

процессе нагружения в работу включаются элементы поясов, по мере разрушения образующая в элементах 78 пластических шарниров.

Такое решение с увеличением надежности может быть использовано при строительстве аналогичных сооружений в регионах с большими снеговыми нагрузками, с увеличением нагрузок от оборудования, при необходимости увеличения величины индекса надежности и т.п.

Выводы. В данной статье были рассмотрены две различные конструкции покрытия, являющиеся покрытием одного объекта. Была произведена оценка НДС при проектных и запроектных нагрузках. Определены индексы надежности. Результаты расчетов показали, что обе рассчитываемые системы обладают достаточным уровнем надежности и потенциальной живучестью. Данные конструктивные схемы могут быть успешно применены на различных объектах.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Драган, В.И. Расчет структурных конструкций системы «БрГТУ» в физически нелинейной постановке / В.И. Драган, Н.Л. Морилова // Вестник БрГТУ. – №1(67): Архитектура и строительство – Брест, БрГТУ, 2011. – С. 106–111.
2. Драган, В.И. Методика расчета живучести структурных конструкций системы «БрГТУ» / В.И. Драган, Н.Л. Морилова // Вестник БрГТУ. – №1(73): Архитектура и строительство – Брест: БрГТУ, 2012. – С. 39–46.
3. Драган, В.И. Исследование большепролетных покрытий с применением металлических структурных конструкций системы «БрГТУ» при запроектных воздействиях / В.И. Драган, Н.Л. Морилова, А.В. Дмитриева // Сборник трудов XVIII Международного научно-методического семинара: в 2-х т. – Новополоцк, 28–29 ноября 2012 / Под общ. ред. Д.Н. Лазовского, А.И. Колтунова. – Новополоцк: ПГУ, 2012. – Т. 1. – С. 16–25.
4. Драган, В.И. Оценка надежности конструкций системы «БрГТУ» на стадии проектирования методом прямого расчета вероятности отказа / В.И. Драган, Н.Л. Морилова // Вестник БрГТУ. – №1(79): Архитектура и строительство – Брест: БрГТУ, 2013. – С. 43–50.
5. Драган, В.И. Расчет надежности конструкций системы «БрГТУ» / В.И. Драган, В.В. Тур, Н.Л. Морилова, А.В. Дмитриева // Вестник ПГУ. – № 8: Прикладные науки. Строительство – Новополоцк: ПГУ, 2013.

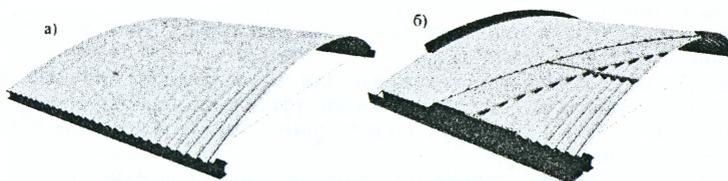
УДК 624.014.2

Жданов Д.А., Уласевич В.П.

ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПОЛОГИХ БЕСКАРКАСНЫХ АРОЧНЫХ ПОКРЫТИЙ ИЗ СТАЛЬНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ ХОЛОДНОГНУТЫХ ПРОФИЛЕЙ

Введение. Пологие бескаркасные арочные покрытия из стальных тонкостенных холодногнутых профилей (СТХП) – это легкие быстровозводимые кровельные системы, совмещающие в себе несущие и ограждающие функции (рис. 1). Благодаря своей, доказанной многолетней практикой применения, высокой экономической эффективности и архитектурной выразительности, данный вид покрытий находит все более и более широкое применение при строительстве и реконструкции зданий и сооружений самого разнообразного назначения не только в странах дальнего, но и ближнего зарубежья.

По сравнению с традиционными типами кровли, бескаркасные арочные покрытия отличает малая материалоемкость, простота монтажа, меньшая нагрузка на нижележащие конструкции, меньшие транспортные и эксплуатационные расходы и ряд других конструктивных, технологических и экономических достоинств, обеспечиваемых совмещением в конструкции несущих и ограждающих функций, а также использованием тонколистового металла.



а) однослойное (холодное) исполнение; б) двухслойное (утепленное) исполнение
Рисунок 1 – Пологие бескаркасные арочные покрытия

Тем не менее, несмотря на все свои достоинства, бескаркасные арочные покрытия пока еще не нашли, по целому ряду причин, широкого применения в Республике Беларусь. Одна из таких причин – отсутствие на сегодняшний день у инженера-проектировщика надежной методики их расчета, вследствие в частности, недостаточной теоретической разработки вопросов корректной оценки напряженно-деформированного состояния (НДС) конструкции на различных стадиях ее работы.

Сложность проблемы такой оценки – в необходимости учета двух наиболее характерных конструктивных особенностей, присущих данному виду покрытий в целом, и пологим арочным покрытиям в особенности, а именно: повышенной деформативности и потери местной устойчивости, наступающей, как правило, уже на ранних этапах работы конструкции под нагрузкой [1, 2].

Для учета первой из них расчет приходится выполнять с переменными, изменяющимися под внешними воздействиями, геометрическими параметрами конструкции [3], а для учета второй прибегают к замене номинальных геометрических характеристик поперечного сечения, так называемыми эффективными (приведенными) характеристиками [4, 5].

Следует также иметь в виду, что определение эффективных сечений по действующим в Республике Беларусь нормам Еврокода [6, 7] связано с рядом дополнительных для инженера-проектировщика трудностей, обуславливаемых, с одной стороны, витиеватостью и неоднозначностью предписываемой процедуры расчета, а с другой – невозможностью ее непосредственного применения в отношении некоторых типов профилей [5].

В статье изложены результаты численных исследований НДС отдельных фрагментов СТП, работающих в составе пологого бескаркасного арочного покрытия, выполненных с целью совершенствования методики расчета приведенных характеристик поперечных сечений профилей [5, 6] в рамках разрабатываемого авторами деформационного метода расчета пологих бескаркасных арочных покрытий.

Конечно-элементное моделирование тонкостенных конструкций. Конечно-элементное (КЭ) моделирование является достаточно эффективным способом исследования НДС тонкостенных конструкций, так как позволяет в большинстве случаев учесть особенности их работы под нагрузкой и, как следствие, получить конечные результаты, сопоставимые по точности с экспериментальными [8, 9].

В настоящее время в распоряжении исследователя имеется целый ряд универсальных программных комплексов конечно-элементного моделирования, таких как *ANSYS*, *NASTRAN* или *ABAQUS*, каждый из которых может быть с успехом использован для целей компьютерного инженерного анализа и расчета тонкостенных конструкций как независимо, так и в паре с другими программными средами, такими как, например, *Femap*.

Следует, однако, иметь в виду, что корректность создаваемой КЭ модели и, как следствие, достоверность конечных результатов зависят не только от мощ-

ности задействуемого аналитического программного комплекса, но и не в меньшей мере – от степени адекватности используемого типа КЭ решаемой инженерно-исследовательской задаче.

Вполне естественно предположить, что для моделирования арочных покрытий из СТХП, представляющих собой в конструкционном отношении, по сути, разнородность оболочек, наиболее подходящими, из всего арсенала КЭ, являются КЭ оболочечного типа.

Как известно, для моделирования криволинейных поверхностей наиболее удобны 8-узловые оболочечные КЭ, которые, по сравнению с 4-узловыми, позволяют решать линейные задачи с более крупной сеткой КЭ при сопоставимой точности результатов [10]. Тем не менее, учитывая, с одной стороны, то, что при решении нелинейных задач 8-узловые КЭ обнаруживают худшую сходимость результатов по сравнению с 4-узловыми, а с другой – то, что при моделировании коротких фрагментов профиля в составе пологого арочного покрытия кривизной можно пренебречь, то наиболее приемлемым для моделирования работы таких фрагментов представляется 4-узловой оболочечный КЭ.

Как указывалось выше, характерной особенностью работы бескаркасных арочных покрытий из СТХП является ранняя локальная потеря устойчивости их полок и стенок. При этом конструкция, как правило, продолжает нести возрастающую нагрузку, однако картина распределения напряжений по сечению видоизменяется: наибольшую часть нагрузки берут на себя части сечения, прилегающие к продольным ребрам и элементам жесткости [5]. По этой причине оценку НДС тонкостенных профилей принято осуществлять в закритической стадии работы с учетом геометрической и физической нелинейностей, а также начальных локальных геометрических несовершенств формы [4, 11].

Учет влияния на НДС тех изменений, которые претерпевает геометрия конструкции под воздействием нагрузки (т.е. учет геометрической нелинейности или, иначе, эффектов второго порядка) в методе конечных элементов (МКЭ) обычно реализуется за счет применения шагового метода Ньютона-Рафсона или его модификаций [12], а учет физической нелинейности – путем применения на каждом шаге уточненного значения модуля упругости, обусловливаемого нелинейной зависимостью $\sigma(\epsilon)$. При этом, согласно [7], при отсутствии результатов испытаний, допускается применять идеальную упругопластическую диаграмму деформирования (диаграмму Прандтля) или упругую с упрочнением диаграмму деформирования стали, поскольку элементы поперечного сечения конструкций из СТХП, не теряющие устойчивость, работают, в основном, упруго.

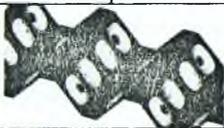
Для элементов конструкций из СТХП учет начальных геометрических несовершенств также имеет важное значение, поскольку их закритическая работа и предельная несущая способность весьма чувствительны к их размерам и форме (см. таблицы 1 и 2). Чаще всего, с целью удовлетворения общим требованиям к расчетной модели, в расчет вводят так называемые эквивалентные несовершенства вне зависимости от реального их проявления и распределения в исследуемой конструкции или ее отдельном элементе. В этом случае распределение несовершенств обычно принимают по первой форме, полученной в результате линейного расчета на устойчивость, а степень выраженности несовершенств – как некоторая функция от толщины или гибкости элементов конструкции и которая, как правило, указывается в нормах по проектированию. В соответствии с [7], например локальные геометрические несовершенства должны приниматься величиной $a/200$, где a – сторона плоского участка профилированного листа. В то же время, поскольку около 80% всех дефектов тонкостенных элементов относятся по происхождению к заводским, то при моделировании последних можно

руководствоваться исключительно принятыми допусками на продукцию. Так, например, согласно ГОСТ 24045-94 волнистость на плоских участках профилированных листов не должна превышать 1,5 мм, что и может быть заложено в соответствующий расчет.

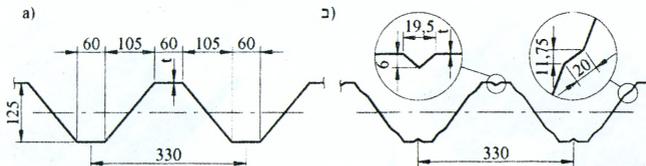
Таблица 1 – Влияние величины начальных несовершенств на критические напряжения

№ п/п	Величина		Средние напряжения в момент разрушения, МПа	№ п/п	Величина		Средние напряжения в момент разрушения, МПа
	абсолютная, мм	относительная			абсолютная, мм	относительная	
1	0,01	a/10000	147,40	5	1,3	a/125	142,88
2	0,05	a/2500	147,19	6	1,5	a/100	142,04
3	0,15	a/1000	147,02	7	2,0	a/80	140,36
4	0,65	a/250	145,30	8	2,5	a/60	137,84

Таблица 2 – Влияние формы начальных несовершенств на критические напряжения

№ п/п	Форма несовершенств	Изображение несовершенств	Средние напряжения в момент разрушения, МПа
1	Множественные симметричные несовершенства – первая форма потери устойчивости (макс. отклонение – 1,5 мм)		142,04
2	Одиночные однотипные симметричные несовершенства (макс. отклонение – 1,5 мм)		148,03
3	Множественные разнотипные хаотичные несовершенства (макс. отклонение – 1,5 мм)		142,95

Численные исследования элементов пологих арочных покрытий. С целью проверки степени сходимости результатов расчета несущей способности фрагментов СТХП трапецевидного поперечного сечения по МКЭ и Еврокоду [5, 6], рассчитаем два таких фрагмента (рис. 2), отличающиеся друг от друга наличием на одном из них продольных элементов жесткости на полках и стенках. Поскольку при работе в составе пологого бескаркасного арочного покрытия элементы профилей находятся в сжато-изогнутом состоянии, расчет выполним как на сжатие, так и на изгиб.



а) без продольных элементов жесткости; б) с продольными элементами жесткости
Рисунок 2 – Поперечное сечение исследуемых фрагментов СТХП

При расчете фрагментов с помощью МКЭ, граничные условия и нагрузку зададим таким образом, чтобы, с одной стороны, максимально приблизить работу

моделируемого фрагмента к работе в составе покрытия, а с другой – исключить возможность проявления всех иных форм потери устойчивости плоских элементов профилей и продольных элементов жесткости, кроме местной. Физические свойства материала зададим билинейной диаграммой деформирования с прямолинейной площадкой текучести и пределом текучести $f_{yb} = 320$ МПа.

Расчет выполним с помощью программного комплекса *Femap with NX NASTRAN*, используя 4-узловой оболочечный КЭ типа *Plate*, в следующей последовательности: линейный расчет; расчет на устойчивость с целью определения форм потери устойчивости и учета несовершенств; нелинейный расчет. При оценке результатов нелинейного расчета за нижний критерий исчерпания несущей способности примем начало развития пластических деформаций, а за верхний – разрушение образца вследствие чрезмерного развития последних.

Оценка влияния формы и величины начальных геометрических несовершенств на критические напряжения для центрально сжатого фрагмента рассматриваемого профиля приведена в таблицах 1 и 2. Для дальнейших расчетов примем распределение начальных несовершенств в соответствии с первой формой потери устойчивости с величиной отклонения 1,5 мм.

Результаты расчета КЭ модели на сжатие и изгиб для профилей с толщиной стали 1 мм, без продольных элементов жесткости и с таковыми, показаны на рис. 3 и 4 соответственно. Для сопоставительной оценки несущей способности профилей с различной толщиной листа результаты расчетов представим в форме отношения средних напряжений к максимальным:

$$\chi_{МКЭ} = \frac{\sigma_{cp}}{\sigma_{max}}, \quad (1)$$

где $\sigma_{cp} = N/A_x$ – средние напряжения по сечению при расчете на центральное сжатие;

$\sigma_{cp} = M/W_x$ – средние напряжения в сжатых полках при расчете на изгиб;

$\sigma_{max} = f_{yb}$ – максимальное напряжение;

A_g, W_g – площадь и момент сопротивления всего поперечного сечения;

N – величина сжимающего усилия;

M – величина изгибающего момента.

Отношение $\chi_{МКЭ}$ является своеобразным коэффициентом оценки несущей способности поперечного сечения вследствие потери местной устойчивости. Аналогичный физический смысл несет отношение приведенной площади A_{eff} , полученной по методу приведенных площадей, к полной площади поперечного сечения A_g для сжатого профиля, как и отношение приведенного момента инерции W_{eff} к моменту инерции полного сечения W_g :

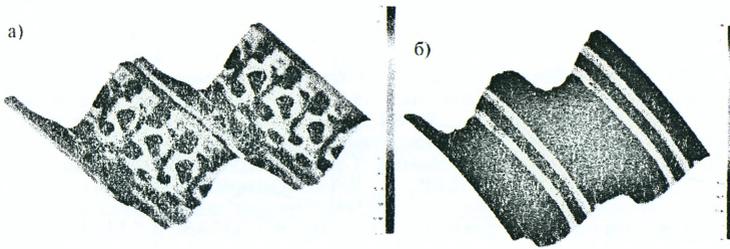
$$\chi_{eff} = \frac{A_{eff}}{A_g}; \quad (2)$$

$$\chi_{eff} = \frac{W_{eff}}{W_g}. \quad (3)$$



а) при равномерном сжатии; б) при изгибе

Рисунок 3 – Напряженно-деформированное состояние профиля без элементов жесткости



а) при равномерном сжатии; б) при изгибе

Рисунок 4 – Напряженно-деформированное состояние профиля с элементами жесткости

Эффективные характеристики поперечного сечения A_{eff} и W_{eff} определим в соответствии с [6] по методике, изложенной в [5].

Значения коэффициентов $\chi_{МКЭ}$ и χ_{eff} , полученные соответственно по результатам расчета по МКЭ и Еврокоду [6] для различной толщины листа при сжатии и изгибе, приведены в таблицах 3 и 4, а также на рис. 5.

Таблица 3 – Оценка несущей способности профиля без продольных элементов жесткости

Толщина листа t , мм	Сжатие			Изгиб		
	$\chi_{МКЭ}^n$	$\chi_{МКЭ}^m$	χ_{eff}	$\chi_{МКЭ}^n$	$\chi_{МКЭ}^m$	χ_{eff}
0,6	0,245	0,302	0,272	0,411	0,551	0,376
0,8	0,315	0,374	0,342	0,514	0,631	0,468
1,0	0,378	0,444	0,407	0,592	0,716	0,549
1,2	0,429	0,505	0,469	0,676	0,794	0,620
1,5	0,467	0,564	0,553	0,750	0,891	0,696

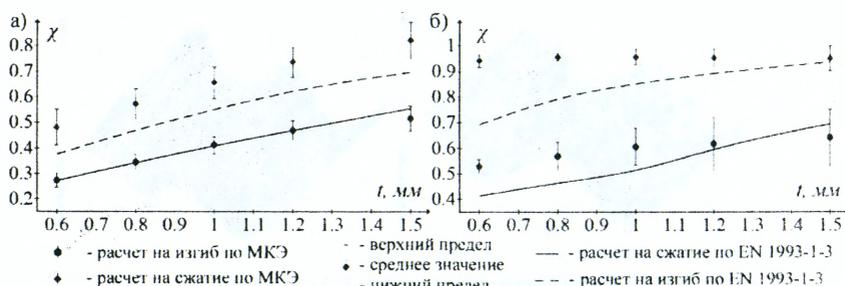
Примечание. Значения $\chi_{МКЭ}^n$ и $\chi_{МКЭ}^m$ определены соответственно по нижнему и верхнему пределу несущей способности.

Сопоставительная оценка результатов численных исследований фрагментов СТХП, полученных по МКЭ и на основе положений, содержащихся в [6], позволяет сделать вывод о достаточно хорошей их сходимости для профилей без элементов жесткости при сжатии и изгибе, а также для профилей с продольными элементами жесткости при сжатии, причем во всех случаях расчет по [6] обеспечивает некоторый запас в несущей способности.

Несколько худшие результаты сходимости, полученные для профилей с продольными элементами жесткости при изгибе, могут быть, в частности, связаны с принятыми граничными условиями КЭ моделей и требуют дополнительной оценки.

Таблица 4 – Оценка несущей способности профиля с продольными элементами жесткости

Толщина листа t , мм	Сжатие			Изгиб		
	$\chi_{МКЭ}^n$	$\chi_{МКЭ}^m$	χ_{eff}	$\chi_{МКЭ}^n$	$\chi_{МКЭ}^m$	χ_{eff}
0,6	0,502	0,557	0,412	0,917	0,966	0,692
0,8	0,514	0,624	0,463	0,942	0,973	0,792
1,0	0,534	0,678	0,515	0,926	0,988	0,850
1,2	0,514	0,720	0,595	0,916	0,989	0,891
1,5	0,530	0,752	0,695	0,902	0,997	0,935



а) без продольных элементов жесткости; б) с продольными элементами жесткости
Рисунок 5 – Оценка несущей способности для различной толщины профиля

С учетом вышесказанного, можно сделать вывод о достаточно неплохой точности метода расчета эффективных сечений согласно [6] и, таким образом, возможности его применения с использованием методики, изложенной в [5] в качестве базового метода при построении модели сопротивления поперечного сечения стальных тонкостенных холодногнутых профилей в составе бескаркасных арочных покрытий.

Заключение. Численные исследования НДС фрагментов пологого бескаркасного арочного покрытия, которым посвящена данная статья, выполнены с целью оценки возможности применения положений Еврокода для определения приведенных характеристик поперечных сечений СТХП в рамках разрабатываемого авторами деформационного метода расчета, позволяющего, после его реализации в соответствующей компьютерной программе, упростить, по сравнению с МКЭ, анализ и расчет такого типа покрытий при сопоставимой точности результатов.

В ходе проведенного исследования главное внимание было уделено рассмотрению конструктивных особенностей пологих бескаркасных арочных покрытий из СТХП, – таких как повышенная деформативность, локальная потеря устойчивости и начальные геометрические несовершенства формы, – с точки зрения их влияния на несущую способность покрытия, а также выполнен расчет несущей способности на сжатие и изгиб образцов двух типов СТХП с помощью МКЭ и по Еврокоду [6].

Сопоставление результатов проведенных вычислений показали их достаточно хорошую сходимость, что позволило, в частности, сделать вывод о возможности и целесообразности использования положений, содержащихся в [6] для расчета несущей способности рассматриваемого типа конструкции как более простого и менее трудоемкого, в сравнении с МКЭ, а главное – дающего возможность автоматизировать процедуру расчета в случае разработки соответствующей прикладной компьютерной программы.

Для достоверной оценки надежности разрабатываемого деформационного метода расчета пологих бескаркасных арочных покрытий и точности получаемых результатов планируется проведение аналогичных сопоставительных расчетов НДС применительно к цельным конструкционным элементам покрытия и подтверждения их результатов соответствующими экспериментальными исследованиями.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Уласевич, В.П. Особенности напряженно-деформированного состояния гибких пологих арок из стальных тонкостенных гнутых профилей / В.П. Уласевич, Д.А. Жданов // Вестник БрГТУ. – 2012. – № 1(73) Строительство и архитектура. – С. 104–110.

2. Липленко, М. А. Особенности работы бескаркасных арочных покрытий из стальных холодногнутых профилей / М. А. Липленко, Э. Л. Айрумян // Промышленное и гражданское строительство. – 2011. – № 6. – С. 42–44.
3. Уласевич, В.П. К оценке влияния геометрической нелинейности на напряженно-деформированное состояние пологих арок / В.П. Уласевич, Д.А Жданов // Вестник БрГТУ. – 2011. – № 1(67) Строительство и архитектура. – С. 78–89.
4. Білік, А.С. Визначення геометричних характеристик холодноформованих тонкостінних аркових профілів / А.С. Білік, М.В. Лапонов // Збірник наук. праць Українського інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського. – К., 2012. – Вип. 9. – С. 193–203.
5. Жданов, Д.А. К определению эффективных сечений стальных бескаркасных арочных покрытий по Еврокоду / Д.А Жданов, В.П. Уласевич // Строительная наука и техника. – 2013. – № 2(43). – С. 22–26.
6. Eurocode 3. Design of steel structures – Part 1-3: Supplementary rules for cold-formed members and sheeting: EN 1991-1-3: 2006, IDT. – Brussels: European Committee for Standardization, 2006. – 56 p.
7. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-5: Plated structural elements: EN 1991-1-5: 2006, IDT. – Brussels: European Committee for Standardization, 2006. – 56 p.
8. Hofmeyer, H. Ultimate failure behaviour of second-generation sheeting subjected to combined bending moment and concentrated load / H. Hofmeyer, M. Kaspers, H.H. Snijder, M.C.M. Bakker // Proceedings of the 16th International Speciality Conference on Recent Research and Developments in Cold-Formed Steel Design and Construction, Orlando, Florida, October 17-18, 2002. – Orlando, 2002. – P. 110–125.
9. Жабинский, А.Н. Моделирование арочных покрытий из тонкостенных холодногнутых профилей / А.Н. Жабинский, А.Ф. Старовойтов // Техническое нормирование, стандартизация и сертификация в строительстве. – 2012. – № 5. Ч.2. – С.27–28.
10. Oñate, E. Structural Analysis with the Finite Element Method. Linear Statics. Volume 2: Beams, Plates and Shells / E. Oñate. – Barcelona, Spain: CIMNE, 2013. – 864 p.
11. Schafer, B.W. Computational modeling of cold-formed steel / B.W. Schafer // Proceedings of the 5-th International Conference on Coupled Instabilities in Metal Structures, Sydney, Australia, 23-25 June, 2008. – Sydney, 2008. – P. 53–60.
12. Городецкий, А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров. – К: Факт, 2005. – 344 с.

УДК 624.11:624.041.6

Жук В.В.

ПОВЫШЕНИЕ ЭФФЕКТИВНОСТИ ДЕРЕВЯННОЙ ГНУТОЙ РАМЫ

Деревянные конструкции рамного типа применяются в качестве несущих каркасов одноэтажных цельнодеревянных зданий и сооружений различного назначения. Каркасы этих зданий представляют собой пролетные симметричные рамы с двускатным ригелем. Рамы решаются обычно по трехшарнирной схеме с шарнирными опорными и коньковыми узлами и жестким карнизным узлом. В современном строительстве применяются, главным образом, сборные рамы индустриального изготовления, стойки и ригели которых выполняются из цельных брусьев при пролетах до 9 м или клееных блоков при больших пролетах. Отдельное изготовление и транспортировка ригеля и стойки является большим преимуществом сборных рам, но оно усложняет задачу конструирования жестких карнизных узлов, в котором соединяются деревянные элементы, примыкающие друг к другу под большим углом, и действуют наибольшие изгибающие моменты.

Жесткий карнизный узел сборной брусчатой рамы может быть решен с помощью стального двутавра, сваренного в виде “колена”, скрепленного с ригелем и стойкой с помощью стяжных болтов [1]. Двутавр полностью воспринимает изгибающий момент в узле, а нормальная сила передается путем упора притерцовой поверхности брусьев.