

4. Демчук, И.Е. Численное моделирование испытаний каменной кладки при диагональном сжатии // Ресурсоэкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць – Випуск 24. – Рівне, 2012. – С.113.
5. Методы испытаний каменной кладки. Часть 1. Определение прочности при сжатии: EN 1052-1.-Введ.07.10.1998. – CEN/TC 125. – 10 с.
6. Методы испытаний строительных блоков. Часть 1. Определение прочности при сжатии: СТБ EN 772-1-2008. – Введ. 01.01.09. – Минск: Госстандарт. – 9 с.
7. Галалюк, А.В. Деформационные характеристики каменной кладки при сжатии / А.В. Галалюк, В.Н. Деркач // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2012. – №1 (73): Строительство и архитектура.– С. 66–70.
8. Смеси растворные и растворы строительные. Технические условия: СТБ 1307-2002 – Введ.01.07.2002. – Минск: Госстандарт. – 18 с.
9. Методы испытания раствора для каменной кладки. Часть 11. Определение прочности на растяжение при изгибе и прочности при сжатии затвердевшего раствора: EN 1015-11:1999+A1:2006. – Brussels: CEN/TC 125. – 18 с.
10. Галалюк, А.В. Деформационные характеристики керамических полнотелых кладочных элементов и раствора общего назначения заводского изготовления // Материалы международной научно-технической конференции молодых ученых / Белорусско-российский университет. Новые материалы, оборудование и технологии в. – 2012. – С. 123.
11. Галалюк, А.В. Влияние прочности раствора при сжатии на величину модуля упругости раствора и коэффициента Пуассона // Луццкий національний технічний університет. Ресурсоэкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – 2012. Випуск 24. – С. 100–105.

Материал поступил в редакцию 16.01.13

DEMCHUK I.E., HALALIUK A.V. Modeling of testing masonry specimens in compression parallel to the horizontal mortar joints

The features of the FE-modeling of masonry have been considered. The results of experimental and numerical researches of masonry specimens in compression parallel to the plane of horizontal mortar joints have been presented. A comparison of the stress-strain state of specimens of masonry in testing with the results of numerical calculation has been compared.

УДК 624.012.36

Малиновский В.Н., Кривицкий П.В., Матвеев Н.В.

УСОВЕРШЕНСТВОВАННЫЙ ВАРИАНТ КОНСТРУКТИВНОГО РЕШЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТРОПИЛЬНЫХ БАЛОК

Введение. Железобетонные стропильные балки являются одним из основных видов несущих элементов плоскостных покрытий одноэтажных промышленных зданий. Наиболее распространены стропильные балки пролетами 12 и 18 м при шаге 6 м. В зданиях, построенных несколько десятилетий назад, можно встретить балки пролетами 15, 24 и даже 30 м. В последнем случае балки применялись для бесфонарных зданий с легкими ограждающими конструкциями.

Выбор стропильной конструкции зависит от объемно-планировочных решений и условий строительства с учетом их экономичности. Обычно при пролетах до 18 м включительно балки покрытий, как по расходу материалов, так и по трудоемкости, оказываются более экономичными, чем фермы.

Среди многообразия применяющихся типовых и экспериментальных стропильных балок можно выделить следующие типы:

1) для двускатных покрытий: трапециевидального очертания с единым уклоном грани от конька (рис. 1а и г); полигональные с ломаным очертанием верхней полки (рис. 1б) и с криволинейным очертанием верхней полки, или так называемые «арочные» (рис. 1в);

2) для односкатных покрытий: постоянной высоты (рис. 1д) и с ломаным очертанием нижней полки (рис. 1е);

3) для плоских покрытий: постоянной высоты с параллельными поясами (рис. 1ж).

Поперечное сечение балок может быть тавровым (рис. 1д), двутавровым (рис. 1а, б, в, е, ж) или прямоугольным (рис. 1г). Различают балки сплошные (со сплошной стенкой) и с отверстиями в стенке (условно называемыми решетчатыми балками).

Стропильные двускатные балки с двутавровым поперечным сечением применяют для покрытий зданий пролетом 12 и 18 м. Их используют в зданиях с фонарями и без фонарей, с мостовыми кранами или подвесным транспортом. Они предназначены для районов с различной снеговой нагрузкой и для помещений с различной

агрессивной средой. В последнем случае увеличивается толщина защитного слоя бетона и применяется антикоррозийное покрытие. Уклон верхней полки принимается 1:12. При необходимости большего уклона покрытия зданий применяют односкатные балки с промежуточными опорами (колоннами).

Решетчатые двускатные балки применяют для покрытий зданий при тех же условиях, что и со сплошной стенкой. Наряду с определенными достоинствами решетчатые двускатные балки менее экономичны в сравнении с балками со сплошной стенкой по расходу арматуры приблизительно на 15%, по расходу бетона – на 13%.

Разработки технологичных, экономичных и со всех точек зрения оптимальных решений балок велись в основном по двум направлениям: совершенствование сплошных балок двутаврового сечения и создание новых типовых сквозных балок прямоугольного сечения (решетчатых балок).

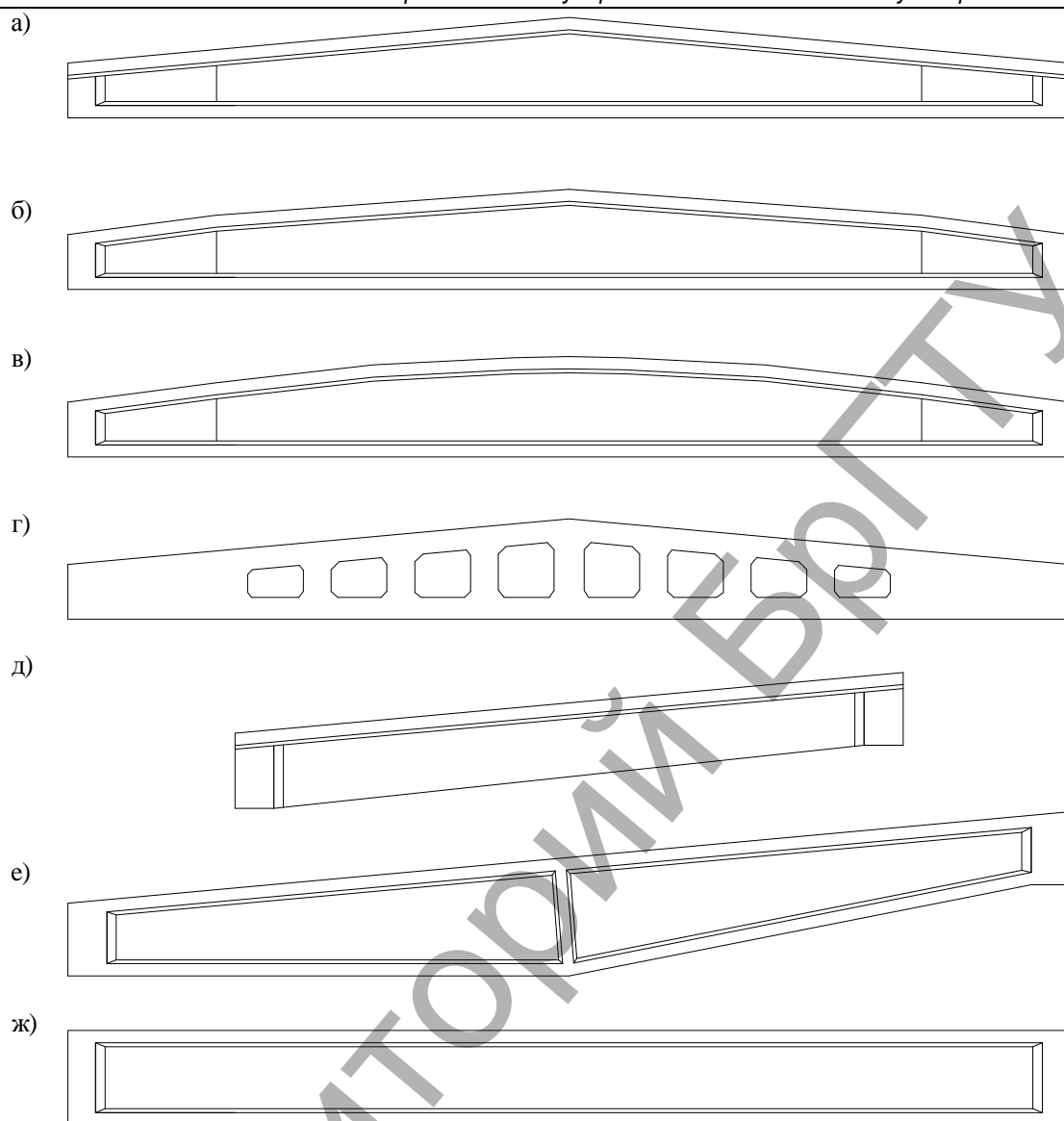
Высота типовых балок на опоре принимается 600, 800 или 900 мм, что увязано с параметрами других конструкций здания. Высота сечения балок в середине пролета принимается 1/10÷1/15 пролета. Толщина вертикальной стенки в балках со сплошной стенкой составляет не менее 70÷100 мм из условия обеспечения удобства размещения в ней арматуры (продольной и поперечной), прочности, трещиностойкости и удобства бетонирования. В приопорных зонах балки, где главные растягивающие напряжения значительны, толщину стенки увеличивают. В средней части пролета высоких балок, где главные растягивающие напряжения незначительны, для снижения их материалоемкости иногда устраивают круглые или многоугольные отверстия.

Ширина верхней сжатой полки принимается из условия устойчивости при транспортировании и монтаже, а также с целью обеспечения необходимых условий опирания плит покрытия и прочности сжатой зоны: 1/50÷1/60 пролета. Ширина нижней растянутой полки

Малиновский Василий Николаевич, кандидат технических наук, доцент, профессор кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Кривицкий Павел Васильевич, аспирант кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Матвеев Никифор Викторович, студент строительного факультета Брестского государственного технического университета. Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.



а) двускатная с единым уклоном верхней полки; б) двускатная с переломом уклона верхней полки; в) двускатная с криволинейным очертанием верхней полки; г) двускатная решетчатая; д) односкатная с постоянным уклоном; е) односкатная с ломаным очертанием нижней полки; ж) с параллельными поясами

Рис. 1. Типы стропильных балок

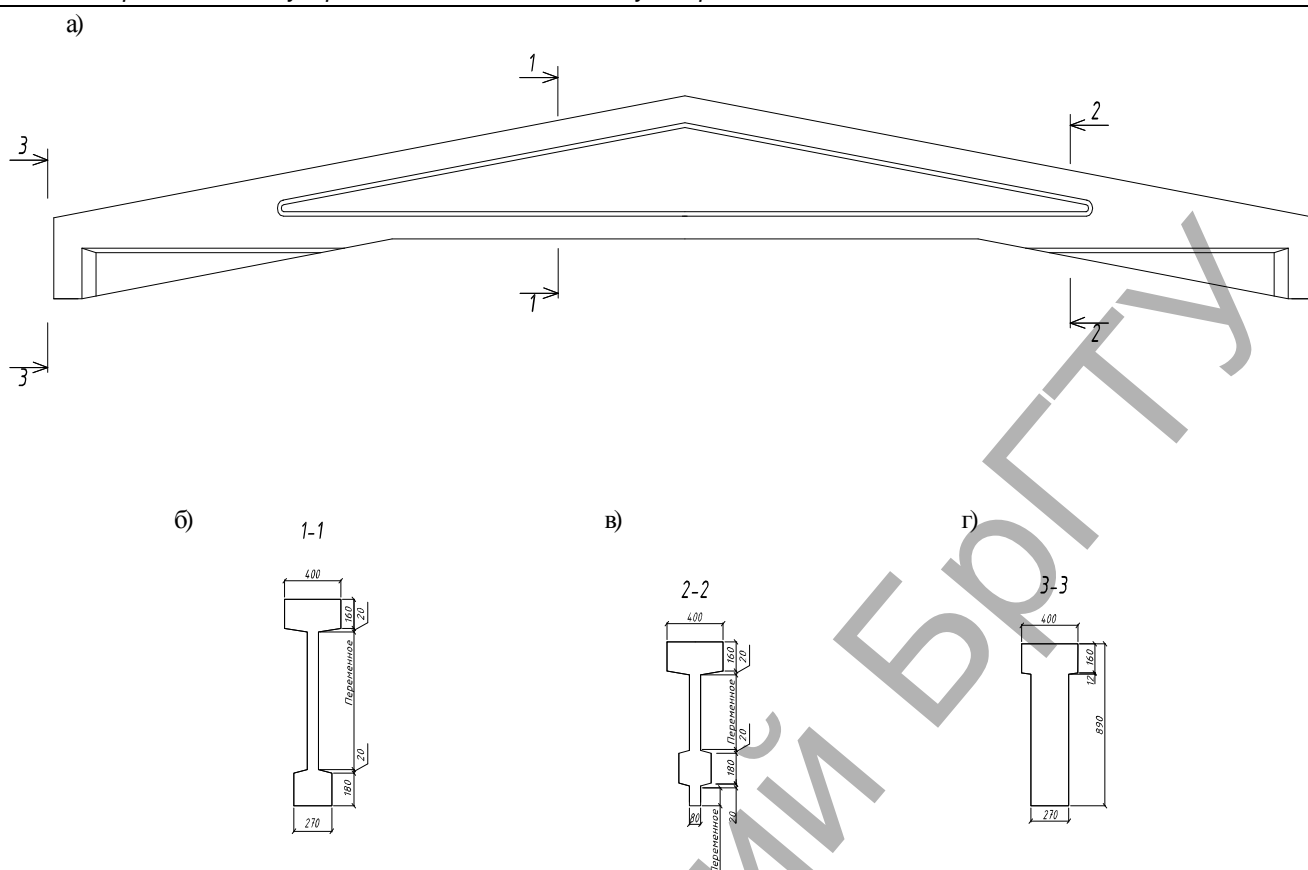
(нижнего пояса балки) определяется возможностью размещения в ней продольной напрягаемой арматуры, а также обеспечения прочности в момент обжатия и составляет 200÷300 мм.

Ширина сечения решетчатой балки, одинаковая по высоте, назначается в основном из условия нормального опирания плит покрытия, а не из условия прочности и устойчивости.

Состояние вопроса. Стропильные балки одноэтажных промышленных зданий изготавливаются преднапряженными. При помощи продольной напрягаемой арматуры обеспечивается трещиностойкость сечений нормальных к продольной оси балки. Трещиностойкость же наклонных сечений, как было сказано выше, обеспечивается увеличением толщины стенки в пропорциональной зоне двутавровых сечений (балки со сплошной стенкой) или по всей длине (решетчатые балки), хотя еще классики железобетона [1, 2] утверждают, что рациональное армирование балок – это является когда траектория расположения арматуры близка к траектории главных растягивающих напряжений балок. Это условие достаточно эффективно реализуется в предварительно напряженных изгибаемых балках при переводе вблизи опоры определенного количества продольной арматуры из нижней растянутой зоны, где она не полностью используется для обеспечения прочности нормальных сечений, в верхнюю сжатую зону. Таким образом, при переводе (отгибе) арматуры из растянутой в сжатую зону траекто-

рия арматуры в опорной зоне расположена (отогнута) под пологим углом к продольной оси балки. Благодаря такому отгибу части арматуры, как свидетельствуют результаты экспериментально-теоретических исследований [3, 4], повышается трещиностойкость наклонных сечений, увеличивается сопротивление элемента действию поперечных сил, рассредоточивается напрягаемая арматура по торцу балки, создается обжатие бетона опорных частей в вертикальном направлении и уменьшается вероятность образования горизонтальных трещин на ее концевых участках.

Более широкое применение предварительно напряженных конструкций с прямолинейной напрягаемой арматурой по сравнению с криволинейным ее расположением в настоящее время вызвано трудоемкостью работ по натяжению арматуры и необходимостью наличия приспособлений, обеспечивающих натяжение арматуры в отогнутом положении или оттяжку ее из первоначального горизонтального положения в проектное отогнутое [4, 5]. Между тем, охватывающий всю зону действия поперечных сил пологий перевод некоторого количества арматуры из нижней (растянутой) зоны в верхнюю улучшает технико-экономические показатели конструкции, прежде всего за счет снижения расхода арматуры на ортогональное поперечное армирование в виде хомутов и поперечных стержней.



а) общий вид балки; б) сечение 1-1; в) сечение 2-2; г) вид 3-3
Рис. 2. Усовершенствованный вариант конструктивного решения двухскатных балок

Конструктивное решение. Авторами статьи разработан усовершенствованный вариант конструктивного решения двухскатных балок, в котором при сохранении основных конструктивных параметров балки: высота на опоре 800, 900 мм, высота в середине пролета $1/10 \div 1/15$ пролета, принимая прямолинейное очертание продольной напрягаемой арматуры, удалось добиться сохранения тех же преимуществ, которыми обладают балки с отогнутой арматурой. Заключается это решение в необходимости увеличения уклона верхней полки балки до $1/6 \div 1/7$ пролета и излома нижней полки таким образом, чтобы в опорной зоне длиной $1/3 \div 1/4$ пролета внешние грани балок были параллельны (рис. 2). В средней части пролета балка сохраняет очертание двухскатной балки. Вследствие этого в опорной зоне прямолинейно направленная напрягаемая арматура располагается под пологим отгибом к продольной оси опорной части балки, а, следовательно, ее траектория соответствует переводу (отгибу) арматуры из нижней зоны сечения в пролете в верхнюю на опорах (рис. 2а). Сечение балки в средней зоне пролета сохраняется двутавровым (рис. 2б), а в опорной – тавровым с той же шириной, но в местах трассировки напрягаемой арматуры принимается ее уширение (рис. 2в). В опорной части балки для повышения ее устойчивости при транспортировке и монтаже, а также сопротивления бетона местному действию сжимающих усилий от опорной реакции и обжатия бетона стенка расширяется, образуя опорную стойку (рис. 2г).

Кроме вышеотмеченных преимуществ, связанных с переводом напрягаемой арматуры из нижней зоны в верхнюю в пределах всего пролета среза, применение предложенного варианта конструктивного решения стропильных балок может положительно сказываться и на объемно-планировочных решениях и эксплуатационных качествах одноэтажных производственных зданий:

1. Вследствие излома нижней грани балок выпуклостью вверх увеличивается полезная площадь поперечного сечения пролета здания.
2. Удастся в пространстве, образованном изломом нижней грани балки, разместить подвесное подъемно-транспортное оборудова-

ние, что может привести к уменьшению строительной высоты здания и тем самым снизить расход материалов на вертикальное ограждение объекта.

3. Создаются благоприятные эстетико-психологические впечатления вследствие кажущейся вспарушенности покрытия из-за наличия излома вверх нижнего пояса основной несущей конструкции и уложенных по двум скатам верхнего пояса балки плит покрытия здания.

4. Вследствие вынужденного увеличения уклона верхней грани балки (уклона $1/6 \div 1/7$) согласно установившейся классификации кровля здания из категории малоуклонной становится скатной, при которой эффективнее решается водоотвод с покрытия атмосферных осадков и улучшаются эксплуатационные качества защитного гидроизоляционного слоя кровли.

5. Так как трещиностойкость сечений, наклонных к продольной оси элемента, обеспечивается при помощи отгиба напрягаемой арматуры, то отпадает необходимость в увеличении толщины стенки в опорной зоне балки, а приняв ее постоянной по всей длине, упрощается конструкция формы (опалубки) для изготовления балки, проще в изготовлении становятся и арматурные каркасы.

6. Переместив зону передачи усилия преднапряжения с арматуры на бетон из нижней зоны опорного сечения в верхнюю, разгружается напряженно-деформированное состояние бетона опорной зоны балки, снижается и расход стали на конструктивное армирование в местах передачи нагрузок от покрытия колонне.

В результате сравнения материалоемкости опытно запроектированной железобетонной балки пролетом 18 м с типовой конструкцией действующей серии ПК-01-06, выпуск 8, установлено, что усовершенствованный вариант конструктивного решения балки снижает расход стали на 8,2%, бетона – 10,6%.

Конструктивно усовершенствованные железобетонные двускатные балки (балки с ломанным нижним поясом) могут широко применяться при строительстве промышленных зданий пролетами 12 и 18 м и производственных зданий сельскохозяйственного назначения пролетами 12, 15, 18 и 21 м.

Заключение

1. В типовых железобетонных двускатных балках промышленных зданий применяется расположенная в нижней зоне сечения прямолинейная напрягаемая арматура, роль которой заключается в обеспечении трещиностойкости и прочности нормальных сечений, а прочность и трещиностойкость наклонных сечений обеспечивается увеличением толщины стенки и наличием ортогонального поперечного армирования.
2. Отгиб части продольной напрягаемой арматуры из нижней зоны сечения в пролете в верхнюю на опорах повышает трещиностойкость и прочность наклонных сечений, позволяет улучшить условия работы бетона опорной зоны балки, однако при изготовлении таких конструкций увеличивается трудоемкость и требуется дополнительное оборудование.
3. Предлагаемое конструктивное решение двускатной балки позволяет при прямолинейной напрягаемой арматуре сохранить положительные качества балок с отогнутой арматурой. При этом также положительно решаются вопросы объемно-планировочных параметров здания и эксплуатационные условия кровли.
4. По результатам опытного проектирования двускатной балки с прямолинейной напрягаемой арматурой и ломаным нижним поясом установлено, что разработанный усовершенствованный вариант стропильной балки имеет лучшие экономические показатели по расходу стали на 8,2%, расходу бетона – на 10,6%.
5. Двускатные балки с усовершенствованным вариантом конструктивного решения могут применяться в качестве основных несущих

щих конструкций производственных зданий промышленного и сельскохозяйственного назначения.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Леонгардт, Ф. Предварительно напряженный железобетон. – М.: Стройиздат, 1983. – 245 с.
2. Лин, Т.И. Проектирование предварительно напряженных конструкций. – М.: Госстройиздат, 1960. – 438 с.
3. Шалобыта, Н.Н. К расчету прочности наклонных сечений железобетонных балок с предварительно напряженной отогнутой арматурой // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров: сб. науч. ст. / ГрГУ им. Я. Купалы; редкол.: Т.М. Пецольд (отв. ред.), Е.А. Ровба [и др.] / Н.Н. Шалобыта, В.Н. Малиновский, П.В. Кривицкий. – Гродно: ГрГУ, 2010. – С. 238–242.
4. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных балок с пологим отгибом части продольной предварительно напряженной арматуры / Н.Н. Шалобыта, В.Н. Малиновский, П.В. Кривицкий // Вестник БрГТУ. – 2010. – № 1(61): Строительство и архитектура. – С. 78–81.
5. Совершенствование конструкций плит покрытий промышленных зданий / Г.И. Бердичевский, Ю.В. Дмитриев, Л.В. Сасонко [и др.] // Бетон и железобетон. – 1970. – № 8 – С. 20–22.
6. Техничко-экономические показатели стропильных балок с отогнутой продольной арматурой / Н.Н. Цыганков, Ю.В. Дмитриев, Л.В. Сасонко [и др.] // Промышленное строительство. – 1970. – № 10 – С. 21–22.

Материал поступил в редакцию 14.01.13

MALINOVSKY V.N., KRIVITSKY P.V., MATVEENKO N.V. Improved version of the constructive decision reinforced concrete beams

In article the improved version of the constructive decision offered by author's girders is considered.

The developed constructive decision girders allows to keep at a rectilinear pretensioned reinforcement merits of girders with forward-bent armature in which for the account unbent parts of longitudinal armature raises crack resistance and durability of slope sectional views. Thus also questions on perfection of space-planning parameters of a building and operational conditions of a roof are positively solved.

УДК 624.014.2

Шалобыта Н.Н., Шалобыта Т.П.

ПЕРСПЕКТИВЫ ПРИМЕНЕНИЯ ЭФФЕКТИВНЫХ СТАЛЕЙ В СОВРЕМЕННОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Введение. Научно-технический прогресс в области металлических конструкций развивается по нескольким основным направлениям, приоритетным из которых является повышение эффективности конструктивных форм строительных конструкций и сооружений на их основе с одновременным повышением надежности и долговечности и установлением областей их рационального применения в зданиях и сооружениях различного назначения. Совершенствование конструктивной формы направлено на достижение максимальной эффективности конструкции. Достигается это различными приемами, главными из которых принято считать: оптимизацию конструктивной формы; применение предварительного напряжения в конструкциях; проектирование систем с совмещением несущих и ограждающих функций в одном элементе; концентрацию материала в мощных конструкциях; преимущественное применение несущих конструкций в виде растянутых поверхностей (мембран) и нитей; широкое внедрение пространственных систем.

Под оптимизацией конструктивной формы понимают такое решение конструкции, ее геометрических параметров, марок стали и расчета, при котором сооружения отвечают заданным архитектурно-конструктивным требованиям. Отсюда вытекают и другие направле-

ния совершенствования строительных металлических конструкций. Прежде всего, это совершенствование материала путем широкого применения сталей высокой и повышенной прочности с пределом текучести 300–400 МПа, а также высокопрочных и особо высокопрочных сталей с пределом текучести до 1200–2000 МПа. Изготовление конструкций из высокопрочных сталей существенно снижает их массу, что в значительной степени впоследствии сказывается и на снижении других расходов, таких как изготовление, транспортировка, монтаж, и является основной причиной их интенсивного применения в мировой практике строительства в первую очередь уникальных мостовых конструкций и многоэтажного строительства [1, 2].

Развитие высокопрочных конструкционных сталей в большинстве стран (США, Япония и т.д.) происходит в основном по двум направлениям: использование уже хорошо зарекомендовавших себя сталей с применением новых режимов термической обработки в сочетании с некоторой модификацией состава, а также разработка специальных сталей, обеспечивающих после термической обработки сочетание высокой прочности и пластичности.

В связи с введением на территории Республики Беларусь Европейских норм и технических документов по проектированию кон-

Шалобыта Николай Николаевич, кандидат технических наук, зав. кафедрой строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Шалобыта Татьяна Петровна, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета. Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.