

УДК 624.21.012.45

Г.П. Пастушков, В.Г. Пастушков

ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ РОСТА ПОДВИЖНЫХ НАГРУЗОК НА ИЗМЕНЕНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ БАЛОЧНОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ МОСТА

На автомобильных дорогах нашей страны эксплуатируются балочные мосты различных лет постройки. Они проектировались по действующим в те годы нормативам и обладают различной грузоподъемностью.

В РБ фактически все мосты довоенной постройки были разрушены во время войны. Поэтому анализ нагрузок проведен по нормам, начиная с 1948 г.

В соответствии с «Правилами и указаниями по проектированию железобетонных, металлических, бетонных и каменных искусственных сооружений на автомобильных дорогах» 1948 г. для капитальных мостов использовались нагрузки Н-13 и Н-10 в сочетании с толпой интенсивностью 300 кгс/м²; гусеничная нагрузка весом 60 и 30 т. Нормы 1948 г. изданы взамен норм 1943 г. Действовали при проектировании мостов до издания норм 1962 г. (СН 200-62), по нагрузкам — до 1953 г.

В 1953 г. изданы «Нормы подвижных вертикальных нагрузок для расчета искусственных сооружений на автомобильных дорогах Н 106-53». Утверждены Госстроем СССР 19 декабря 1952 г., введены с 1 апреля 1953 года. Действовали до издания норм 1962 г. (СН 200-62). Подвижные вертикальные нагрузки для расчета искусственных сооружений назначались в зависимости от категории дороги: для дорог I–II категорий Н-18 и НК-80, для III – Н-13 и НГ-60.

30 декабря 1961 г. утверждены Госстроем СССР «Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб» СН 200-62, которые были введены с 1 апреля 1962 г. В соответствии с этим документом в качестве временных нагрузок принимались автомобильные нагрузки Н-30 и Н-10, колесная НК-80 и гусеничная НГ-60. Нормативные временные нагрузки были назначены с учетом перспективы. При расчетах на выносливость нагрузка НК-80 не учитывалась, а при расчетах по III предельному состоянию принималась с коэффициентом 0,8.

В 1967 г. изданы новые «Указания по проектированию железобетонных и бетонных конструкций железобетонных автодорожных и городских мостов и труб» СН 365-67. Утверждены Госстроем СССР 31 января 1967 г. Введены в действие с 1 июля 1967 г. Действовали до 1 января 1986 г. Нормы введены в развитие главы СНиП II-Д.7-62* «Мосты и трубы. Нормы проектирования».

До 1986 г. в качестве расчетных нагрузок применялись автомобильные нагрузки Н-13, Н-18, Н-30, НГ-60, НК-80, с января 1986 г. начали применяться нагрузки АК в соответствии с действующим СНиП 2.05.03-84*[2].

Новые нагрузки от автотранспорта приведены в проекте российского СНиП на мосты редакции 2001 г.[3]. Значения нагрузок и воздействий для расчета конструкций по всем группам предельных состояний принимают с коэффициентами надежности по нагрузке для соответствующих нормативных нагрузок и воздействий и динамическими коэффициентами $1+\mu$ или $1+0,7\mu$ для временных вертикальных нагрузок.

Нормативную временную вертикальную нагрузку от автотранспортных средств на автомобильных дорогах общего пользования, на улицах и дорогах городов следует принимать с учетом перспективы в виде схем АК и НК (К-класс нагрузки), исходя из следующих возможных эксплуатационных ситуаций:

Случай 1 – нормальное движение по мосту автотранспорта общего пользования и пешеходов без ограничений;

Случай 2 – временное стеснение габарита автопроезда (вследствие ремонта или расчистки покрытия, дорожно-транспортного происшествия и т. п.);

Случай 3 – пропуск по мосту специальных автотранспортных средств, весовые размеры которых выходят за границы, определённые для весовых параметров автотранспорта общего пользования.

Применительно к случаям 1-2 нормативная нагрузка принимается в виде полос автомобильной нагрузки АК, каждая из которых содержит одну двухколесную тележку с давлением на ось, равным 10К (кН) (кроме случая определения опорного момента в неразрезной балке, где должны быть установлены на каждую полосу 2 тележки, создающие наибольший опорный момент) и равномерно распределенную нагрузку интенсивностью - К (кН/м) (на обе колеи), где К – класс нагрузки.

Класс нагрузки К следует принимать равным 14 для всех мостовых железобетонных конструкций, расположенных на дорогах I – II категорий.

При загрузении полосами нагрузки АК в случае 1 должны быть выполнены следующие условия:

- число полос нагрузки, размещаемой на мосту, не должно превышать установленного числа полос движения;

- полосы нагрузки АК размещаются в пределах проезжей части (не включающей полосы безопасности) вдоль направления движения на расстоянии не менее 1,5 м от оси полосы нагрузки до края проезжей части;

- расстояния между осями смежных полос нагрузки должны быть не менее 3 м;

- если на мосту предусмотрена разделительная полоса шириной 3 м и более без ограждений, то при нагружении моста временными вертикальными нагрузками следует учитывать возможность использования в перспективе разделительной полосы для движения.

Применительно к случаю 2 нормативная нагрузка представляется в виде двух полос нагрузки АК, размещенных в невыгодном положении по всей ширине ездового полотна (включая полосы безопасности).

При этом оси крайних полос нагрузки АК должны быть расположены не ближе 1,5 м от ограждения.

При расчетах конструкций на выносливость и по предельным состояниям второй группы следует рассматривать только случай 1.

Применительно к случаю 3 нормативная нагрузка НК-80 представляется в виде одиночной (при отсутствии на мосту других подвижных нагрузок) четырехколесной нагрузки НК с массой 80 т и с давлением на ось - 20 К (кН), где К – класс нагрузки.

Кроме того, производится расчет конструкций на воздействие сдвоенных нагрузок НК, установленных на расстоянии 12 м между последней осью передней и первой осью задней нагрузок, с введением к ним общего понижающего коэффициента -0,75.

Нагрузку НК следует располагать вдоль направления движения в пределах проезжей части (вне полос безопасности) в наиболее невыгодном положении.

Сдвоенные нагрузки НК не учитывают при расчетах по предельным состояниям второй группы.

Во всех расчетах для элементов или отдельных конструкций мостов, воспринимающих временную нагрузку с полос движения, нагрузку с одной полосы движения следует принимать с коэффициентом $s_1 = 1,0$. С остальных полос нагрузки АК принимают с коэффициентом s_1 , равными: 1,0 – для тележек и 0,6 – для равномерно-распределенной нагрузки.

Нормативную горизонтальную поперечную нагрузку от ударов транспорта, независимо от числа путей или полос движения на мосту, следует принимать от автомобильной нагрузки АК – в виде равномерно распределенной нагрузки, равной 0,4 кН/м или сосредоточенной силы равной 6К (кН), приложенных в уровне верха покрытия проезжей части, где К – класс нагрузки.

Нормативную горизонтальную продольную нагрузку от торможения или сил тяги подвижного состава следует принимать с каждого пути или полосы, равной 50 % от равномерно распределенной части нагрузки АК, но не менее 8К (кН) и не более 25 К (кН).

Основным изменением по сравнению с действующим СНиП 2.05.03-84*, является увеличение подвижной вертикальной нагрузки для автодорожных мостов, примерно на 30 %.

Таким образом, как видно из приведенного анализа, нормативные вертикальные временные нагрузки за последние 50 лет выросли почти в 3 раза.

Рост подвижных нагрузок естественно вызывает повышение напряжений в сечениях и часто старые конструкции перестают удовлетворять возросшим требованиям по грузоподъемности.

Для пропуска сверхтяжелых транзитных автомобилей или проезда их в определенный пункт республики необходимо выбирать маршруты, на которых мосты имеют достаточную грузоподъемность.

Введение в белорусские нормы автомобильной нагрузки класса А14 позволит сблизить требования по нагрузкам, принятыми в РФ и РБ.

Однако настораживает тот факт, что нагрузки в проекте Eurocode [4] превышают по своей величине нагрузки, которые предусмотрены проектом российского СНиП.

Принцип нагружения мостов связан с делением на полосы проезжей части. Для расчета прочности и устойчивости элементов моста применяется основная грузовая модель 1 (LM1), при которой сосредоточенные и равномерно распределенные по площади нагрузки имитируют воздействия на сооружение грузовых и легковых автомашин. Эта модель предназначена для общих и местных проверок.

Главная система нагрузок состоит из двух независимых нагрузок, тележки (тандема) и равномерно-распределенной по площади.

Двухосная тележка (тандем TS-CT) с давлением на обе оси $\alpha_Q Q_k$, где Q_k – нагрузка на ось тандема, кН; α_Q – поправочный коэффициент (при отсутствии каких-либо ограничений принимается равным 1,0). Только один тандем может быть установлен на полосе. Контактные отпечатки колес $0,4 \times 0,4$ м. Расстояние между осями вдоль моста 1,2 м.

Равномерно-распределенная нагрузка (UPL-PPH) с давлением $\alpha_Q q_k$ на m^2 .

Значения $\alpha_Q Q_k$ и $\alpha_Q q_k$ принимаются: для полосы 1 – соответственно 300 кН и 9 кН/м²; для полосы 2 – 200 кН и 2,5 кН/м²; для полосы 3 – 100 кН и 2,5 кН/м²; прочие полосы – 0 и 2,5 кН/м²; оставшиеся площади – 0 и 2,5 кН/м².

Международная экономическая интеграция выдвигает в число важнейших проблему межгосударственной унификации нормативных требований к автомобильным нагрузкам на мосты и трубы.

ГПП «Белгипродор» и РГПП «Белавтострада» столкнулись с проблемой проектирования сталежелезобетонного балочного моста через р. Западный Буг, когда возникла необходимость удовлетворения требованиям по нагрузкам по СНиП 2.05.03-84* (Республика Беларусь) и по PN-85/S-10030 и PN-91/S-10042 (Польша).

Было принято решение о проектировании данного моста по нормам с более жесткими требованиями.

Несомненно, что при проектировании новых мостов в Республике Беларусь на дорогах I и II категорий следует ориентироваться на перспективные нагрузки более высокого значения, приведенные в проекте Eurocode, а не на российские нормы.

Для оценки изменения напряженно-деформированного состояния плитно-балочного бездиафрагменного пролетного строения старой постройки при возрастании нагрузки до значения, при котором происходит разрушение, сделан анализ работы крупномасштабной железобетонной модели пятибалочного пролетного строения (рис.1).

На основании проведенных испытаний в работе пролетного строения можно выделить три стадии:

первая стадия – до появления нормальных трещин в балочных элементах;

вторая – от появления первых трещин до появления критической продольной трещины, разделяющей пролетное строение на две части;

третья – от появления критической продольной трещины до разрушения пролетного строения по пространственному сечению.

Проведенные экспериментальные исследования позволили выявить условия работы конструкции на всех стадиях загрузки вплоть до разрушения, а также момент образования и характер развития трещин при различных загрузках, оценить жесткость пролетного строения и расчетную модель работы сечений с учетом реальных диаграмм работы материалов, выявить наиболее важные модели разрушения.

Конструктивными решениями типовых проектов прошлого столетия железобетонные мосты, и особенно плиты проезжей части, были поставлены в сложные эксплуатационные условия. Особенно следует отметить, что действующими в то время нормативными документами для железобетонных пролетных строений автодорожных мостов не требовался расчет на выносливость. Однако плиты проезжей части подвержены непосредственному воздействию многократно повторных нагрузок с динамическим эффектом, а так как плиты не имеют, как правило, предварительного напряжения арматуры, то были допущены расчетом чрезвычайно жесткие режимные нагружения на выносливость арматуры и бетона с многократным раскрытием трещин в сечениях плиты.

Значительные повреждения плиты проезжей части, наблюдаемые всеми мостоиспытательными станциями при обследовании автодорожных мостовых сооружений, заставили ввести в действующие нормы поправку о необходимости расчета плит проезжей части автодорожных мостов на выносливость.

В последние годы возросли требования СНиП 2.05.03-84* к величине защитного слоя бетона в плитах проезжей части, что привело к необходимости при новом проектировании увеличения их толщины на 20...30 мм.

Таким образом, толщина плиты по прежним проектам оказывается недостаточной по формальным признакам и не удовлетворяющей современным требованиям обеспечения долговечности конструкции, что предопределяет более скорый срок достижения фронтом коррозионных процессов рабочей арматуры плиты.

С целью повышения надежности и долговечности балочных пролетных строений представляется необходимым:

1. Возродить сборно-монолитную конструкцию балочных пролетных строений и предпочитать устройство монолитных предварительно напряженных железобетонных плит по сборным балкам. Следует отказаться от типовых сборных двутавровых балок с широкой верхней полкой и перейти на новые более эффективные сечения.

2. Рекомендовать для монолитных плит применять модифицированные бетоны нового поколения с повышенными важнейшими показателями долговечности: марка по водонепроницаемости не ниже W8; водопоглощение не больше 4,2% по массе, малая усадка, морозостойкость с маркой не ниже F400, обеспечение требуемой трещиностойкости.

3. Требуется разработка методов расчета конструкций с использованием расчетных схем, учитывающих появление и развитие в процессе эксплуатации дефектов и повреждений различного вида, изменение механических характеристик материалов, воздействий агрессивных эксплуатационных сред и т.п.

4. Для повышения долговечности мостов требуется проведение анализа напряженно-деформированного состояния с учетом стадийности работы конструктивных элементов в составе пространственных систем с учетом характерных особенностей конструктивных решений пролетных строений и дорожной одежды и эксплуатационных факторов.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. G.Pastushkov, V.Pastushkov. Durability of reinforced concrete bridges - the major problem of road branch: Proceedings of the International Conference "Construction and Architecture" / Edited by Khroustaliyev B.M. and Leonovich S.N. - Minsk, 2003, pp.322-332.
2. СНиП 2.05.03-84* Мосты и трубы. - М.: Госстрой России, 1998.
3. Мосты и трубы. Проектирование, строительство и приемка в эксплуатацию, 2-я ред. - М.: Госстрой России, 2001.
4. ENV 1991-3 EUROCODE 1 Basis of design and action on structures. Part 3: Traffic loads on bridges. Annex C. Basis of design - supplementary clauses to ENV 1991-1 for road bridges.

УДК 556.332.042

Махато Упендра

ИНЖЕНЕРНАЯ ЗАЩИТА ОПОЛЗНЕВОЙ ТЕРРИТОРИИ САНАТОРИЯ "БЕЛОРУССИЯ"

Территория санатория "Белоруссия" в Мисхоре с тридцатых годов состоит в ведении Белорусской ССР (ныне Республики Беларусь). В связи с этим понятна забота республики об экологической сохранности этого благодатного уголка Южного Берега Крыма.

Площадка санатория расположена на древнем оползне "Горное солнце", исполосованном тремя глетчеровидными современными оползнями покровных отложений и рядом других мелких оползневых очагов, и постоянно нуждается в инженерной защите. Каждый этап ее освоения требовал проведения определенных мероприятий по снижению оползневой опасности. Первоначально, в начале минувшего столетия, при возведении на данной территории зданий эти мероприятия сводились к выбору более или менее устойчивых площадок, устройству подпорных стен на подрезанных склонах и водоотводящих лотков. Примером может служить корпус № 1, построенный в 1915 году.

При воздействии в тридцатые годы корпуса № 4, кроме подпорной стены со стороны склона, в его основании был выполнен горным способом дренажная штольня для перехвата струйного потока оползня № 42. В последующем строительство корпусов и сооружений на территории санатория сопровождалось устройством систем подпорных стен и открытых водоотводящих лотков. Увеличение плотности застройки сопровождалось возрастанием оползневой опасности в силу подрезки склонов и возникновения новых источников увлажнения покровного делювия на самой территории и на более высоких отметках за ее пределами, в частности, за дорогой Ялта — Симеиз. Определенную роль в возрастании оползневой опасности сыграла засыпка оврагов и озерца выше корпуса № 2. Проблематичным остается вопрос о влиянии тектонических трещин и медленных (по разные стороны от них)