МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА
ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ВСЕСОЮЗНЫЙ ДОРОЖНЫЙ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
СОЮЗДОРНИИ

ТРУДЫ СОЮЗДОРНИИ

АКТУАЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ УЛУЧШЕНИЯ ПРОЕКТНЫХ РЕШЕНИЙ И ПОВЫШЕНИЯ ДОЛГОВЕЧНОСТИ МОСТОВ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ

gost.e-ecolog.ru

МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ВСЕСОЮЗНЫЙ ДОРОЖНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
СОЮЗДОРНИИ

ТРУДЫ СОЮЗДОРНИИ

АКТУАЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ УЛУЧШЕНИЯ ПРОЕКТНЫХ РЕШЕНИЙ ПОВЫШЕНИЯ ДОЛГОВЕЧНОСТИ МОСТОВ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ

Москва 1990

Редакционная коллегия:
канд.техн.наук Б.П.Белов (отв.ред.), д-р техн. наук М.М.Журавлев, канд.техн.наук Ю.Н.Саканский, инж. Л.А.Шутова (отв.секр.)

© Государственный всесоюзный дорожный научно-исследовательский институт, 1990.

ВВЕДЕНИЕ

Сборник статей составлен на основе докладов, представленных на VIII Всесоюзное научно-техническое совещание дорожников. В этих докладах освещаются законченные этапы научно-исследовательских работ по совершенствованию конструкций автодорожных мостов и мостовой гидравлике, выполненных в Союздорнии, ЦНИИСе, МАДИ и минавтодорах союзных республик.

В статьях сборника изложены принципы проектирования новых конструкций решетчатых пролетных строений железобетонных мостов больших пролетов, стыков железобетонных конструкций, новый подход к назначению габаритов приближений конструкций на автодорожных мостах; дается оценка работоспособности гидроизоляции плиты проезжей части; приводится сравнение отечественных норм нагрузок на автодорожные мосты и нагрузок по новому СТ СЭВ 5496-86; анализируется техническое состояние сборно-монолитных опор мостов, эксплуатируемых в различных строительно-климатических зонах, а также описывается опыт применения сборно-монолитных мостовых опор с непрерывными вертикальными швами.

Кроме того, в сборнике приведены новые данные, полученные в ходе экспериментальных исследований, натурных испытаний и обследований, позволяющие судить о долговечности узла объединения сводчатых плит в пролетное строение бетонированием шпонок, клееных балок деревянных мостов, а также о соответствии проектных показателей эксплуатационным.

Рассмотрены основные положения нового метода расчета местного размыва у струенаправляющих траверсов, основанного на лабораторных и натурных данных, результаты изучения влияния карчехода на русловой процесс у мостовых переходов, воздействия льда на опоры мостов; приведено математическое моделирование мостовых переходов в двухмерной схематизации.

Все опубликованные материалы не повторяют вышедших изданий, имеют практическую направленность, и авторы разработок готовы оказать помощь во внедрении результатов исследований.

Новые конструктивные решения позволяют снизить до 30% расход бетона, до 15% расход арматуры и до 50% трудоемкость соответствующих технологических процессов.

Директор Союздорнии
канд.техн.наук В.Г.Лейтланд

УДК 624.21.012.44

О ЦЕЛЕСООБРАЗНОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ РЕШЕТЧАТЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ БОЛЬШИХ ПРОЛЕТОВ

Канд. техн. наук **Б. П. БЕЛОВ**

В нашей стране в последнее время наметилась тенденция строить пролетные строения пролетами 105 м и более из стали, что объясняется прежде всего меньшей , по сравнению с железобетонными, трудоемкостью их монтажа и меньшей зависимостью работ от погоды при некотором увеличении стоимости строительства. Однако упорядочение цен на строительные материалы скорее всего приведет к относительному удорожанию стали. Так, например, отношение единичных стоимостей мостовых конструкций из стали (1 т) и железобетона (1 $м^3$) в нашей стране примерно равно 2, в развитых капиталистических странах – от 2,5 до 4,4. Поэтому в ряде зарубежных стран оказалось экономически оправданным строительство железобетонных мостов пролетами до 300 м. Учитывая изложенное, следует быть готовыми к тому, что строительство автодорожных мостов пролетами 105–147 м в нашей стране будет осуществляться, как правило, из железобетона.

Конструктивно-технологические решения железобетонных мостов должны обладать теми же преимуществами, что и стальных. К таким следует отнести железобетонные пролетные строения, монтируемые из типизированных блоков заводского изготовления /1/.

Перспективны конструкции балок со сплошной стен-

кой, как менее трудоемкие при монтаже, и решетчатые конструкции, как менее материалоемкие.

Решетчатые конструкции отличаются от других хорошим внешним видом, меньшим расходом материалов и, следовательно, меньшей стоимостью (стоимость материалов достигает 25% стоимости строительства мостов).

Расход бетона на решетчатые пролетные строения рамно-подвесной системы составляет примерно 85 % среднего расхода бетона на пролетные строения со сплошной стенкой. При этом учтен расход бетона на верхнюю часть массивной опоры пролетного строения. Выполнение опоры на высоте пролетного строения тоже решетчатой позволяет снизить расход бетона на 25-35%.

Общий расход стали на решетчатую конструкцию составляет около 85%, а напрягаемой арматуры - около 60% расхода на пролетное строение со сплошной стенкой.

Как видим, решетчатые пролетные строения позволяют значительно снизить расход материалов. Однако при неудачном назначении поперечного сечения пролетного строения можно не добиться желаемого результата. Так, на решетчатое пролетное строение моста через р.Волгу пролетом 166 м израсходовано такое же количество материалов, как и на пролетные строения со сплошной стенкой. В этом пролетном строении при габарите 12+2х1,5 м в поперечном сечении поставлены четыре фермы (рис.1), т.е. на каждую ферму приходится 3,75 м габарита, в то время как оптимальным считается 6-8 м /2/.

Основной причиной, сдерживающей применение решетчатых конструкций в мостостроении, является их нетехнологичность. Затраты труда на изготовление элементов решетчатых пролетных строений при строительстве мостов через р.Дон составили 2,6 чел.-дн. и на

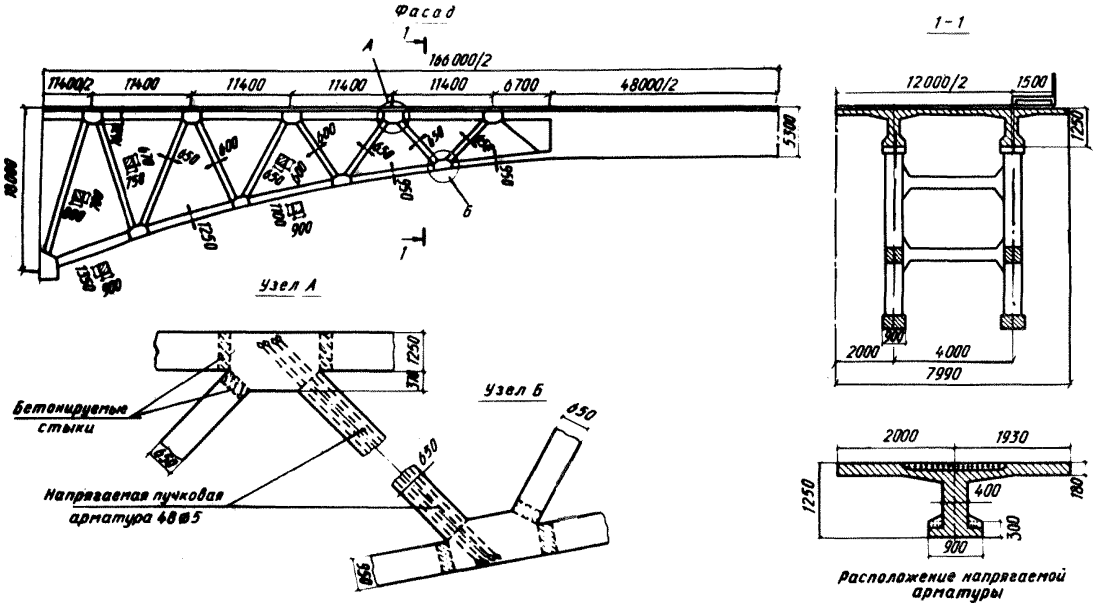


Рис.1. Конструкция решетчатого неразрезного пролетного строения моста через р.Волгу пролетом 166 м

монтаж - 3 чел.-дн. на 1 м^2 полезной площади моста (т.е. на устройство элементов решетчатых конструкций трудозатраты примерно такие же, как существовавшие в то время на изготовление конструкций со сплошными стенками, а трудозатраты на их монтаж более чем в 3 раза выше, чем на монтаж коробчатых конструкций). При этом следует иметь в виду, что приведенные для решетчатых конструкций трудозатраты занижены, так как не учтены трудозатраты на вспомогательные сооружения. Причина нетехнологичности решетчатых пролетных строений - большое количество узких бетонируемых стыков и типоразмеров элементов при низкой серийности, а также наличие стальных опорных частей в нижнем поясе.

Нетехнологичность решетчатых конструкций можно показать на примере одного из лучших решений, предложенного Гипродорнии в 1977 г. Пролетное строение (рис.2) пролетом 127 м собирается на месте строительства из 64 элементов 14 типоразмеров.Серийность каждого элемента изменяется от 24 (плиты проезжей части) до 2 (коробчатые блоки, примыкающие к подвесному пролетному строению) при среднем значении 4,5. Из 14 типоразмеров элементов пролетного строения только шесть соответствуют транспортным габаритам и их при изготовлении приходится разделять на 2-4 части, т.е. на заводе изготавливают не 64, а 128 элементов, из которых на месте строительства собирают 52. Для укрупнения элементов в условиях строительства необходимы специальные стапели, желательно в закрытом помещении, так как объемы бетона, укладываемого в стыки, малы и обогрев их зимой затруднен. Кроме того, при монтаже решетчатого пролетного строения необходимо установить в стыках нижних поясов 24 стальные опорные части и выполнить в большом объеме мелкие работы по устройству бетонируемых стыков, в том числе стыков плит проезжей части

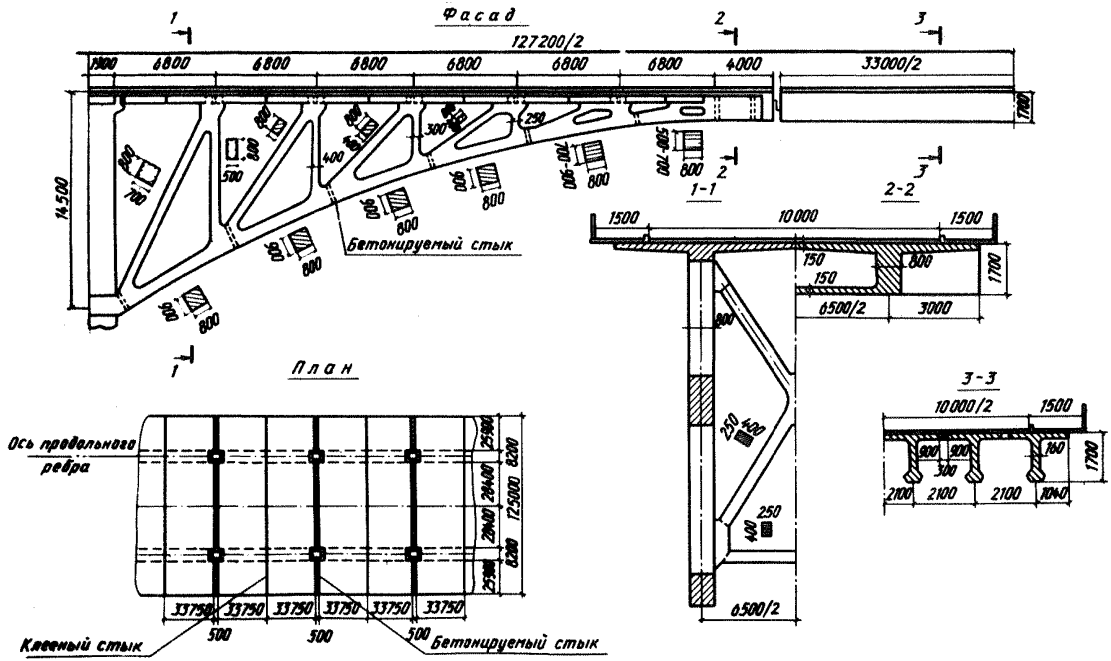


Рис.2. Конструкция решетчатого рамно-подвесного пролетного строения пролетом 127 м

шириной 50 мм и общей длиной 225 м. Все это и приводит к высокой трудоемкости строительства решетчатых конструкций .

Очевидно, что в таком виде решетчатые конструкции не могут конкурировать с конструкциями со сплошными стенками, несмотря на существенно меньший расход материалов. Чтобы повысить конкурентную способность решетчатых конструкций, необходимо улучшить их технологические показатели, даже при некотором повышении расхода материалов. Для этой цели можно рекомендовать:

отказ от бетонируемых стыков и переход на клееные или клеештыревые соединения;

использование в средней части пролета блоков К-1 коробчатого сечения;

устройство верхнего пояса решетчатого ригеля в виде плитно-ребристой конструкции, изготовляемой в той же опалубке, что и блоки К-1;

отказ от совмещения решетки в одном блоке с нижним поясом и переход на плитные элементы нижнего пояса и линейные элементы решетки;

отказ от запуска стоек в верхний пояс и устройство стыков на уровне нижней грани верхнего пояса ригеля;

изготовление растянутых раскосов из стержневой арматуры диаметром 40–80 мм.

Схемы предлагаемого решения приведены на рис. 3 и 4.

Монтаж рекомендуется вести навесным способом, используя временные оттяжки для фиксирования нижнего пояса.

Принципы расчета и устройства клееных и клеештыревых стыков, в том числе и при не совсем точном совпадении соединяемых плоскостей, разработаны в Союздорнии и могут быть применены при строительстве решетчатых конструкций.

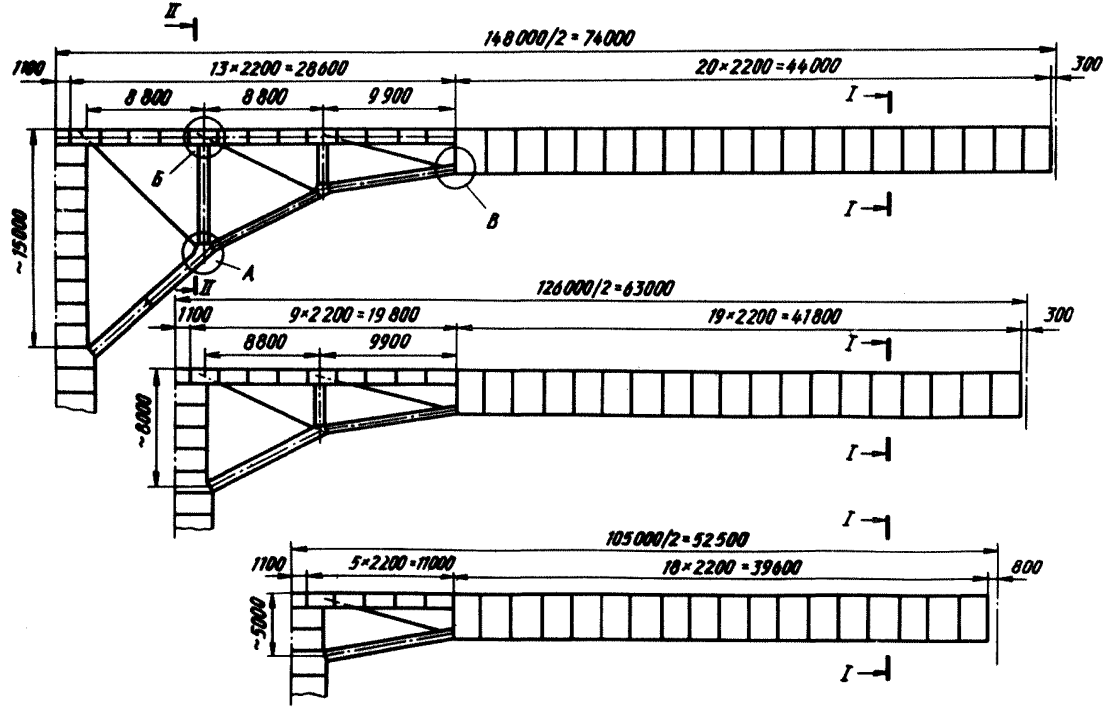


Рис.3. Конструкция пролетного строения с решетчатым приопорным участком

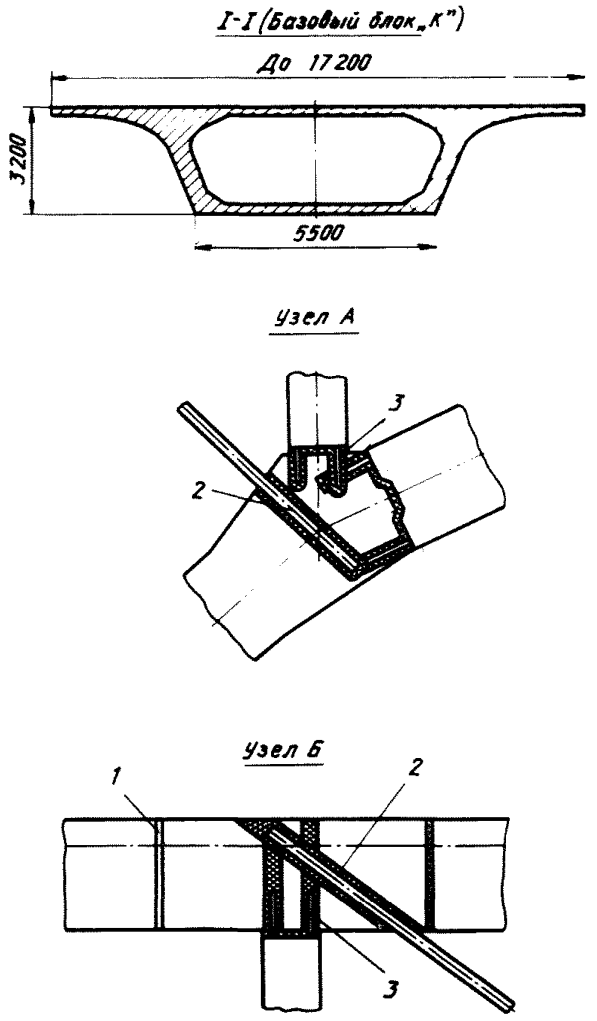
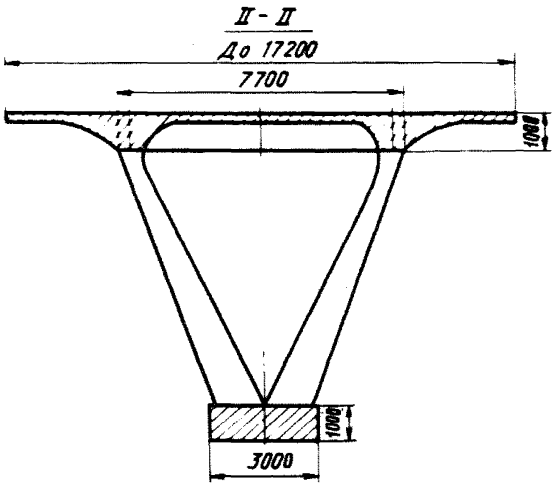
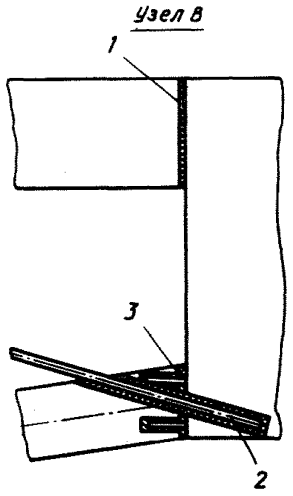


Рис.4. Поперечные сечения и узлы пролетных строений с 2–вклеенный растянутый раскос; 3–клеештыревой стык





решетчатым приопорным участком : 1– клееный стык ;

Целесообразно выполнить опытное проектирование, испытание узлов пролетного строения и построить мост, что позволит объективно оценить достоинства решетчатых конструкций.

ЛИТЕРАТУРА

1. Серегин И.Н., Белов Б.П., Саканский Ю.Н. Составные по высоте блоки железобетонных мостов больших пролетов. - В сб.: Актуальные вопросы изготовления и строительства железобетонных конструкций и устройства элементов автодорожных мостов/ Труды Союздорнии. - М., 1986. - С.4-12.

2. Серегин И.Н., Белов Б.П. Технико-экономические показатели составных по длине пролетных строений. - В сб.: Новые направления в исследованиях конструкций и технологии строительства мостов/ Труды Союздорнии. - М., 1988. - С.5-13.

УДК 624.21+624.21.037.003

НЕКОТОРЫЕ УДЕЛЬНЫЕ ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ МОСТОВ И ПУТЕПРОВОДОВ, ПОСТРОЕННЫХ ГЛАВМОСТОСТРОЕМ ЗА ОДИННАДЦАТУЮ ПЯТИЛЕТКУ

Инж. Л.А.ШУТОВА

За 15 лет (девятая-одиннадцатая пятилетки) в Союздорнии были собраны и обработаны статистические данные об объеме строительства Главмостостроем автодорожных пролетных строений мостовых сооружений за этот период.

Ежегодно исходные данные выбирали из годовых отчетов мостостроительных трестов. За исходные данные принимали: местоположение, длину, габарит, схему, сметную стоимость сооружения, а также материал для пролетных строений.

После обработки указанных данных были определены статистические объемы строительства пролетных строений с дифференциацией сооружений по размерам и числу пролетов сооружений, материалу для пролетных строений, доле городских мостов, путепроводов и эстакад, пешеходных мостов.

За XI пятилетку мостостроительными организациями Главмостостроя построено 2250 автодорожных мостовых сооружений общей протяженностью 194 км и площадью 2990 тыс.м^2 (см.рисунок). Из общего числа автодорожных мостовых сооружений приходится: на большие 20%, средние 66%, малые 14%, по площади соответственно 62, 35 и 3%. Из этого объема на путепроводы и эстакады приходится 35% площади, кроме путепроводов и эстакад, входящих в состав больших мостов.

Для сравнения: объединением "Автомост" Минавтодора РСФСР, по данным журнала "Автомобильные дороги", 1987, № 1, за XI пятилетку построено 900 мостовых сооружений, в том числе 61 путепровод, что составило соответственно 40 и 12,5% общего числа автодорожных мостовых сооружений, построенных Главмостостроем. Минавтодорами союзных республик (Азербайджанской, Белорусской, Казахской, Киргизской, Латвийской, Литовской и Эстонской ССР), вместе взятыми, построено по числу сооружений 30%, а по площади - 15% объема строительства, проведенного Главмостостроем.

В среднем за год мостостроительные организации Главмостостроя в XI пятилетке сдавали в эксплуатацию по 450 автодорожных мостовых сооружений общей площадью 598 тыс.м^2.

В этом объеме строительства пролетные строения с пролетами 42 м или менее 42 м составили 85% общей площади построенных пролетных строений.

Наиболее распространенными в мостовых сооружениях являлись пролеты длиной 24 м (19%), 33 м (16%), 18 м (13%), 15 м (11%), в путепроводах и эстакадах - пролеты 24 м (31%), 18 м (18%), 33 м (17%).

Мосты с одним и двумя пролетами по площади составили 9%, по числу сооружений-33%, а с тремя-пятью пролетами - 42 и 53% соответственно, что свидетельствует о большой разбросанности объектов строительства и сравнительно малом объеме работ на каждом объекте.

В связи с возрастанием объемов строительства дорог I, II, III категорий отмечается увеличение средней ширины мостов: средних на 13%, больших на 10%.

Городские мостовые сооружения в общем объеме строительства в XI пятилетке по Главмостострою составили 42%.

На стальные и сталежелезобетонные автодорожные мостовые сооружения приходится 7% всей площади построенных пролетных строений. В этом объеме пролеты длиной 63-70 м составили 64%, 126-132 м-57% всех пролетных строений данной длины.

Объем строительства пешеходных мостов по площади составил 2% всего объема мостовых сооружений. Наиболее распространенная длина пролетов пешеходных мостов - 24, 21 и 18 м.

Анализ обработанных данных об объемах строительства автодорожных пролетных строений показал, что среднегодовое использование железобетона в XI пятилетке по Главмостострою - 203 тыс.$м^3$, металла на железобетонные пролетные строения - 44 тыс.т, в том числе 17% напрягаемой арматуры.

Расход материалов вычислен по принятым типовым проектам с включением расхода материалов на троту-

арные блоки, выравнивающий слой и бетон омоноличивания.

Среднегодовой объем сборного железобетона на автодорожные пролетные строения в XI пятилетке составил на плиты и балки с пролетами 12-33 м 59% общего объема железобетона, в том числе на плиты - 6%, на балки с каркасной арматурой - 14%, с напрягаемой арматурой - 39%.

Средняя сметная стоимость мостового сооружения в XI пятилетке по Главмостострою составила: малого - 100 тыс.руб., среднего - 353 тыс.руб., большого - 2600 тыс.руб.

Из годовых отчетов Главстройпрома и Главмостостроя ежегодно выбирали данные об объемах производства балок и плит для пролетных строений с разбивкой по длине и типу армирования (каркасной и напрягаемой арматурой) и с указанием предприятия-изготовителя.

Балок и плит на заводах Главмостостроя и Главстройпрома в XI пятилетке производилось в среднем за год 14 тыс. (расход железобетона - 132 тыс.$м^3$), из них плит 7%, балок с каркасной арматурой 27% и с напрягаемой арматурой 66%.

На стройдворах и полигонах Главмостостроя производилось в среднем за год 0,63 тыс. балок и плит (расход железобетона 9 тыс.$м^3$).

Сведения о номенклатуре балок и плит с указанием заводов, их производящих, позволяют более правильно назначать размеры пролетов и уменьшать затраты на перевозку элементов.

Статистические данные могут быть использованы проектными и строительными организациями при составлении ТЭО реконструкции и строительства новых МЖБК и полигонов, а также при определении технической направленности научных исследований, установлении значимости той или иной работы в области мостостроения.

УДК 624.21

НОВЫЙ ПОДХОД К НАЗНАЧЕНИЮ ГАБАРИТОВ ПРИБЛИЖЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

Кандидаты технических наук **Б. П. БЕЛОВ,**
Ю. С. КРЫЛОВ, *инж.* **Я. В. СЕРОВ**

Габариты приближения конструкций мостовых сооружений назначают по СНиП 2.05.03-84 исходя из категории автомобильной дороги и перспективного периода ее развития, равного 20 годам. Необходимо отметить как минимум два недостатка действующих норм.

Первый из них обусловлен тем, что габариты приближения мостовых сооружений, принятые исходя из условия обеспечения требуемых параметров движения, имеют значительные различия по ширине полосы движения (3,0; 3,5 и 3,75 м), полосы безопасности (0,5; 0,75; 1,0; 1,5 и 2,0 м) и тротуаров (0,75; 1,0 и 1,5 м). Такое множество размеров и жесткое, не допускающее отклонений нормирование габаритов приводят к тому, что конструкции мостовых сооружений приспосабливают к габаритам, изменяя расстояния между балками, уменьшая вылет тротуарной консоли и применяя узкие балки (шириной 0,75-1,0 м). Это приводит к нерациональным решениям, неполному использованию несущей способности балок, тротуарных консолей и сдерживает внедрение полносборных конструкций.

Так, например, на дорогах II и III категорий при габаритах соответственно 11,5 и 10 м в поперечном сечении пролетного строения устанавливают шесть предва-

рительно напряженных балок (см.проект инв.№ 384/42), т.е. габарит сокращается на 1,5 м (13%). При этом стоимость моста не снижается, так как при экономии около 2% бетона практически не изменяются расход стали, затраты труда на изготовление элементов пролетных строений и опор и строительство мостов.

Второй недостаток связан с тем, что перспективный период в 20 лет недостаточен для мостовых сооружений. Это приводит к тому, что при реконструкции мосты, в особенности путепроводы, зачастую приходится перестраивать, разбирая старые, но еще не пришедшие в негодность конструкции.

Анализ результатов экономических изысканий, выполняемых при разработке проектов автомобильных дорог, показывает, что в среднем интенсивность движения за 1 год для различных регионов страны и категорий дорог возрастает на 2-5%. Примем, что ежегодный прирост интенсивности движения транспорта составляет 4%. В этом случае видим (рис.1), что через 30-40 лет после начала строительства автомобильной дороги мостовые сооружения не будут удовлетворять условиям движения транспорта и потребуется их реконструкция.

Срок службы мостов не регламентирован нормативными документами. По данным ряда исследователей, срок физического износа мостов (т.е. срок их службы), учитывая их моральный износ и возможность расширенного воспроизводства, составляет 50-70 лет. В свете изложенного понятно, почему на дорогах России 48 % капитальных мостов требуют ремонта и реконструкции.

Первый недостаток можно устранить, если при назначении габаритов мостовых сооружений по ширине исходить из условия обеспечения не только необходимых параметров движения, но и требований конструирования мостов. В таком случае важно (особенно при разработке полносборных пролетных строений в соответствии с

программой "Мировой уровень") определить оптимальную ширину балки. Около половины мостовых сооружений строят в городах, т.е. проезжая часть многополос-

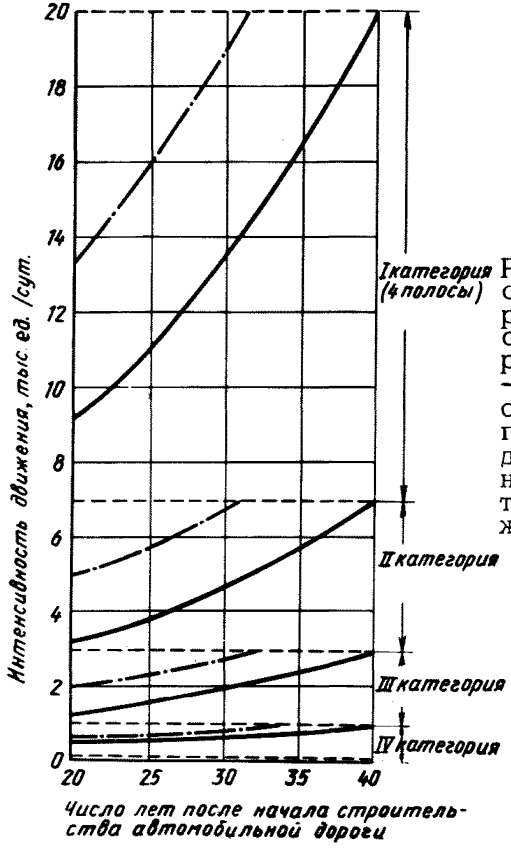


Рис.1. Рост интенсивности движения на дорогах разных категорий за перспективным периодом, равным 20 годам: —— – при достижении к окончанию перспективного периода интенсивности движения, близкой к минимальной для данной категории дороги; —·— – то же, к средней

ная, ширина полосы движения 3,75 м. Можно принять ширину балки 0,5х3,75=1,87 м. Такие балки целесообразно устанавливать по две под полосу движения, по четыре под трамвайное полотно и по одной под полосу безопасности и тротуар (рис.2,а).

Аналогично можно назначать и габариты мостов на дорогах I и II категорий с уменьшением числа балок на одну, так как ограждение, часть полосы безопасности и

тротуар можно разместить на одной балке (рис.2,б).Габариты мостов по ширине на дорогах более низких категорий должны быть уменьшены кратно размеру балки и равны 8,72; 6,85 и 4,98.

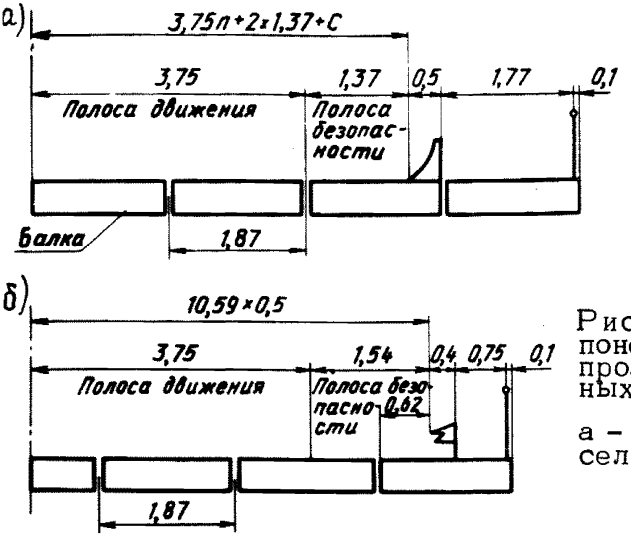


Рис.2. Примеры компоновки габаритов пролетов автодорожных мостов на дорогах:
а - в городах и поселках; б - II категории

Подобранные таким образом габариты сравнительно близки к габаритам, необходимым по условиям движения (табл.1). Если отказаться от требования строго придерживаться назначенного габарита, то можно выполнить оба условия, положенные в основу нормирования размеров мостов. Для этого следует допустить возможность изменения габаритов при конструировании пролетных строений, уменьшая не более чем на 0,25 м или увеличивая на 0,5 м ширину полосы безопасности (см.табл.1 и 2). Ширина полосы безопасности принята исходя из фактического (экспериментально установленного) положения автомобиля на проезжей части относительно ограждения высотой 0,7-0,8 м (рис.3). Уменьшение ее на 0,25 м (17-25%) не ухудшит условий движения, так как ширина полосы движения 3-3,75 м при ширине автомобиля 2,5 м позволяет ему, перемещаясь по оси полосы движения, отодвинуться от ограждения на 0,25-0,85 м больше, чем это минимально необходимо.

Таблица I

Категория дороги или улицы	Ширина, м: проезжей части	Ширина, м: полосы безопасности	Габарит моста, м	Количество балок
I	11,25x2	1,5 / 1,54(1,91)	12,75+C+12,75 (или 14,25x2) / 12,79+C+12,79 (или 15x2)	$15+\frac{C}{1,87}$ (или 17)
	7,5x2	1,5 / 1,54	9+C+9 (или 10,5x2) / 9+C+9 (или 10,59x2)	$11+\frac{C}{1,87}$ (или 14)
II	7,5	1,5 / 1,54	10,5 / 10,59	7
III	7	1,0 / 0,86	9,0 / 8,72	7 / 6
IУ	6	1,0 / 1,36	8,0 / 8,72	6
У	4,5	- / 0,24	4,5 / 4,98	4
Скоростная улица	15,0x2	1,5 / 1,37	16,5+C+16,5 (или 18x2) / 16,37+C+16,37 (или 17,74x2)	$20+\frac{C}{1,87}$ (или 22)
	11,25x2	1,5 / 1,37	12,75+C+12,75 (или 14,25x2) / 12,62+C+12,62 (или 14x2)	$16+\frac{C}{1,87}$ (или 18)
Магистральная улица	22,5	1,0 / 1,37	24,5 / 25,24	16
	15,0	1,0 / 1,37	17 / 17,74	12
Улица грузового движения	7,5x2	1,0 / 1,37	8,5+C+8,5 (или 9,5x2) / 8,87+C+8,87 (или 10,24x2)	$12+\frac{C}{1,87}$ (или 14)
	7,5	1,0 / 1,37	9,5 / 10,24	8
Поселковая улица	7,0	1,0 / 1,62	9 / 10,24	8

Примечание: Над чертой приведены параметры габаритов, необходимые по условиям движения, и соответствующее им количество балок в поперечном сечении моста, под чертой - по условиям конструирования пролетного строения.

Таблица 2

Расположение моста	Общее число полос движения	Габарит моста, м	Ширина, м	
			полосы безопасности	проезжей части
Автомобильные дороги общего пользования, подъездные и внутрихозяйственные автомобильные дороги промышленных предприятий (без обращения автомобилей особо большой грузоподъемности) категории:				
I	6	$\frac{12,75+C+12,75}{14,25x2}$	1,5	11,25x2
I	4	$\frac{9+C+9}{10,5x2}$	1,5	7,5x2
II	2	10,5	1,5	7,5
III	2	9,0	1,0	7,0
IУ	2	8,0	1,0	6,0
У	2	8,0	1,0	6,0
У	1	4,5	0,75	3,0
Автомобильные внутрихозяйственные дороги колхозов, совхозов и других сельскохозяйственных предприятий и организаций категории				
I	2	8,0	1,0	6,0
IIс-IIIс	2	7,0	0,5	6,0
	1	4,5	0,75	3,0
Дороги в городах, поселках и сельских населенных пунктах:				
скоростные и магистральные улицы, дороги общегородского значения с непрерывным движением	8	$\frac{16,5+C+16,5}{18x2}$	1,5	15,0x2
	6	$\frac{12,75+C+12,75}{14,25x2}$	1,5	11,25x2
магистральные улицы и дороги общегородского значения с регулируемым движением, дороги районного значения	6	24,5	1,0	22,5
	4	17,0	1,0	15,0
дороги грузового движения	4	$\frac{8,5+C+8,5}{9,5x2}$	1,0	7,5x2
	2	9,5	1,0	7,5
поселковые улицы	2	9,5	1,0	7,5

Примечание. Ширина расчетного автомобиля 2,5 м

Второй недостаток назначения габаритов можно устранить, предусмотрев для мостовых сооружений больший перспективный период (40 лет), чем для дорог. Для этого необходимо разработать методику расчета перспективной интенсивности движения на такой период и уточнить его продолжительность.

Пока методики нет, целесообразно принимать габариты приближения мостовых сооружений на автомобильных дорогах общего пользования и на внутрихозяйственных дорогах соответствующих категорий с учетом их перевода на категорию выше по истечении перспективного периода, равного 20 годам.

Реконструкция путепроводов с увеличением числа пролетов гораздо сложнее, чем уширение мостовых со-

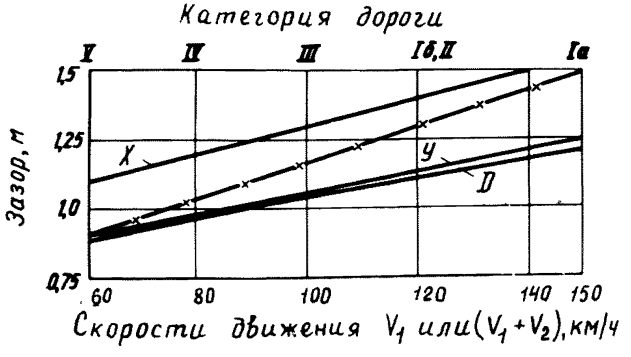


Рис.3. Зависимость величины зазоров от скорости движения автомобилей: x –зазор между автомобилями при разъезде ($x = 0{,}3+0{,}1\sqrt{v_1+v_2}$); D –зазор между автомобилями при обгоне ($D = 0{,}3+0{,}075\sqrt{v_1+v_2}$); y –зазор между колесом и кромкой проезжей части ($y = \sqrt{0{,}1+0{,}0075\,v}$); –×– зазор между автомобилем и ограждением; v_1 – скорость движения автомобиля; v_2 – скорость движения встречного или обгоняемого автомобиля

оружений, поэтому целесообразно заранее предусмотреть возможность перевода дороги, проходящей под путепроводом, на категорию выше, а для дороги 1 категории-последующее устройство дополнительных полос движения. При этом на дорогах 1 категории предусматривается увеличение ширины разделительной полосы, а на дорогах III-У, 1с-IIIс категорий - увеличение расстояния между гранями опор с таким расчетом, чтобы после перевода дороги на категорию выше обеспечить нормальные условия движения. Строительство путепроводов с учетом перевода в дальней перспективе пересекаемой дороги II категории в дорогу 1 категории в связи со значительным увеличением первоначальных затрат следует осуществлять на основе технико-экономических обоснований, экстраполируя интенсивность движения на период до 40-50 лет от времени разработки проекта и принимая экономичные схемы путепроводов из условия минимальной ширины разделительной полосы после перевода пересекаемой дороги в дорогу 1 категории.

Намечено изменить положения СНиП 2.05.03-84 в соответствии с рассмотренными в статье разработками.

УДК 624.21.093.001.5

ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ИЗ СВОДЧАТЫХ ПЛИТ, ОБЪЕДИНЕННЫХ БЕТОННЫМИ ШПОНКАМИ

Инж. С. В. СЕМЕНОВ

С 1984 г. при строительстве мостов в районах с суровыми климатическими условиями начали широко применять пролетные строения из сводчатых плит (СП) длиной 12 м, которые при монтаже не объединяют между собой.

В 1987 г. впервые был построен двухпролетный опытный мост Г-8,53+1х1,34, в котором СП при монтаже были объединены между собой бетонными шпонками. Для этого моста на Исетском заводе МЖБК изготовили 12 плит трех типов: с банкеткой и шпоночным пазом на одном ребре; с банкеткой, парапетами и шпоночным пазом на одном ребре; без банкетки и парапетов, со шпоночными пазами на обоих ребрах. На банкетки и парапеты при монтаже прикрепили с помощью сварки соответственно стойки барьерных и перильных ограждений. СП установили на резиновые слоистые опорные части (РОЧ). Конструкция одежды ездового полотна – выравнивающий слой бетона толщиной 3–5 см, оклеечная гидроизоляция из двух слоев стеклоткани и трех слоев битума, цементопесчаная смесь, дорнит, сборные железобетонные плиты, уложенные длинной стороной вдоль пролета. На тротуарной плите покрытие не устроили.

Опоры моста свайные, гибкие. Каждая опора состоит из 16 железобетонных свай сечением 35х35 см, объе-

диненных по верху сборными железобетонными насадками.

К закладным деталям на верхней поверхности насадок опор были приварены стальные упоры для предотвращения раздвижки крайних СП в поперечном направлении. Между упорами и ребрами крайних СП установили РОЧ.

Были проведены обследования и испытания опытного моста с целью оценить его состояние до и после испытания, исследовать распределение временной нагрузки между объединенными бетонными шпонками СП, проверить прочность, жесткость и трещиностойкость пролетных строений при действии нормативных временных нагрузок.

При обследовании установили фактические размеры элементов пролетного строения, толщину слоя цементопесчаной смеси, ширину деформационных швов, провели осмотр пролетных строений, видимых элементов опор, РОЧ и проезжей части. Выявлено, что опытный мост построен в целом в соответствии с проектом и находится в хорошем состоянии. Но были зафиксированы и некоторые дефекты, повреждения и недостатки. Так, ширина деформационных швов, измеренная с верховой стороны моста, составила 1-3 см при регламентированных проектом 5 см. В местах опирания СП на РОЧ и РОЧ на подферменники имеются зазоры до 10мм. На ребрах СП имеются сколы бетона без обнажения и с обнажением арматуры и характерные для ненапряженного железобетона вертикальные трещины с шириной раскрытия 0,05-0,1 мм. На нижней поверхности плиты проезжей части концевых участков восьми СП обнаружены продольные и косые трещины длиной до 170 см также с шириной раскрытия 0,05-0,1 мм. В некоторых трещинах имеются продукты выщелачивания. В одном пролете на нижней поверхности плиты проезжей части двух СП обнаружено по одной поперечной трещине (ши-

рина раскрытия 0,05–0,15мм) с продуктами выщелачивания. По нашему мнению, поперечные трещины образовались или при распалубке, или при транспортировании СП.

В [illegible]их пролетах продольные стыки между тротуарной и соседней промежуточной СП протекают, и на смежных ребрах этих СП имеются продукты выщелачивания. Это позволяет предположить, что шпонка забетонирована некачественно и она не будет работать при загружении моста временной нагрузкой.

Все деформационные швы протекают и на торцах СП, и на нижней поверхности плит проезжей части, и на шкафных стенках устоев видны подтеки воды.

Покрытие проезжей части моста находилось в хорошем состоянии и имело ровность, отвечающую требованиям СНиП 3.06.03–85. На плитах ПАГ–14 имелось небольшое число сколов бетона по краям без обнажения арматуры. Трещин на плитах не обнаружено.

В связи с тем что между банкетками и продольными краями сборного покрытия не уложили при строительстве монолитный бетон, вода скапливается в этих полостях и увлажняет цементопесчаную смесь. С течением времени это может привести к нарушению гидроизоляции, снижению долговечности СП и разрушению бетонных шпонок.

На всех опорах нет плотного сопряжения между ребром крайней СП, РОЧ и стальным упором.

Зафиксированные дефекты, повреждения и недостатки в настоящее время не оказывают влияния на несущую способность моста, но постепенно могут привести к снижению его долговечности.

Статические испытания одного пролета моста проводили четырьмя автомобилями "Магирус–290Д26К", загруженными железобетонными блоками. Суммарная масса первого автомобиля 28,5 т, остальных – по 28,3 т. Всего было осуществлено девять установок испытательной

нагрузки. Испытательную нагрузку из двух или четырех автомобилей устанавливали как в середине пролета, так и в опорном сечении. Максимальные величины изгибающих моментов при установке двух автомобилей составляли соответственно 0,44-0,51 и 0,37-0,41 величин изгибающих моментов от нормативных нагрузок А11 и НК-80, а четырех автомобилей - соответственно 1,01-1,03 и 0,81-0,82. Указанные величины являются коэффициентами загрузки.

В процессе испытаний измеряли прогибы ребер всех СП в середине пролета, раздвижку низа ребер одной СП в середине пролета и трех СП в опорных сечениях, раздвижку низа смежных ребер соседних СП в двух шпоночных стыках, деформации бетона в середине нижней поверхности плиты проезжей части одной СП, ширину раскрытия вертикальных трещин на ребрах СП. Постоянно вели наблюдение за состоянием плит ПАГ-14 под колесами автомобилей.

Для измерения перемещений и деформаций применяли прогибомеры Максимова и прогибомеры марки ПАО-6, индикаторы часового типа, тензометры Гугенбергера на базе 100 мм. Ширину раскрытия трещин измеряли с помощью лупы с ценой деления 0,05 мм.

Анализ прогибов СП показал, что СП под действием временной нагрузки работали упруго. Остаточный прогиб не превышал 3,5% измеренного прогиба.

Эпюры измеренных прогибов ребер СП при установках испытательной нагрузки симметрично середине пролета показаны на рис.1.

Анализ эпюр прогибов и коэффициентов поперечной установки позволяет сделать следующие выводы. При максимальном приближении двух или четырех автомобилей к барьерному ограждению на тротуарной СП (верховая сторона моста) последняя не включается в работу, что подтверждает сделанное выше предположение о том,что бетонная шпонка между тротуарной и соседней проме -

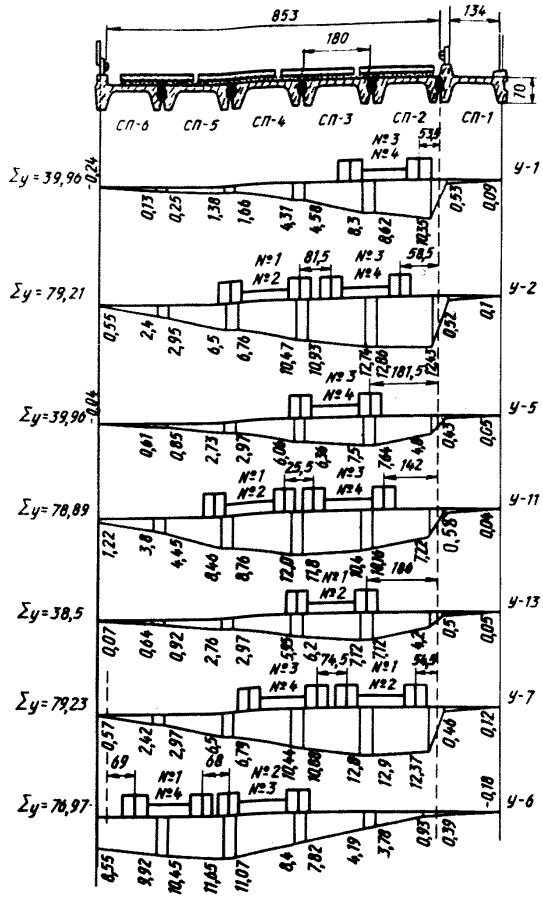


Рис.1. Эпюры прогибов ребер СП в середине пролета: У-1-У-13 - номер установки испытательной нагрузки; № 1-4 - номер автомобиля; Σy - сумма ординат прогибов ребер СП. Прогибы даны в мм, остальные размеры в см

жуточной СП забетонирована некачественно. При испытании пролета двумя автомобилями нагрузка распределяется в основном между тремя СП (они воспринимают 86-94% испытательной нагрузки), а четырьмя автомобилями - в основном четырьмя СП (воспринимают 92-96% испытательной нагрузки).

При максимальном приближении четырех автомобилей к ограждению на СП-6 максимальные прогибы, а следовательно и усилия, возникают в СП-5, т.е. крайняя плита не является расчетной.

На всех эпюрах (см.рис.1) линии прогибов изменяются плавно по ширине моста, за исключением перелома между смежными ребрами СП-1 и СП-2.

Оценим жесткость пролетного строения. Максимальные величины относительных прогибов ребер СП с учетом коэффициентов загрузки составили 1/718-1/895,что меньше нормативной, равной 1/400. Следовательно, жесткость пролетного строения превышает нормативную.

Из анализа значений коэффициентов поперечной установки сделан вывод, что на наиболее загруженную СП приходилось 32% всей испытательной нагрузки.

Ранее были испытаны два моста из не объединенных между собой при монтаже СП. На мостах была устроена одежда ездового полотна следующей конструкции: обмазочная битумная гидроизоляция, цементопесчаная смесь и сборные железобетонные плиты ПАГ-14 (на одном мосту плиты были уложены длинной стороной вдоль пролета, на другом - поперек пролета и дополнительно уложены короткие железобетонные плиты). Цель испытаний - исследовать характер распределения временной нагрузки между СП. Из анализа значений коэффициентов поперечной установки, определенных при испытании этих мостов, видно, что на наиболее загруженную СП приходился 31% всей испытательной нагрузки.

Следует отметить, что максимальные изгибающие

моменты при испытании трех мостов были практически равны при загружении как двумя, так и четырьмя автомобилями.

Из сравнения значений нагрузок, приходящихся на наиболее загруженную СП, следует, что в мостах с бетонными шпонками и бетонным выравнивающим слоем не наблюдается улучшения распределения временной нагрузки между СП по сравнению с мостами без выравнивающего слоя бетона и без объединения СП бетонными шпонками. Вероятнее всего, существенное влияние на распределение временной нагрузки между СП оказывают плиты ПАГ-14. По нашему мнению, бетонные шпонки будут эффективно включаться в работу лишь при нежестком асфальтобетонном покрытии проезжей части.

Проанализируем данные о величинах раздвижки ребер СП в шпоночных стыках. При загружении моста с СП, объединенными бетонными шпонками, двумя автомобилями, установленными в середине пролета при расположении колес над шпоночными стыками, максимальная раздвижка низа смежных ребер СП в шпоночных стыках составила 1,70 и 1,65 мм соответственно при установках У-5 и У-13, а расчетная раздвижка ребер в уровне низа шпонок (27,5 см от низа ребер) - соответственно 1,03 и 1,0 мм.

При установке четырех автомобилей в середине пролета этого моста симметрично оси шпоночного стыка раздвижка низа смежных ребер СП была равна 2,09мм, а в уровне низа шпонки - 1,27 мм. При аналогичной установке испытательной нагрузки на двух мостах, в которых СП не были объединены шпонками, раздвижка низа смежных ребер СП в загруженном стыке составила соответственно 2,08 и 2,13 мм. Следовательно, бетонные шпонки практически не влияют на раздвижку низа смежных ребер СП.

Можно с уверенностью сказать, что при раздвижке

низа смежных ребер плит в шпоночных стыках на 2,09 мм неизбежно происходит нарушение сцепления между бетоном шпонки и бетоном СП. Возможно, что при отсутствии у СП жесткой связи между ребрами в их нижней части (которая имеет место в двухпустотных плитах по проекту инв.№ 384/43) раздвижка в шпоночных стыках низа смежных ребер СП будет меньше, чем двухпустотных плит. Следовательно, шпоночные стыки сводчатых плит будут работать более надежно, чем двухпустотных.

На рис.2 приведены эпюры растягивающих напряжений на нижней поверхности СП, объединенных бетонными шпонками. Замеры проводили тензометрами, установленными под прямым углом к продольной оси плиты. Бо́льшие, чем при установке У-11, величины напряжений при установке У-7 объясняются тем, что во втором случае четыре автомобиля стояли практически симметрично продольной оси плиты, а в первом ось нагрузки была смещена относительно оси СП на 90см. При этих же положениях нагрузки растягивающие напряжения в середине пролета СП меньше, чем под колесами автомобиля. Во время испытаний не было зафиксировано образования трещин на нижней поверхности плиты проезжей части. При испытаниях растягивающие напряжения на нижней поверхности СП, вычисленные при модуле упругости бетона $29{,}25 \times 10^3$ МПа, не превысили минимального предела прочности бетона на растяжение при изгибе (5,3 МПа), который был определен при испытании призм, изготовленных вместе с СП.

Ширина раскрытия вертикальных трещин на ребрах СП в середине пролета не превышала при загружениях 0,15 мм. После разгрузки пролета ширина раскрытия трещин уменьшалась до первоначальной (0,05-0,1 мм).

При испытаниях не обнаружили повреждений сборных плит покрытия проезжей части.

В заключение сделаем следующие основные выводы.

1. Пролетные строения из СП, объединенных бетонными шпонками, имеют прочность, жесткость и трещиностойкость, необходимую для пропуска временных нагрузок в пределах нормативных схем А11 и НК-80.

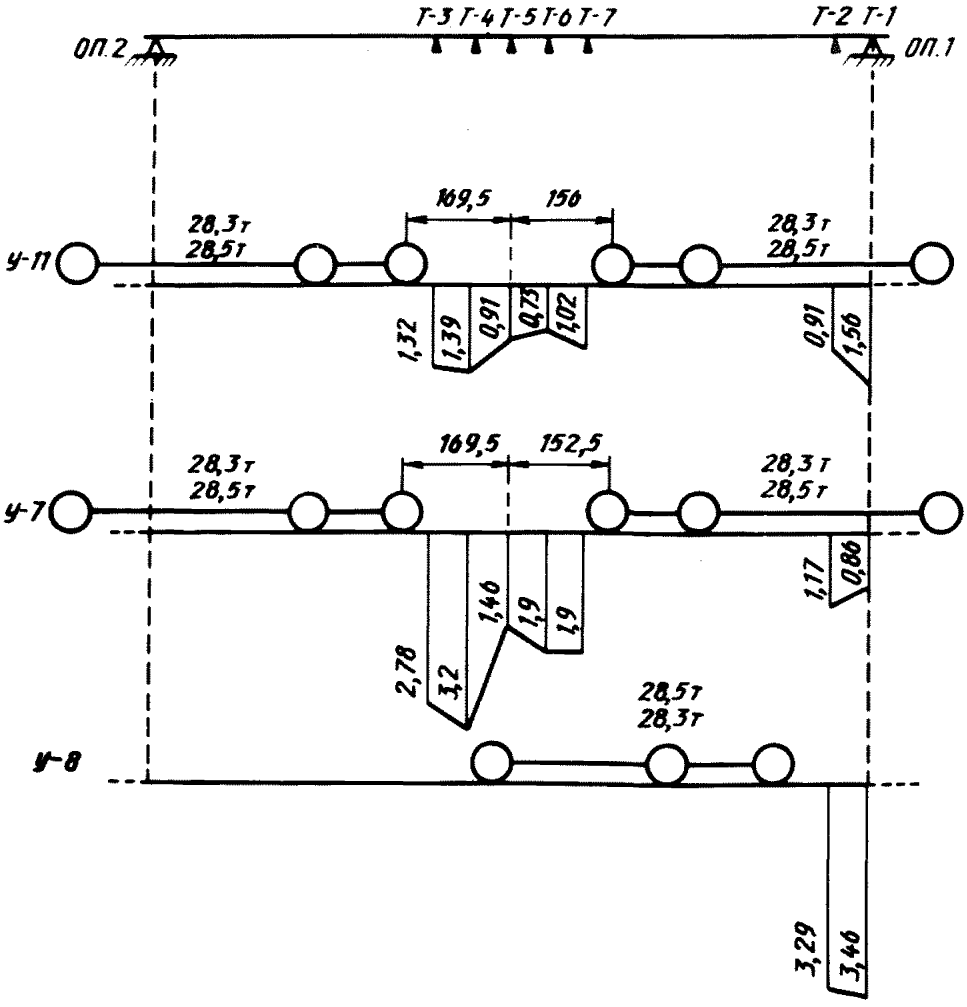


Рис.2. Величины растягивающих напряжений (МПа) на нижней поверхности плиты проезжей части: У-7, У-8 и У-11 – номера установок испытательной нагрузки; ▲ – тензометры. Размеры даны в см

2. В пролетных строениях с покрытием проезжей части из сборных железобетонных плит бетонные шпонки и бетонный выравнивающий слой не привели к улучшению распределения временной нагрузки между СП по сравнению с пролетными строениями из не объединенных между собой СП, так как определяющее влияние на характер распределения временной нагрузки между СП оказывают сборные железобетонные плиты покрытия проезжей части.

В связи с этим не следует объединять СП между собой бетонными шпонками при устройстве сборного или монолитного железобетонного покрытия проезжей части.

3. При покрытии проезжей части из сборных железобетонных плит раздвижка ребер СП, объединенных и не объединенных бетонными шпонками, практически одинакова.

Известно, что долговечность бетонных шпонок в значительной степени зависит от величины раздвижки несущих элементов, объединенных шпонкой. Поэтому из-за отсутствия у СП жесткой связи между ребрами в их нижней части, что имеет место у двухпустотных плит по проекту инв.№ 384/43, бетонные шпонки между СП будут работать более надежно, чем между двухпустотными плитами.

Можно предположить, что бетонные шпонки будут эффективно распределять временную нагрузку между СП при устройстве типовой одежды ездового полотна с асфальтобетонным покрытием проезжей части. Исследовать работу такой конструкции планируется в будущем.

УДК 624.21:625.745.12

СРАВНЕНИЕ НАГРУЗОК, УСТАНОВЛЕННЫХ ОТЕЧЕСТВЕННЫМИ НОРМАМИ И СТ СЭВ 5496-86 НА АВТОДОРОЖНЫЕ МОСТЫ

Инженеры ***Л. А. ШУТОВА,***
Н. П. ШЕВЧЕНКО

Для решения задач экономического и научно-технического сотрудничества стран - членов СЭВ в области комплексного развития и реконструкции автомобильных дорог в 1986 г. на заседании Постоянной комиссии СЭВ по сотрудничеству в области стандартизации утвержден новый стандарт СТ СЭВ 5496-86 "Автомобильные дороги международные. Мосты и трубы. Расчетные вертикальные нагрузки".

Новый стандарт распространяется на строящиеся и реконструируемые мосты и трубы на автомобильных дорогах стран - членов СЭВ по СТ СЭВ 2791-80 "Автомагистрали международные. Основные технические требования и нормы проектирования" и СТ СЭВ 5388-85 "Автомобильные дороги международные. Основные технические требования и нормы проектирования." Стандарт устанавливает нижний предел подвижной вертикальной нагрузки от автомобилей, от единичного тяжелого колесного автомобиля и от пешеходов для расчета мостов и труб.

В СССР действующим нормативным документом является СНиП 2.05.03-84 "Мосты и трубы", новый стандарт СТ СЭВ 5496-86 на территории СССР не действует.

Сравним временные вертикальные нагрузки, уста-

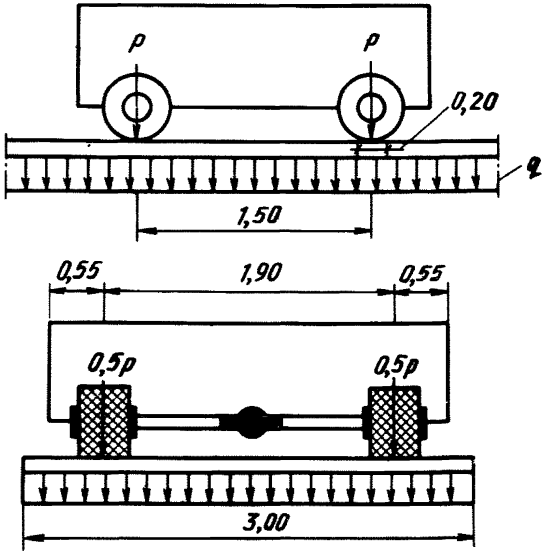
новленные отечественными нормами и новым стандартом СЭВ:

1) от автомобилей - по схемам А11 (СНиП 2.05.03-84) и А110 (СТ СЭВ 5496-86);

2) от единичного тяжелого колесного автомобиля по схемам НК-80 (СНиП 2.05.03-84) и НК-800 (СТ СЭВ 5496-86);

3) равномерно распределенные на тротуары общего пользования.

За нагрузку по схеме А110 по новому стандарту принимаются нагрузка 220 кН от одной двухосной тележки и равномерно распределенная нагрузка с полосой шириной 3 м и интенсивностью $q = 3{,}7$ кН/м^2 (см. рисунок).



Нагрузка по схеме А110

При сравнении по схемам А11 и А110 учитывали осевые и равномерно распределенные нагрузки, их основные геометрические размеры, а также расположение нагрузки на пролетном строении.

В продольном направлении геометрические размеры этих нагрузок одинаковы, осевая нагрузка P по отечественным нормам принята 107,91 кН, по новому стандарту - 110 кН. Интенсивность равномерно распределенной нагрузки q соответственно 10,78 кН/м и 11,1 кН/м.

В поперечном направлении ширина равномерно распределенной нагрузки по отечественным нормам 0,6х2м, по новому стандарту 3 м.

При загружении пролетных строений нагрузкой А11 по СНиП 2.05.03-84 одна двухосная тележка устанавливается на каждой полосе загружения, а при загружении по СТ СЭВ 5496-86 тремя и более нагрузками А110 допускается устанавливать по одной двухосной тележке на двух полосах загружения.

Сравнение нагрузки от единичного тяжелого колесного автомобиля НК-80 (по отечественным нормам) и НК-800 (по новому стандарту) проводили также по осевой нагрузке, геометрическим размерам и расположению на пролетном строении.

В продольном и поперечном направлениях геометрические размеры этой нагрузки одинаковы.

Осевая нагрузка по СНиП 2.05.03-84 принята 196,25 кН, а по СТ СЭВ 5496-86 - 200 кН.

При загружении пролетных строений расстояние между осью колесного автомобиля и кромкой проезжей части по отечественным нормам 1,75 м, а по новому стандарту 1,90 м.

Равномерно распределенную нагрузку q_1,(кПа) на тротуары общего пользования для расчета основной несущей конструкции по отечественным нормам вычисляют по формуле $q = 3{,}92 - 0{,}0196\,\lambda$ (где λ - длина загружения, м), а по новому стандарту ее принимают не менее 2 кН/м^2.

При расчете элементов тротуаров нагрузку принимают соответственно 3,92 кПа и 4 кН/м^2.

Длина пролета, м	Нормативная эквивалентная нагрузка, кН/м^2, по типовому проекту											
	384/45,46,47(δ=2,10)				7I0/5 (δ=I,66)				384/43 (δ=I,0)			
	СНиП 2.05.03-84		СТ СЭВ 5496-86		СНиП 2.05.03-84		СТ СЭВ 5496-86		СНиП 2.05.03-84		СТ СЭВ 5496-86	
	Г-8	Г-I0	Г-8	Г-I0	Г-8	Г-I0	Г-8	Г-I0	Г-8	Г-I0	Г-8	Г-I0
					СХЕМЫ AII, AII0							
					Первый случай загружения							
9	-	-	-	-	-	-	-	-	II,4	I4,0	II,0	I3,7
											II,6	I4,3
I2	I9,I	I8,6	I8,3	I7,9	I6,I	I6,3	I5,4	I5,8	9,7	II,7	9,3	II,5
			I9,4	I8,9			I6,4	I6,7			9,9	I2,0
I5	I6,8	I6,3	I6,0	I5,7	I4,2	I4,4	I3,5	I3,8	8,6	I0,3	8,I	I0,0
			I7,I	I6,6			I4,4	I4,6			8,7	I0,5
I8	I5,2	I4,7	I4,4	I3,9	I2,8	I3,0	I2,2	I2,4	7,7	9,2	7,3	8,9
			I5,5	I4,9			I3,I	I3,2			7,9	9,4
2I	I4,0	I3,5	I3,3	I2,9								
			I4,2	I3,7								
24	I3,I	I2,6	I2,4	I2,0								
			I3,3	I2,8								
33	II,2	I0,7	I0,6	I0,2								
			II,4	I0,9								
42	I0,0	9,6	9,5	9,I								
			I0,2	9,7								
50	9,3	8,9	8,9	8,5								
			9,5	9,0								
60	8,7	8,2	8,3	8,0								
			8,8	8,3								
70	8,I	7,7	7,9	7,6								
			8,3	7,8								
80	7,7	7,3	7,6	7,3								
			7,9	7,4								

Продолжение таблицы

Длина пролета, м	Нормативная эквивалентная нагрузка, кН/м^2, по типовому проекту											
	384/45,46,47(δ=2,10)				710/5 (δ=1,66)				384/43 (δ=1,0)			
	СНиП 2.05.03-84		СТ СЭВ 5496-86		СНиП 2.05.03-84		СТ СЭВ 5496-86		СНиП 2.05.03-84		СТ СЭВ 5496-86	
	Г-8	Г-10	Г-8	Г-10	Г-8	Г-10	Г-8	Г-10	Г-8	Г-10	Г-8	Г-10
					Второй случай загружения							
9	-	-	-	-	-	-	-	-	15,4	15,8	15,7	16,1
12	24,3	24,7	24,8	25,3	20,8	22,2	21,3	22,7	12,7	13,1	13,0	13,4
15	21,0	21,4	21,5	21,8	18,0	19,2	18,4	19,6	11,0	11,3	11,3	11,6
18	18,7	19,0	19,1	19,4	16,0	17,1	16,4	17,4	9,8	10,0	10,0	10,3
21	17,0	17,2	17,4	17,6								
24	15,6	15,8	16,0	16,3								
33	13,1	13,2	13,4	13,6								
42	11,5	11,7	11,8	12,0								
					СХЕМЫ НК-80, НК-800							
9	-	-	-	-	-	-	-	-	21,5	19,2	20,9	18,8
12	33,4	29,9	32,5	29,4	28,8	26,8	27,9	26,2	17,6	15,7	17,0	15,5
15	28,0	25,1	27,3	24,7	24,2	22,5	23,5	22,0	14,8	13,2	14,3	13,0
18	24,1	21,6	23,5	21,3	20,8	19,3	20,2	18,9	12,7	11,3	12,3	11,2
21	21,2	19,0	20,6	18,6								
24	18,8	16,8	18,3	16,6								
33	14,1	12,6	13,7	12,4								
42	11,2	10,1	10,9	9,9								
50	9,5	8,6	9,3	8,4								
60	8,0	7,2	7,8	7,1								
70	6,9	6,2	6,7	6,1								
80	6,1	5,4	5,9	5,3								

Примечание. Над чертой дана нормативная эквивалентная нагрузка с учетом нагрузки на тротуары, равной 2 кН/м^2, под чертой – нагрузка на тротуары, вычисленная по формуле СНиП 2.05.03-84.

Сравнение нормативных эквивалентных нагрузок и усилий, возникающих в элементах мостов и труб при загружении их по схемам А11 и А110, вместе с нагрузкой на тротуары (первый случай загружения) и без нее (второй случай загружения), а также по схемам НК-80 и НК-800 проводилось по действующим типовым проектам №384/45,46,47,710/5, 384/43 по линиям влияния моментов с учетом КПУ для Г-8+2х1,0 и Г-10+2х1,0 (см.таблицу).

Загружение тротуаров равномерно распределенной нагрузкой по новому стандарту рассматривалось в двух случаях, когда $q_1 = 2$ кН/м^2 и $q_1 > 2$ кН/м^2 по формуле (17) отечественных норм.

В результате сравнения нормативных эквивалентных нагрузок по отечественным нормам и новому стандарту выяснилось, что они мало отличаются друг от друга, причем с увеличением пролета разница их уменьшается.

При расчете нагрузки на тротуары по формуле отечественных норм нагрузка А110 на 2% выше А11 за счет больших величин осевой и равномерно распределенной нагрузок, а при загружении тротуаров по новому стандарту ($q_1 = 2$ кН/м^2) А110 меньше А11 на 5%.

Как видно из таблицы, нормативная эквивалентная нагрузка по схеме НК-80 на 2–3% больше, чем по схеме НК-800, что можно объяснить установкой оси колесного автомобиля ближе к кромке проезжей части на 15 см.

Таким образом, сравнив нормативные временные эквивалентные нагрузки, установленные СНиП 2.05.03-84 и СТ СЭВ 5496-86, считаем возможным распространить действие СТ СЭВ 5496-86 на территорию СССР при условии, что при расчете по схеме А110 следует загружать тележкой каждую полосу, а нагрузку на тротуары рассчитывать по формуле (17) СНиП 2.05.03-84.

УДК 624.21.011.1«313»

ПЕРСПЕКТИВЫ ПРИМЕНЕНИЯ ДРЕВЕСИНЫ В МОСТОСТРОЕНИИ

Инж. В. А. СЕРЕГИН

Строительство автодорожных мостов (АДМ) в Нечерноземной зоне РСФСР в настоящее время является одной из важнейших задач.

Потребность в АДМ не может быть полностью обеспечена только железобетонными и металлическими конструкциями. Мощности заводов по производству железобетонных конструкций в Нечерноземье ограничены и смогут восполнить лишь 30–40% потребности в АДМ. Использование металлических конструкций ограничено долгосрочной комплексной программой снижения металлоемкости. Поэтому возник вопрос о возможности применения в АДМ Нечерноземной зоны РСФСР клееной древесины.

Зарубежной практикой накоплен опыт строительства мостов из клееной древесины. В США, например, такие мосты успешно строят с 1942 г., и общее их количество превышает 30 тыс. Большое количество деревянных мостов строят даже в странах, импортирующих древесину.

Проведенное в США сравнение стоимости мостов показало, что деревянные мосты в 1,5 раза дешевле металлических и в 3,1 – железобетонных.

В нашей стране опыт строительства мостов из клееной древесины значительно уступает зарубежному. Обследованием установлено, что из 13 мостов в Московской, Калининской, Владимирской и Ярославской обл. в

хорошем состоянии находятся после десяти лет эксплуатации пролетные строения только трех мостов.

Основным дефектом пролетных строений обследованных мостов являются многочисленные расслоения клеевых швов между досками по высоте раскрытием в несколько миллиметров.

Такие расслоения в клеевых швах резко снижают прочность пролетных строений и приводят к их большим (до 25 см) провисаниям.

В подавляющем большинстве балок клеевые швы расслаиваются бессистемно. Многие из них находятся в зонах, где скалывающие напряжения в плоскости скола или очень малы, или совсем отсутствуют, как, например, в стыках соединения досок по ширине. Это свидетельствует о том, что их появление связано не с силовыми воздействиями от постоянной или временных нагрузок, а с реактивными напряжениями в плоскости клеевых швов, возникающими при нарушении технологии сушки древесины.

Во всех дефектных балках наряду с многочисленными расслоениями в клеевых швах имеется большое количество разошедшихся или разорванных зубчатых стыков, расположенных также бессистемно и часто встречающихся в средней зоне балок, где нормальные напряжения очень небольшие.

Этот дефект, являясь сопутствующим, возникает там, где расслоились клеевые стыки, в результате чего резко изменилось напряженное состояние в расслоившейся балке.

Таким образом, проведенные исследования еще раз подтвердили, что прочность клееных конструкций в значительной степени зависит от соблюдения технологии изготовления и, в первую очередь, технологии сушки. Долговечность клееных конструкций достигается тогда, когда они изготавливаются на специализированных предприятиях с полным комплектом необходимого оборудования.

Долговечность пролетных строений из клееной древесины во многом предопределяется конструкцией балок. Так, на состояние пролетных строений, изготовленных Нелидовским заводом, благоприятное влияние оказала более правильная, как с точки зрения технологии изготовления, так и с точки зрения накопления реактивных напряжений, форма балок. Эти несущие конструкции выполнены из спаренных балок шириной 13см взамен традиционно применяемых широких (26 см).

Для организации на Солгинском домостроительном комбинате Главстройпрома специализированного производства по изготовлению конструкций из клееной древесины Союздорнии были проведены испытания опытной партии 12-метровых балок, изготовленных Солгинским ДСК по новому проекту Союздорпроекта.

Балки запроектированы из клееной древесины прямоугольного сечения постоянной ширины независимо от габарита и длины пролетного строения. Предусмотрены балки двух вариантов: шириной 26 см (широкие) с беспорядочным расположением стыков по длине и ширине и спаренные шириной 13х2 см, из нестыкуемых по ширине досок с беспорядочным расположением стыков по длине.

После склеивания балки шириной 13 см объединяли на заводе попарно с помощью стяжных болтов через прокладки толщиной 50 мм. Балки склеивали из досок толщиной 30 мм. В продольном направлении в местах стыков доски объединяли в балки, устраивая вертикальные зубчатые клеевые соединения, выполняемые механизированным способом.

Работа преследовала две основные цели : определить фактическую несущую способность клееных балок и оценить конструктивные, технологические и прочностные характеристики широких и спаренных балок для выбора оптимального решения.

При осмотре опытной партии балок было обнаруже-

но большое количество расслоений клеевых швов в широких балках после 1 мес. хранения. Раскрытие расслоений - от 0,2 до 0,8 мм, длина - 10-200 см. Количество расслоений клеевых швов в спаренных балках незначительно.

Статические испытания как широких, так и спаренных балок проводили с помощью грузовых тележек, расстояние между осями которых соответствовало расположению осей нагрузки НК-80. Нагружение тележек осуществляли 100-тонными домкратами. Приборы размещали в трех местах (1/4; 1/2; 3/4 ℓ) по длине балки. При этом измеряли напряжения в крайних верхних и нижних волокнах рычажными тензометрами Гугенбергера, а также прогибы балки в каждом из трех сечений прогибомерами Максимова.

Статические испытания показали, что балки обладают необходимой несущей способностью и жесткостью. Сравнение данных испытаний с результатами вычислений свидетельствовало о том, что в натурных условиях балки работали в соответствии с принципами, заложенными в расчетные схемы. Фактическая несущая способность широких и спаренных балок - 1000кН (375% расчетной нагрузки на одну балку). Максимальное растягивающее напряжение - 28,4 МПа (160% расчетного), максимальное сжимающее напряжение - 30 МПа (170% расчетного). Спаренные балки разрушались от изгиба в результате разрыва нижних слоев досок в середине пролета, широкие балки - от скалывания. Разрушение балок начиналось в опорной зоне со сквозной трещины, которая в дальнейшем развивалась почти в горизонтальном направлении к противоположной опоре.

Результаты анализа проделанной работы, связанной с обследованием построенных мостов из клееной древесины и с испытаниями балок, позволяют сформулировать выводы, которые следует учитывать при проектировании автодорожных мостов из клееной древесины.

Клееная древесина - это прочный, долговечный (при соблюдении технологии изготовления), легко обрабатываемый, безопасный в пожарном отношении, хорошо выдерживающий воздействие различных химических веществ и высокоэстетичный по внешнему виду материал, который может быть использован в строительстве автодорожных мостов в Нечерноземной зоне РСФСР.

Разрушение клееных конструкций в мостах прежде всего связано с нарушением проектной технологии их изготовления.

С конструктивной и технологической точек зрения при применении балок из клееной древесины для строительства автодорожных мостов следует ориентироваться на использование спаренных балок.

При проектировании автодорожных мостов из клееной древесины по-прежнему остается нерешенным вопрос о конструкции проезжей части. Ни дощатогвоздевая, ни клееная, ни железобетонная плита по своим конструктивным, технологическим, прочностным и экономическим показателям не может считаться оптимальным решением при использовании клееных пролетных строений.

УДК 624.21:625.745.12

К ВОПРОСУ О ГИДРОИЗОЛЯЦИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Кандидаты технических наук **Ю. Н. САКАНСКИЙ,**
И. Д. САХАРОВА, *инж.* **В. А. СЕРЕГИН**

Разрушения плиты проезжей части мостов из-за плохой гидроизоляции вызывают все большую озабоченность служб эксплуатации.

Повреждение гидроизоляции, как известно, сопровождается проникание воды к несущим конструкциям и, как следствие, выщелачиванием извести из бетона (в виде сталактитов, высолов), а также механическим разрушением бетона при замораживании и оттаивании. Все это приводит в итоге к потере бетоном прочности, к коррозии арматуры, снижению долговечности и грузоподъемности сооружения.

Причины подобных повреждений связаны с нарушением технологии устройства гидроизоляции, использованием некачественных исходных материалов, неправильным выбором конструкции гидроизоляции вследствие отсутствия требований к конструкции и материалу гидроизоляции в зависимости от предполагаемых условий ее работы в составе одежды ездового полотна пролетного строения.

Опыт показывает, что первые две из перечисленных причин являются следствием третьей, поскольку из-за отсутствия требований к конструкции гидроизоляции в настоящее время при выборе материала чаще всего определяющими являются его дефицитность и стоимость. Это приводит в свою очередь к использованию некондиционных битумных материалов или отходов промышленности, что, конечно, отражается на качестве.

Действующая в настоящее время "Инструкция по устройству гидроизоляции конструкций мостов и труб на железных, автомобильных и городских дорогах" ВСН 32-81 (М., 1982) позволяет назначать конструкцию гидроизоляции, ее тип и свойства материалов для нее в зависимости от климатических условий района строительства сооружения, но особенности работы гидроизоляции в различных конструкциях мостов не учитываются.

Все мосты можно подразделить на две группы:

1 - мосты, в которых даже кратковременное проникание воды в бетон конструкций (составных и предварительно напряженных с арматурой, расположенной в уровне плиты проезжей части) может привести к заметному снижению долговечности;

2 - мосты, в которых случайное проникание воды в бетон не представляет большой опасности и не может оказать заметного влияния на долговечность конструкции (всех, кроме указанных в 1-й группе).

Очевидно, что для мостов первой группы необходимо применять самую надежную, даже дорогостоящую конструкцию гидроизоляции, к которой следует предъявлять жесткие требования.

К конструкциям и материалам гидроизоляции остальных мостов допускается предъявлять менее жесткие требования.

Гидроизоляционный слой проезжей части автодорожного моста под воздействием сочетания нагрузок находится в сложном напряженном состоянии. На него действуют:

вертикальное сжатие от веса защитного слоя асфальто- или цементобетонного покрытия и временной нагрузки;

растяжение и сжатие вдоль пролета плиты балок, обусловленные совместной работой изоляционного слоя с бетоном в конструкциях неразрезных и рамных систем,

и поперек моста, вызванные совместной работой изоляционного слоя конструкции с бетоном;

сдвиг вдоль пролета балок, возникающий от торможения временной нагрузки;

растяжение и сдвиг в месте перекрытия стыков балок и плит в сборных мостах.

Методика оценки эксплуатационной надежности и долговечности гидроизоляции пролетных строений железнодорожных мостов, предложенная С.Л.Рутгайзером /1/, позволяет достаточно точно определить напряжения, возникающие в гидроизоляционном слое под действием нагрузки.

Однако если работу гидроизоляционного слоя на вертикальное сжатие от собственного веса проезжей части и подвижной нагрузки, на сдвиг вдоль моста и т.п. можно оценить и рассчитать, то совместную работу гидроизоляции и плиты на растяжение при появлении в бетоне трещины оценить очень сложно, поскольку условия работы гидроизоляции и бетона плиты проезжей части на растяжение в сборных мостах разных типов различны и зависят от деформаций бетона плиты и ее стыковых соединений.

Теоретические и экспериментальные исследования деформаций плиты проезжей части балочных мостов с различными видами объединения балок в пролетное строение выполнены в Союздорнии ранее. Результаты исследований показали следующее:

в мостах, плита проезжей части которых напряжена в двух направлениях (вдоль и поперек моста), гидроизоляция работает в более благоприятных условиях, чем в ненапряженных мостах, так как исключается появление растягивающих напряжений в бетоне плиты проезжей части;

в плитных (объединенных шпонкой) и балочных (объединенных только по диафрагмам) мостах деформации неомоноличенной консоли плиты проезжей части зависят

от расстояния между диафрагмами и свеса плиты (ширины плиты). В мостах этих типов деформации соединений плиты проезжей части при проходе временной нагрузки по мосту не превышают 0,1 мм /2/;

в балочных мостах, отдельные балки которых объединены в пролетное строение только путем омоноличивания плиты проезжей части , и в монолитных ненапряженных мостах деформации плиты и соединений зависят от ширины моста, пролета плиты, расположения нагрузки и т.д. В бетоне плиты проезжей части таких мостов возможно появление трещин раскрытием до 0,3 мм.

Полученные результаты можно использовать при назначении требований к конструкции и материалу гидроизоляции. Эти требования можно подразделить на три группы:

первая - общие требования (в основном экономического и технологического характера):

материалы, входящие в состав гидроизоляции,должны быть широко распространенными и недефицитными;

стоимость материалов, расходуемых на 1 $м^2$ гидроизоляции моста, не должна превышать 5 руб.;

конструкция гидроизоляции должна быть удобной для механизированного способа устройства;

трудоемкость работ по устройству 1 $м^2$ гидроизоляции должна составлять не более 1 чел.-ч ;

желательно, чтобы гидроизоляцию можно было устраивать при любых погодных условиях и температурах (без специальных работ по прогреву плиты проезжей части);

вторая - требования к прочности:

предел прочности на сжатие должен быть не менее 2 МПа, на растяжение - не менее 1 МПа;

сцепление с бетоном - 0,7-1,0 МПа;

коэффициенты температурного расширения материала гидроизоляции и бетона должны быть близкими;

усадка материала гидроизоляции не должна превышать 0,2 мм/м;

удельная водопроницаемость материала гидроизоляции должна составлять не более 40 г/м^2;

третья - требования к долговечности материала гидроизоляции, который должен:

выдерживать в насыщенном состоянии не менее 200 циклов замораживания-оттаивания без видимых признаков разрушения (крошения, растрескивания, расслоения) и терять по массе не более 3%, по прочности не более 5%;

не нарушать сцепления с бетоном и после 200 циклов замораживания-оттаивания;

быть теплостойким (не снижать прочность при температуре 60°С);

выдерживать воздействие водных растворов солей, применяемых против обледенения проезжей части (испытания могут быть аналогичными испытаниям, проводимым при определении морозостойкости, однако насыщение образцов необходимо осуществлять не в пресной воде, а в 5%-ном растворе хлористого натрия).

Кроме того, конструкция гидроизоляции должна обеспечивать сплошность гидроизоляционного материала при появлении в плите проезжей части или защитном слое гидроизоляции трещин. В мостовых конструкциях основного типа гидроизоляция должна, не разрываясь, перекрывать трещины раскрытием до 0,1 мм и при их динамическом раскрытии (пульсации) на 0,05 мм.

В унифицированных, составных по длине, неразрезных и рамных системах гидроизоляция должна, не разрываясь, перекрывать трещины раскрытием до 0,3 мм и при их динамическом раскрытии на 0,05 мм.

Кроме того, гидроизоляция должна, не разрываясь, перекрывать или герметизировать трещины раскрытием до 1 мм, возникновение которых возможно при длительных деформациях бетона (ползучести).

Полимерные материалы, используемые в конструкции гидроизоляции, должны иметь растяжимость не менее 250%.

Перечисленные требования должны быть учтены при переработке ВСН 32-81.

ЛИТЕРАТУРА

1. Рутгайзер С.Л. К расчету гидроизоляции пролетных строений. – Транспортное строительство, 1972, № 4.– С.43–44.

2. Штильман Е.И. Особенности пролетных строений из пустотных плит. – Автомобильные дороги, 1970, № 3.– С.13–14.

УДК 624.21.09-15/.16

ТЕХНИЧЕСКОЕ СОСТОЯНИЕ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ОПОР МОСТОВ, ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ В РАЗЛИЧНЫХ СТРОИТЕЛЬНО-КЛИМАТИЧЕСКИХ ЗОНАХ

Д-р техн. наук **Г. М. ВЛАСОВ**, *инженеры* **Б. А. РЯБЫШЕВ**, **В. Х. СНИСАР**, *канд. техн. наук* **В. С. УСОЛЬЦЕВ**

С целью выявить виды, степень развития и распространения неисправностей в сборно-монолитных опорах для их классификации по ремонтопригодности НИИЖТом проведены обследования 372 опор автодорожных, железнодорожных и совмещенных мостов в различных строительно-климатических зонах: в зоне умеренного клима-

та (на Украине); сухого жаркого климата (в Узбекской, Таджикской и Туркменской республиках); сурового климата (в Красноярском крае, Иркутской, Новосибирской и Тюменской обл., на Северном Урале, в Заполярье, Хакассии и Тувинской АССР).

Значительная часть обследованных опор представлена опорами больших и внеклассных мостов через реки в Сибири, Заполярье, на Северном Урале, в Средней Азии и на Украине. Как правило, для заполнения оболочек опор использован гидробетон марок 200–300 по прочности. В отдельных случаях (в опорах моста через р.Норильская в Заполярье и ряда мостов Средней Азии) оболочки опор заполнены сборными бетонными блоками.

Большинство из обследованных опор сооружено из контурных блоков, изготовленных по типовым проектам Союздорпроекта, Гипротрансмоста, Ленгипротрансмоста, а также по индивидуальным проектам на основе типовых. Для контурных блоков использован бетон марки по прочности 300–500, а по морозостойкости, как правило, 300–400. Изготовление блоков осуществлялось на полигонах и стройплощадках мостостроительных организаций.

Продолжительность эксплуатации обследованных опор – от 3 до 20 лет. Это позволило выявить характер и степень влияния сроков службы опор на их состояние.

Классификация обследованных опор по ремонтопригодности (по категориям неисправности) выполнена с использованием методики, разработанной ВНИИЖТом. В соответствии с этой методикой к нулевой категории относятся практически исправные опоры, не требующие ремонта; к I категории – опоры, неисправности в которых не влияют на состояние конструкции и которые могут быть устранены при текущем ремонте; ко II категории – опоры с неисправностями, которые могут по-

низить прочность и устойчивость конструкции и которые требуют планового капитального ремонта; к III категории - опоры с неисправностями, затрудняющими нормальную эксплуатацию и вызывающими необходимость неотложного капитального ремонта.

Проведенные обследования показали, что состояние сборно-монолитных опор, несмотря на сравнительно небольшие сроки эксплуатации, не вполне благополучно. Межремонтный период для бетонных массивных опор ориентировочно может быть принят равным 40 годам. Фактически каждая пятая опора со сроком службы около 15 лет нуждается в серьезном ремонте, имеет неисправности II категории (табл.1). Доля практически исправных опор с весьма малой продолжительностью эксплуатации (до 5 лет) составляет 61%. С увеличением срока эксплуатации состояние опор ухудшается,увеличивается число опор, отнесенных к более высоким категориям неисправности. Приведенные в табл.1 данные свидетельствуют о том, что проектные решения, методы сооружения и качество строительно-монтажных работ не обеспечивают надлежащей долговечности и эксплуатационной надежности конструкции.

Таблица 1

Срок службы, лет	Количество опор, шт./%				
	всего	в том числе имеющих неисправности категории			
		0	1	II	III
До 5	18 / 100	11 / 61	7 / 39	0	0
5-15	132 / 100	57 / 43	54 / 41	21 / 16	0
Свыше 15	222 / 100	65 / 30	104 / 48	43 / 18	10 / 4

Обобщенные результаты оценки технического состояния опор приведены в табл.2. Установлено, что показатели, характеризующие степень исправности опор, эксплуатируемых во всех трех зонах, весьма низкие и близки по величине.

Таблица 2

Строительно-климатическая зона	Количество опор, шт./%				
	всего	в том числе имеющих неисправности категории			
		0	I	II	III
Умеренного климата	19 / 100	5 / 26	14 / 74	0	0
Сухого жаркого климата	28 / 100	7 / 25	19 / 68	2 / 7	0
Сурового климата	325 / 100	121 / 37	132 / 41	62 / 19	10 / 3
Итого	372 / 100	133 / 36	165 / 44	64 / 17	10 / 3

Почти во всех обследованных опорах (табл.3) имеются вертикальные трещины в блоках оболочек. Трещинообразование проявляется по-разному в различных климатических зонах. В зоне умеренного климата опор с многочисленными трещинами и трещинами большого раскрытия около 30%, тогда как в условиях Средней Азии и в зоне сурового климата таких опор значительно больше. По степени развития трещин в лучшем состоянии находятся опоры мостов также в зоне умеренного климата, а в худшем – опоры мостов в Средней Азии, где около половины опор имеют в контурных блоках многочисленные трещины сравнительно небольшого раскрытия в сочетании с одиночными трещинами раскрытием до 2 мм. Процессы выщелачивания бетона элементов опор, оголение и коррозия арматуры блоков, разруше-

ние бетона оголовков, прокладных плит, а также лицевых поверхностей контурных блоков в большей мере распространены в опорах, находящихся в зонах умеренного и сурового климата. В опорах, эксплуатируемых в условиях сухого жаркого климата, степень развития этих неисправностей значительно меньше.

Таблица 3

Вид неисправности	Относительное количество опор, %, имеющих неисправности, в строительно-климатической зоне		
	умеренного климата	сухого жаркого климата	сурового климата
Трещины в контурных блоках			
одиночные раскрытием до 0,5 мм	73	14	6
многочисленные раскрытием до 0,5 мм	26	71	65
многочисленные раскрытием до 0,5 мм плюс одиночные до 2,0 мм	-	46	26
одиночные раскрытием от 2,0 до 5,0 мм	5	4	8
Оголение и коррозия арматуры блоков	63	11	27
Пустые швы и значительные разрушения раствора в них	47	39	36
Значительные разрушения бетона на поверхности опоры	63	25	23
Разрушение бетона оголовков и прокладных плит	79	18	15
Выщелачивание бетона оголовков и прокладных плит	38	29	40
Выщелачивание из кладки опор через трещины и швы	53	25	34

Примечание. Общее количество обследованных опор по строительно-климатическим зонам приведено в табл.2.

Весьма распространенным видом неисправности опор во всех трех зонах являются пустоты и разрушения раствора омоноличивания в горизонтальных и вертикальных швах между блоками. Около 40% общего числа опор имеют эту неисправность.

Почти все обследованные опоры имеют, кроме неисправностей, отмеченных в табл.3, существенные дефекты сливных устройств на оголовках и прокладных плитах и продольные трещины в швах омоноличивания контурных блоков.

В настоящее время практически отсутствуют нормативы по текущему содержанию и ремонту мостовых опор сборно-монолитной конструкции, количество которых непрерывно возрастает. Данные, приведенные в таблицах, в какой-то мере могут послужить обоснованием при составлении планов мероприятий по текущему содержанию и их материальном обеспечении в различных условиях эксплуатации.

Анализ материалов обследований, проведенных НИИЖТом за последние 15 лет, позволяет выделить три основные группы причин неисправностей сборно-монолитных опор.

Это, во-первых, несовершенство конструктивных решений сборно-монолитных опор, особенно построенных в первоначальный период их освоения, недостаточная изученность и сложность учета комплексного воздействия многочисленных факторов на трещиностойкость контурных блоков в сборно-монолитных опорах. Большое количество трещин имеют опоры с блоками замкнутой в плане конфигурации, характерными для первоначальных проектов. Многочисленные трещины большого раскрытия, дефекты в швах омоноличивания, изломы и другие механические повреждения блоков наблюдаются в опорах, сооруженных из блоков больших размеров в плане со слабым армированием (мосты на автомобильной дороге Абакан-Кызыл, на железнодорожной линии Абакан-Тайшет, мост через р.Норильскую).

Ко второй группе причин неисправностей опор следует отнести различные нарушения технологии при строительно-монтажных работах: использование бетона пониженной прочности, неоднородность кладки; некачественное устройство сливов на оголовках, а в автодорожных мостах - зачастую их отсутствие; недостаточно качественные монтаж блоков и заполнение полости опор. Многочисленные обнажения и коррозия арматуры являются результатом незначительной толщины защитного слоя или его отсутствия.

Третья группа причин неисправностей сборно-монолитных опор связана со слабым и неквалифицированным контролем за технологией и качеством строительно-монтажных работ, с плохой работой эксплуатационных служб.

Некачественно и несвоевременно выполняются, а в автодорожных мостах зачастую практически не ведутся после приемки в эксплуатацию работы по устранению строительных дефектов и недоделок, по ремонту сливов и разрушенных швов, по очистке оголовков опор от снега и грязи. Не проводится заделка трещин и повреждений в блоках, отсутствуют планы работ по ремонту неисправных опор. В текущей технической документации зачастую не отмечаются время и причины появления неисправностей, не приводятся сведения о развитии неисправностей, времени и объемах проведенных ремонтных работ и т.д. Нередки случаи утери, частичной или полной порчи документации.

В целях повышения эксплуатационной надежности и долговечности опор сборно-монолитной конструкции представляется целесообразным:

усовершенствовать конструктивные решения сборно-монолитных опор, чтобы исключить появление отмеченных выше дефектов и повреждений;

разработать нормативные указания по текущему содержанию и ремонту сборно-монолитных опор или со-

ставить соответствующие дополнения к действующим нормативным документам;

повысить ответственность технических инспекций заказчика и усилить их контроль за изготовлением, монтажом и омоноличиванием элементов сборно-монолитных опор.

УДК 624.21.09-15/.16

ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ МОСТОВЫХ ОПОР С НЕПРЕРЫВНЫМИ ВЕРТИКАЛЬНЫМИ ШВАМИ

Инж. **В. Х. СНИСАР**, *канд. техн. наук* **В. С. УСОЛЬЦЕВ**

Разработка индустриальных конструкций и методов сооружения надфундаментных частей опор мостов является одной из актуальных задач мостостроения. Из существующих типов опор наиболее широкое применение, особенно в районах Сибири и Дальнего Востока, получили сборно-монолитные.

Принципиально возможны самые разнообразные конструктивные решения сборно-монолитных опор как по типу разрезки контурной оболочки на блоки, так и по конструкции самих блоков и способам их компоновки в опоре. Многие из этих решений были опробованы в практике строительства. Наибольшее распространение получили опоры с разрезкой контурной оболочки на горизонтальные и вертикальные блоки и с компоновкой блоков, обеспечивающей перевязку вертикальных швов. Со-

вершенствование конструктивных форм в таких опорах шло в направлении увеличения высоты и уменьшения развития блоков в плане, оптимизации очертания их вертикального сечения, перехода от блоков замкнутой в плане конфигурации к незамкнутым. В последние годы созданы и успешно применяются при строительстве опор автодорожных и железнодорожных мостов контурные блоки СКБ Главмостостроя-Ленгипротрансмоста и блоки ЦНИИСа, которые по конструкции, технологии монтажа и функциональному назначению объединяют основные свойства искусственной облицовки и опалубки.

Методы сооружения и конструктивные формы сборно-монолитных опор к настоящему времени в технологической части достаточно отработаны. На современном этапе необходимо решать вопросы обеспечения полноты и качества заполнения швов между блоками, особенно при сооружении опор в зимний период.

Как известно, расшивка швов в опорах производится в целях исправления дефектов в швах и имеет в основном декоративное назначение. Качественно заполнить пустоты при глубине их более двух-трехкратной ширины шва практически невозможно. Поскольку ширина швов между блоками сборно-монолитных опор обычно назначается в пределах 1,0-1,5 см (по СНиП 2.05.03-84 допускается не более 1 см), глубина пустот в швах не должна превышать 2-5 см. Однако из-за несовершенства оборудования для монтажа блоков требуемые зазоры между блоками, как правило, не выдерживаются. Практика показывает, что не менее 30% швов имеют ширину меньше требуемой. Нередко блоки устанавливают вплотную, без зазоров. Такие швы остаются незаполненными на всю глубину, что приводит к необходимости периодически возобновлять их расшивку и заполнение.

В горизонтальных швах качественное заполнение достигается при клеевом соединении блоков. Примером

такого решения может служить конструкция опор из блоков ЦНИИСа-Гипротрансмоста. Заполнение вертикальных швов затрудняется главным образом тем, что в существующих конструкциях используют перешедшую традиционно от каменной облицовки перевязку вертикальных швов, ухудшающую и условия применения клеевых горизонтальных швов. В частности, чтобы обеспечить плотный контакт между блоками в горизонтальном клеевом шве, в последних модификациях блоков современных проектов № 537 РЧ (Ленгипротрансмост) и № 176 (Гипротрансмост) предусматривается устройство специальных подрезок "постелей" блоков на участках перевязки. При этом участки перевязки швов не имеют клеевого соединения, их приходится заполнять по типу вертикальных швов, и они часто остаются незаполненными.

Большинство из применяемых конструкций блоков оболочек опор, в том числе по проектам № 537 РЧ и № 176, компонуется в опоре без перевязки швов. Устройство непрерывных вертикальных швов между контурными блоками дает возможность, во-первых, улучшить качество швов, во-вторых, упростить монтажные операции, повысить точность и качество монтажа, обеспечить общую трещиностойкость контурной оболочки опоры. Не менее существенным при таком конструктивном решении является гарантированное обеспечение клеевых соединений блоков в горизонтальных швах по всей их длине. И, наконец, при необходимости дополнительно армировать горизонтальное сечение опоры на силовые воздействия в опорах без перевязки швов представляется возможность расположить рабочую арматуру ближе к контуру сечения, что приведет к существенной экономии бетона и металла.

Однако до последнего времени конструкции сборно-монолитных опор с непрерывными вертикальными швами не получили широкого распространения. Считается,

что перевязка швов способствует анкеровке блоков в теле опоры, предохраняет от появления сплошных трещин в оболочке, затрудняет образование сквозных трещин в кладке тела опоры. Многолетний опыт эксплуатации сборно-монолитных опор и всесторонний анализ причин массового трещинообразования в них показали безосновательность этого утверждения.

Первые попытки отказаться от перевязки швов между контурными блоками были сделаны почти одновременно с появлением опор сборно-монолитной конструкции. Начиная с 1965 г. на некоторых больших и средних мостах Сибири по предложению НИИЖТа было предпринято опытное строительство сборно-монолитных опор без перевязки швов. Основные данные о таких опорах приведены в таблице.

Обследования опор (см.таблицу) проводили неоднократно, причем первое, как правило, - при сдаче в эксплуатацию. Такая методика позволяла устанавливать время появления и степень развития дефектов в опытных опорах.

В первые годы эксплуатации автодорожного моста через р.Ону в вертикальных швах опоры появились продольные температурно-усадочные трещины раскрытием до 0,1 мм. Трещины образовались по плоскости контакта между бетоном заделки швов и вертикальными плоскостями (торцами) блоков. За 15 лет эксплуатации раскрытие этих трещин увеличилось до 0,3 мм и в дальнейшем приостановилось. Других повреждений и дефектов в вертикальных швах не обнаружено, тогда как в горизонтальных швах между блоками на низовой и верховой поверхностях опоры кроме трещин отмечены зоны разрушения раствора швов, а в блоках - вертикальные трещины раскрытием до 0,3 мм. Характерно, что на поверхности опоры, оконтуривающей незамкнутую полость оболочки с вертикальными швами, образования трещин в контурных блоках за 20-летний период эксплуатации моста не наблюдалось.

Аналогичные данные о состоянии непрерывных вертикальных швов и развитии дефектов в них получены в процессе наблюдений за опорами других автодорожных и железнодорожных мостов, приведенных в таблице. Во всех случаях дефектообразование в непрерывных вертикальных швах проявлялось в меньшей степени или не превышало уровня развития дефектов в вертикальных швах опор обычной конструкции, эксплуатируемых в идентичных условиях. Кроме того, отмечено положительное влияние сплошных вертикальных швов на трещиностойкость контурных блоков оболочек: на поверхности, примыкающей к непрерывным вертикальным швам, трещины в контурных блоках не образуются или образуются в гораздо меньшем количестве, чем в обычных опорах с перевязкой швов, а раскрытие этих трещин всегда незначительно.

С целью определить качество заполнения швов, выявить возможные скрытые повреждения в швах и примыкающих к ним элементах оболочек опор и оценить состояние бетона заполнения оболочки опоры в зоне вертикальных швов были вскрыты швы в опоре моста через р. Ону на 156-м км автомобильной дороги Аба - за-Ак-Довурак (срок эксплуатации 18 лет); в опоре моста через р. Томь на железнодорожной линии Артышта - Подобасс (срок эксплуатации 19 лет); в одной опоре автодорожного моста через р. Томь в г. Новокузнецке (срок эксплуатации 15 лет).

Вскрытие производилось на участках наиболее вероятного повреждения швов и блоков, т.е. в нижних рядах блоков на уровне воды или грунта. Размеры участков вскрытия швов: 0,5-1 м по высоте шва (1-2 ряда контурных блоков) и по 20 см по горизонтали в обе стороны от его оси. Процесс вскрытия швов заключался в следующем: вырубали концевые участки контурных блоков, примыкающих к шву, до бетона заполнения и снимали материал заполнения швов слоями около 5 см.

Мост	Год постройки	Количество построенных опор
Автодорожный мост через р.Ону (Тувинская АССР)	1965	1
Мост ч/р. Томь на ж.-д. линии Артышта-Подобасс (г.Новокузнецк)	1964	2
Автодорожный мост ч/р. Томь в г.Новокузнецке	1968	7
Двухпутный ж.-д. мост ч/р. Бачат в г.Гурьевске	1981	2
Ж.-д. мост ч/р. Томь в г.Междуреченске	1980	4
Мост ч/р. Обь на автомобильной дороге Томск-Колпашево	1985	5

После снятия каждого такого слоя тщательно промывали вскрытую поверхность и определяли ее состояние. Особое внимание при этом уделялось зоне стыка вертикальных торцов блоков с материалом заполнения шва - ее осматривали с помощью микроскопа Бриннеля. Таким же образом проводилось освидетельствование состояния вскрытой поверхности бетона заполнения оболочки.

В результате исследования установлено, что бетон заполнения оболочки в зоне непрерывных вертикальных

Размер опор в плане, м	Высота опоры от обреза фундамента до оголовка, м	Количество непрерывных вертикальных швов в опоре	Конструкция контурного блока
8,0x2,4	3,3	2	Применительно к проекту № 443 Союздорпроекта
5,9x3,0	4,3	4	Применительно к проекту № 519 Гипротрансмоста
12,4x2,8	10–15	2	Индивидуальная с клеевыми горизонтальными швами
9,2x2,6	9,0	12	НИИЖТа
9,4x3,6	7–8	8	НИИЖТа
Верхний ярус 2,02x8,05 м. Нижний ярус 3,35x13,3 м	16–20	Верхний ярус 6 м. Нижний ярус 12 м	По шифру № 242 ТРП и №537 РЧ Ленгипротрансмоста

швов плотный, прочный. Под раствором расшивки швов бетон заполнения швов также здоровый, без повреждений и коррозионных разрушений. Общая толщина поверхностного слабого слоя в шве вместе с расшивкой не превышает 2–3 см. Примерно на такую же глубину (до 5 см) проникают продольные температурно-усадочные трещины, отмеченные на поверхности швов. Трещин в бетоне заполнения под блоками оболочек опор не обнаружено.

Опыт применения и результаты многолетних наблю-

дений за состоянием сборно-монолитных опор с непрерывными вертикальными швами, а также исследование состояния этих швов после многолетней эксплуатации показали надежность такой конструкции.

В настоящее время Ленгипротрансмост завершает разработку типового проекта унифицированных сборно-монолитных опор с клеевыми горизонтальными и непрерывными вертикальными швами для массового применения в мостах различного назначения и в любых климатических зонах страны.

УДК 624.21:625.745.11:624.159.2

О РАСЧЕТЕ МЕСТНОГО РАЗМЫВА У СТРУЕНАПРАВЛЯЮЩИХ ТРАВЕРСОВ НА МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДАХ

Д-р техн. наук **М. М. ЖУРАВЛЕВ**

Система траверсов на протяжении пойменной насыпи имеет целью отжать от земляного полотна поток и обеспечить его плавный подход к регуляционной дамбе.

Проектирование траверсов насчитывает уже столетие, однако подход к нему чисто эмпирический. Оно ограничивается, как правило, лишь назначением основных размеров траверсов и указанием об их взаимном расположении.

При проектировании траверсов обычно используют закономерности, полученные экспериментально для незатопляемых полузапруд. С точки зрения деформаций

потока и размываемого русла разница между траверсами и полузапрудами заключается в том, что последние работают в условиях стеснения потока (влияние противоположного берега), вследствие чего в русле возникает как общий, так и местный размыв. Особенностью траверсов является то, что они возводятся на плохо размываемых связных грунтах пойменного наилка, в то время как полузапруды возводятся чаще на несвязных грунтах русла, подверженных размыву.

Струи пойменного потока, набегая на траверс, образуют у его головы как бы "упругое подбрюшье", отжимающее поток и направляющее струи вдоль насыпи подхода. Таким образом, траверс работает не на непосредственный набег речного потока, а на пойменный поток, отраженный от преграды, которой является земляное полотно подхода к мосту. Это свидетельствует о том, что траверс испытывает не столь сильные гидродинамические воздействия потока, как полузапруды, что подтверждается существенно меньшими глубинами размывов, наблюдаемыми у траверсов.

В настоящее время нет достаточно надежных методов прогноза местного размыва у полузапруд, не говоря уже о траверсах. Имеющиеся предложения (табл.1) основаны только на лабораторных опытах, которые ввиду масштабных искажений характеризуются также увеличенным размывом, обусловленным стеснением потока.

Из перечисленных в табл.1 расчетных формул для прогноза местного размыва у полузапруд последние две формулы: Л.Г.Бегама-В.С.Муромова (1968 г.), вошедшие в "Технические указания по расчету местного размыва у опор мостов, струенаправляющих дамб и траверсов" ВСН 62-69 (М., 1970), и В.Ш.Цыпина (1981 г.), хотя и рекомендованы их авторами для расчета размыва у траверсов, но в основу их положены эксперименты над моделями полузапруд.

Следует отметить работу М.Н.Бухина, который при

Таблица 1

Автор формулы	Формула	Коэффициент K_m	Коэффициент K_α
С.Т.Алтунин–И.А.Бузунов	$H_p = C_1 H_o K_m K_\alpha$	$m=0$; $K_m=1$ $m=2$; $K_m=0,6$ $m=3$; $K_m=0,5$	$\alpha=30°$; $K_\alpha=1,12$ $\alpha=90°$; $K_\alpha=1,0$ $\alpha=150°$; $K_\alpha=0,84$
К.Ф.Артамонов	$H_p=(H+\alpha R)K_\alpha$; $R=0,5C_m B^{0,625}H^{0,5}\left(\frac{v}{v_o}\right)^{0,5}$	$\alpha=f(m)$	$K_\alpha=0,75+0,5\left(1-\frac{\alpha°}{180}\right)$
М.Н.Бухин	$H_p=1,2\left(\frac{0,025 d_c B_c}{100 H_c \vartheta}+2,2H_c-H_o\right)$	$K_m=\frac{1}{\sqrt{1+m^2}}$	$K_\alpha=f(\alpha)$
В.А.Маглакелидзе	$h=0,56H\frac{K_m K_H K_\alpha}{0,07+H/B}\left(\frac{v}{w}\right)^{3/4}$; $K_H=0,7\div1,0$	$K_m=1-\alpha_1 m$; $\alpha_1=0,28\div0,34$	$K_\alpha=\sqrt[3]{\alpha°/90}$
Л.Г.Бегам–В.С.Муромов	$v>v_o$; $h=(h'+0,0207\frac{v-v_o}{w}B)K_m K_\alpha$; $h'=\frac{1,84H}{0,5+H/B}$ $v\le v_o$; $h=h'\left(\frac{v-v_H}{v_o-v_H}\right)^{0,75}K_m K_\alpha$; $v_H=v_o(d/H)^y$	$K_m=\frac{1}{\sqrt{1+m^2}}$	$K_\alpha=\sqrt[3]{\alpha°/90}$
В.Ш.Цыпин	$v>v_o$; $h=\left[1,8\left(\frac{v_r}{K_v v_o}\right)^{2/3}-1\right]HK_m$; $K_v=0,955(H/\alpha)^{0,05}$ $v<v_o$; $h=\left[1,8\left(\frac{v_r}{v_o}\right)^{2/3}-1\right]HK_m$; $v_r=0,9(B/H)^{1/4}v$	$K_m=1,14e^{-0,14(1+m)}$	$K_\alpha=\frac{f(v_{r\alpha})}{f(v_r)}$

построении своих морфологических зависимостей использовал натурные наблюдения на реках Прикарпатья /2/.

Анализируя формулы, предложенные в последние годы (формулы К.Ф.Артамонова, Л.Г.Бегама-В.С.Муромова, В.Ш.Цыпина), необходимо отметить, что использование в них неразмывающей скорости v_0 в качестве основного параметра, учитывающего влияние на размыв крупности наносов, неправомерно. В ряде работ Союздорнии 1978-1984 гг. показывалось, что в зоне резко деформированного потока перед преградой критериальной характеристикой формирования местного размыва является взмучивающая скорость $v_в$.

Из сказанного следует, что необходим новый, более обоснованный подход к построению метода прогноза местного размыва. Один из возможных вариантов решения вопроса излагается ниже.

Механизм формирования местного размыва у головы траверса, по экспериментальным данным, можно представить в следующем виде. Набегая на траверс, поток претерпевает локальные изменения. Возникающее добавочное давление в пределах сооружения увеличивает турбулентность потока, искривляя струи и образуя систему вихревых течений. С верховой стороны сооружения струи потока изменяют свое направление как в горизонтальной, так и в вертикальной плоскости. Вдоль напорной грани сооружения формируются поперечные течения разных знаков. Часть струй устремляется к голове сооружения, отклоняя струи основного потока, а другая часть - к корню сооружения, где образуется застойная зона.

У напорной грани сооружения в условиях подпора возникают ныряющие струи, которые на уровне дна деформируются в вихри с горизонтальными осями вращения. Эти вихри и "разрабатывают" воронку местного размыва.

С низовой стороны сооружения струи потока, минуя

голову траверса, растекаются под некоторым углом к динамической оси потока, отсекая застойную зону возле берега. По размерам эта зона больше, чем образуемая с верховой стороны сооружения.

По окончании размыва кинематическая структура потока продолжает оставаться сложной: у головы сооружения образуется вихрь с вертикальной осью вращения, а в корне сооружения - несколько вихрей с горизонтальными осями вращения, струи которых вращаются в противоположные стороны. Пеструю картину создают и донные отложения, причем наиболее крупные фракции несвязного грунта отсортировываются на вытянутом в плане контуре от головы сооружения в низовую сторону.

Структуры потока у полузапруды и около отдельно стоящей в реке преграды, например опоры моста, сходны. Как и у полузапруды, у лобовой грани опоры образуется насыщенный наносами донный вихрь с горизонтальной осью вращения, который с боковых сторон опоры деформируется в донные вальцы.

Анализ показывает, что размыв у траверса и у опоры моста формируется под действием одних и тех же факторов. При этом, однако, следует оценить специфические условия гидравлической работы траверса, прежде всего влияние местного стеснения пойменного потока, обтекающего траверс, что позволит установить скорость в его голове. Затем необходимо установить степень снижения лобового давления потока на напорный откос сооружения, выражаемую обычно коэффициентом $K_m < 1$.

Решить первую из этих задач пытались Л.Г. Бегам (1968 г.), И.И.Леви (1968 г.), Н.П.Розанов (1978 г.), В.Ш.Цыпин (1981 г.), рассматривая работу полузапруд. Однако применительно к траверсам требуются дополнительные исследования.

Влияние стеснения потока на местный размыв в го-

лове полузапруды изучали несколько специалистов. Так, И.И.Леви из условия сохранения баланса наносов /5/ показал, что на участке реки, стесненном полузапрудой, местный размыв прекращается при скорости, несколько превышающей бытовую. При увеличении глубины русла в 1,5–2,0 раза скорость возрастает лишь на 15–20%.

Близкое к данным И.И.Леви, но несколько меньшее влияние стеснения на соотношение скоростей у полузапруды отмечает Н.П.Розанов /3/. Он приводит следующее соотношение скорости потока v_r, стесненного полузапрудой, и бытовой скорости v :

$$v_r = v\left[1 + (0{,}2 + \ell/B)^2\right], \qquad (1)$$

где ℓ – длина проекции сооружения на плоскость поперечного сечения русла;

B – бытовая ширина русла.

Из анализа формулы (1) видно, что если полузапруда перекрывает бытовое русло на 1/4, то скорость потока в голове сооружения, по сравнению с бытовой, возрастает на 20%.

Стеснение потока поперечным сооружением обычно оценивают коэффициентом

$$K_c = \frac{Q_c}{Q} = \frac{\Omega_c}{\Omega},$$

где Q_c и Ω_c – соответственно расход, приходящийся на участок, перекрытый сооружением, и площадь живого сечения русла на этом участке;

Q и Ω – соответственно полный расход и площадь живого сечения русла на этом участке.

Для русла с осредненной глубиной коэффициент стеснения K_c часто выражают отношением

$$K_c = \ell/B. \qquad (2)$$

В некоторых случаях за характеристику стеснения принимают

$$1 - K_c = \frac{B - \ell}{B}. \qquad (3)$$

И.И.Леви, например, для размываемых русел с берегами из прочных грунтов, исходя из баланса нано - сов, получил /5/ приближенное соотношение

$$H + h = H \left(\frac{1}{1 - K_c}\right)^{0,7}, \qquad (4)$$

где H, h – глубина соответственно потока и местного размыва.

Некоторые исследователи показывали влияние коэффициента стеснения K_c на общий и местный размывы у полузапруд. Так, С.Т.Алтунин и И.А.Бузунов /1/ считают, что при $K_c \leq 0,33$ полузапруда на общие русловые деформации влияния не оказывает. В.А.Маглакелидзе /6/ показывает, что $K_c \leq 0,5$ влияние стеснения потока на местный размыв можно не учитывать.

Сравнивая влияние коэффициента стеснения на деформации русла у полузапруд по данным разных авторов, можно установить, что наиболее достоверные результаты получаются при расчете по формуле (1). Эта формула может быть использована в качестве некоторого ориентира при установлении изменения бытовой скорости деформированного траверсом потока.

Скорость в голове траверса можно оценить на основе анализа экспериментальных данных о скорости у полузапруд. Предположив, что эта скорость, отнесенная к бытовой скорости, с некоторым запасом будет соответствовать вычисленной по формуле (1), проследим изменение этого соотношения в зависимости от относительной глубины потока ℓ/H.

По опытам В.А.Маглакелидзе (1968 г.) и ЦНИИСа (1981 г.) построены графики (рис.1), из которых получено

$$\frac{v_r}{v} = 0{,}9\left(\frac{\ell}{H}\right)^{1/8},$$

где v_r и v – соответственно скорость стесненного потока или скорость в голове траверса и бытовая скорость потока.

Следовательно, скорость в голове траверса определяется как

$$v_r = 0{,}9\left(\frac{\ell}{H}\right)^{1/8} v. \qquad (5)$$

Заметим, что ЦНИИС на основе своих опытов получил аналогичное выражение, но со степенью в д в о е большей, т.е. $v_r = 0{,}9\,(\ell/H)^{0{,}25}\,v$. Сопоставительные расчеты по опытным данным ЦНИИСа с привлечением опытных данных других авторов показывают, что степень 0,25, принятая ЦНИИСом, приводит к явному завышению скорости в голове сооружения (не менее чем на 20%).

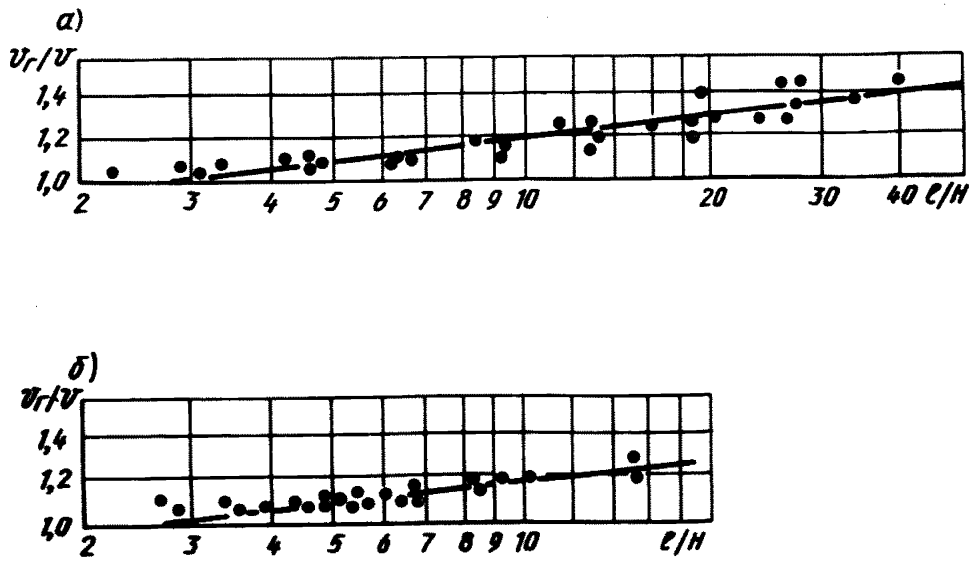


Рис.1. Зависимость $\frac{v_r}{v} = f\left(\frac{\ell}{H}\right)$ по опытным данным В.А.Маглакелидзе (а) и ЦНИИСа (б)

Расчетная длина траверса выясняется из рассмотрения кинематической структуры обтекающего сооружение потока. Выше показывалось, что при набеге потока на сооружение в его корне как с верховой стороны, так и с низовой образуются застойные зоны. По оценкам ряда авторов (С.Т.Алтунин–И.А.Бузунов, В. В. Баланин – В.М.Селезнев, К.Ф.Артамонов и др.) рабочая длина траверса $в$, воспринимающая удар потока, составляет 2/3 полной длины ℓ, т.е. $в = \frac{2}{3}\ell$.

Рассмотрим влияние на размыв крутизны откоса траверса. При набеге на напорный откос траверса заложением 1: m, происходит потеря энергии нисходящих струй. Вследствие этого глубина местного размыва перед траверсом по сравнению с вертикальной стенкой снижается.

С.Т.Алтунин и И.А.Бузунов /1/ привели значения коэффициентов уменьшения глубины размыва K_m (рис.2),

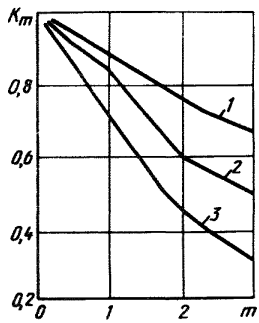


Рис.2. Зависимость коэффициента K_m от крутизны откоса m: 1–рекомендуемая Союздорнии; 2–по С.Т.Алтунину–И.А.Бузунову; 3–по формуле $K_m = 1/\sqrt{1+m^2}$

которые являются более осторожными, чем вычисленные по формуле $K_m = 1/\sqrt{1+m^2}$, широко применяемой в методах расчета местного размыва (И.А.Ярославцев, В.А.Маглакелидзе, Л.Г.Бегам–В.С.Муромов и др.).

Из рис.2 видно, что расхождения в значениях коэффициента K_m (см.кривые 2 и 3) существенны; при $m = 2$

они составляют 30%, а при $m = 3$ достигают 56%. Поэтому необходимо решить вопрос о действительных значениях коэффициента K_m. Для этого обратимся к некоторым выкладкам, приведенным в работе /4/.

Существует связь лобового давления воды $P_л$, действующего на преграду в виде вертикальной стенки, с глубиной воронки местного размыва h:

$$P_л = a h^3 \gamma_н, \qquad (6)$$

где a – параметр, учитывающий подвижность донных наносов, относительную шероховатость русла и форму преграды;

$\gamma_н$ – удельный вес наносов в воронке размыва.

Из уравнения (6) имеем

$$h = \sqrt[3]{\frac{P_л}{a\gamma_н}}. \qquad (7)$$

При наклонной грани сооружения (откосе) под углом θ к горизонтальной плоскости в формулу (7) должна быть введена проекция лобовой силы на плоскость, перпендикулярную откосу, т.е.

$$P'_л = P_л \cos(90-\theta),$$

где $\cos(90-\theta)$ при заложении откоса $1:m$ можно выразить формулой

$$\cos(90-\theta) = \frac{1}{\sqrt{1+m^2}}.$$

Отсюда глубина воронки размыва у преграды с наклонной гранью

$$h = \sqrt[3]{\frac{P_л}{\sqrt{1+m^2}}\frac{1}{a\gamma_н}} = \frac{1}{(1+m^2)^{1/6}}\sqrt[3]{\frac{P_л}{a\gamma_н}}. \qquad (8)$$

Стоящая впереди радикала дробь и есть выражение коэффициента уменьшения размыва при наклонной грани траверса, т.е.

$$K_m = \frac{1}{(1+m^2)^{1/6}}, \qquad (9)$$

что соответствует кривой 1 на рис.2.

Интересно отметить, что В.Ш.Цыпин по экспериментальным данным 1981 г. получил почти те же значения коэффициентов K_m (табл.2).

Таблица 2

m	K_m		m	K_m	
	по формуле (9)	по данным В.Ш.Цыпина		по формуле (9)	по данным В.Ш.Цыпина
0,5	0,96		2,0	0,76	0,77
1,0	0,89	0,94	2,5	0;72	–
1,5	0,82	0,80	3,0	0,68	0,67

Приведенные в табл.2 данные свидетельствуют о том, что опыты В.Ш.Цыпина по определению коэффициента K_m имеют и теоретическое подтверждение. Укажем однако, что табличные значения K_m у него более точны, чем дает его формула, выраженная экспонентой.

На глубину местного размыва влияет положение траверса относительно динамической оси потока. Вводимый в расчетную формулу коэффициент K_α (при $\alpha \leqslant 90^\circ$) может быть определен по формуле В.А.Маглакелидзе /6/:

$$K_\alpha = \sqrt[3]{90/\alpha}, \qquad (10)$$

которую он обосновывает опытными данными (рис. 3). При $\alpha > 90^\circ$ опытные точки ориентируют на убывающие значения K_α. Однако В.А.Маглакелидзе считает, что в

диапазоне $\alpha = 90 \div 165^{\circ}$ следует принимать $K_{\alpha} = 1$, с чем следует согласиться как с более осторожным решением.

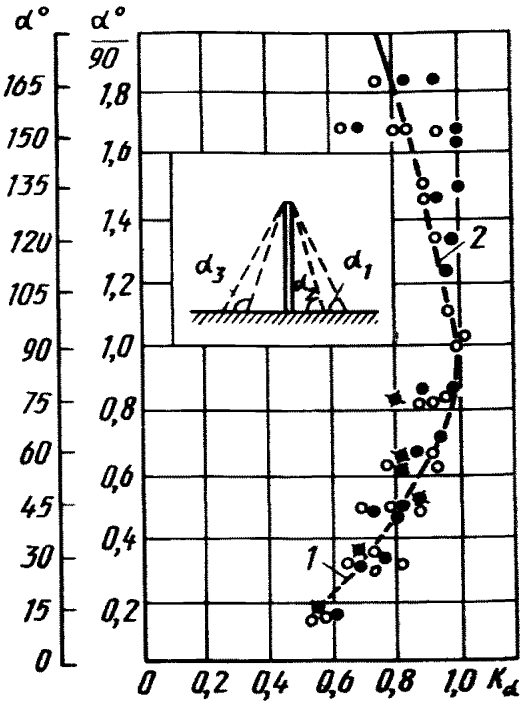


Рис.3. Зависимость коэффициента K_{α} от угла разворота траверса(α):
1–по формуле $K_{\alpha} = \sqrt[3]{\frac{\alpha^{\circ}}{90}}$ (при $\alpha \leq 90^{\circ}$);
2–по формуле $K_{\alpha} = \sqrt[3]{\frac{90}{\alpha}}$ (при $\alpha > 90^{\circ}$);
o – K_{α_1}; • – K_{α_2}; ▣ – K_{α_3}

Расчетная формула для прогноза размыва у траверсов может быть построена на основе прикладной теории формирования местного размыва у преград, предложенной Союздорнии /4,7/, с использованием исследованных выше параметров v_r, β и K_m.

Основные зависимости, вытекающие из прикладной теории, можно сформулировать следующим образом.

1. Глубина местного размыва у преграды описывается произведением двух функций: функции лобового давления потока на преграду P_A и функции (параметра) переноса наносов в деформированном преградой потоке T:

$$h = f_1(P_A, T), \qquad (11)$$

причем обе функции имеют неразрывную связь входящих в них параметров.

2. Функция (параметр) переноса наносов в вихревом потоке у преграды выражается соотношением

$$T = \left(\frac{v}{v_в}\right)^n, \qquad (12)$$

где v – скорость потока, набегающего на преграду;

$v_в$ – средняя взмучивающая скорость в воронке размыва;

n – степенной параметр; $n = f(v; v_{в.g})$.

3. Донная составляющая взмучивающей скорости $v_{в.g}$ при несвязных грунтах определяется зависимостью

$$v_{в.g} = \sqrt[3]{gwH}, \qquad (13)$$

где g – ускорение свободного падения;

w – гидравлическая крупность наносов.

4. Средняя взмучивающая скорость в воронке размыва $v_в$ для несвязных грунтов выражается формулой

$$v_в = v_{в.g}\left(\frac{H}{d}\right)^{0,06} = \sqrt[3]{gwH\left(\frac{H}{d}\right)^{0,06}}. \qquad (14)$$

Выражения (13) и (14) получены по натурным данным /4/. Однако их можно проверить и на моделях сооружений. Так, в опытах ЦНИИСа 1981 г. были замерены скорости стабилизации местного размыва $v_{ст}$ в сформировавшихся воронках у полузапруд. Сравнение скоростей $v_{ст}$ и $v_в$ (рис.4) показывает, что геометрический центр контура разброса экспериментальных точек удовлетворяет равенству $v_{ст} \approx 0,75\, v_в$. Это означает, что для данного масштаба опытов и используемых в них фракций грунта момент стабилизации размыва наступает, обобщенно для всей серии опытов, при взмучи-

вающей скорости, равной 0,75 $v_в$. Таким образом, выражения взмучивающих скоростей (13) и (14) обосновываются и данными опытов.

С введением коэффициентов, учитывающих снижение энергии потока на откосе траверса (K_m) и разворота траверса относительно динамической оси потока (K_α), общий вид расчетной формулы для прогноза глубины местного размыва у траверса можно записать как

$$h = f(P_\Lambda) T K_m K_\alpha. \qquad (15)$$

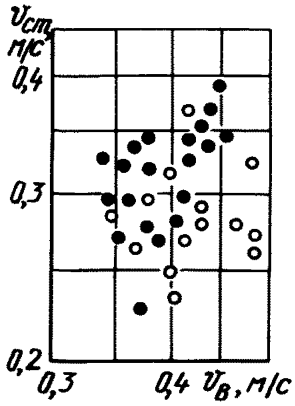


Рис.4. Связь скорости в воронке размыва к концу опыта v_{cm} со взмучивающей скоростью $v_в$ по данным опытов ЦНИИСа: • - $v > v_в$; ○ - $v < v_в$.

Результаты расчета по формуле (15) должны быть сопоставлены с данными натурных наблюдений, в частности могут быть использованы наблюдения М.Н.Бухина за полузапрудами на равнинных участках рек Прикарпатья, характеризующихся спокойным режимом.

ЛИТЕРАТУРА

1. Алтунин С.Т., Бузунов И.А. Защитные сооружения на реках. - М.: Сельхозгиз, 1953. - 232 с.

2. Бухин М.Н. К вопросу о формировании поперечного профиля русла в зоне стеснения его полузапрудой. - В сб.: Водное хозяйство, вып.2.- Киев: Урожай, 1965.- 204 с.

3. Гидротехнические сооружения /Под ред.Н.П.Розанова. - М.: Стройиздат, 1978. - 647 с.

4. Журавлев М.М. Местный размыв у опор мостов. М.: Транспорт, 1984. - 113 с.

5. Леви И.И. Инженерная гидрология. - М.: Высшая школа, 1968, - 237 с.

6. Маглакелидзе В.А. Экспериментальные исследования размывов грунта. - В сб.: Труды Груз.политехн. ин-та, вып.5 (117). - Тбилиси, 1967. - С.59-68.

7. Методические рекомендации по расчету местного размыва у опор мостов /2-е изд., перераб. и доп.- М., 1988. - 40 с.

УДК 624.19/.8.001.2

РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МЕРОПРИЯТИЙ ПО ЗАЩИТЕ НИЖНЕГО БЬЕФА МАЛЫХ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ С УЧЕТОМ КИНЕМАТИЧЕСКОЙ СТРУКТУРЫ РАСТЕКАЮЩЕГОСЯ БУРНОГО ПОТОКА

Инж. Г.А. ЛИЛИЦКИЙ

Проектирование мероприятий по защите малых дорожных водопропускных сооружений от местного размыва связано с необходимостью определения формы растекания потока в нижнем бьефе, а также скорости и глубины потока.

Одной из основных форм растекания является свободное растекание бурного потока в широком нижнем бьефе. Изучению этого явления посвящены теоретические и экспериментальные работы О.В.Андреева,Г.И.Сухомела, П.К.Цветкова, И.А.Шеренкова и др.

Наиболее полно кинематическая структура бурного потока при его свободном растекании описана И.А.Шеренковым /2/ на основании теоретического решения

плановой задачи для потенциального движения при истечении потока из сооружения прямоугольного поперечного сечения. При этом были сделаны допущения о гидростатическом распределении давления по глубине потока, постоянстве вектора скорости по глубине потока для каждой точки плана течения и постоянстве удельной энергии в зоне бурного растекания. Для решения практических задач И.А.Шеренков разработал универсальный график в безразмерных координатах $X = x/b\sqrt{Fr_{вых}}$ и $Y = y/b$, где x и y – ортогональные координаты плана потока модели или натуры; b – отверстие сооружения; $Fr_{вых}$ – число Фруда в сечении потока на выходе из сооружения. На этом графике им показаны проекции линий тока на плоскость растекания и линии равных относительных глубин $h/h_{вых}$, где h – глубина потока в сооружении; $h_{вых}$ – средняя глубина потока на выходе из сооружения. Эти данные позволяют вычислить скорости в любой точке плана потока исходя из допущения о постоянстве удельной энергии. Учет сил трения при расчете глубины и скоростей рекомендуется выполнять по способу В.И.Чарномского . Исследования плотности расхода в плане потока /1/ показали возможность значительных отклонений кинематических характеристик потока от рассчитанных по универсальному графику. Эти расчеты дают хорошие результаты в центральной части потока, т.е. вдоль его оси, для относительно широких русел – $h_{вых} : b \leqslant 1:6$.

Выполненные автором в КАДИ экспериментальные исследования пространственной кинематической структуры свободно растекающегося бурного потока, в частности исследования поля давлений, поля скоростей, поля плотности расхода и конфигурации линий тока, убеждают в следующем:

дивергенция линий тока, а следовательно и плотности расхода в точках плана, в значительной степени зависит от поперечного градиента давления в сечении на выходе из сооружения;

поперечный градиент давления возрастает от свободной поверхности к придонному слою и вследствие этого происходит как бы послойное растекание потока, при котором нижние слои растекаются более интенсивно, чем верхние;

проекции линий тока в каждом слое на плоскость Oxy могут быть достаточно точно описаны уравнениями гипербол (плоскость совпадает с плоскостью дна русла в широком нижнем бьефе). Векторы скорости, проходящие через одну и ту же вертикаль, по-разному проектируются на плоскость Oxy. Они отклоняются от оси потока $y = 0$, причем в придонном слое на больший угол, чем у свободной поверхности (рис.1). Предлагаемое решение задачи о построении кинематической структуры потока осуществляется в два этапа. На первом этапе определяется распределение плотностей расхода в зоне растекания, на втором, исходя из полученных ранее плотностей расхода и рассчитываемых потерь энергии, - скорости и глубина потока. Для реше-

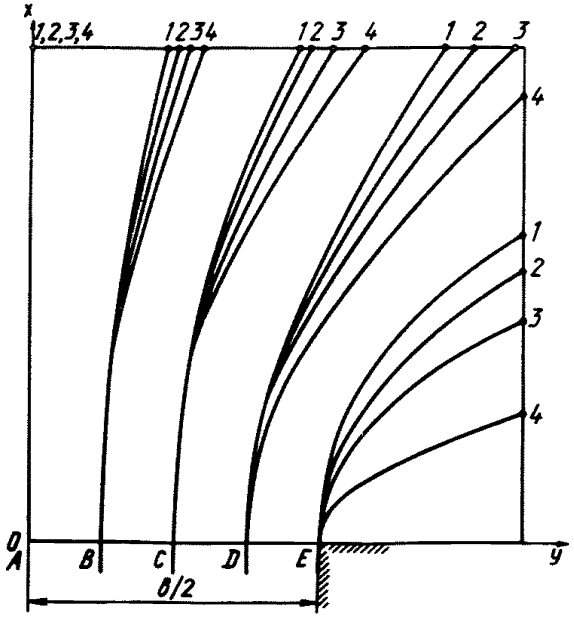


Рис.1. Схема расположения линий тока в зоне бурного потока: A,B,C,D,E - порядок расположения вертикалей в сечении на выходе из сооружения; 1,2,3,4 - порядок расположения слоев от поверхности потока до дна; E-1-E-4-крайние линии тока в слоях растекающегося потока

ния задачи использована система криволинейных ортогональных эллиптических координат (σ,τ):

$$\frac{y^2}{f^2\sigma^2} + \frac{x^2}{f^2(\sigma^2-1)} = 1;$$

$$\frac{y^2}{f^2\tau^2} + \frac{x^2}{f^2(\tau^2-1)} = 1.$$

Уравнения определяют собой множества софокусных эллипсов и гипербол, образующих координатную сеть эллиптической координатной системы (рис.2). Эллипсы

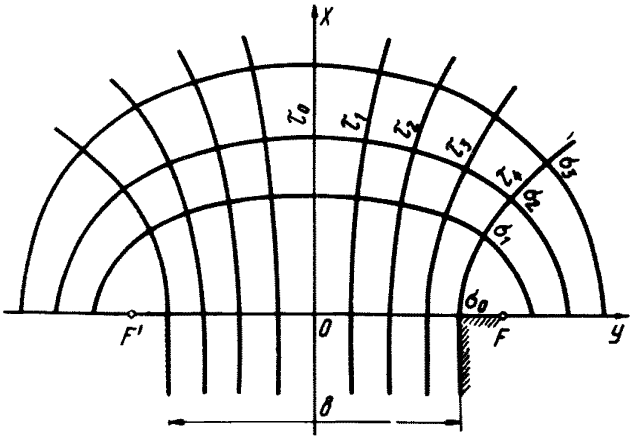


Рис.2. Система эллиптических координат (σ,τ) в одном из слоев растекающегося потока ($OF = OF' = f$)

определяются уравнением $\sigma = const$, а гиперболы-уравнением $\tau = const$ $(\sigma \geq 1;\ -1 \leq \tau \leq 1)$. Произвольная точка $M(x,y)$ определяется пересечением эллипса и гиперболы (σ,τ). Учитывая симметрию потока, достаточно решить задачу для одного квадранта с положительными x и y. Вследствие этого $0 \leq \tau \leq 1$.

Прямоугольное сечение потока на выходе из сооружения разбивается на ряд горизонтальных слоев m, каждому из которых соответствует своя эллиптическая ко-

ординатная система. Координатные системы отличаются величинами $f = \psi(G_y)$. Зависимость их от поперечного градиента давления G_y установлена эмпирическим путем. Для любой вертикали с координатами x, y и для каждого слоя определяются плотности расходов и затем суммируются от 1 до m их проекции на плоскость поперечного сечения потока. Скорость и глубина потока вычисляются с учетом потерь на трение. Изменение плотности расхода элементарной струйки (рис.3) определяется выражением

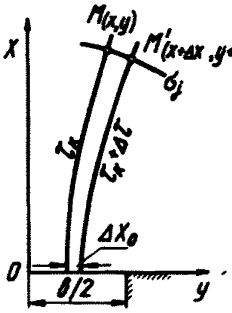


Рис.3. Изменение плотности расхода в элементарной струйке

$$q_{\sigma_j,\tau_к} = q_{0,\tau_к} \frac{\Delta l_{0,\tau_к}}{\Delta l_{\sigma_j,\tau_к}},$$

где $$\Delta l_{\sigma_j,\tau_к} = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2};$$

$$\Delta l_{0,\tau_к} = \Delta x_0.$$

Расчет кинематических характеристик потока на основе пространственной модели существенно влияет на их точность, тем самым повышается надежность проектных решений по защите нижнего бьефа малых искусственных сооружений от местного размыва.

ЛИТЕРАТУРА

1. Лилицкий Г.А. Растекание потока в нижнем бьефе водопропускных сооружений / Тр.1 Всесоюзн.научн.-техн. конф. по гидравл.дор.водопроп.соор. – М.: Высшая школа, 1969. – С.101–105.

2. Шеренков И.А. Гидравлические расчеты нижнего бьефа малых искусственных сооружений при растекании бурного потока в отводящем русле /Тр.объед. семинара по гидротехн. в водохоз. стр-ве, вып.3. – Харьков, 1961.– С.26–39.

УДК 624.21:625.745.11

МОСТОВЫЕ ПЕРЕХОДЫ В ЗОНАХ РАЗВИТОГО ОБВАЛОВАНИЯ РЕК

Инж. И. К. АЛЬ-АЮБИ

Вопрос об особенностях проектирования мостовых переходов через обвалованные реки в связи с развитием обвалования рек получил существенное развитие. При подробном анализе выяснилось, что условия работы мостовых переходов через такие реки отличаются от условий работы обычных мостовых переходов, т. е. через свободные реки[x)].

Составляя уравнение водного баланса для обвалованной реки, легко обнаружить, что обычное "распластывание" паводка, связанное с аккумуляцией воды при затоплении пойм, не будет происходить в случае обвалования реки; пойменные емкости, занятые польдерами, затопляться не будут. Вместо "распластывания" произойдет "обострение" гидрографа, т.е. увеличится максимальный расход водотока, соответствовавший "свободной" реке. Это явление обязательно сопровождается дополнительным возрастанием уровней высоких вод самых различных вероятностей превышения (ВП), в частности обычной расчетной ВП 1-2%.

Указанное повышение расчетного уровня воды не единственное. Из-за обвалования водотока происходит вторичное повышение уровня воды, так как водный по-

---

x)Аль-Аюби И.К. Мостовые переходы, работающие в условиях развитого обвалования. - В кн.: Русловые процессы на мостовых переходах. - Сб.научн. тр. /МАДИ.- 1986. - С.19-31.

ток протекает на значительном протяжении в стесненном состоянии, но с прежним уклоном. Вторичное повышение уровня воды (после обвалования) можно вычислить морфометрическим расчетом, базирующимся на уравнении равномерного движения жидкости. Следует отметить, что вторичное повышение уровня воды в стесненном потоке носит временный характер, хотя на последующее снижение до уровня, соответствующего "обострению" гидрографа, может понадобиться, в зависимости от длины зоны обвалования, много лет или даже десятилетий. Процесс снижения уровня зависит от интенсивности понижения отметок дна, причем развиваться он будет как от входа в зону обвалования (прямой размыв), так и от выхода из зоны обвалования (попятный размыв).

Под действием обвалования может измениться руслоформирующий расход водотока, значение которого вычисляют по произведению максимальной ВП на величину расхода с учетом "обострения" гидрографа на разных уровнях, т.е. при разных объемах пойм.

Если уровень, соответствующий руслоформирующему расходу, окажется лежащим ниже бровок русла (а устанавливается он по кривой расхода для нестесненного потока), то можно считать, что в формировании русла пойменные воды участвовать не будут. Если же уровень, соответствующий руслоформирующему расходу, выше бровок русла, то слив пойменных вод в русло с одновременным возрастанием расхода неизбежен. В этих условиях русло будет интенсивно деформироваться. Установление нового значения руслоформирующего расхода потребует еще одного морфометрического расчета, но уже по сечению между дамбами обвалования.

В связи с неизбежным двукратным возрастанием руслового расхода увеличивается и расход руслоформирующих наносов, т.е. процесс транспортирования наносов интенсифицируется.

Если, по крайней мере в первые годы после обвалования, можно считать ширину русла неизменной, то расход наносов будет расти соответственно показателю увеличения глубины в русле (подъему уровня воды) в степени 8/3. Рост расхода наносов по длине зоны обвалования не превышает обычно 15%.

При обваловании пойм возможно и изменение ширины русла, которое стремится к величине, определяемой прочностью наилка поймы, и оценивается показателем увеличения глубины в степени 5/3.

Естественно, что при изменении ширины русла изменится и русловой расход. Это потребует еще раз произвести морфометрический расчет, подобный изложенному выше.

Глубинные деформации в русле на входе в зону обвалования будут развиваться аналогично общему размыву под мостом через свободную реку. Это объясняется тем, что поступление руслоформирующих наносов в зону обвалования не может превысить бытового расхода наносов. Расчеты понижения дна на входе в зону обвалования следует выполнять по уравнению предельного баланса наносов, приравнивая ширину потока между дамбами обвалования к отверстию моста.

Перечисленные выше изменения режима протекания двухфазного (вода+наносы) потока, стесненного дамбами обвалования, должны быть учтены путем соответствующих расчетов, и все измененные бытовые характеристики реки положены как исходные в основу расчетов собственно мостового перехода.

УДК 624.21:625.745.11

ВЛИЯНИЕ КАРЧЕХОДА НА РУСЛОВОЙ ПРОЦЕСС У МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ

Канд. техн. наук **В. Н. ДОМОГАШЕВ**

Интенсивное хозяйственное освоение районов Сибири и Дальнего Востока привело к необходимости изучить специфические природные явления, присущие рекам этих регионов. Наименее изученными являются карчеход и его влияние на надежность строящихся на реках гидротехнических сооружений и в особенности мостовых переходов.

Карчеход формируется в результате береговой эрозии, и чем интенсивнее протекают на реке русловые деформации, тем большее количество карчей движется в потоке. Остановка карчи у случайной преграды (опор мостов, оголовков островов, приверха отмели), где глубина в русле и скорость течения воды недостаточны для ее транспортирования, или у карчезадерживающих сооружений приводит к возникновению залома. Если он образовался на отмели побочня /2/, то быстро заилива-ется, усиливается эрозия вогнутого берега реки без заметного увеличения глубины в русле, что может привести к возникновению нового русла. Если залом возник у вогнутого берега, то он приводит к увеличению размыва дна. В этом случае происходит самоукрепление вогнутого берега. Эти особенности влияния карчехода на русловой процесс необходимо учитывать при проектировании карчезадерживающих сооружений.

Наблюдениями за русловыми деформациями были установлены три основных вида изменений русел рек. Пер-

вый – возникающий в месте залома изгиб реки приводит к образованию нового русла. Это происходит на реках с большим количеством влекомых руслоформирующих наносов, а также при интенсивном карчеходе. Пойма таких рек изрезана староречьями, в начале которых остаются лесные заломы. Это делает дно долины продольно-грядовым с характерной возрастной изменчивостью древостоя. Второй вид – образование излучины – наблюдается при небольшом количестве влекомых потоком руслоформирующих наносов и малой интенсивности карчехода. Характерная для данного случая форма проявления руслового процесса – наличие старых излучин с расположенными в их начале заломами. Третий вид характерен для блуждающих рек с осередковым типом руслового процесса. Заломы формируются у приверхов осередков. Увеличение залома приводит к одновременному сжатию живых сечений обоих рукавов. Вследствие сжатия русла заломом в свободной части реки могут возникнуть глубины больше расчетных, в створе моста может появиться косоструйность течения, что повлияет на устойчивость опор /3/. Кроме того, косоструйность резко снижает карчепропускную способность пролетов моста. Для обеспечения надежности работы мостового перехода и оценки карчеопасности необходимо прогнозировать объем и интенсивность карчехода. Приведенные три основных вида изменений русел можно в частности определить дешифрированием аэро- и космических снимков.

Высотные переформирования подмостового русла к настоящему времени успешно прогнозируются при отсутствии карчехода /1/. Движущиеся же в потоке карчи, задерживаясь у опор мостов, создают залом, который существенно нарушает структуру потока и изменяет глубины общего и местного размывов. Степень такого влияния зависит от структуры залома и величины стеснения потока.

Заломы при разных типах карчехода (лиственнич - ный, лиственный, кустарниковый) различны по высоте, но в отличие от бревенных пыжей на лесоудерживаю - щих запанях, считающихся "сыпучим телом", его рас- считывают как "жесткое тело" из-за сложного пере - плетения карчей своими корневищами и кронами. Пос- леднее даже при сравнительно узкой опоре моста вы- зывает формирование залома больших размеров при карчеходе любых типов. Значительная высота залома приводит к полному переформированию скоростной структуры потока. Скорость воды, протекающей в верх- ней плотной части залома, наименьшая, а в более низ- ких слоях залома и в придонном слое потока достигает максимальной величины. Возрастание донных скоростей, а также появление нисходящих токов в головной части и по всей длине залома активизируют образование ме- стного размыва у опоры моста.

Глубина и плановые размеры воронки размыва зави- сят от объема залома. Большое значение имеет и тот факт, что залом из карчей всегда формируется до дна реки. Таким образом увеличивается взмучивающая спо- собность потока. Вдоль боковых граней залома проис- ходит отклонение нисходящих токов в свободную зону потока и образуются местные циркуляции воды в каж- дом пролете моста независимо от характера потока в верхнем и нижнем бьефах. Влияние циркуляции на об - щий размыв под мостом зависит от общего стеснения потока. Уменьшение живого сечения подмостового по - тока заломом увеличивает общий размыв под мостом. Наибольшее количество аварий мостовых переходов свя- зано с возникновением именно сверхрасчетных размы - вов русла.

Если залом формируется на опорах моста, располо- женных у выпуклого берега, то это приводит, как пра- вило, к его заилению, которое развивается тем быст - рее, чем большее количество руслоформирующих нано -

сов несет река. Сжатие заломом подмостового русла приводит к увеличению подпора перед мостом, общего и местного размывов.

В Красноярском ИСИ проводятся исследования структуры заломов, а также их влияния на переформирование скоростного поля потока и соответственно на русловой процесс. Наиболее опасным для мостовых переходов является лиственничный карчеход, широко распространенный в Сибири, в частности, в Якутской АССР и других восточных районах страны. Наблюдения в натурных условиях показали, что средний коэффициент плотности залома n можно принять равным 0,2. По высоте залома он изменяется от $n = 0$ у дна реки и до $n = 1$ у поверхности. Нахождение функции вида

$$n = f(z) \qquad (1)$$

позволит рассчитать значение гидродинамического давления P_z и сдвигающей силы фильтрационного потока P_Φ, найти координату z точки приложения равнодействующей давления на опору-сваю карчезадерживающего сооружения, а также установить изменение скорости воды в заломе для определения расходов воды в свободном и внутризаломном участках живого сечения реки.

Исследование натурной эпюры коэффициента плотности залома позволяет предположить, что функция (1) является показательной типа

$$n = (kz)^a. \qquad (2)$$

Использовав первое граничное условие, что в придонной области при $z = 0$ n должно быть равно 0, получаем $n = (k \cdot 0)^a = 0$.

По второму граничному условию (на поверхности потока при $z = h$ n должно быть равно 1.0) определим коэффициент k уравнения (2):

$$n = (kh)^a = 1{,}0,$$

отсюда

$$k = \frac{1}{h}.$$

Тогда уравнение (2) принимает вид

$$n = \left(\frac{z}{h}\right)^a.$$

Третье граничное условие (постоянство среднего коэффициента для каждого типа карчехода) используем для определения значения показателя степени a уравнения (2):

$$a = \frac{1 - n_{ср}}{n_{ср}}.$$

Так, при лиственничном карчеходе $n_{ср} = 0{,}2$.

Тогда искомое уравнение (2) будет записано в виде

$$n = \left(\frac{z}{h}\right)^4,$$

а ордината z положения $n_{ср}$ определится из уравнения

$$z = h\sqrt[4]{n_{ср}},$$

и при $n_{ср} = 0{,}2$ составит

$$z = 0{,}67h.$$

При проектировании мостовых переходов необходимо учитывать перераспределение расходов воды между пролетами моста и возможный вид приведенных выше русловых изменений. При проектировании карчезадерживающего сооружения место его расположения определяют с учетом изложенных особенностей створов с заломами.

ЛИТЕРАТУРА

1. Андреев О.В. Проектирование мостовых перехо - дов. - М.: Транспорт, 1980.

2. Домогашев В.Н., Сергутин В.Е. Карчеход и русловой процесс. - Геоморфология, 1987, № 2.

3. Horst Thieler. Contribution to an estimation of the scour depth nour for an attack nonparallel to the axis. XX. th. JAHR-Congress-M., 1985.

УДК 624.145.1(571.56)

О ВОЗДЕЙСТВИИ ЛЬДА НА ОПОРЫ МОСТОВ

Канд. техн. наук **П.М. ПОСТНИКОВ**

Правильное определение испытываемого опорой давления льда дает возможность запроектировать рациональные конструкции опор и создать условия для безопасной эксплуатации моста в целом.

Как известно, динамическое давление льда на опоры зависит от многих факторов: размеров ледяных полей и скорости их движения, толщины и прочности ледяного покрова, формы и материала опоры и т.д.

СНиП 2.05.03-84 рекомендует принимать нагрузку от движущихся ледяных полей F на опоры мостов с вертикальной передней гранью по наименьшему значению из определяемых по формулам:

при прорезании опорой льда

$$F_1 = \Psi_1 R_{зл} b t ; \qquad (1)$$

при остановке ледяного поля опорой

$$F_2 = 1{,}253\, v t \sqrt{\Psi_2 A R_{зл}} , \qquad (2)$$

где Ψ_1 и Ψ_2 – коэффициенты формы опоры;
$R_{зл}$ – сопротивление льда раздроблению, кПа;
b – ширина опоры на уровне действия льда, м;
t – расчетная толщина слоя льда, м;
v – скорость движения ледяного поля, м/с;
A – площадь ледяного поля, м^2.

Приведенные формулы получены на основании в достаточной степени реального учета физической картины взаимодействия ледяных полей с сооружениями. Дальнейшие исследования, видимо, могут привести лишь к незначительному усовершенствованию расчетных схем, но структура предложенных формул существенно не изменится. Наиболее вероятные нагрузки F могут быть получены при обоснованном выборе расчетных значений исходных параметров (толщины и прочности льда, скорости движения ледяных полей, коэффициента формы опоры и т.д.).

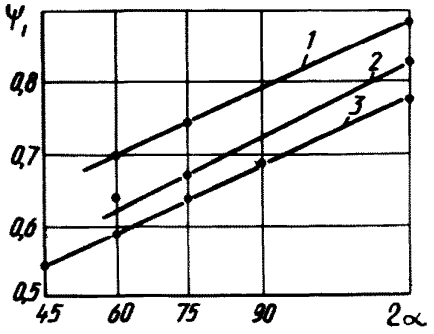
В СНиП 2.05.03-84 приводятся численные значения коэффициента формы опоры в плане Ψ_1 в зависимости от угла заострения ее передней грани (см.таблицу).

Необходимо отметить, что эти значения рекомендованы для сооружений с заостренной передней гранью, а реальные формы режущей грани опор обычно имеют более плавное очертание. В связи с этим нами были проведены экспериментальные исследования по определению коэффициентов формы (для реальных очертаний опор сооружений в плане) и их значения сопоставлены со значениями, указанными в СНиП 2.05.03-84.

Форма носовой части опоры	Значение коэффициента формы опоры ψ_1
Многоугольник	0,9
Прямоугольник	1,0
Треугольник с углом заострения в плане	
45°	0,54
60°	0,59
75°	0,64
90°	0,69
120°	0,77

Нагрузку от ледяных полей в зависимости от формы сооружения в плане определяли вдавливанием штампов различной формы в лед /1/. Всего испытан 91 образец.

Кроме того, полученные результаты были сопоставлены с данными решения сходной задачи в теории пластичности (внедрение жесткого штампа в пластическую среду). Результаты приведены на рисунке.



Зависимость коэффициента формы опоры ψ_1 от угла заострения ее передней грани 2α: 1 – по данным автора; 2 – по аналитическим зависимостям; 3 – по СНиП 2.05.03-84

Таким образом, коэффициенты формы сооружений в плане для реальных форм опоры, определенные экспериментальным путем, превышают теоретические на 6-10%, а нормативные (см.СНиП 2.05.03-84) – на 11-18%. Это обстоятельство свидетельствует о необходимости учета реальных очертаний мостовых опор в плане.

Одним из важнейших параметров, определяющих динамические ледовые нагрузки на опоры мостов, является расчетная толщина льда. СНиП 2.05.03-84 рекомендуют для рек за расчетную толщину льда принимать 0,8 от максимальной за зимний период толщины льда 1%-ной обеспеченности.

Эти рекомендации основаны преимущественно на исследованиях ледового режима рек европейской части Советского Союза, на которых длительность подготовительного периода (от момента перехода среднесуточных температур воздуха через 0°С до даты вскрытия реки) значительна и толщина льда к периоду весеннего ледохода заметно уменьшается. В зонах же с суровыми климатическими условиями вскрытие рек определяется в основном не процессами весеннего таяния льда, а механическим воздействием паводковой волны, взламывающей еще достаточно толстый и прочный ледяной покров. Это обстоятельство и порождает сомнение в обоснованности нормативных положений по установлению расчетной толщины льда.

На основе анализа гидрометеорологических данных установлено, что продолжительность подготовительного периода в низовьях крупных рек (Оби, Енисея, Лены и др.) составляет всего 3-6 сут. Естественно, что за такой небольшой промежуток времени толщина и прочность ледяного покрова не могут существенно уменьшиться.

Исследовав гидрологические данные по 78 пунктам наблюдений на 13 реках (за промежуток от 15 до 38 лет), мы определили значения коэффициента K, представляющего собой отношение толщины льда (1%-ной обеспеченности) при вскрытии реки к максимальной толщине льда в зимний период. Это дало основание районировать участки рек Сибири и Крайнего Севера. Согласно районированию предлагается принимать коэффициент K дифференцированно в пределах от 0,8 до 1,0 /2/, а не постоянным и равным 0,8 в соответствии со СНиП 2.05.03-84.

ЛИТЕРАТУРА

1. Постников П.М. О динамическом давлении льда на незатопляемые оголовки водозаборных сооружений (крибы)//Вопросы водоснабжения и канализации в условиях Сибири. – Новосибирск, 1979. – С.70–79.

2. Постников П.М. Выбор расчетной толщины льда на реках Сибири и Крайнего Севера//Борьба с ледовыми затруднениями на реках и водохранилищах при строительстве и эксплуатации гидротехнических сооружений. – Л., 1984. – С.120–123.

УДК 624.21:625.745.11:624.159.2

РАСЧЕТ МЕСТНОГО РАЗМЫВА У СООРУЖЕНИЙ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ

Д-р техн. наук ***В. А. БОЛЬШАКОВ,***
кандидаты технических наук ***О. Н. КЛИМОВ,***
А. А. КУРГАНОВИЧ

В результате стеснения речного потока сооружениями мостового перехода в створе стеснения развиваются общие русловые деформации. Их формирование обусловлено общим изменением структуры потока и его воздействием на подмостовое русло.

Особый вид размыва под мостами развивается у сооружений, незначительно стесняющих поток, в основном у промежуточных опор. Опора приводит к локальному изменению структуры потока и не оказывает серьезного влияния на общие гидравлические характеристики

стесненного створа. Однако эти изменения настолько существенны, а деформации дна, происходящие вследствие этого, так отличны от общих русловых деформаций, что позволяют выделить их в отдельный класс деформаций, называемых местными размывами.

Сложностью процесса местного размыва у опор мостов обусловлен эмпирический характер большинства существующих для расчета глубины местного размыва формул, полученных на основе обработки лабораторных данных.

Как показывает анализ существующих расчетных зависимостей, глубина местного размыва у опор зависит от многих факторов, наиболее существенными из которых являются: скорость потока, его глубина, диаметр или ширина опоры, форма опоры и характеристики грунтов.

Воронка местного размыва у опоры формируется при взаимодействии с дном подковообразного вихря жидкости, опоясывающего опору у дна. Существование такого вихря в воронке местного размыва у опоры требует постоянного подвода энергии со стороны внешнего по отношению к нему течения, которая численно равна работе при вращательном движении вихря. Очевидно, что подобная работа может быть совершена лишь в том случае, если энергия потока у опоры будет больше, чем при отсутствии опоры.

Если пренебречь локальным изменением глубины потока при обтекании опоры, то можно сделать вывод, что отмеченное изменение энергии характеризует собой увеличение кинетической энергии потока ΔE, которое для опоры цилиндрической формы определяется по выражению

$$\Delta E = \frac{1}{4} \rho H b v_0^3 \left[\left(1 + \frac{b}{a}\right)^2 - 2 \right] dt, \qquad (1)$$

где ρ – плотность воды;
H – глубина потока;

b – длина малой полуоси цилиндра, равная ширине опоры;

v_o – скорость набега потока на опору;

a – длина большой полуоси цилиндра;

t – время.

В свою очередь работа A, затрачиваемая потоком на поддержание вращательного движения подковообразного вихря в воронке размыва, численно равна

$$A = \frac{1}{8}\rho\pi h_p^2 v_o v_n^2 \left(1 + \frac{b}{a}\right) dt, \qquad (2)$$

где h_p – глубина воронки местного размыва у лобовой грани опоры;

v_n – пороговая скорость, равная донной скорости в вихревом вальце, при которой прекращается развитие местного размыва.

Приравняв выражения (1) и (2), получим:

$$h_p = 0{,}84 \frac{v_o}{v_n} \sqrt{H} \sqrt{\frac{b}{a}\left(b - a\frac{a-b}{a+b}\right)}. \qquad (3)$$

При $a = b$ глубина воронки местного размыва у опоры

$$h_p = 0{,}84 \frac{v_o}{v_n} \sqrt{Hb}, \qquad (4)$$

что соответствует условию размыва у круглых опор.

При условии, что $a > b$, глубина воронки местного размыва у лобовой грани опоры уменьшается, а при $a = 2{,}44\,b$ обращается в нуль, что свидетельствует о разрушении подковообразного вихря у опоры. Этот результат объясняет известное разделение преград на короткие и вытянутые вдоль потока. У вытянутых вдоль

потока преград, наиболее распространенным видом которых являются струенаправляющие дамбы, максимальная глубина размыва расположена по течению ниже лобовой грани преграды; у криволинейных стенок формируется зона течения с поперечной циркуляцией, что также приводит к увеличению кинетической энергии потока по сравнению с условиями параллельноструйного движения. Превышение значения кинетической энергии циркуляционного потока над значением кинетической энергии параллельноструйного потока при одинаковых значениях продольной скорости и глубины для отсека жидкости единичной ширины будет равно

$$\Delta E = \frac{1}{2}\rho H\left(\alpha v_g^3 + v_g\frac{H^2\omega^2}{12} - \alpha v_{нер}^3\right)dt, \qquad (5)$$

где α – корректив кинетической энергии; $\alpha = 1{,}1$;

v_g – местная скорость, вектор которой касателен к плоскости дамбы в каждой точке по ее периметру;

ω – угловая скорость в зоне поперечной циркуляции;

$v_{нер}$ – неразмывающая скорость для грунтов, слагающих дно у дамбы при глубине потока H.

Избыточная кинетическая энергия отсека жидкости единичной ширины ΔE расходуется на работу по размыву грунта у струенаправляющей дамбы A, численное значение которой на единицу ширины

$$A = \frac{1}{2}(\rho_1 - \rho)g v_{нер} h_p^2\, dt, \qquad (6)$$

где ρ_1 – плотность грунта;

g – ускорение свободного падения;

h_p – глубина размыва.

Приравняв выражения (5) и (6), получим

$$h_p = \sqrt{\frac{\rho H}{(\rho_1 - \rho)g}\left(\alpha v_g^2 k + k\frac{H^2\omega^2}{12} - \alpha v_{нер}^2\right)}, \qquad (7)$$

где $k = v_g / v_{нер}$.

Угловая скорость ω в выражении (7) определяется как

$$\omega = \frac{2v_ц}{H},$$

где $v_ц$ – поперечная скорость у границы циркуляционной зоны, определяемая по зависимости

$$v_ц = K\frac{H}{R}v, \qquad (8)$$

K – коэффициент, значение которого в различных литературных источниках колеблется от 4 до 10;

R – кривизна линий тока;

v – скорость потока.

Приняв за основу наиболее часто встречаемое значение $k = 6$, из выражения (7) с учетом зависимости (8) получим

$$h_p = 0{,}33\, v_{нер}\sqrt{\frac{\rho H}{(\rho_1 - \rho)}\left[\left(k^3 + 11\frac{H^2}{R^2}\right) - 1\right]}. \qquad (9)$$

Из уравнения (9) видно, что даже при $v_g < v_{нср}$ местный размыв у струенаправляющих дамб будет иметь место, если

$$\left(k^3 + 11\frac{H^2}{R^2}\right) > 1,$$

что объясняется влиянием поперечной циркуляции на процесс формирования местного размыва у струенаправляющих дамб.

УДК 624.21:625.745.11.001.5

МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ В ДВУХМЕРНОЙ СХЕМАТИЗАЦИИ

Д-р техн. наук **Е. И. МАСС**, *канд. техн. наук* **Ю. В. АБРАМОВ**, *инженеры* **М. Г. АВРУХ**, **Л. Е. БУРЦЕВА**, **Н. Ю. КОРОЛЕВА**

Мостовые переходы в гидравлическом отношении представляют собой довольно сложную картину. Значительная разница глубин и шероховатости в русле и на пойменных участках долины реки, сложное очертание твердых границ потока – все это заставляет при одномерной постановке задачи существенно упрощать расчеты, что снижает надежность результатов. В настоящее время во многих научно-исследовательских и проектных организациях страны и за рубежом идут поиски теоретически и практически приемлемого метода решения плановой задачи гидравлики мостового перехода. Один из таких методов, разрабатываемый во ВНИИ ВОДГЕО совместно с Гипротрансмостом, представляется весьма перспективным.

Численные модели для плановых задач, в основе которых лежат двухмерные уравнения Сен-Венана и неразрывности, по существу различаются членами, которые учитываются в правых частях (рассматривается дивергентная форма записи).

При выборе численного метода решения мы остановились на конечно-разностном методе Мак-Кормака с расщеплением по времени исходя из следующих соображений:

метод положительно оценен авторами ряда работ и признан достаточно эффективным /2/;

метод практически не обладает вычислительной вязкостью;

особый способ построения вычислительной схемы позволяет выбирать больший по сравнению с другими явными методами шаг по времени, сохраняя при этом устойчивость вычислительного процесса.

Получаемое решение плановой задачи - основа для определения расхода донных наносов и расчета деформации русла в районе мостовых переходов. Расчет деформации исследуемой размываемой зоны достигается решением дополнительного двухмерного уравнения баланса наносов с учетом гидродинамических и морфометрических параметров потока.

Итак, структурно полная исследовательская модель представляет собой три независимые логические единицы:

задание начальных и граничных условий для плановой задачи гидравлики;

решение плановой задачи, т.е. численное решение системы, состоящей из двух уравнений Сен-Венана и уравнения неразрывности;

расчет транспортирования наносов и общего размыва русла; частью входных данных этого этапа работы служат результаты, полученные на предыдущем этапе.

Основой математической модели потока являются следующие уравнения:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} = 0;$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial F}{\partial x} + \frac{\partial G}{\partial y} = E_x;$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\partial G}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial y} = E_y,$$

где x, y – координаты на плоскости $x0y$;

t – время;

$$H = h(x, y, t);$$

$$U = u(x, y, t) \cdot h(x, y, t);$$

$$V = v(x, y, t)\, h(x, y, t);$$

$$F = u^2 h + \frac{1}{2} g h^2;$$

$$G = u v h;$$

$$S = v^2 h + \frac{1}{2} g h^2;$$

h – глубина воды;

u, v – усредненные по глубине скорости потока в направлении x и y соответственно;

E_x, E_y – члены, характеризующие сток либо источник

$$E_x(x, y, t) = gH(S_{ox} - S_{fx}) + fV - \frac{1}{\rho}\tau_{sx} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\nu \frac{\partial U}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\nu \frac{\partial U}{\partial y}\right);$$

$$E_y(x, y, t) = gH(S_{oy} - S_{fy}) - fU - \frac{1}{\rho}\tau_{sy} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\nu \frac{\partial V}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\nu \frac{\partial V}{\partial y}\right),$$

где g – ускорение свободного падения;

S_{ox}, S_{oy} – уклоны дна, определяемые соотношениями:

$$S_{ox} = -\frac{\partial z_б}{\partial x}; \qquad S_{oy} = -\frac{\partial z_б}{\partial y};$$

ρ – плотность воды; $\rho = const$;

$z_б$ – отметка уровня дна;

S_{fx}, S_{fy} – уклоны трения, определяемые при аппроксимации по формуле Маннинга в виде:

$$S_{fx} = \frac{n^2 U (U^2+V^2)^{1/2}}{H^{10/3}};$$

$$S_{fy} = \frac{n^2 V (U^2+V^2)^{1/2}}{H^{10/3}};$$

f – коэффициент Кориолиса;

n – коэффициент Маннинга;

τ_{sx}, τ_{sy} – ветровые напряжения на поверхности воды;

ν – коэффициент турбулентной вязкости.

В случае $\nu = 0$ приведенная выше система уравнений относится к классу квазилинейных гиперболических систем в частных производных. Значения ν, отвечающие рассматриваемым физическим явлениям и, следовательно, используемые в вычислениях, достаточно малы, поэтому система лишь слабо параболична в некоторых областях.

Для замыкания системы уравнений необходимо задавать согласующийся набор граничных условий. Корректность задания условий на границах исследуемой области оказывает существенное влияние на точность получаемых решений и адекватность всех численных результатов.

Граничные условия определяются отдельно для жидких и твердых границ области. На твердых стенках, ограничивающих поле течения, нормальная составляющая скорости исчезает при $\nu = 0$. Если $\nu \neq 0$, то должно быть наложено условие "прилипания" на границе, т.е. необходимо дополнительное условие о равенстве нулю тангенциальной составляющей скорости на стенке. На жидких границах для корректности постановки задачи при докритическом характере течения потока необходимы два условия на входной границе потока и одно – на выходной. При сверхкритическом характере течения требуется задание трех граничных условий на входных границах при "свободных" выходных.

Численная реализация модели разработана на осно-

ве конечно-разностного модифицированного метода Мак-Кормака с расщеплением по времени. Этот метод относится к классу явных пошаговых схем и традиционно использовался для расчета течения сжимаемой жидкости. В методе Мак-Кормака достаточно сложный конечно-разностный оператор "расщепляется" на последовательность более простых, в результате чего уменьшается количество вычислений на каждом временном шаге и достигается второй порядок точности по времени и пространству при использовании симметричной последовательности одномерных операторов. В задаче численного интегрирования применяется неравномерная ортогональная сетка, в узлах которой определяются все зависимые переменные (т.е. U, V, H). Решение в момент времени $(n+1)\Delta t$ для расчетной точки (i,j) получается при использовании оператора вида:

$$U_{ij}^{n+1} = L_x(\Delta t_x) L_y(\Delta t_y) L_y(\Delta t_y) L_x(\Delta t_x),$$

где L_x и L_y – одномерные конечно-разностные операторы;

$$U_{ij}^{n+1} = U(i\Delta x, j\Delta y, (n+1)\Delta t),$$

где $\Delta x, \Delta y, \Delta t$ – интервалы дискретизации по пространству и по времени, причем $\Delta t_x = \Delta t_y = \frac{1}{2}\Delta t$, т.е. каждый двухмерный оператор выполняется за полный временной шаг.

Устойчивость явных схем обычно определяют через условие Куранта-Фридрихса-Леви, однако примененная в данном методе своеобразная вычислительная процедура позволяет использовать несколько ослабленный критерий, имеющий вид:

$$\Delta t \leq \min\left(\frac{2\Delta x}{(u+c)_{max}},\ \frac{2\Delta y}{(v+c)_{max}}\right),$$

где $c = \sqrt{gh}$.

Методика вычисления транспортирования наносов и общего размыва русла подробнее изложена в работе /1/. Изменение отметок дна можно описать с помощью двухмерного уравнения баланса наносов, которое аналогично уравнению неразрывности и имеет вид:

$$\frac{\partial z_б}{\partial t} + \frac{1}{1-\varepsilon}\left(\frac{\partial q_{sx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{sy}}{\partial y}\right) = 0,$$

где $q_{sx} = q_s \cos\alpha$ – составляющая вектора удельного расхода донных наносов вдоль оси x;

$q_{s_y} = q_s \sin\alpha$ – то же, вдоль оси y;

q_s – вектор удельного расхода донных наносов;

α – направление транспортирования наносов;

ε – коэффициент пористости;

$z_б$ – отметка уровня дна.

При ненулевом уклоне дна из-за воздействия гравитационных сил на частицы донных наносов происходит несовпадение направления движения транспортируемых наносов с направлением придонных напряжений, которое определяется через

$$\delta = arctg\left(\frac{v}{u}\right),$$

где u, v – составляющие скорости течения потока вдоль осей x и y соответственно.

Этот эффект учитывается при расчетах через соотношение

$$tg\,\alpha = \frac{\sin\delta - f_s \frac{\partial z_б}{\partial y}}{\cos\delta - f_s \frac{\partial z_б}{\partial x}},$$

где f_s - фактор, характеризующий форму транспортируемых частиц.

С помощью описанного выше метода было выполнено математическое моделирование мостового перехода через р.Волгу у с.Пристанного в Саратовской обл. Мостовой переход включает в себя мост через основное русло р.Волги длиной около 2000 м и мост через протоку Каюковку длиной 600 м.

Расчеты выполнены для двух вариантов моста при наличии струенаправляющих дамб у обоих мостов.

Необходимость такого подхода была продиктована плановыми размерами водотока в районе мостового перехода и наличием большого количества островов и проток, осложняющих гидравлические условия прохода весеннего половодья по ложу Волгоградского водохранилища.

Расчетная зона представляет собой участок водохранилища протяженностью 34 км и шириной от 24 до 5 км в районе моста. В пределах точности получаемых решений результаты моделирования согласуются с данными натурных наблюдений.

ЛИТЕРАТУРА

1. Рекомендации по расчету земляных каналов с учетом их транспортирующей способности. - Ташкент, 1987. - 41 с.

2. Garcia R.,Kahawita R.H.Numerical solution of the St.Venan equations with Mac.Cormack finite difference scheme. Int.T.Numer Methods Fluids,vol.6,No5,p.259-274,1986.

УДК 624.21:625.745.11

ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ОБОСНОВАНИЕ ПРОТЯЖЕННОСТИ ЗОНЫ СЖАТИЯ У МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ ЧЕРЕЗ РАВНИННЫЕ РЕКИ

Инж. **Е. В. САРНАЦКИЙ**, *канд. техн. наук*
Ю. В. ПАРАХНЮК

При назначении генеральных размеров мостовых переходов важными являются расчеты общих руслов ы х деформаций и кривой свободной поверхности потока. Точность определения общего размыва под мостом и предмостового подпора во многом зависит от точности определения протяженности зоны сжатия потока. В пределах этой зоны происходит нарастание общего размыва в верхнем бьефе мостового перехода, что необходимо учитывать при проектировании инженерных сооружений и коммуникаций выше оси моста. Кроме того, у мостовых переходов через равнинные реки длина зоны сжатия в большинстве случаев предопределяет местоположение створа максимального подпора перед мостом.

Существующие предложения по расчету протяженности зоны сжатия базируются лишь на ограниченном количестве данных экспериментальных и натурных исследований, что не позволяет учесть всего многообразия форм движения потока в зоне мостового перехода.

В связи с этим предлагается метод теоретического расчета длины зоны сжатия у мостовых переходов через равнинные реки.

В качестве расчетной схемы используется линейная аппроксимация, позволяющая вместо всего потока рассматривать его центральную струю (рис.1). Впервые

для расчета кривой свободной поверхности в зоне влияния мостового перехода понятие центральной струи применил Ю.В.Абрамов /1/, который основное дифференциальное уравнение неравномерного плавноизменяющегося движения для зоны сжатия привел к виду:

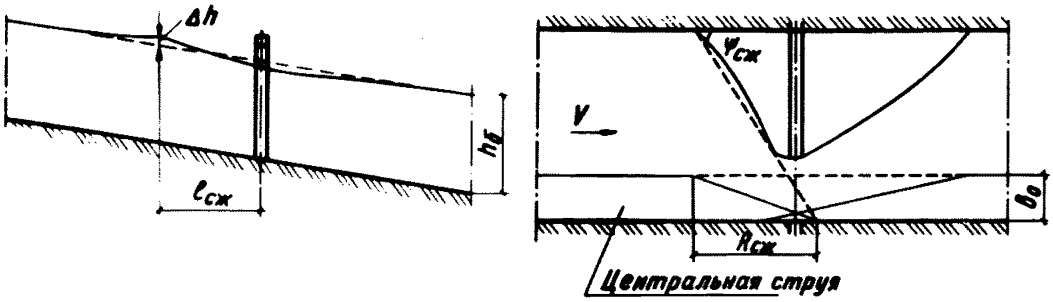


Рис.1. Схема мостового перехода

$$\frac{dh}{d\ell} = \frac{i_o - i_f - \frac{v^2}{g R_{сж}} \frac{b_o}{b}}{1 - \frac{Q_o^2 b}{g\omega^3}}, \qquad (1)$$

где i_o - бытовой уклон реки;

i_f - уклон трения;

v - скорость потока;

g - ускорение свободного падения;

$R_{сж}$ - расстояние от начала сжатия до точки схода струи;

b_o - ширина центральной струи в бытовых створах;

b - ширина сжатой центральной струи;

Q_o - расход в центральной струе;

ω - площадь подмостового сечения.

Для случая равнинных рек, т.е. при очень малых уклонах дна, уравнение (1) принимает вид:

$$i_o - i_f - \frac{v^2}{g R_{сж}} \frac{b}{b_o} = 0. \qquad (2)$$

Применяя к выражению (2) операцию предельного перехода $b_o/b \to 1$, соблюдаем равенство $b = b_o$, при котором достигается фиксация створа начала сжатия. Решая уравнение (2) относительно $R_{сж}$ с учетом последнего условия, можно получить

$$R_{сж} = \frac{v^2}{g(i_o - i_f)}. \qquad (3)$$

В формуле (3) скорость потока v и уклон трения i_f соответствуют створу максимального предмостового подпора. Используя величину относительного подпора $\varepsilon = (h_б + \Delta h)/h_б$, уравнение (3) преобразуем к следующему виду:

$$R_{сж} = \frac{W_б^2}{g\varepsilon^2(1 - i_f/i_o)}, \qquad (4)$$

где $W_б$ – бытовая скоростная характеристика потока.

После преобразований формула (4) примет вид:

$$R_{сж} = \frac{W_б^2}{g(\varepsilon^2 - 1/\varepsilon^{4/3})}. \qquad (5)$$

Протяженность зоны сжатия $l_{сж}$ с учетом связи (3) между величинами $R_{сж}$ и $l_{сж}$ определится следующим образом:

$$l_{сж} = \frac{W_б^2}{g(\varepsilon^2 - 1/\varepsilon^{4/3})} \frac{\beta_{р.м} - 1}{\beta_{р.м}}, \qquad (6)$$

где $\beta_{р.м}$ – коэффициент возрастания руслового расхода под мостом, который в первом приближении может приниматься равным коэффициенту стеснения всего потока $\beta_м$.

В практических расчетах зависимость (6) можно применять только совместно с формулой, выражающей максимальный предмостовой подпор. Наиболее удобно в этом случае использовать выражение для определения величины предмостового подпора О.В.Андреева /2/:

$$\Delta h = \frac{3}{2\theta} \ell_{сж} i_o (\beta_{р.м}^2 - 1)(1 + \chi), \qquad (7)$$

где θ – число пойм;

χ – относительная длина струенаправляющих дамб.

Используя совместно выражения (6) и (7), определяем одновременно максимальный предмостовой подпор и протяженность зоны сжатия.

Для проверки полученных теоретических зависимостей на русловой площадке Украинского научно-исследовательского института гидротехники и мелиорации Минводхоза УССР были проведены экспериментальные исследования.

Русловая площадка имела длину 20 м и ширину 4 м. Схема поперечного сечения модели мостового перехода показана на рис.2.

В каждом створе измеряли осредненные местные скорости по ширине русла на разных глубинах и вычис-

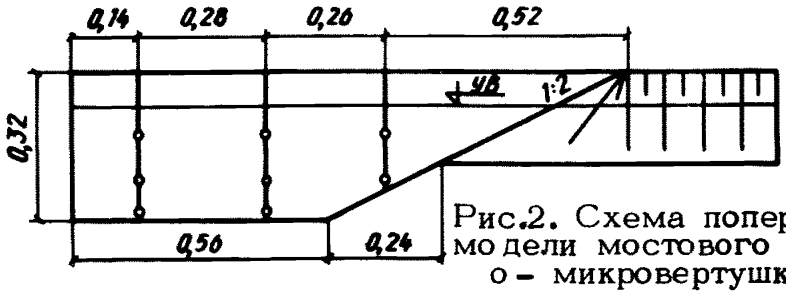


Рис.2. Схема поперечного сечения модели мостового перехода:
о – микровертушка

ляли русловой расход. Измерения заканчивались в створе стабилизации величины руслового расхода, т.е. там, где поток имеет бытовые характеристики и коэффициент возрастания руслового расхода $\beta_{р.м} = 1$. Этот створ

определяет границу зоны влияния мостового перехода в верхнем бьефе – протяженность зоны сжатия.

Для того чтобы установить максимальный подмостовой подпор, протяженность зоны сжатия, а также закон изменения длины зоны сжатия при возрастании степени стеснения потока, было проведено 15 серий опытов при различном расходе воды, подаваемой на модель.

По результатам экспериментальных исследований и соответствующим им теоретическим расчетам построены график сопоставления экспериментальных и расчетных длин зон сжатия (рис.3), а также кривые связи длины зоны сжатия со степенью стеснения потока (рис.4).

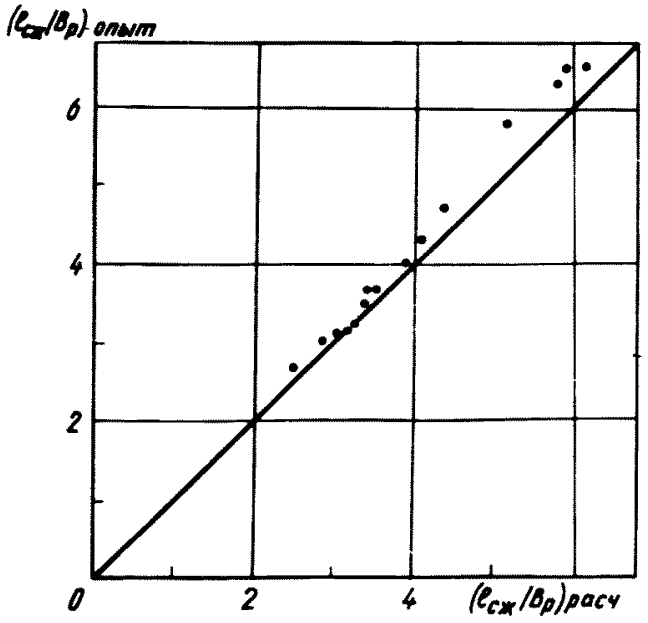


Рис.3. График сопоставления расчетных и измеренных значений $\ell_{сж}$

Результаты сопоставительной оценки свидетельствуют о достаточно хорошей сходимости экспериментальных и расчетных величин. Среднеквадратичное отклонение результатов теоретических расчетов от экспериментально определенной длины зоны сжатия и максимального предмостового подпора составляет соответственно 3,3 и 4,0%, что вполне допустимо для практических расчетов мостовых переходов.

Исследование изменения протяженности зоны сжатия при возрастании степени стеснения потока показывает, что длина зоны сжатия не является величиной постоянной. С возрастанием $\beta_{р.м}$ протяженность зоны сжатия увеличивается.

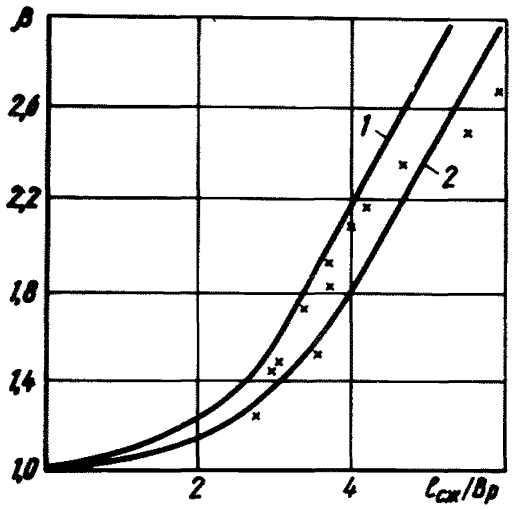


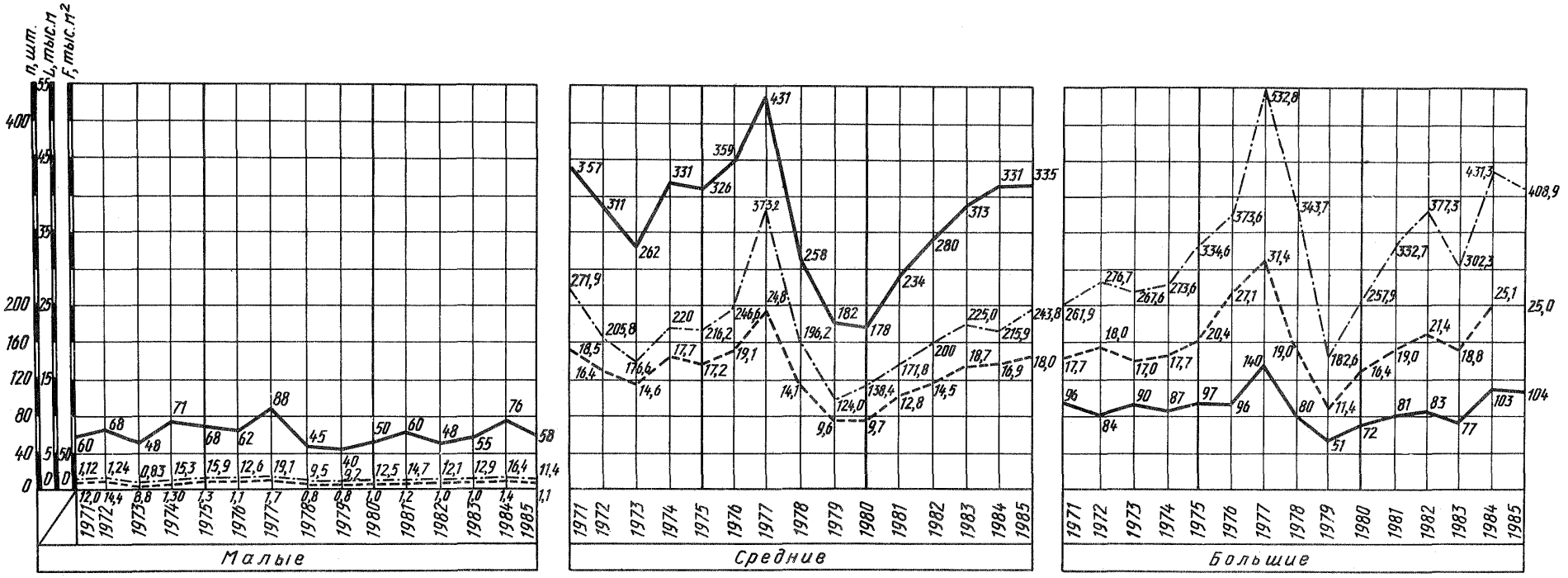
Рис.4. Изменение длины зоны сжатия при возрастании степени стеснения потока: 1-теоретическая кривая; 2-экспериментальная кривая

Таким образом, получена аналитическая зависимость для определения протяженности зоны сжатия у мостовых переходов через равнинные реки, подтвержденная экспериментально. Результаты проведенной сопоставительной оценки свидетельствуют о возможности применения полученной зависимости для определения длины зоны сжатия в качестве расчетной при проектировании мостовых переходов через равнинные реки.

ЛИТЕРАТУРА

1. Абрамов Ю.В. Методика построения кривой свободной поверхности на мостовом переходе. - Сб.трудов аспирантов/ МАДИ. - М., 1971. - С.12-17.

2. Андреев О.В. Проектирование мостовых переходов. М.: Транспорт, 1980. - 215 с.



Объемы строительства мостовых сооружений за период 1971-1985 гг.: —— -число сооружений n ; - - - -суммарная длина L , тыс.м; -·-·- - площадь F , тыс.м^2

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Материалы сборника освещают актуальные задачи мостостроения, и авторы надеются, что проектировщики и строители смогут выбрать и применить эффективные конструктивно-технологические решения.

Редакционная коллегия рекомендует к внедрению следующие конструктивно-технологические решения:

новые принципы назначения габаритов приближений конструкций автодорожных мостов;

сводчатые плиты, объединенные бетонными шпонками;

гидроизоляцию проезжей части автодорожных мостов;

сборно-монолитные мостовые опоры с непрерывными вертикальными швами;

расчет местного размыва у струенаправляющих дамб.

В реализации работ авторы готовы оказать практическую помощь.

Редакционная коллегия выражает благодарность проф. О.В.Андрееву за рецензирование и редактирование статей по мостовой гидравлике.

СОДЕРЖАНИЕ

Введение 3

Белов Б.П. О целесообразности применения решетчатых пролетных строений железобетонных мостов больших пролетов 5

Шутова Л.А. Некоторые удельные технико-экономические показатели мостов и путепроводов, построенных Главмостостроем за одиннадцатую пятилетку. . 14

Белов Б.П., Крылов Ю.С., Серов Я.В. Новый подход к назначению габаритов приближения конструкций мостовых сооружений 18

Семенов С.В. Исследование работы пролетных строений из сводчатых плит, объединенных бетонными шпонками 28

Шутова Л.А., Шевченко Н.П. Сравнение нагрузок, установленных отечественными нормами и СТ СЭВ 5496-86 на автодорожные мосты 38

Серегин В.А. Перспективы применения древесины в мостостроении 44

Саканский Ю.Н., Сахарова И.Д., Серегин В.А. К вопросу о гидроизоляции железобетонных пролетных строений 49

Власов Г.М., Рябышев Б.А., Снисар В.Х., Усольцев В.С. Техническое состояние сборно-монолитных опор мостов, эксплуатируемых в различных строительно-климатических зонах 54

Снисар В.Х., Усольцев В.С. Опыт применения сборно-монолитных мостовых опор с непрерывными вертикальными швами 61

Журавлев М.М. О расчете местного размыва у струенаправляющих траверсов на мостовых переходах 68

Лилицкий Г.А. Расчетные характеристики для проектирования мероприятий по защите нижнего бьефа малых искусственных сооружений с учетом кинематической структуры растекающегося бурного потока 82
Аль-Аюби И.К. Мостовые переходы в зонах развитого обвалования рек 87
Домогашев В.Н. Влияние карчехода на русловой процесс у мостовых переходов 90
Постников П.М. О воздействии льда на опоры мостов 95
Большаков В.А., Климов О.Н., Курганович А.А. Расчет местного размыва у сооружений мостовых переходов 99
Масс Е.И., Абрамов Ю.В., Аврух М.Г., Бурцева Л.Е., Королева Н.Ю. Математическое моделирование мостовых переходов в двухмерной схематизации 104
Сарнацкий Е.В., Парахнюк Ю.В. Теоретическое и экспериментальное обоснование протяженности зоны сжатия у мостовых переходов через равнинные реки 111
Заключение 117

Сводный план 1989, поз.6

АКТУАЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ УЛУЧШЕНИЯ ПРОЕКТНЫХ РЕШЕНИЙ И ПОВЫШЕНИЯ ДОЛГОВЕЧНОСТИ МОСТОВ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ

Редакторы И.А.Рубцова, И.Е.Тарасенко
Технический редактор А.В.Евстигнеева
Корректор Н.В.Теплоухова

Подписано к печати 15.XI.89. Л 42021. Формат 60x84/16.
Печать офсетная. Бумага офсетная № 1. 7,0 уч.-изд.л.
7,6 печ.л.+1 вкл. Заказ 46-0. Тираж 450. Цена 1 руб.40 коп.

Участок оперативной печати Союздорнии
143900, Московская обл., г.Балашиха-6, ш.Энтузиастов,79

УДК 624.21.012.44

О ЦЕЛЕСООБРАЗНОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ РЕШЕТЧАТЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ БОЛЬШИХ ПРОЛЕТОВ. Белов Б.П. - В сб.: Актуальные вопросы улучшения проектных решений и повышения долговечности мостов на автомобильных дорогах/ Труды Союздорнии. - М., 1990.

Упорядочение цен на строительные материалы, скорее всего, приведет к относительному удорожанию стали в сравнении с бетоном, поэтому станет экономически выгодным строить мосты пролетами до 300 м из железобетона.

Среди железобетонных мостов больших пролетов решетчатые конструкции привлекательны своим внешним видом и отличаются наименьшим расходом материалов, который составляет 60-85% по сравнению с пролетными строениями со сплошной стенкой. Однако внедрение решетчатых пролетных строений сдерживается тем, что трудоемкость их монтажа втрое выше, чем балок со сплошной стенкой.

Отмечены недостатки построенных или запроектированных ранее решетчатых пролетных строений и намечены пути повышения их конкурентной способности созданием технологичных технических решений.

Рис.4, библ.2.

УДК 624.21+624.21.037.003

НЕКОТОРЫЕ УДЕЛЬНЫЕ ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ МОСТОВ И ПУТЕПРОВОДОВ, ПОСТРОЕННЫХ ГЛАВМОСТОСТРОЕМ ЗА ОДИННАДЦАТУЮ ПЯТИЛЕТКУ. Шутова Л.А. - В сб.: Актуальные вопросы улучшения проектных решений и повышения долговечности мостов на автомобильных дорогах / Труды Союздорнии. - М., 1990.

Представлены статистические данные об объеме строительства пролетных строений автодорожных мостов с дифференциацией по размерам и числу пролетов, материалу пролетных строений, доле городских мостов, путепроводов и эстакад, пешеходных мостов. Приведены сведения о производстве балок и плит заводами Главстройпрома и Главмостостроя. Дано сравнение объемов строительства автодорожных мостовых сооружений в XI пятилетке Главмостостроем, объединением "Автомост" и в некоторых республиках СССР.

Рис.1.

УДК 624.21

НОВЫЙ ПОДХОД К НАЗНАЧЕНИЮ ГАБАРИТОВ ПРИБЛИЖЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ. Белов Б.П., Крылов Ю.С., Серов Я.В. - В сб.: Актуальные вопросы улучшения проектных решений и повышения долговечности мостов на автомобильных дорогах/ Труды Союздорнии. - М., 1990.

Действующие нормы, устанавливающие габариты приближения конструкций мостовых сооружений, имеют недостатки, устранению двух из которых посвящена статья.

Отказ от жесткого, не допускающего отклонений нормирования габаритов, и возможное уменьшение на 0,25 м или увеличение на 0,5 м полосы безопасности позволит, не ухудшая условий движения по мостовым сооружениям, принять габариты, более приемлемые с точки зрения конструирования поперечных сечений пролетных строений.

Перспективный период для автомобильных дорог, равный 20 годам, недостаточен для мостовых сооружений, так как реконструировать их значительно сложнее, чем автомобильную дорогу. Предложено при назначении габаритов приближения под путепроводами всегда учитывать возможность перевода пересекаемой им дороги на категорию выше после прохождения перспективного периода, а на мостовых сооружениях – в тех случаях, когда такая возможность предвидится.

Табл.2, рис.3.

УДК 624.21.093.001.5

ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ИЗ СВОДЧАТЫХ ПЛИТ, ОБЪЕДИНЕННЫХ БЕТОННЫМИ ШПОНКАМИ. Семенов С.В. – В сб.: Актуальные вопросы улучшения проектных решений и повышения долговечности мостов на автомобильных дорогах / Труды Союздорнии. – М., 1990.

Приведены результаты обследований и испытания пролетных строений из сводчатых плит, объединенных между собой бетонными шпонками. Сравнивается работа такой конструкции пролетного строения с работой пролетных строений из не объединенных между собой сводчатых плит.

Установлена нецелесообразность устройства бетонных шпонок между сводчатыми плитами при покрытии

проезжей части из сборного или монолитного железобетона.

Выявлена необходимость исследовать конструкцию пролетного строения из объединенных бетонными шпонками сводчатых плит при устройстве на пролетном строении типовой одежды ездового полотна с асфальтобетонным покрытием проезжей части.

Рис.2.

УДК 624.21:625.745.12

СРАВНЕНИЕ НАГРУЗОК, УСТАНОВЛЕННЫХ ОТЕЧЕСТВЕННЫМИ НОРМАМИ И СТ СЭВ 5496-86 НА АВТОДОРОЖНЫЕ МОСТЫ. Шутова Л.А., Шевченко Н.П.- В сб.: Актуальные вопросы улучшения проектных решений и повышения долговечности мостов на автомобильных дорогах /Труды Союздорнии. - М., 1990.

Дается сравнение нормативных временных эквивалентных нагрузок по СНиП 2.05.03-84 и по СТ СЭВ 5496 - 86 в соответствии с действующим типовым проектом.

На основании проведенного сравнения нормативных временных эквивалентных нагрузок предлагается рекомендовать к распространению на территории СССР новый стандарт с некоторыми добавлениями.

Табл.1, рис.1.

УДК 624.21.011.1«313»

ПЕРСПЕКТИВЫ ПРИМЕНЕНИЯ ДРЕВЕСИНЫ В МОСТОСТРОЕНИИ. Серегин В.А. - В сб.: Актуальные вопросы улучшения проектных решений и повышения долговечности мостов на автомобильных дорогах /Труды Союздорнии. - М., 1990.

Приводятся результаты обследования 13 мостов с пролетными строениями из клееной древесины после различного срока эксплуатации.

Анализируются результаты статических испытаний балок из клееной древесины, изготовленных по новому проекту Союздорпроекта. Намечаются пути возможного применения клееной древесины в современном мостостроении.

УДК 624.21:625.745.12

К ВОПРОСУ О ГИДРОИЗОЛЯЦИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ. Саканский Ю.Н., Сахарова И.Д., Серегин В.А. - В сб.:Актуальные вопросы улучшения проектных решений и повышения долговечности мостов на автомобильных дорогах /Труды Союздорнии. - М., 1990.

Все большую озабоченность эксплуатационников во всем мире вызывает разрушение плиты проезжей части мостов из-за нарушения ее гидроизоляции.

Разрушение гидроизоляции, по мнению авторов, непосредственно связано с отсутствием требований к конструкции и материалу гидроизоляции в зависимости от ее работы в составе одежды ездового полотна пролетного строения. Это приводит к применению в настоящее время в качестве гидроизоляционных чаще всего

некондиционных битумных материалов или отходов промышленности, что отражается на качестве.

Приводятся результаты теоретических и экспериментальных исследований деформаций плиты проезжей части балочных мостов с различными видами объединения балок в пролетное строение, а также требования к конструкции и материалу гидроизоляции для мостов (прочностные свойства материалов, долговечность,экономичность конструкции гидроизоляции).

Библ.2.

УДК 624.21.09-15/.16

ТЕХНИЧЕСКОЕ СОСТОЯНИЕ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ОПОР МОСТОВ, ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ В РАЗЛИЧНЫХ СТРОИТЕЛЬНО-КЛИМАТИЧЕСКИХ ЗОНАХ.Власов Г.М., Рябышев Б.А., Снисар В.Х., Усольцев В.С. - В сб.:Актуальные вопросы улучшения проектных решений и повышения долговечности мостов на автомобильных дорогах /Труды Союздорнии. - М., 1990.

Представлены результаты обследования 372 сборно-монолитных опор мостов, эксплуатируемых в различных строительно-климатических зонах СССР.

Выявлены виды, степень развития и распространения неисправностей, что позволило классифицировать опоры по степени ремонтопригодности.

Отмечено, что состояние опор не удовлетворяет требованиям нормативных документов.

Предложены мероприятия по повышению эксплуатационной надежности и долговечности сборно-монолитных опор.

Табл.3.

УДК 624.21.09-15/.16

ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ МОСТОВЫХ ОПОР С НЕПРЕРЫВНЫМИ ВЕРТИКАЛЬНЫМИ ШВАМИ. Снисар В.Х., Усольцев В.С. - В сб.: Актуальные вопросы улучшения проектных решений и повышения долговечности мостов на автомобильных дорогах /Труды Союздорнии. - М., 1990.

Дан анализ основных недостатков сборно-монолитных опор.

Отмечено, что характерным дефектом, приводящим к тому, что до 40% вновь построенных опор требует ремонта уже через 3-5 лет, является плохое качество швов между блоками оболочки опор.

В качестве решения проблемы предлагается устройство непрерывных вертикальных бетонируемых швов и переход на клеевые горизонтальные швы.

Представлены результаты обследований и наблюдений, подтверждающие эффективность предлагаемой конструкции.

Табл.1.

УДК 624.21:625.745.11:624.159.2

О РАСЧЕТЕ МЕСТНОГО РАЗМЫВА У СТРУЕНАПРАВЛЯЮЩИХ ТРАВЕРСОВ НА МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДАХ. Журавлев М.М. - В сб.: Актуальные вопросы улучшения проектных решений и повышения долговечности мостов на автомобильных дорогах/ Труды Союздорнии. - М., 1990.

Рассматриваются вопросы прогноза местного размыва у траверсов на мостовых переходах. Отмечается, что до настоящего времени нет достаточно надежного

метода такого прогноза. Излагается новый подход к построению расчетной формулы прогноза с использованием разработанной в Союздорнии прикладной теории местного размыва у преград.

Табл.2, рис.4, библ.7.

УДК 624.19/.8.001.2

РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МЕРОПРИЯТИЙ ПО ЗАЩИТЕ НИЖНЕГО БЬЕФА МАЛЫХ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ С УЧЕТОМ КИНЕМАТИЧЕСКОЙ СТРУКТУРЫ РАСТЕКАЮЩЕГОСЯ БУРНОГО ПОТОКА. Лилицкий Г.А. - В сб.: Актуальные вопросы улучшения проектных решений и повышения долговечности мостов на автомобильных дорогах / Труды Союздорнии. - М., 1990.

Предлагается метод получения кинематических характеристик бурного потока на основе рассмотрения пространственной его модели. Метод повышает точность расчетов и обеспечивает надежность проектирования сооружений.

Рис.3., библ.2.

УДК 624.21:625.745.11

МОСТОВЫЕ ПЕРЕХОДЫ В ЗОНАХ РАЗВИТОГО ОБВАЛОВАНИЯ РЕК. Аль-Аюби И.К. - В сб.: Актуальные вопросы улучшения проектных решений и повышения долговечности мостов на автомобильных дорогах/ Труды Союздорнии. - М., 1990.

Рассматриваются особенности проектирования мостовых переходов через обвалованные реки. Отмечается,

что при обваловании реки происходят дополнительное возрастание расчетных уровней, изменение значения руслоформирующего расхода, рост расхода наносов и изменение некоторых других расчетных характеристик.

УДК 624.21:625.745.11

ВЛИЯНИЕ КАРЧЕХОДА НА РУСЛОВОЙ ПРОЦЕСС У МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ. Домогашев В.Н. - В сб.:Актуальные вопросы улучшения проектных решений и повышения долговечности мостов на автомобильных дорогах /Труды Союздорнии. - М., 1990.

Отмечаются некоторые особенности образования заломов у опор мостов при карчеходе. На основе исследования структуры заломов дается формула для определения плеча приложения гидродинамического давления залома на опору.

Библ.3.

УДК 624.145.1(571.56)

О ВОЗДЕЙСТВИИ ЛЬДА НА ОПОРЫ МОСТОВ. Постников П.М. - В сб.: Актуальные вопросы улучшения проектных решений и повышения долговечности мостов на автомобильных дорогах /Труды Союздорнии. - М.,1990.

На основе экспериментальных исследований получены коэффициенты формы опор, позволяющие установить нагрузку на мостовые опоры от движущихся ледовых полей. Экспериментальные коэффициенты формы превышают как теоретические, так и нормативные их значения.

Табл.1, рис.1, библ.2.

УДК 624.21:625.745.11:624.159.2

РАСЧЕТ МЕСТНОГО РАЗМЫВА У СООРУЖЕНИЙ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ. Большаков В.А., Климов О.Н., Курганович А.А. - В сб.: Актуальные вопросы улучшения проектных решений и повышения долговечности мостов на автомобильных дорогах/ Труды Союздорнии.- М., 1990.

Предлагаются формулы для расчета местного размыва у опор мостов и у регуляционных сооружений, основанные на оценке изменения кинетической энергии потока при его набеге на сооружение.

УДК 624.21:625.745.11.001.5

МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ В ДВУХМЕРНОЙ СХЕМАТИЗАЦИИ. Масс Е.И., Абрамов Ю.В., Аврух М.Г., Бурцева Л.Е., Королева Н.Ю. - В сб.: Актуальные вопросы улучшения проектных решений и повышения долговечности мостов на автомобильных дорогах/ Труды Союздорнии.- М., 1990.

Рассматривается решение плановой задачи с применением двухмерного уравнения баланса наносов с учетом гидродинамических и морфологических параметров потока у мостовых переходов. Для численной реализации построенной математической модели привлечен метод Мак-Кормака с расщеплением по времени.

Библ.2.

УДК 624.21:625.745.11

ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ОБОСНОВАНИЕ ПРОТЯЖЕННОСТИ ЗОНЫ СЖАТИЯ У МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ ЧЕРЕЗ РАВНИННЫЕ РЕКИ. Сарнацкий Е.В., Парахнюк Ю.В. - В сб.: Актуальные вопросы улучшения проектных решений и повышения долговечности мостов на автомобильных дорогах/ Труды Союздорнии. - М., 1990.

Получена аналитическая зависимость для расчета протяженности зоны сжатия. Проведена оценка достоверности результатов теоретического расчета путем сопоставления их с данными специально проведенных экспериментальных исследований.

Рис.4, библ.2.

gost.e-ecolog.ru