

Майстренко Игорь Юрьевич

канд. техн. наук, доцент
ФГБОУ ВПО «Казанский государственный
архитектурно-строительный университет»

г. Казань, Республика Татарстан

Гирфанов Вильсор Ирекович

эксперт в области промышленной безопасности,
генеральный директор

ООО ИТЦ «Кран»

г. Казань, Республика Татарстан

Майстренко Татьяна Игоревна

студентка

Институт транспортных сооружений
ФГБОУ ВПО «Казанский государственный
архитектурно-строительный университет»

г. Казань, Республика Татарстан

ВЫБОР ОПТИМАЛЬНЫХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ ПРИ НАЗНАЧЕНИИ ВЫСОТЫ СВАРНЫХ БАЛОК

Аннотация: в работе рассмотрены отдельные вопросы оптимального проектирования, связанные с поиском рациональных показателей при назначении высоты сварных балок автодорожных мостов.

Ключевые слова: автодорожный мост, сварная балка, оптимальный показатель, виброустойчивость, относительный прогиб.

В автодорожных мостах получили широкое распространение конструкции со сплошными стенками в разных системах. При проектировании автодорожных мостов наиболее оптимальную для местных условий конструкцию (количество главных балок, их расстановку, характер проезжей части и т. п.) находят, обычно рассматривая различные варианты.

СП.35.13339.2011 [1, п. 8.3] регламентирует, что сечения элементов стальных мостовых конструкций должны быть оптимальными из условий расчета их на прочность, устойчивость, выносливость и деформативность.

Сварные балки в автодорожных мостах проектируют, как правило, симметричного и несимметричного двутаврового сечения или коробчатого сечения с вертикальными и наклонными стенками. Двутавровые сварные балки следует предусматривать из одного вертикального и двух горизонтальных листов, а коробчатые – из двух вертикальных и двух непосредственно соединенных с ними поясными швами горизонтальных листов [1].

В процессе проектирования приходится принимать во внимание необходимость более полного использования прочностных характеристик применяемых материалов, а также требований в отношении жесткости конструкции, определяемых допускаемой величиной относительного прогиба и, в некоторых случаях, условиями виброустойчивости пролетного строения моста.

При назначении высоты балки оптимальными показателями являются минимальная высота h_{\min} , обеспечивающая необходимую жесткость балки, с одной стороны, и оптимальная высота балки $h_{\text{опт}}$, обеспечивающая минимальный расход стали, с другой стороны, и, естественно, при этом не может быть превышено значение заданной строительной высоты конструкции $h_{\text{стр}}$.

При определении оптимальной высоты балки $h_{\text{опт}}$ исходят из условий расчета на прочность. Для обеспечения прочности балка должна иметь вполне определенный момент сопротивления сечения $W_{\text{тр}}$, требуемый для восприятия расчетного максимального изгибающего момента M :

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{\alpha R_y m}, \quad (1)$$

где R_y – расчетное сопротивление стали (по пределу текучести);

m – коэффициент условий работы;

$\alpha > 1$ – коэффициент, учитывающий ограниченное развитие пластических деформаций в сечении.

Очевидно, что расход металла на пояса будет меньшим при большей высоте балки, однако при этом потребуется больше металла на стенку – это противоречие приходится решать при проектировании. Для определения $h_{\text{опт}}$ балок двутаврового симметричного сечения с некоторыми допущениями [3; 4] можно использовать формулы:

$$h_{\text{опт}} = 1,15 \sqrt{W_{\text{тр}} \lambda_w}, \quad (2)$$

$$h_{\text{опт}} = k \sqrt{\frac{W_{\text{тр}}}{t_w}}, \quad (3)$$

где t_w и λ_w – толщина и гибкость стенки;

k – коэффициент, зависящий от конструктивного оформления балки.

Для балок несимметричного сечения с более развитым верхним поясом, что характерно, например, для пролетных строений с ортотропной плитой проезжей части вследствие введения в расчет приведенных характеристик сечения [1], оптимальную высоту определяют с учетом коэффициента асимметрии сечения α :

$$h_{\text{опт}} = \sqrt{\frac{3\alpha}{\alpha+1} \frac{W_{\text{тр}}}{t_w}}, \quad \alpha = \frac{W_{n1}}{W_{n2}} = \frac{h_1}{h_2} \quad (4)$$

Где W_{n1} , W_{n2} – моменты сопротивления соответственно для верхних и нижних волокон сечения;

h_1 , h_2 – расстояние от нейтральной оси для верхних и нижних волокон.

Минимальная высота $h_{\text{мин}}$, обеспечивающая необходимую жесткость балки автодорожного моста, в общем виде (однопролетная шарнирноопертая по концам балка постоянной жесткости, загруженная по всему пролету равномерно распределенной постоянной и временной нагрузками) определяется выражением:

$$h_{\text{мин}} = \frac{5}{24} \frac{l^2 R_{ym} M_n}{E[\Delta] M}, \quad (5)$$

где l – пролет балки;

$[\Delta]$ – нормируемый предельный прогиб;

M , M_n – расчетный и нормативный изгибающие моменты;

E – модуль упругости;

m – коэффициент условий работы.

Если учесть, что нормируемый предельный вертикальный прогиб для расчета автодорожных мостов по СП.35.13339.2011 [1, п. 5.43] составляет $[\Delta] = l/400$, а также то обстоятельство, что вертикальные упругие прогибы пролетных строений нормируется вычислять при действии подвижной временной вертикальной нагрузки без учета коэффициентов надежности по нагрузке и динамических коэффициентов, то выражение (5) принимает вид:

$$h_{\min} = \frac{250}{3} \frac{lR_y m}{E} \frac{p_n}{q+p}, \quad (6)$$

где q – расчетная интенсивность постоянной нагрузки;

p, p_n – расчетная и нормативная интенсивность временной нагрузки.

Представляют интерес научные исследования, посвященные проектированию оптимальных мостовых конструкций, в которых приведены формулы для определения оптимальной высоты на основе изотензы и изофлекс [4].

При условии полного использования расчетного сопротивления стали (для изотензы) или предельного допустимого прогиба (для изофлекс), оптимальная высота коробчатого пролетного строения определится зависимостями:

$$H_{\text{опт}} = \left. \begin{aligned} & \sqrt[3]{\frac{M}{1,3R_y m \alpha n \left(\frac{\psi_c}{\psi_n} - \frac{1}{3} \right) \sqrt{\frac{Ek}{R_y m (1 - \mu_0^2)}}}} \\ & \sqrt[9]{\left[\frac{1,6M}{\eta_f n \varepsilon \alpha \left(\frac{\psi_c}{\psi_n} - \frac{1}{3} \right)} \right]^2} \end{aligned} \right\}, \quad (7)$$

$$n_f = \frac{AE}{2l} \left[\frac{f}{l} \right], \quad (8)$$

$$\varepsilon = 1,3 \sqrt{\frac{n_f (1 - \mu_0^2)}{Ek}}, \quad (9)$$

где M – полный расчетный изгибающий момент, воспринимаемый рассматриваемым поперечным сечением;

R_y – расчетное сопротивление стали;

m – коэффициент условий работы;

μ_0 – коэффициент Пуассона; E – модуль упругости;

n – число вертикальных стенок;

k – коэффициент, учитывающий характер закрепления стенки по контуру и отношение расстояния между вертикальными ребрами жесткости к высоте стенки

ψ_n, ψ_c – значения соответствующих строительных коэффициентов веса для поясов и стенок коробок;

α – коэффициент, учитывающий количество горизонтальных ребер жесткости, имеющих особенно существенное значение для обеспечения местной устойчивости стенок при действии в них больших нормальных напряжений;

n_f – обобщенная мера жесткости, связывающая жесткость конструкции с её прочностью;

l – пролет балки;

$\left[\frac{f}{l} \right]$ – предельный допустимый прогиб для конструкций рассматриваемого типа;

A – коэффициент, зависящий от характера нагрузки и расчетной схемы балочной системы.

Для практических расчетов балочно-разрезных пролетных строений автодорожных мостов, загруженных по всему пролету равномерно распределенной постоянной и временной нагрузками, в формулах (7) – (9) можно принять: $k = 4$;

$\frac{\psi_c}{\psi_n} - \frac{1}{3} = 0,56$; при значительной жесткости горизонтальных ребер $\alpha = \frac{1}{i+1}$, где

i – число горизонтальных ребер; $A = 9,6$.

Значение предельного допустимого прогиба $\left[\frac{f}{l} \right]$, входящее в формулу (8),

автором работы [4] принимается от расчетных постоянных и временных нагру-

зок равным порядка 1/200 для прямоугольной коробчатой замкнутой конструкции главной балки, что, как известно, вступает в противоречие с требованием современных норм проектирования мостовых конструкций (СП.35.13339.2011 [1, п. 5.43]).

При учете практических рекомендаций, приведенных в работе [4], и при соблюдении требований СП.35.13339.2011 [1], формула (7) применительно к балочно-разрезному пролетному строению автодорожного моста с двумя коробчатыми главными балками, загруженных по всему пролету равномерно распределенной постоянной и временной нагрузками, запишется при $i = 2$ в виде:

$$\left. \begin{aligned} h_{\text{опт}} &= 0,395 \cdot \sqrt[3]{\frac{(q+p)l^2}{\sqrt{R_y m E}}} \\ h_{\text{опт}} &= 3,888 \cdot \sqrt[9]{l^7 \left(\frac{q_n}{E}\right)^2} \end{aligned} \right\}, \quad (10)$$

При определении высоты h_{min} необходимо убедиться так же и в отсутствии опасности возникновения резонансных явлений. С этой целью требуется выполнить ориентировочную оценку виброустойчивости пролетного строения моста, например, на основе сопоставления расчетного периода собственных колебаний с диапазоном значений периода колебаний от динамических воздействий подвижной нагрузки на сооружение. При этом имеются определенные ограничения, связанные, во-первых, с тем, что для металлических балочных автодорожных мостов свод правил СП.35.13339.2011 [1] не дает четкого нормирования по ограничению периода собственных колебаний данных конструктивных систем, хотя практика показала, что некоторые резонансные явления могут иметь место и при эксплуатации систем мостов этого типа. Во-вторых, для оценки виброустойчивости пролетного строения на стадии компоновки сечения имеются крайне ограниченные исходные данные, что определяется сложностью происходящих в пролетных строениях процессов и разнообразием конструктивных форм.

Оценка виброустойчивости состоит в проверке условия, при котором расчетный период свободных колебаний системы $T_{k,i}$ не совпадает с периодом колебаний от внешних воздействий $[T_{k,i}]$ на данную систему по i -той форме колебаний в k -той плоскости:

$$[T_{k,i}] \neq T_{k,i}. \quad (11)$$

Руководствуясь нормативными требованиями, которые содержатся пункте 5.48 СП.35.13339.2011 [1], и, учитывая накопленные опытные данные, обобщенные в работе [5], введем ограничение периода основного тона (в секундах) для вертикальных колебаний $[T_{x,1}]$ балочных разрезных пролетных строений автомобильных мостов:

$$[T_{x,1}] \in [0,30; 0,73]. \quad (12)$$

Для однопролетной шарнирноопертой по концам балки постоянной жесткости, загруженной по всему пролету равномерно распределенной постоянной и временной нагрузками, расчетный период свободных колебаний основного тона $T_{x,1}$ (в секундах) определяется формулой, имеющей опытно-теоретический характер:

$$T_{x,1} = \alpha \frac{l}{\sqrt{h}} \sqrt{\frac{R_{ym}}{E} \frac{q_n}{q+p}}, \quad (13)$$

где α – коэффициент, учитывающий конструктивное оформление балки: теоретическое значение равно $0,8 \text{ с} \cdot \text{м}^{-1/2}$, а по результатам экспериментально-теоретического исследования 50-ти разнообразных пролетных строений пролетом от 22,8 до 110 м [5] значение коэффициента оказалось равным $0,8 \div 1,0 \text{ с} \cdot \text{м}^{-1/2}$;

l , h – соответственно пролет и высота пролетного строения, м;

q , q_n – расчетная и нормативная интенсивность постоянной нагрузки;

p – расчетная интенсивность временной нагрузки.

Список литературы

1. Свод правил СП.35.13339.2011. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03–84*. – М.: ОАО ЦПП, 2011. – 341 с.

2. Расчет стальных конструкций: Справ. пособие / Я.М. Лихтарников, Д.В. Ладыженский, В.М. Клыков. – 2-е изд., перераб и доп. – К.: Будівельник, 1984. – 368 с.

3. Металлические конструкции: В 3 т. Т. 1. Элементы стальных конструкций: Учеб. пособие для строит. вузов / В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов [и др.]; Под ред. В.В. Горева. – М.: Высш. шк., 1997. – 527 с.

4. Ильясевич С.А. Металлические коробчатые мосты. – М.: Транспорт, 1970.

5. Проектирование металлических мостов: Учебник / А.А. Петропавловский, Н.Н. Богданов, Н.Г. Бондарь [и др.]; Под ред. А.А. Петропавловского. – М.: Транспорт, 1982. – 320 с.