщины с 18 до 22 см (0,3%), тогда как дальнейшее увеличение с 22 до 26 см на процент передаваемой через шов нагрузки практического влияния не оказывает (см. рис. 2 — 3).

При многократном повторном нагружении кромок шва штыревое соединение ослабляется за счет обжатия штыря в бетоне (образование в результате этого зазора в подвижной части штыря), усадки бетона в процессе твердения, наличия пустот в бетоне и разработки гнезда штыря; величина ослабления в основном зависит от диаметра штыря и лишь в незначительной степени от длины заделки, от ширины шва и толщины плиты (рис. 3). При заделке штыря на глубину более шести диаметров величина ослабления остается практически постоянной. С увеличением нагрузки процент потери первоначальной способности передавать нагрузку уменьшается. Увеличение диаметра штырей с 15 до 25 мм уменьшает потери при нагрузке 1 т на 14%, а при 2 т — на 6%. Особенно сильное влияние на ослабление штырей оказывает повторное нагружение в начальный период — в первые 5—7 месяцев эксплуатации дороги. Дальнейшие нагружения вызывают очень незначительный рост ослабления. Практически основной процесс ослабления штырей в швах на дорогах с интенсивным движением завершается после первого года эксплуатации дороги, когда повторные приложения нагрузок происходят в различные сезоны года при разнообразных состояниях основания и бетона.

Максимальные изгибающие напряжения в штыре возникают в зоне нагруженной кромки в плоскости шва за счет суммарного действия поперечной силы и изгибающих моментов. Величина концентрации напряжений в плоскости шва непосредственно зависит от диаметра штырей. С увеличением диаметра, при прочих разных параметрах, величина концентрации напряжений уменьшается. Увеличение диаметра с 15 до 25 мм снижает напряжения в штыре примерно на 35%. Уменьшение

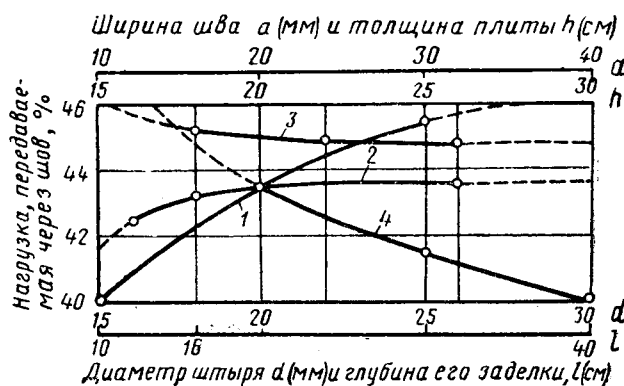


Рис. 2. Нагрузка, передаваемая через шов (%) в зависимости от диаметра штыря 1, длины заделки штыря в бетоне 2, толщины плиты 3, ширины шва 4

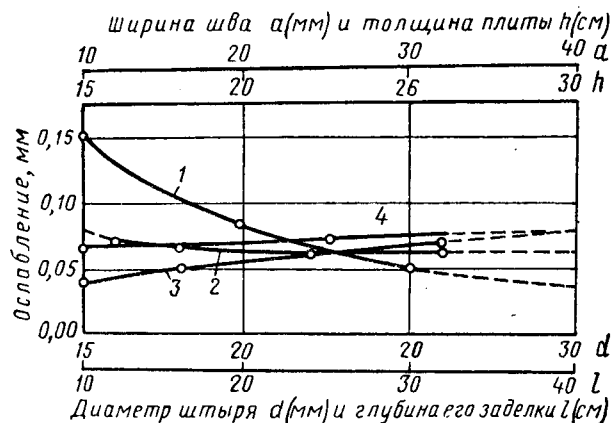


Рис. 3. Величина ослабления штыря в зависимости от его диаметра 1, длины заделки штыря 2, ширины шва 3, толщины плиты 4

величины напряжений по длине штыря от плоскости шва происходит очень интенсивно. С увеличением ширины шва напряжения сильно возрастают.

При пропуске по бетонному покрытию тяжелых нагрузок, превышающих допустимые для принятой конструкции шва, разрушению бетона или деформации штыря предшествует местное смятие бетона в зоне контакта штыря с бетоном и последующее выкрашивание бетона в плоскости шва:

величина местного смятия бетона вокруг штыря зависит от диаметра штыря и прочности бетона, максимальные допустимые напряжения смятия для принятых в настоящее время в дорожном строительстве марок бетона не должны превышать 140—225 кГ/см² для штырей диаметром 20 мм и 100—140 кГ/см² — диаметром 25 мм;

выкрашивание бетона в плоскости шва распространяется на глубину 0,5 диаметра в торце плиты с жестко заделанным и на диаметр — в торце со скользящим концом штыря, на размер и форму выкрашивания влияют диаметр штыря и прочность бетона.

Установленная картина работы штырей и анализ их конструктивных возможностей, как устройств для передачи нагрузки между смежными плитами позволяет предложить следующую схему расчета. Штырь рассматривается как балка заделанная в упругой среде, которая расположена, в свою очередь, на упругом полупространстве. К свободному концу балки приложена поперечная сила и изгибающий момент, величины которых определяются расчетной колесной нагрузкой, шириной шва и относительной жесткостью бетонной плиты и упругого основания. Критерием для нахождения оптимальных размеров штырей служит допускаемая нагрузка на штырь из условия недопущения смятия в зоне контакта штыря с бетоном в плоскости шва.

Расхождение результатов расчетов применительно к испытаниям на поляризационно-оптической установке не превышало 10—15%.

Для практических целей могут быть сделаны следующие рекомендации.

Штыри в швах расширения и сжатия следует располагать асимметрично относительно оси шва, удлиняя конец скользящий в бетоне на один—два диаметра за счет сокращения второй части штыря до шести диаметров.

Максимальные напряжения смятия бетона в зоне контакта штыря с бетоном не должны превышать 140—225 кГ/см² для штырей диаметром 20 мм и 100—140 кГ/см² при диаметре — 25 мм.

Максимально допустимая нагрузка на штыри не должна превышать 2000 кГ при диаметре штыря 20 мм и 3000 кГ — при диаметре 25 мм.

Длину штырей можно ограничивать 12 диаметрами плюс ширину шва.

УДК 625.84.001.12

Работа бетонных покрытий при многократном воздействии транспортной нагрузки

Г. Я. КЛЮЧНИКОВ

Расчет бетонных покрытий ведут на напряжения от однократного воздействия транспортной нагрузки. При назначении допустимого напряжения многократность нагружения учитывают, вводя коэффициент запаса $k_{\text{зап}}$ к пределу прочности бетона на растяжение при изгибе $R_{\text{пр}}$. Величина $k_{\text{зап}}=2$ принята на основании результатов многочисленных испытаний балок на изгиб. Различные исследователи установили, что если напряжения при первом цикле $\sigma \leq 0,5 R_{\text{пр}}$, то бетон может выдержать без образования трещин более 1 млн. приложений нагрузки [1], поэтому интенсивность движения автомобилей и срок службы покрытия в расчете не учитываются. Предполагается также, что при многократном нагружении, если напряжения в покрытии не превышают $0,5 R_{\text{пр}}$, деформации грунтового основания будут практически упругими.

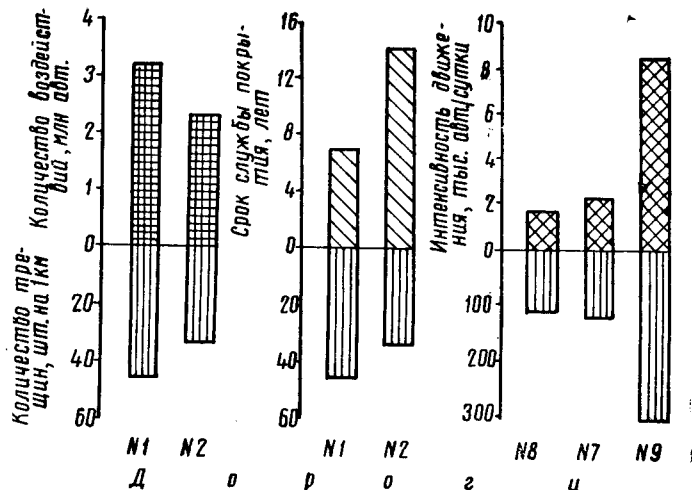


Рис. 1. Образование трещин на бетонных покрытиях в зависимости от условий их эксплуатации

Отсюда следует, что на эксплуатируемых покрытиях, рассчитанных с запасом прочности $k_{\text{зап}}=2$, не должно возникать трещин из-за многократного воздействия автомобилей. В предыдущих работах автора [3, 4] описано состояние бетонных покрытий на различных дорогах. Для дорог № 1 и 2 [4] при определении коэффициентов запаса прочности одежды использованы данные о толщине покрытия и прочности бетона, установленные путем испытания кернов, взятых на многочисленных участках с трещинами и без трещин, а для других дорог — данные строительной документации. При анализе причин возникновения различных дефектов на обследованных покрытиях установлена зависимость количества трещин от количества автомобилей, прошедших по дороге. Особенно показательным в этом отношении является состояние покрытий на дорогах № 1 и 2 (рис. 1) с общей площадью соответственно 742 000 м² и 190 000 м². Как видно, количество трещин (вычисленное в среднем на 1 км покрытий) пропорционально количеству прошедших по дороге автомобилей, несмотря на весьма различный срок службы этих сооружений. Аналогичная связь установлена на всем протяжении железобетонных покрытий дорог ФРГ [5], состояние и прочность которых приведены нами в работе [3] и на рис. 1 (дороги № 7, 8, 9), а также на отдельных опытных участках дороги Москва—Горький, обследованных Союздорнии, где количество трещин на полосе основного движения на 1—30% больше, чем на полосе обгона. Для дорог ФРГ эта разница составляет 40—70%. Однако необходимо отметить, что различие состояния покрытий на полосах основного движения и на полосах обгона объясняется не только различным количеством прошедших автомобилей, но и различным составом движения, что также не учитывается в расчете.

Наиболее показательным является состояние покрытий на дорогах, где интенсивность движения различна при постоянном составе автомобилей. На рис. 2 приведены зависимости между количеством трещин на покрытии и количеством воздействий грузовых автомобилей различных типов в отдельности и всех типов вместе, установленные при обследовании покрытий на участках длиной по 8—12 км с указанными условиями эксплуатации. Суммарное количество воздействий различных типов автомобилей за весь период эксплуатации покрытий, подсчитанное по данным интенсивности движения, приведено в таблице.

Участки, №	Длина участков, км	Количество воздействий грузовых автомобилей								Количество трещин на покрытии, шт.	
		Тяжелые		Средние		Легкие		Всего		всего	на 1 км
		млн. шт.	%	млн. шт.	%	млн. шт.	%	млн. шт.	%		
1	9	0,86	22,7	1,27	33,6	1,65	43,7	3,78	100	524	65,5
2	8	0,70	21,5	1,19	36,5	1,37	42,0	3,26	100	409	45,4
3	11	0,59	20,1	1,11	37,7	1,24	42,3	2,94	100	345	31,4
4	12	0,47	18,2	1,04	40,6	1,06	41,2	2,57	100	235	19,6
5	10	0,53	19,7	1,05	39,0	1,11	41,3	2,69	100	235	23,5

Анализ данных показывает, что наибольшее влияние на трещинообразование покрытий оказывает многократное воздействие средних грузовых автомобилей (наибольший угол наклона прямой 2 к оси абсцисс, см. рис. 2). Это объясняется, вероятно, тем, что в общем составе движения количество средних грузовых автомобилей в 1,5—2 раза больше, чем тяжелых. Наименьшее влияние оказывают легкие грузовые автомобили (угол наклона прямой 3 наименьший), несмотря на то, что количество их составляет 41—43% от общей интенсивности движения.

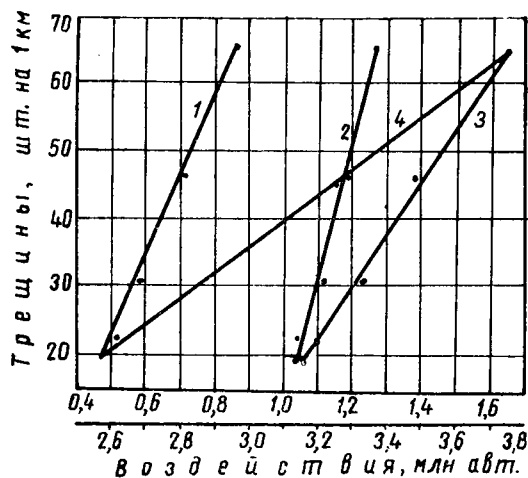


Рис. 2. Зависимость между количеством воздействия грузовых автомобилей различных типов и количеством трещин на участках покрытия дороги № 1:
1 — тяжелые грузовые автомобили, 2 — средние, 3 — легкие, 4 — все типы грузовых автомобилей (верхняя шкала оси абсцисс — для прямых 1, 2, 3, нижняя — для прямой 4)

Влияние многократности воздействия автомобилей на состояние покрытий эксплуатируемых с теоретически обеспеченным запасом прочности ($\sigma_1 = 0,5 R_{пр}$) может быть объяснено изменением в процессе эксплуатации первоначального расчетного напряженно-деформированного состояния одежды вследствие влияния ряда факторов: а) работа основания в упруго-пластической стадии с накоплением остаточных деформаций; б) увеличение вероятности совпадения однозначных напряжений в бетоне от нагрузки и температуры; в) неоднородность прочности покрытия и основания [3].

Изменение напряженного состояния основания при повторном нагружении бетонного покрытия впервые установлено проф. В. Ф. Бабковым [2]. В известных опытах проф. Г. И. Глушкова и канд. техн. наук Ф. П. Шарова было отмечено увеличение прогибов покрытия при многократном нагружении, но эти испытания проводились при $\sigma > 0,5 R_{пр}$. Из опытов AASHO (США) следует, что покрытие с $k_{зап} = 1,8—2,2$ (подсчитано по формулам Уэстергарда, преобразованных проф. Н. Н. Ивановым и проф. И. А. Медниковым) после 2,5 млн. проходов автомобилей придет в состояние, требующее капитального ремонта [6]. Однако фактическое напряженно-деформированное состояние покрытия и основания и характер его изменения в процессе многократного нагружения одежды в опытах AASHO неизвестны.

Для установления характера работы одежды при многократном нагружении с различным первоначальным напряженным состоянием и, в частности, с $\sigma_1 \geq 0,5 R_{пр}$ автором под руководством проф. В. Ф. Бабкова проведены в 1964—1966 гг. экспериментальные исследования на моделях одежд, выполненных из подлинных материалов в масштабе 1:5. Бетонные плиты размером $100 \times 70 \times 4(5)$ см укладывали на песчаное, щебеночное или цементогрунтовое основание, лежащее на грунте, находившемся в расчетном пересушенном состоянии. Одежды испытывали в статическом и многократном динамическом режиме нагружения на специально сконструированной установке с тензометрической аппаратурой для измерения



Рис. 3. Деформирование бетонного покрытия при многократном нагружении в расчетный период:
1 — нагрузка в центре плиты; 2 — на краю плиты со штыревым соединением; 3 — то же, без штыревого соединения (во всех случаях напряженное состояние покрытия при первом нагружении принято равным $\sigma_1 < 0,5 R_{пр}$)

и записи напряженно-деформированного состояния плиты и основания.

На рис. 3 показано нарастание деформации одной из моделей дорожных одежд. При первом нагружении для всех трех случаев, напряженное состояние покрытия было принято равным $\sigma_1 = 0,5 R_{пр}$. В процессе дальнейшего многократного нагружения (с частотой 10—15 циклов в минуту) величина нагрузки не изменялась, но прогибы и напряжения покрытия увеличивались, так как дорожная одежда работала в упруго-пластической стадии. При 10 000 циклах воздействия нагрузки прогибы и напряжения увеличились на 20—35%. Подтверждением такого характера работы одежды в натуральных условиях может служить, кроме данных, приведенных на рис. 1, 2, 3, известный факт ухудшения ровности эксплуатируемых покрытий с увеличением интенсивности движения автомобилей. Так, например, по данным Виллиама [7] на дорогах США первого и второго класса (с наибольшим запасом прочности) наблюдается ухудшение ровности в стыках плит с интенсивностью в среднем 7 см/км в год, причем наибольшие изменения происходят в весенний период. На дорогах ФРГ (№ 6, 7, 8) ухудшение ровности на полосах основного движения происходит в 1,5—2 раза интенсивнее, чем на полосах обгона.

Проведенные натурные и экспериментальные исследования позволяют сделать следующий вывод. На покрытиях, эксплуатируемых с запасом прочности $\sigma_1 = 0,5 R_{пр}$, имеются трещины, количество которых определенно связано с интенсивностью и составом движения автомобилей. Возникновение таких трещин объясняется работой одежды в расчетный переувлажненный период в упруго-пластической стадии. В связи с этим, при расчете бетонных покрытий необходимо учитывать предполагаемую интенсивность и состав движения автомобилей, а также срок службы покрытия, основываясь на экспериментальных исследованиях не только бетона, но и всей дорожной одежды в целом.

Необходимо учитывать работу основания, назначая его напряженное состояние в зависимости от интенсивности накопления деформаций при заданных условиях эксплуатации.

Литература

1. Защепин А. Н. и др. Бетонные покрытия автомобилей дорог. М., Автотрансиздат, 1959. Грушко И. М. и др. Структура и прочность дорожного цементобетона. ХГУ, 1965.
2. Бабков В. Ф. Некоторые вопросы расчета толщин бетонных покрытий оснований. Сб. «Цементный бетон в дорожном строительстве». М., Дориздат, 1950.
3. Ключников Г. Я. Состояние и долговечность бетонных покрытий. «Автомобильные дороги», 1967, № 3.
4. Ключников Г. Я. О влиянии свойств и состояния материалов основания на условия работы бетонных покрытий. Труды Союздорнии, вып. 2, 1965.
5. R. Dittrich. Autobahn-Fahrbahndecken 1934—1956, 1964.
6. Rigid pavement research. «Highway Res. Board. Spec. Rept.», 1963, 61 G.
7. H. William S. Cumulative changes in rigid pavements with age in service. «Highway Res. Board Bull.», 1962, № 328.

СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ МОСТЫ

В 1965 г. издательство «Транспорт» выпустило в свет книгу канд. техн. наук Н. Н. Стрелесского «Сталежелезобетонные мосты».

За прошедший период широкий круг инженеров, проектирующих сталежелезобетонные автодорожные мосты, смогли всесторонне осмыслить и оценить по достоинству эту важную книгу. Небезынтересно отметить, что ее издание совпало с важным поворотом в отечественном мостостроении в пользу стальных конструкций, которые по ряду обстоятельств отстали в своем развитии от сборного железобетона.

Таким образом, книга Н. Н. Стрелесского оказалась необходимым и своевременным пособием для инженеров проектировщиков.

Книга состоит из десяти глав, в которых раскрываются все вопросы проектирования, исследования и расчета сталежелезобетонных пролетных строений со сплошными и сквозными главными балками, разбираются и теоретически обобщаются вопросы объединения стальных конструкций с верхней железобетонной плитой проезжей части, а в двухпролетных пролетных строениях — и с нижней железобетонной плитой. Обстоятельно и на современном уровне мирового мостостроения изложен расчет конструкций с учетом неупругих деформаций. Не обойдены, хотя не достаточно полно разобраны, и вопросы регулирования усилий в конструкции, которые для сталежелезобетона играют важную роль.

Признавая большую важность книги не только как серьезной монографии, но и как прямого пособия для проектирования, нельзя не отметить и некоторых ее недостатков.

В методическом отношении книга построена недостаточно полноценно. Из главы I, которая легко могла быть превращена в небольшое введение, следовало бы исключить раздел «Виды предварительного напряжения и регулирования», и раздел «Технико-экономические показатели». Оба этих вопроса нуждаются в более широком освещении, и не в начале, а в конце книги после всестороннего изложения вопросов по теме.

Для сталежелезобетонных конструкций наиболее характерна и общеупотребительна сплошная вертикальная стенка. Между тем сквозным фермам, сравнительно редко применяемым в последнее время и менее типичным для такого конструктивного сочетания, как сталежелезобетон, в книге уделено много внимания.

Недостаточно детально разобран вопрос об объединении железобетонной

плиты проезжей части со стальными главными балками в надпорных зонах с отрицательными моментами в неразрезных пролетных строениях. Этот вопрос важен не только с точки зрения возможности значительного упрощения строительства, но и в общинженерной постановке, поскольку конструкция объединения плиты прямым образом связана с трещиностойкостью плиты пролетного строения.

Бедно, очевидно из-за ограниченности объема книги, представлен раздел о постройке сталежелезобетонных мостов. Практика постройки таких мостов в СССР и за рубежом изобилует многими интересными и оригинальными примерами, которые нуждаются в обобщении и классификации, чтобы прочно утвердиться в мостостроении и служить примерами при проектировании и строительстве.

В заключение можно сказать, что упомянутые замечания не снижают значения книги, которая служит ценным пособием при проектировании сталежелезобетонных пролетных строений.

Главный специалист по мостам
Союздорпроект, лауреат Государственной премии И. А. Хазин

УДК 625.745.2.001.12

РАСЧЕТЫ СТОКА И ОТВЕРСТИЙ МАЛЫХ МОСТОВ И ТРУБ

Рецензируемая книга, утвержденная в качестве учебного пособия, содержит кратко, методически правильное изложение основных вопросов расчета стока с малых бассейнов и гидравлического расчета водопропускных сооружений. В ней изложены интересные результаты исследований, проведенных проф. Ю. Н. Даденковым и его учениками, к числу которых относятся и авторы рецензируемой книги. В книге приведены также современные методы расчета с подробными примерами и вспомогательными таблицами, что облегчает понимание и применение рекомендуемой нормами методики расчета.

В первой главе изложены правила определения исходных данных для гидрологических расчетов, теоретические предпосылки, на которых основывается расчет стока с малых бассейнов (по данным исследований, проведенных в Союздорнии и ЦНИИСе), а также порядок уточнения расчетных зависимостей по материалам натурных наблюдений.

В следующей главе даны способы расчета расхода и объема стока с малых бассейнов. Для случая ливневого стока приведен табличный расчет по уравнению водного баланса, упрощенная формула Союздорнии 1963 г. и два способа, рекомендуемые в инструкции по расчету стока с малых бассейнов (ВСН 63-61, Минтрасстрой СССР).

Представляют интерес расчет стока, выполненный с помощью электронной вычислительной машины на кафедре

гидравлики Киевского автомобильно-дорожного института, и региональные графики, облегчающие процесс расчета.

При рассмотрении формулы Союздорнии 1963 г. авторы указывают (стр. 47), что ее можно применять в технических проектах при расходах до 100 м³/сек; автор же формулы д-р техн. наук Е. В. Болдаков¹ рекомендует применять ее при расходах до 50 м³/сек.

В «Кратком справочнике по трубам и малым мостам» этого же автора² допускается применение указанной формулы в проектах сооружений стоимостью не более 5 тыс. руб.

По рассмотренному вопросу желательно иметь единую рекомендацию.

Расчет стока от онеготаяния дается только по методике, рекомендуемой Союздорнии. Необходимо было бы привести и метод расчета, указанный в инструкции ВСН 63-61.

В третьей главе изложены способы определения гидравлических характеристик потока в открытых каналах и в руслах замкнутого поперечного сечения.

В примере 1-1 (стр. 65—66) для трубы $d=2,0$ м при коэффициенте шероховатости $n=0,016$ следовало принять значение $K_d=123,22$ м³/сек, вместо 154,25 м³/сек и $W_d=39,22$ м/сек вместо 49,1 м/сек (см. табл. 37). Неудобно, что скоростная характеристика и объем пруда — водохранилища обозначены одинаково через W .

В главе четвертой весьма подробно описаны способы расчета отверстий малых мостов с учетом и без учета аккумуляции, а также методика выполнения этих расчетов на электронно-вычислительных машинах.

В случае треугольного гидрографа притока расчеты по аналитическому методу Ю. Н. Даденкова (пример 19, стр. 89) и по формуле Д. И. Кочергина (рис. 27) дают практически одинаковое значение максимального сбросного расхода 10,5 м³/сек, а при расчете с помощью графика 28 (пример 21) при тех же исходных данных — 6,9 м³/сек. Причина такого расхождения неясна.

В пятой главе даны характеристики возможных режимов движения воды в дорожных трубах и методика их гидравлического расчета с учетом и без учета аккумуляции.

Выбор окончательного размера трубы при сравнении вариантов должен производиться в зависимости не только от размеров труб на других участках дороги (как это указано на стр. 107), но и с учетом условия, что стоимость всего комплекса сооружений, включая укрепительные и другие работы, должна быть минимальной.

К требованию о том, что отверстие трубы следует проверять на пропуск наибольшего расхода с вероятностью превышения 0,3% (стр. 104), следовало бы добавить, что это относится только к сооружениям, находящимся на железных дорогах общей сети (см. СНиП II-Д 7-62; п. 1.20).

В главе шестой приведены характеристики движения потока в отводящем русле за дорожными трубами и типы сопряжения бьефов, а также схемы укреп-

¹ В. А. Большаков, А. А. Курганович. Расчеты стока и отверстий малых мостов и дорожных труб. Изд-во «Будильник», К., 1966

¹ Е. В. Болдаков. Переходы через водотоки. М., изд-во «Транспорт», 1965, стр. 297

² Автотрансиздат, М., 1963, стр. 61

ления выходных участков и общие принципы расчета.

Таким образом, в сравнительно небольшой по объему книге авторам удалось рассмотреть почти все основные вопросы гидрологического и гидравлического расчета, необходимые для проектирования малых искусственных сооружений.

В тексте имеются отдельные опечатки и неточные формулировки. Так, следовало четко указать, какие вопросы изложены в соответствии с действующей Инструкцией по расчету стока с малых бассейнов (ВСН 63-61, Минтрансстрой СССР, Трансжелдориздат, М., 1962), поскольку ссылки на нее на стр. 16; 17; 25 и 129 сделаны неточно; там всюду вместо литературы с порядковым номером [15] должно быть [16].

При графоаналитическом способе расчета стока график $a_1=f(t_n)$ необходимо накладывать на номограмму коэффициента полноты стока φ так, чтобы оси ординат их были параллельны (а не совмещены, как указано на стр. 44, п. 7).

На стр. 45, в 7 строке сверху должна быть ссылка на литературу [4], а не [16], в формуле (48) должно быть K_n , а не K'' . В приложении 7 (стр. 141—142) вместо δ_3 всюду должно быть δ_2 .

Книга является полезным вкладом в литературу по проектированию искусственных сооружений. Ее следует рекомендовать не только студентам, но и проектировщикам, ибо она весьма облегчает применение способов расчета, которые в нормах и справочных руководствах изложены в ряде случаев весьма сжато. Отмеченные выше недочеты легко могут быть устранены при переиздании.

Канд. техн. наук Л. Г. Рабухин

ГОТОВЯТСЯ НОВЫЕ ТИПОВЫЕ ПРОЕКТЫ

В плане типового проектирования на 1967 г. по Минтрансстрою для строительства автомобильных дорог предусмотрены следующие типовые проекты, проектные задания и рабочие чертежи.

Деревянные мосты под автомобильные дороги (пролетные строения и опоры). Рабочие чертежи, вводятся в действие в IV квартале 1967 г.

Свайно-стоечные опоры под ребристые пролетные строения автодорожных мостов длиной до 18 м. Рабочие чертежи вводятся в действие в III квартале 1967 г.

Унифицированные облегченные сборные железобетонные пролетные строения длиной от 6 до 21 м для автодорожных мостов. Проектное задание в IV кв. 1967 г.

Инвентарные временные здания и сооружения передвижного контейнерного и сборно-разборного типа производственного складского назначения. Рабочие чертежи разрабатывает Гипромтрансстрой, вводятся в действие в IV квартале 1967 г.

Конструкции дорожно-сигнальных знаков из железобетона и металла с рефлекторными щитками. Рабочие чертежи, вводятся в действие в IV квартале 1967 г.

Конструкции светящихся островков безопасности и бордюров на крутых закруглениях. Рабочие чертежи вводятся в действие в IV квартале 1967 г.

Конструкции указательных знаков, расположенных над дорогой на «Габаритных воротах». Проектное задание и рабочие чертежи вводятся в действие в IV квартале 1967 г.

Разметка полос безопасности и проезжей части автомобильных дорог, I и II технической категории и транспортных развязок. Технические решения в IV квартале 1967 г.

Комплекс служебно-технических зданий на автомобильных дорогах, проектируемых на основе межотраслевой унификации: дорожный участок с пунктом технической помощи, дорожно-ремонтный пункт, дорожный участок, совмещенный с дорожно-ремонтным пунктом технической помощи, и др. (вариант со стенами из панелей):

для средней географической зоны (рабочие чертежи);

для сейсмических районов и районов Средней Азии (рабочие чертежи);

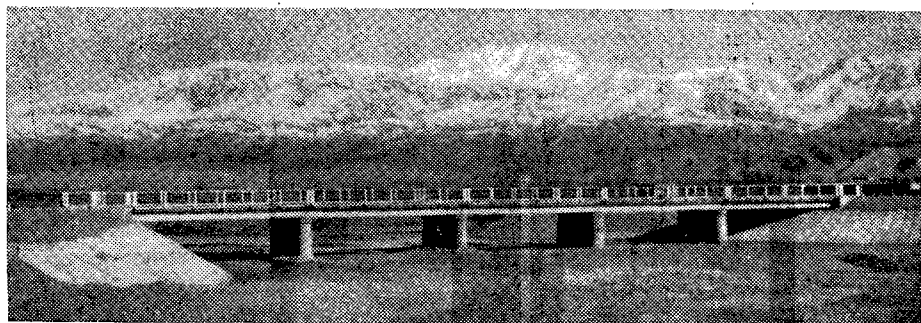
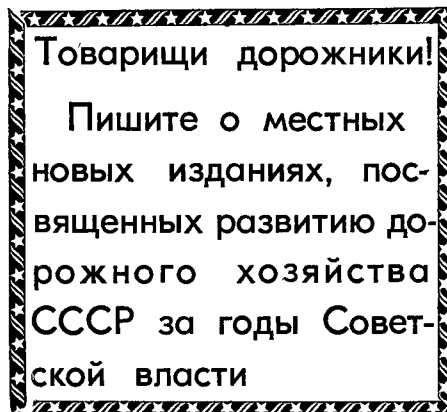
для южных районов (проектное задание). Ввод в действие в IV квартале 1967 г.

Комплексная битумная база с усовершенствованными по новой технологии битумохранилищами и эмульсионными установками. Рабочие чертежи вводятся в действие в IV квартале 1967 г.

Съезды с автомобильных дорог. Рабочие чертежи вводятся в действие в III квартале 1967 г.

Все перечисленные типовые проекты предполагается издавать в ЦПМ Главтранспроекта в 1968 г.

Инж. Б. В. Жадовский



Мост на сельской дороге через р. Иляк (Таджикская ССР)

Из писем читателей

УДК 625.745.12

Строительство моста в сельской местности

В Орджоникидзебадском районе Таджикской ССР через горную реку Иляк, которая отделяла районный центр от хлопкосеющих колхозов «Гулистон», «Москва» и др., движение автомобилей осуществлялось по временному деревянному мосту.

В период паводков мост разрушался и движение прекращалось. Это приносило большие потери народному хозяйству района, так как значительно удорожало сельскохозяйственную продукцию, нарушалась плавность проведения сельскохозяйственных работ, срывало сроки вывоза продукции, затрудняло завоз минеральных удобрений, корма для животных, топлива и смазочных материалов.

На ежегодное восстановление моста затрачивали большие средства. К тому же мост уже не удовлетворял растущие с каждым годом сельскохозяйственные перевозки.

Встал вопрос о строительстве нового капитального железобетонного моста, который бы обеспечил бесперебойное сообщение населенных пунктов колхозов с промышленными и культурными центрами района.

В конце 1966 г. мост был сдан в эксплуатацию. Некоторое представление о его размерах и конструкции можно получить по приведенной фотографии.

С вступлением моста в строй решен вопрос о предохранении прилегающих хлопковых полей от подмыва, так как река подмывала, разрушала и уносила с собой ценную землю. Специальными регуляционными сооружениями у поймы реки строители отвоевывали землю в размере 5—6 га, которую можно использовать под посевы риса и других сельскохозяйственных культур.

Инж. Г. Н. Владимиров

РАЦИОНАЛИЗАТОРЫ ПРЕДЛАГАЮТ

УДК 625.7:658.527

НОВАЯ ОРГАНИЗАЦИЯ ПОТОЧНЫХ ЛИНИЙ

В дорожной практике за последние годы все шире применяются битумные эмульсии. Этому способствует успешное внедрение специальных машин и установок для приготовления дорожных эмульсий.

Важно отметить, что использование дорожных эмульсий в качестве вяжущего материала обеспечивает экономию на некоторых видах дорожно-строительных и ремонтных работ до 40% битума, а также позволяет применять влажный материал и производить работы при более низких температурах. В результате этого, продлевается строительный сезон и сокращаются технологические перерывы, необходимые для просушки материала или слоев дорожной одежды.

Широкое применение эмульсий совершенно естественно потребовало усовершенствования машин и технологического процесса приготовления эмульсий и выбора новых эмульгаторов преимущественно из отходов местного промышленного производства.

В 1966 г. Ростовским облдоруправлением, при участии Оргавтотранса, в Егорлыкском производственном дорожном участке (ПДУ-1689) введена в действие эмульсионная установка (модель ЦКБ 9169). По проекту эмульсионная установка предназначена для периодического приготовления высококонцентрированных прямых или обратных эмульсий на одной и той же шнеко-лопастной мешалке.

В целях полноценного ее использования и применения большей номенклатуры эмульгаторов, эмульсионная установка (см. рисунок) доукомплектована трехступенчатым диспергатором Хотунцева—Пушкина 3 и дополнительными резервуарами (1, 1', 5, 12, 18), из которых первые четыре оборудованы подогревом.

Это усовершенствование эмульсионной установки позволило готовить одновременно две эмульсии разного типа, в основном по следующим технологическим линиям.

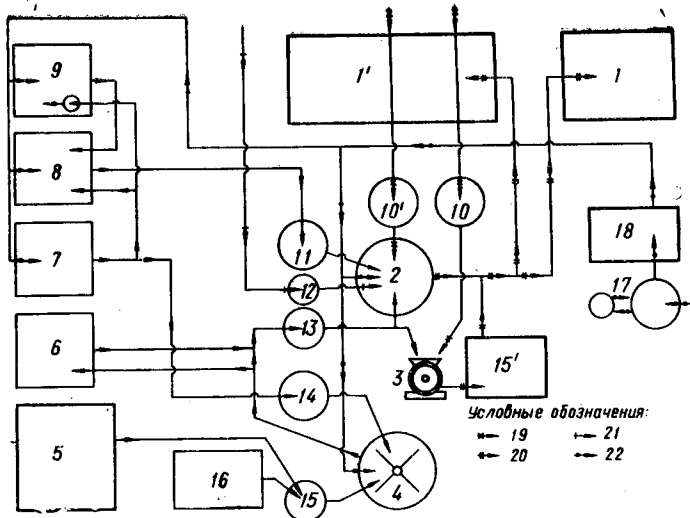
I — для приготовления обратной эмульсии в шнеко-лопастной мешалке, в которую поступает через дозатор 10 приготовленный битум, деготь или другие вяжущие материалы, нагретые до требуемой температуры; через дозатор 11 — водный раствор едкого натрия и поваренной соли из установки, состоящей из трех агрегатов 7, 8, 9; через дозатор 12 — при необходимости, керосиновый контакт или высокомолекулярные фенолы из специальных резервуаров.

Готовую эмульсию из мешалки 2 шестеренчатым насосом подают в резервуар для хранения 1.

II — для получения прямой эмульсии в трехступенчатом диспергаторе Хотунцева — Пушкина 3, в который поступает приготовленный вяжущий материал (через дозатор 10) и водный раствор эмульгатора через дозатор 13. В дозатор 13 этот раствор поступает из бака для хранения 6 или непосредственно из мыловарочного котла 4, в который подают через дозатор 15 жидкий или вязкий эмульгатор из резервуаров (соответственно 5 и 16) и через дозатор 14 раствор едкого натрия из бака 7, а так же вода (из резервуара 18), предварительно подготовленная в водоумягчительной установке 17.

Готовая эмульсия из диспергатора 3 поступает в промежуточный бак 15, из которого шестеренчатым насосом направляется для хранения в резервуар 1.

III — почти полностью повторяет II с той разницей, что водный раствор эмульгатора из дозатора 13 и битум из доза-



Эмульсионная установка ЦКБ 9169 с дополнительным оборудованием (жирный нонтур):

1 — резервуары для хранения готовой эмульсии; 2 — шнеко-лопастная мешалка; 3 — диспергатор Хотунцева—Пушкина; 4 — мыловарочный котел; 5 — резервуар для жидкого эмульгатора; 6 — то же, водного раствора; 7—9 — баки с растворами едкого натрия и поваренной соли; 10—15 — дозаторы; 15' — промежуточный бак для готовой эмульсии; 16 — резервуар для мягкого эмульгатора; 17 — водоумягчительная установка; 18 — бак для воды; 19 — трубопровод для вяжущих материалов; 20 — то же, для эмульгаторов и эмульсий; 21 — то же для керосинового контакта; 22 — водопровод

тора 10' подают в шнеко-лопастную мешалку 2 и далее в хранилище 1.

IV — может быть использована для получения прямой эмульсии и аналогична первой технологической линии, но водный раствор эмульгаторов готовят в установках 7, 8, 9, а не в мыловарочном котле.

Из трех технологических линий II, III и IV для производства прямой эмульсии наиболее эффективной оказалась технологическая линия II, с дополнительно установленным оборудованием 3, 1, 1', 5, 15 и 18 и с использованием дозаторов 10, 13 в качестве напорных резервуаров, необходимых для создания равномерного истечения жидкости при постоянном напоре. Технологическая линия II позволяет параллельно вести приготовление обратной эмульсии по I технологической линии или прямой — по IV.

Технологическая линия III не получила практического распространения, так как она использует многие агрегаты (2, 4, 5, 6, 7, 13 и др.), занятые в технологических линиях I и II. Следовательно, при работе по схеме III нельзя одновременно готовить эмульсию другого типа.

IV технологическая линия предназначена для одновременного приготовления двух эмульсий прямого типа с разной скоростью распада (по схемам II и IV). Однако эта технологическая линия требует дополнительной конструктивной доработки для ликвидации ручного труда, поэтому ее применение пока ограничено.

Таким образом, эмульсионная установка, смонтированная в Егорлыкском ПДУ-1689, позволяет одновременно готовить две эмульсии по двум технологическим линиям, что увеличивает проектную производительность установки почти в два раза.

Кроме этого, использование диспергатора Хотунцева — Пушкина позволяет готовить прямые эмульсии повышенного типа и значительно расширяет возможность применения разнообразных эмульгаторов.

Производительность эмульсионной установки с одновременным использованием двух технологических линий I и II составляет 34—38 т в смену, при этом прямую эмульсию готовят по II технологической линии, а обратную — по I.

В процессе приготовления эмульсии особое внимание надо уделять четкой работе объемных дозаторов. Для этого на Егорьевской эмульсионной базе установлены конечные выключатели, автоматически регулирующие включение и выключение насосов, наполняющих дозаторы, что облегчает труд рабочих, обеспечивает правильность дозировки и предупреждает потери (переливание) компонентов эмульсии.

Для многих дорожных эмульсий требуется мягкая вода, без чего они неустойчивы, поэтому необходимо обеспечить бесперебойную работу водоумягчительной установки 17, дающей в час 3 т мягкой воды. Применение специальных химикатов для смягчения удорожает себестоимость эмульсий.

Основное оборудование Егорлыцкой доукомплектованной эмульсионной базы размещено в специальном кирпичном здании. В технологическом процессе используются лаборатория, битумное и паровое хозяйство и другие коммуникации асфальтобетонного завода. База имеет необходимые устройства, обеспечивающие требования техники безопасности и производственной санитарии.

Установка дополнительного оборудования для обеспечения одновременной работы двух технологических линий вызвала увеличение стоимости базы на 12%, но обеспечила рост производительности в два раза, что дает хорошие технико-экономические показатели работы эмульсионной установки и сокращает срок окупаемости затрат на сооружение. Экономия от применения 1 т эмульсии достигает более 30 руб.

Следовательно, установка дополнительного оборудования дает значительную экономию средств и обеспечивает более эффективную работу эмульсионной базы.

Анализ работы (с мая 1966 г.) описанной эмульсионной установки с целью ее усовершенствования и наиболее эффективного использования, увеличения производительности, повышения качества продукции, удлинения периода работы, снижения себестоимости и обеспечения нормальных условий труда, показывает, что необходимо:

ввести в комплект диспергатор и четыре резервуара для хранения жидкого эмульгатора и эмульсии, а также другое оборудование для одновременного выпуска двух типов эмульсий;

основное оборудование эмульсионной базы размещать в закрытом помещении, предусмотрев автоматизированный контроль;

шире использовать отходы местных промышленных предприятий в качестве эмульгаторов для дорожных эмульсий.

Ю. Н. Розов

СБОРНО-РАЗБОРНЫЙ УКЛОНОМЕР

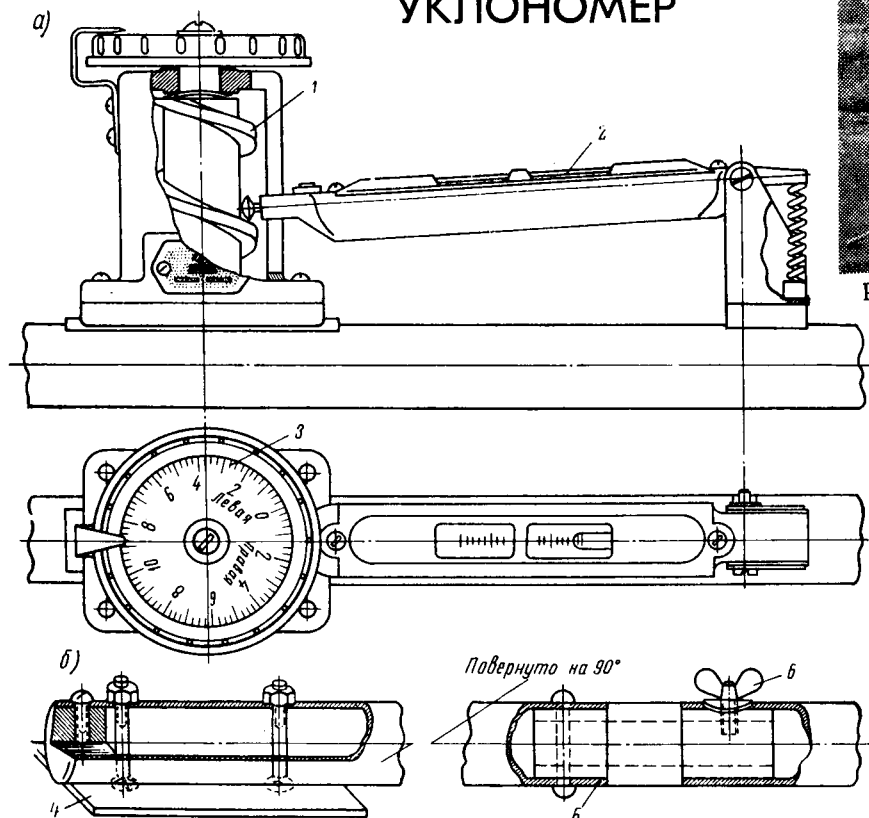


Рис. 1. Основные части прибора для измерения поперечного уклона:
а — измерительное устройство железнодорожного шаблона ШУД; б — части удлинителя;
1 — барабан; 2 — уровень; 3 — лимб; 4 — опорная площадка; 5 — переходная втулка;
6 — барашки фиксатора

При укладке асфальтобетонной смеси очень затруднен непрерывный контроль поперечного уклона проезжей части покрытия. Использующие в настоящее время инструменты для контроля поперечного уклона в процессе укладки смеси (металлические или деревянные шаблоны с плотничными уровнями) не дают нужной точности отсчета уклона покрытия, требуемой техническими условиями.

Устройство виражей требует изготовления дополнительных шаблонов, а отгоны виража обычно контролируют визуально по предварительно выставленным маякам. Применяемые шаблоны, как показала многолетняя практика, очень неудобны как в работе, так и при транспортировании их. Практически один человек занят только контролем поперечного уклона укладываемого покрытия;



Рис. 2 обычно это техник или инженер, который полностью отвлечен от организации труда по устройству покрытия.

Рационализаторами треста «Севзапдорстрой» предложен сборно-разборный уклономер повышенной точности, сконструированный на основе железнодорожного шаблона ШУД, который изготавливается промышленностью.

Уклономер (рис. 1) состоит из шаблона ЦУП-2, (длиной 1,7 м с измерительным устройством а; лимба с делениями в процентах уклона); двух трубок — удлинителей по 90 см б и опорных площадок.

Процесс измерения заключается в следующем:

монтируют трубки-удлинители до требуемой базы измерения 1,7; 2,6; 3,5 м (рис. 2);

устанавливают уклономер на поверхность покрытия;

устанавливают пузырек уровня в нулевое положение (с помощью барабана измерительного устройства);

берут отсчет по лимбу с точностью до 0,5 деления (0,125%).

В 1965 г. изготовлена опытная партия уклономеров и произведена проверка эффективности их использования в производственных условиях. Применение уклономеров показало, что они дают значительную точность измерения при большом диапазоне величины уклона (от 0 до 10%), повышают культуру производства. Складной уклономер легко перевозить.

В СУ-880 для обеспечения требуемого уклона проезжей части покрытия в процессе его устройства уклономеры уста-

новлены непосредственно на асфальто-укладчик Д-152А. К обоим половинам выглаживающей плиты прикреплены по две стойки из уголков № 60 так, чтобы верхние концы их были на одинаковом расстоянии от низа выглаживающей плиты. Уклономер крепят к верху уголков на зажимах. Перед началом работ уровень уклономера устанавливают по шкале на проектный поперечный уклон покрытия и регулировочными винтами плиты удерживают на середине в процессе укладки асфальтобетонной смеси.

Уклономер позволяет строить отгоны выравней с уклонами, близкими к проектным; для этого достаточно выставить колышки по отгону выража с надписями о величине уклона на данном поперечнике.

Применение уклономера обеспечивает точность измерений и улучшает культуру производства работ по контролю поперечного уклона.

Контрольные замеры поперечных уклонов проезжей части, уложенной с уклономерами, установленными на асфальтоукладчике, практически не дали отступлений от установленных проектом.

Опыт применения уклономеров показал целесообразность повсеместного применения их в дорожном строительстве. Стоимость прибора равна 30—35 руб., вес 2,5 кг. Срок службы при бережном отношении до 10 лет.

Инженеры *Е. Шашкова*
и *С. Летнев*

НАМ ПИШУТ:

Бетонные покрытия после тридцатилетней эксплуатации

На ряде автомобильных дорог Калининградской области бетонные покрытия эксплуатируются уже более чем тридцать лет. По ним движутся автомобили весом до 25 т и гусеничные машины весом до 60 т.

Бетонные покрытия устроены в основном двухслойные на автобусных стоянках. Нижний слой делали из бетона марки 100—150 с использованием песчано-гравийной смеси местных карьеров. Верхний слой устраивали сразу же после укладки нижнего и поэтому оба слоя имеют монолитное сцепление. Бетон верхнего слоя имел предел прочности при сжатии около 500—600 кг/см². Изготавливали его из смеси на дибазовом и гранитном щебне крупностью 5—30 мм с очень малым содержанием песка, очень плотной и однородной щебенистой структурой. При внешнем осмотре вырубок видно, что в этом слое бетона имеется большое содержание цементного теста и щебня. Воздушных пузырьков от испаряющейся воды или от недоуплотнения бетонной смеси не обнаружено. Ориентировочный состав бетона для верхнего слоя 1:1:2.

Поверхность бетонного покрытия имеет мелкозернистую структуру с очень большим содержанием мелкого щебня без защитного слоя раствора.

Судя по установленным на глубину до 6 м дождеприемным колодцам, износ покрытия после тридцатилетней эксплуатации не превышает 2—3 мм.

В практике наблюдаются случаи разрушения и износа, как правило, верхнего слоя бетонных покрытий, который ослаблен из-за переобводнения и «всплытия» раствора в верхнюю зону покрытия во время уплотнения смеси. В данном же случае благодаря высокой прочности верхнего слоя нет таких часто встречающихся пороков бетонных покрытий, как сколы, выщербины, износ кромок плит у швов, большая ширина швов, износ и выщелачивание с поверхности плит растворной части бетона и т. п.

Одновременная укладка двухслойных бетонных покрытий в производственном и технологическом отношении связана с рядом трудностей, но зато они компенсируются долговечностью покрытия и спокойной ездой автомобилей по нему.

Попытки повышения прочности верхнего слоя бетонного покрытия путем добавки сухой смеси (в уложенную бетонную смесь перед ее уплотнением) из мелкого гранитного щебня и цемента состава 1:3 показали, что даже эта мера резко увеличивает прочность, а с нею и сохранность верхней поверхности покрытия.

По нашему мнению, для увеличения долговечности бетонных покрытий необходимо разработать технологию укладки двухслойных монолитных бетонных покрытий.

В. Ф. Осетров

В номере

Строители дорог и мостов, юбилейный год — год высокого качества работ 2-я стр. обл.

К 50-ЛЕТИЮ ОКТЯБРЯ ГЛАВНОЕ КАЧЕСТВО И ЭКОНОМИЧНОСТЬ

Е. Е. Гишман, А. С. Ильевич, И. А. Хазан, А. П. Чаруйский, Г. Я. Рудяков, Г. С. Фишер — Пути развития отечественного мостостроения 1

И. А. Матаров, И. Ю. Баренбайм, Е. П. Дуброва, М. Б. Фельдман, Ф. Г. Голицин — Снижать расход арматуры в сборных железобетонных пролетных строениях 4

В. Н. Куценко — Сборные железобетонные опоры мостов 6

Л. И. Иосилевский, П. Н. Романов, М. Б. Фельдман, Е. П. Дуброва — Предварительно — напряженные пролетные строения с неполным обжатием бетона 8

Е. И. Штильман, В. П. Барсуков — Деформативность и проницаемость сухих стыков составных балок 10

ЮБИЛЕЙНОМУ ГОДУ — УДАРНЫЙ ТРУД

В коллективе ДЭУ-954 12

Дороги — на юбилейной экспозиции ВДНХ 12

ЗА ВЫСОКОПРОИЗВОДИТЕЛЬНЫЙ ТРУД
Мостостроители - рационализаторы 13

РАЦИОНАЛИЗАТОРЫ ПРЕДЛАГАЮТ
Ю. Г. Ковалев, Н. П. Надтачаев — Улучшение работы песко-разбрасывателя КДМ-1 14

ВУЗЫ — ПРОИЗВОДСТВУ
В. Б. — В интересах технического прогресса 1

А. К. Бируля — Вопросы прочности дорожных одежд на межвузовской конференции в ХАДИ 16

ПРОЕКТИРОВАНИЕ
И. А. Хазан — Еще о неразрезных и рамно - неразрезных пролетных строениях из сборного железобетона 18

М. А. Малышев — Расчет оснований фундаментов труб по предельному состоянию 19

А. Л. Цейтлин — Применение ЭВМ при проектировании мостов 20

В. В. Шестонас — Получение данных для реконструкции и развития дорожной сети 21

А. А. Курганович — Уточнение учета аккумуляции ливневых вод перед мостами и трубами 22

Л. Г. Бегам — Гидравлические и русловые расчеты мостовых переходов на основе гидрографа 23

Н. С. Соломенцева — Влияние ползучести бетона на работу железобетонных консольных ферм 24

В. С. Порожняков — Новые требования к штыревым соединениям в швах бетонных покрытий 25

Г. Я. Ключников — Работа бетонных покрытий при многократном воздействии транспортной нагрузки 27

КРИТИКА И БИБЛИОГРАФИЯ
И. А. Хазан — Сталежелезобетонные мосты 29

Л. Г. Рабухин — Расчеты стона и отверстий малых мостов и труб 29

Б. В. Жадовский — Готовятся новые типовые проекты 30

ИЗ ПИСЕМ ЧИТАТЕЛЕЙ
Г. Н. Владимиров — Строительство моста в сельской местности 30

РАЦИОНАЛИЗАТОРЫ ПРЕДЛАГАЮТ
Ю. Н. Розов — Новая организация поточных линий 31

Е. Шашкова и С. Летнев — Сборно-разборный уклономер 32

НАМ ПИШУТ
Бетонные покрытия после тридцатилетней эксплуатации 3-я стр. обл.

Технический редактор *Р. А. Горячкина*

Корректор *Н. В. Митина*

Сдано в набор 27/VI 1967 г.

Подписано к печати 1/VIII 1967 г.

Бумага 60 × 90/4

Печат. л. 4,0

Учетно-изд. л. 6,4

Заказ 2527

Цена 50 коп.

Тираж 15290 экз.

T-09275

Издательство «Транспорт» — Москва, Басманный тупик, 6-а

Типография издательства «Московская правда» — Москва, Потаповский пер., д. 3.

**МОСКОВСКИЙ
АВТОМОБИЛЬНО-ДОРОЖНЫЙ
ИНСТИТУТ**

**ИНДЕКС
70004**

**ОБЪЯВЛЯЕТ ПРИЕМ
на вечерние
и заочные курсы
по подготовке в вуз**

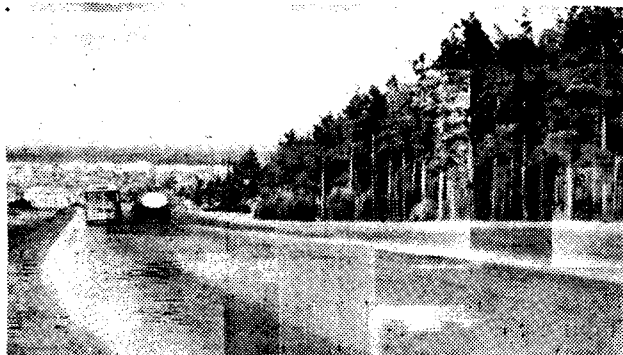
Срок обучения 9 месяцев (октябрь 1967 г. — июнь 1968 г.).

Подготовка проводится по математике, физике, химии, русскому языку и литературе.

Заявления подаются на имя ректора института с указанием номера аттестата или диплома, прилагается справка с места работы. Стоимость обучения на вечерних курсах 26 руб., на заочных — 15 руб. За обучение на заочных курсах плата высылается по адресу: Москва, Ленинградское отделение Госбанка, текущий счет 14009, курсы.

Учебный материал высылается после получения платы за обучение.

Адрес института: Москва А-319, Ленинградский проспект, дом 64, ком. 243. Телефон АД 5-03-15.



Цена 50 коп