

Холодногнутый стальной профиль в малых мостовых конструкциях Footway bridges: cold formed steel cross-section

д.т.н., профессор Ватин Николай Иванович
ФГБОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный политехнический университет,
декан Инженерно-строительного факультета,
+79219643762, vatin@mail.ru

D.Sc, professor Nikolay Ivanovich Vatin
Saint-Petersburg State Polytechnical University,
Dean of Faculty of Civil Engineering,
+79219643762, vatin@mail.ru

аспирант Синельников Алексей Сергеевич
ФГБОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный политехнический университет,
+79117066001, alexey_sinelnikov@mail.ru

Post-graduate student Alexey Sergeevich Sinelnikov
Saint-Petersburg State Polytechnical University
+79117066001, alexey_sinelnikov@mail.ru

Ключевые слова: надземный пешеходный переход, тонкостенный холодногнутый профиль, расчетная схема, сталь, теория второго порядка точности.

В статье рассмотрены традиционные варианты конструкций надземных пешеходных мостов на базе классических решений.

Конструктивные схемы подобных объектов делятся на виды:

1. Балочные пролетные строения
2. Рамные, арочные, висячие и вантовые системы

Материалы, применяемые в несущих конструкциях:

1. Железобетон
2. Сталь (сварные сечения, горячий прокат)
3. Сталь (легкие холодногнутые стальные профили)

Целью исследования являлось обоснование применимости холодногнутого стального профиля в составе несущих элементов пространственной фермы пролетного строения пешеходного перехода с учетом уточняющих математических теорий.

При моделировании двух вариантов конструкций пролетного строения надземного пешеходного моста разработаны конечно-элементные модели [10], анализ напряженно-деформированного состояния которых свидетельствует о работе модели соответствующей общепринятым данным [18].

Математическое моделирование работы холодногнутых профилей в составе несущих конструкций пространственной фермы основывалось на учете теории точности второго порядка при нелинейной постановке задачи.

Предложенная концепция моделирования конструкции пролетного строения надземного пешеходного перехода позволила получить напряженно-деформированные состояния и результаты расчета по деформациям в двух постановках решения задачи (линейная/нелинейная с учетом второго порядка точности) для двух вариантов конструкций.

Key words: footbridge, thin-walled cold-formed cross-section, design model, steel, 2nd order theory.

Article contains description of classical structural footway bridge's types.

Structural bridge's types:

1. Beam span;
2. Frame, arch, suspension and cable-stayed bridges

Materials:

1. Reinforcement concrete;
2. Steel (hot-rolled cross-sections)
3. Steel (cold-formed cross-sections)

Base difference of thin walled from thick-walled cross-section is concluded in behavior laws: breach of Bernoulli (plane-sections) hypothesis. Simple example is I-section deformation, when the last is loaded on end by bimoment. Deviation from Bernoulli (plane-sections) hypothesis is more characterized for open than for closed thin walled cross-sections. This is taken into account in non-linear analysis of pedestrian bridge structure. Besides analysis according to 2nd order theory also non-linear material models for metallic materials is considered. The applied elastic-plastic-zone theory is based on the interaction of any internal forces and moments.

Холодногнутый стальной профиль в малых мостовых конструкциях

Мосты, в том числе пешеходные, образуют особый класс сооружений, на которые не распространяются требования норм проектирования стальных конструкций [1]. Для проектирования мостов исторически сложилась своя форма записи некоторых расчетных положений, своя система нормативных коэффициентов, имеются особенности конструктивного оформления деталей и узлов [16]. Понятно, что общая методология проектирования мостов и других сооружений едина, а все различия объясняются лишь ведомственной разобщенностью [19,20]. Попытки разработать единые нормы проектирования предпринимались неоднократно, но пока они не увенчались успехом. Поэтому при проектировании мостов следует руководствоваться СП 35.13330.2011 «СНиП 2.05.03-84 Мосты и трубы»* [2].

Конструктивные схемы подобных объектов делятся на [3]:

1. Балочные пролетные строения
2. Рамные, арочные, висячие и вантовые системы

Материалы, применяемые в несущих конструкциях:

1. Железобетон
2. Сталь (сварные сечения, горячий прокат)
3. Сталь (легкие холодногнутые стальные профили)

Пролетные строения со сплошными главными балками имеют наиболее широкое применение благодаря ряду достоинств: простоте конструкции; пониженной трудоемкости изготовления и монтажа по сравнению со сквозными конструкциями; невысоким эксплуатационным затратам. Диапазон перекрываемых пролетов весьма широк - от 10...20 м до 150 м.

Пролетные строения со сплошными балками могут быть разрезными, неразрезными или консольно-балочными. Разрезные пролетные строения рациональны при пролетах до 50...60 м, при больших пролетах экономичнее неразрезные, в которых снижается расход металла главных балок и материала промежуточных опор. Неразрезные главные балки устраивают постоянной или переменной (при $l > 80$ м) высоты. Увеличение высоты опорных сечений диктуется распределением изгибающих моментов по пролету. Очертание нижнего пояса может быть ломаным или криволинейным. Балки с криволинейным очертанием нижнего пояса более сложны в изготовлении, но отличаются хорошими архитектурными качествами.

В главных балках пешеходных мостов используют двутавровое или коробчатое поперечное сечение. При малых пролетах ($l \leq 8... 10$ м) применяют прокатные широкополочные двутавры. В остальных случаях — сварные тонкостенные двутавры и коробчатые сечения с вертикальными или наклонными стенками, которые komponуют из листовой стали [11].

Современные пешеходные металлические мосты проектируют, в основном, с железобетонной или стальной ортотропной (цельнометаллической) плитой проезжей части. Применяют также деревянное полотно в виде дощатого настила по деревянным поперечинам или прогонам. Железобетонную и стальную ортотропную плиты практически всегда опирают на главные балки без устройства дополнительной балочной клетки, характерной для автодорожных мостов [3]. При этом железобетонную плиту в современных мостах, как правило, включают в совместную работу с главными балками, образуя так называемую сталежелезобетонную (объединенную) конструкцию балок.

Балочные пролетные строения с главными фермами применяют в пешеходных мостах для перекрытия пролетов от 30...40 м и более. Достаточно распространены пролетные строения с решетчатыми фермами при движении поверху, конструктивное решение которых во многом аналогично балочным пролетным строениям со сплошной стенкой.

При больших пролетах (> 40 м) целесообразны пролетные строения с движением понизу, что позволяет свести к минимуму строительную высоту. Компонуются они, как правило, из двух главных ферм, балочной клетки и системы связей. Высота ферм диктуется необходимостью обеспечения габарита пешеходной части. По высоте — 2,5 м. Применяют в основном фермы с параллельными поясами и треугольной решеткой с дополнительными стойками и подвесками. Конструктивное решение главных ферм при малых пролетах во многом аналогично легким фермам, а при больших - тяжелым фермам [3]. Высоту разрезных ферм с движением поверху и понизу назначают в пределах $1/6...1/10^*l$, а неразрезных ферм - $1/10...1/15^*l$. Оптимальная длина панели (d) ферм с дополнительными стойками равна $1.0...1.2$ высоты фермы, при отсутствии стоек— $0,6...0,8$ высоты.

Рамная система находит применение в пешеходных эстакадах и путепроводах благодаря более рациональному, по сравнению с балочными системами, распределению усилий и возможности получения конструкций с малой строительной высотой при достаточно высокой вертикальной жесткости. Легкие стальные опоры рамных систем позволяют добиться благоприятного внешнего вида сооружения и одновременно улучшить условия эксплуатации транспортных магистралей, пересекаемых мостом [14].

В рамных системах небольших пролетов применяют вертикальные стойки с шарнирным опиранием на фундаменты, что снижает чувствительность системы к изменениям температуры и неравномерным осадкам опор.

Достаточно широкое распространение получили металлические рамные мосты с наклонными стойками. Конструкции по схемам явились дальнейшим развитием системы «бегущая лань». Пролет ригеля в рамах с наклонными стойками существенно меньше пролета рамы, что, наряду с увеличением распора, обуславливает существенное снижение изгибающих моментов в ригеле. В результате удается значительно понизить высоту ригеля до $1/30..1/50$ пролета рамы, а при больших пролетах и до $(1/60..1/80)$. Соотношение пролетов l_1 и l_2 в многопролетных рамах принимают примерно 3:1.

Значительный распор, передаваемый наклонными стойками на фундаменты, несколько снижает эффективность рамных систем при слабых грунтах основания.

В практике строительства преимущественно применяют пешеходные мосты рамной системы со сплошной стенкой. Конструктивное решение ригелей аналогично балочным пролетным строениям. Существенную особенность представляет узел сопряжения ригеля со стойкой.

Сложное напряженное состояние стенки требует особого внимания к обеспечению ее устойчивости [9,18].

Арочные металлические пролетные строения пешеходных мостов обладают большим разнообразием конструктивных решений. Основное достоинство арочных систем — художественная выразительность. Пешеходные арочные мосты применимы практически при любых пролетах, легко вписываются в городскую застройку. Арочными были первые пешеходные мосты Санкт-Петербурга. Конструкция арок состояла из чугунных тюбингов, соединенных болтами [3].

При малых пролетах (20...30 м) пешеходную часть в виде лестничных маршей устраивают непосредственно по аркам. При больших пролетах в традиционных арочных системах имеется надарочное строение. В пешеходных мостах применяют, в основном, двух шарнирные арки, которые малочувствительны к изменениям температуры и осадкам опор. При этом двух шарнирные арки обладают достаточной жесткостью.

Основа несущих конструкции висячих и вантовых пешеходных мостов — система растянутых элементов из высокопрочных стальных канатов или вант, к которым подвешивают балки жесткости с пешеходной частью [3]. В практике строительства висячих и вантовых мостов применяют одно-, двух- и трехпролетные системы. Наряду с классической схемой висячего моста, применяют системы повышенной жесткости, вертикальные прогибы которых в сравнении с системой «нить-балка» меньше на 30...50%. Жесткость висячих мостов повышают за счет постановки дополнительных нисходящих вант, использования треугольных и наклонных подвесок. Распор может быть передан на балку (рис. 1.12, д).

В пешеходных мостах находят применение висячие системы, отличающиеся отсутствием балки жесткости и представляющие собой геометрически изменяемые конструкции. Временная вертикальная нагрузка уравнивается в результате искажения геометрической схемы. Пешеходная часть может быть уложена непосредственно на кабели (ленточная конструкция) или подвешена к ним. В последнем случае кабели могут выполнять функцию перил.

Безраспорные вантовые системы (вантово-балочные моста) могут иметь симметричную или несимметричную схемы. По расположению вант различают радиально-вантовые мосты, когда все ванты сходятся на вершине пилона, ярусно-параллельные — «арфа» и веерные или ярусно-расходящиеся. По конструктивным и архитектурным соображениям в вантовых мостах нередко применяют однопилонные системы.

В современных висячих и вантовых мостах применяют, в основном, неразрезные цельнометаллические балки жесткости двутаврового или коробчатого сечения высотой от $1/100$ до $1/300 \cdot l$ в висячих системах и $1/50...1/120 \cdot l$ в вантовых. При этом распор может быть передан на грунт — внешне распорная система, или на балку жесткости — внешне безраспорная система. Во внешне безраспорных конструкциях балка жесткости работает не только на изгиб, но и на продольную сипу, что несколько увеличивает расход металла, но при этом отпадает необходимость устройства анкерных опор.

В то же время до сих пор не разработаны решения по применению холодногнутых профилей в пролетных строениях пешеходных переходов.

В последние годы этой проблеме выбора конструктивной схемы и применяемых материалов уделяется значительное внимание российскими, так и зарубежными исследователями. В отечественной научно-технической литературе до настоящего времени отмечается лишь незначительное количество обобщающих публикаций по данной тематике.

Тем самым, следует отметить, что сегодня существует ряд конструкций надземных пешеходных мостов, с использованием различного рода материалов: бетон, сталь. Альтернативной конструкцией пролетного строения надземного пешеходного перехода является пространственная ферма с внедрением новой и передовой технологии, заключающейся в использовании холодногнутых тонкостенных профилей.

Невысокая степень распространения в России применения легких стальных конструкций в области малого мостостроения обусловлена, в первую очередь, отсутствием нормативной регулирующей базы. При этом проблема заключается именно в отсутствии нормативной документации (по проектированию, расчету, проверке качества выполненных работ), а не в качестве самих материалов [5].

Несмотря на большое количество выполняемых исследований в этой области, многие вопросы остаются нерешенными, так как большинство строительных объектов отличаются друг от друга и по конструктивной схеме, и по области использования.

Целью исследования являлось обоснование применимости холодногнутого стального профиля в составе несущих элементов пространственной фермы пролетного строения пешеходного перехода с учетом уточняющих математических теорий.

При моделировании двух вариантов конструкций пролетного строения надземного пешеходного моста разработаны конечно-элементные модели, анализ напряженно-деформированного состояния которых свидетельствует о работе модели соответствующей общепринятым данным [10-12].

Математическое моделирование работы холодногнутых профилей в составе несущих конструкций пространственной фермы основывалось на учете теории точности второго порядка при нелинейной постановке задачи.

Предложенная концепция моделирования конструкции пролетного строения надземного пешеходного перехода позволила получить напряженно-деформированные состояния и результаты расчета по деформациям в двух постановках решения задачи (линейная/нелинейная с учетом второго порядка точности) для двух вариантов конструкций [5].

В настоящей работе под линейным расчетом (анализ НДС конструкции с учетом теории первого порядка точности) подразумевается упругий линейный анализ. Понятие упругости говорит о возвращении первоначального НДС расчетной схемы после снятия всех нагрузок. В тоже время, линейность работы означает линейную зависимость между приложенной нагрузкой и перемещениями (см. рисунок 1).

В своей основе при линейном анализе пространственной фермы поведение работы конструкции под различными схемами загрузки может быть оценено путем суперпозиции последних [6].

Наиболее популярным методом решения задач в линейно постановке является метод перемещений. Этот метод широко применяем в силу простоты алгоритма вычислений, используя матрицы как основную единицу расчета.

В качестве метода решения задачи в линейной и нелинейной постановках применен метод конечных элементов [12].

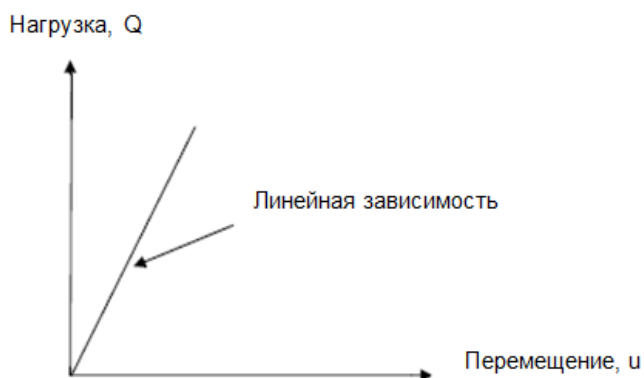


Рисунок 1. Линейная зависимость перемещения от приложенной нагрузки (анализ НДС первого порядка точности)

Пространственная ферма пролетного строения моста имеет большую длину, следствием чего является риск разрушения конструкции. Поэтому необходимо учитывать геометрическую нелинейность с учетом выпучивания с кручением основных несущих элементов.

Порядок решения задачи с учетом геометрической нелинейности аналогичен последовательности при линейной постановке. В расчетной схеме могут быть использованы криволинейные элементы, но следует учитывать, что математически они описаны на основе предположения малых перемещений.

Существует три вида нелинейностей:

1. контактные задачи (граничные условия);
2. физическая (учет реального закона работы материала);
3. геометрическая (учет больших перемещений) (см. рисунок 2);

При решении нелинейной задачи, следует помнить, что за большие перемещения принимают перемещения сопоставимые с размерами поперечных сечений несущих элементов конструкции.

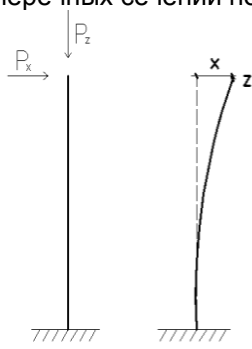


Рисунок 2. Геометрическая нелинейность стержня

Жесткость и поведение работы расчетной схемы под нагрузками меняется при деформации конструкции.

Решая задачу с учетом геометрической нелинейностью необходимо учитывать:

1. большие перемещения;
2. приложение нагрузок в зависимости от напряженно-деформированного состояния конструкции;
3. жесткость здания (сооружения) в зависимости от напряженно-деформированного состояния конструкции.

При нелинейной постановке решения задачи во время вычисления НДС конструкции принимаются во внимание малые перемещения конструкции под нагрузкой P-delta. Это дает возможность получить более точные величины перемещений по сравнению с линейным анализом.

При линейном анализе конструкции, уравнения равновесия основаны на недеформированном состоянии, которое имеет смысл до приложения нагрузок.

Учет геометрической нелинейности дает возможность решить три типа задач:

1. анализ НДС конструкции (диаграммы зависимости перемещений от нагрузок);
2. задание величины критической силы (сила Эйлера);
3. анализ потери устойчивости после нагружения расчетной схемы.

Анализ работы конструкции с учетом геометрической нелинейности и упругости (второй порядок точности) учитывает (см. рисунок 3):

1. деформированное состояние конструкции;
2. изменение матрицы жесткости.

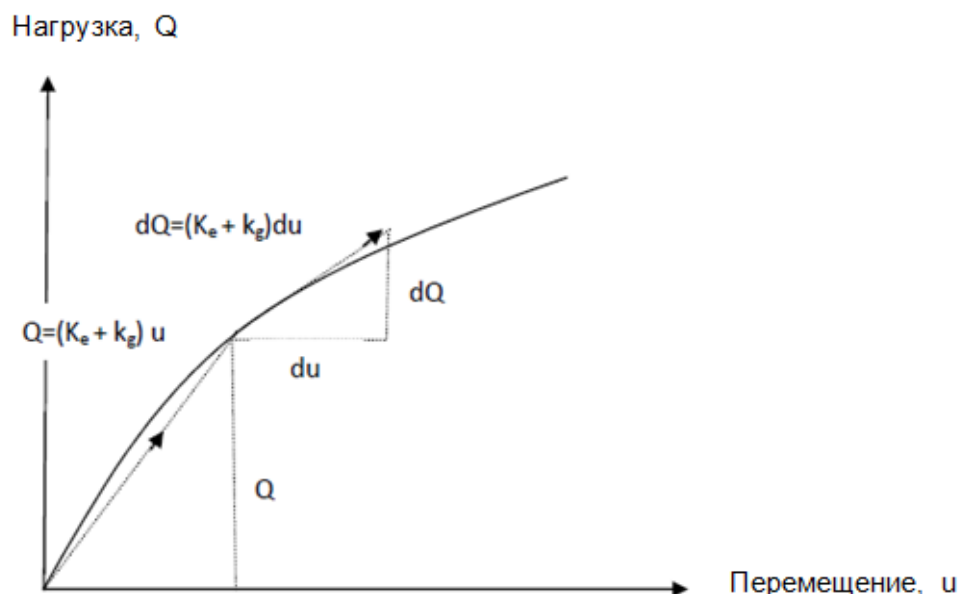


Рисунок 3. Нелинейная зависимость перемещения от приложенной нагрузки (анализ НДС второго порядка точности)

Анализ первого порядка точности пренебрегает деформированным состоянием конструкции в пользу линейной зависимости перемещения от нагрузки.

Анализ второго порядка точности учитывает деформированное состояние и принимает во внимание нелинейную зависимость перемещений от приложенных нагрузок на конструкцию [6].

Графическое сравнение зависимости перемещений от приложенных нагрузок при линейной и нелинейной постановках задачи см. рисунок 4.

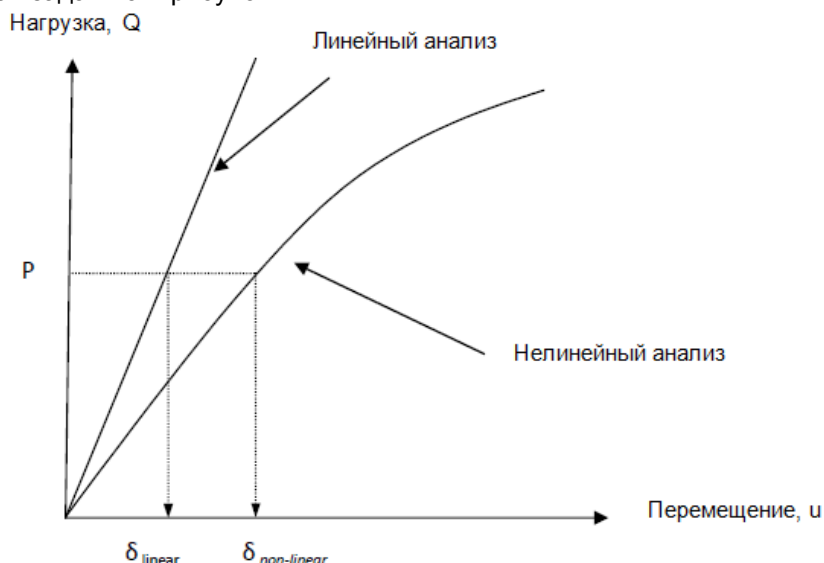


Рисунок 4. Диаграмма перемещений (линейная/нелинейная постановки задачи)

В поставленной задаче при решении в нелинейной постановке принимается во внимание выпучивание стержня с кручением.

Кручение стержня осуществляется вокруг центра сдвига на заданный угол поворота. Величина угла поворота и его производные в отношении к длине элемента используются для определения крутильной жесткости стержня (см. рисунок 5).

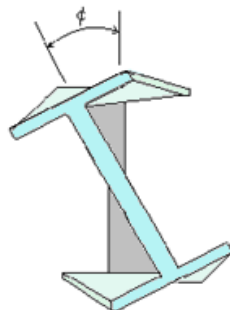


Рисунок 5. Кручение

При кручении в незамкнутых поперечных сечениях (например, двутавр) наблюдается выпучивание одного угла верхней полки из плоскости сечения [14]. Противоположный угол той же самой полки выпучивается в плоскости сечения. Выпучивание нижней полки ассиметрично верхней (см. рисунок 6)

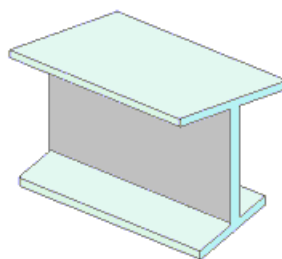


Рисунок 6. Выпучивание

Учет вышеописанных параметров нелинейной постановки задачи позволяет выполнить приближенный к реальности математический анализ конструкции. Результаты расчета представлены

значениями вертикальных и горизонтальных перемещений, напряженно-деформированного состояния, а также проверки на несущую способность согласно новым СП.

Вертикальные прогибы и горизонтальные перемещения

Деформационная картина расчетной модели решенной в линейной постановке представлена от трех основных комбинаций - №5, 6, 8 (см. таблицу 1) – по направлению оси Z, X, Y в виде таблиц в сравнении с предельными.

Проверка на предельные прогибы выполнена по комбинациям на нормативные значения нагрузок.

Таблица 1. Максимальные вертикальные и горизонтальные прогибы

Наименование элемента конструкции	Вертикальные прогибы, мм	Предельный прогиб, мм	Горизонтальные прогибы, мм		Предельный прогиб, мм	№ комбинации
			X	Y		
Одноэтажное здание	-	-	-0,91	-4,6	45,0	4
			-2,84	-0,5		5
			-2,81	-2,33		6
Балки, фермы	-4,34	76,8	-		-	4
	-16,29					5
	-15,64					6

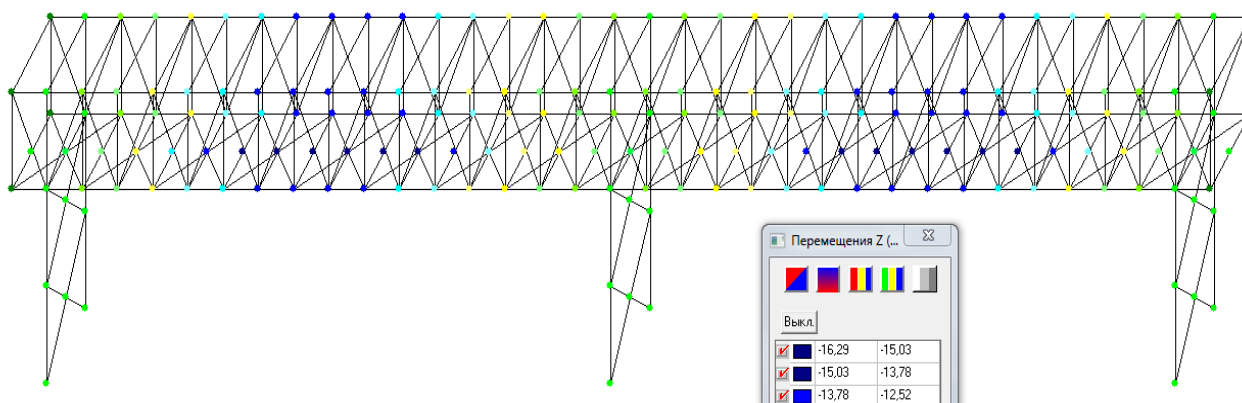


Рисунок 7. Прогибы по оси Z стержневой системы в целом при комбинации нагрузок №5

Максимальное перемещение по оси Z стержневой системы в целом при комбинации нагрузок №5 – 16,29 мм.

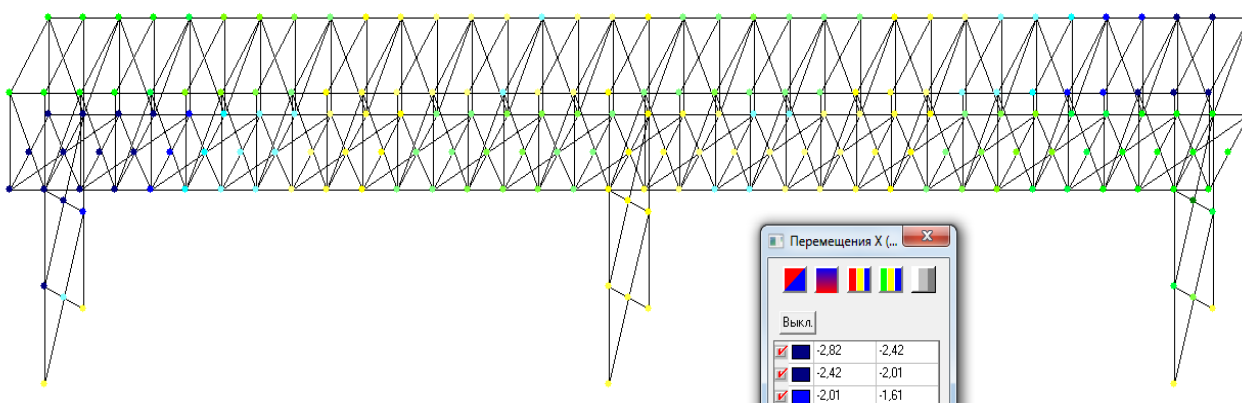


Рисунок 8. Прогибы по оси X стержневой системы в целом в комбинации нагрузок №5

Максимальное перемещение по оси X стержневой системы в целом при комбинации нагрузок №5 – 2,84 мм.

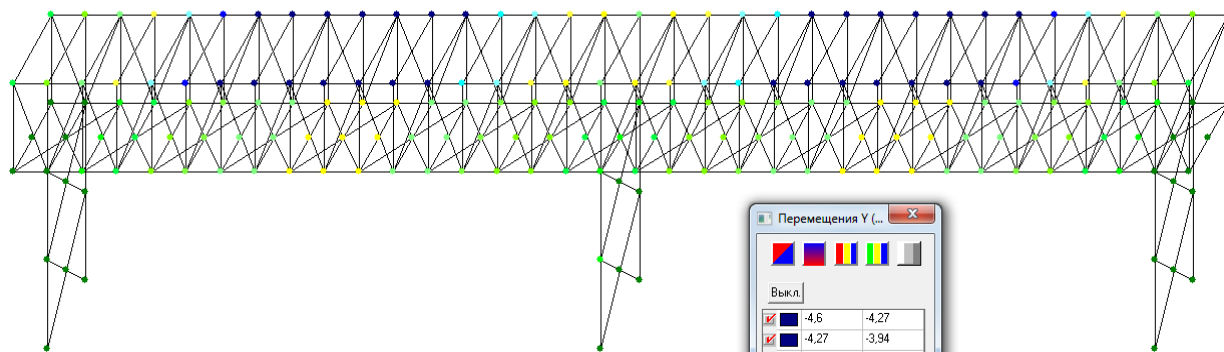


Рисунок 9. Прогибы по оси Y стержневой системы в целом в комбинации нагрузок №4

Максимальное перемещение по оси Y стержневой системы в целом при комбинации нагрузок №4 – 4,6 мм.

Выводы:

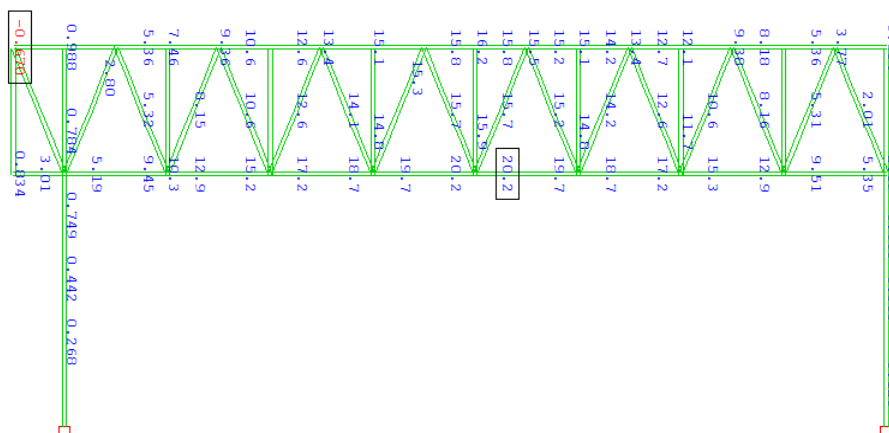
1. Максимальное перемещение по оси Z стержневой системы в целом при комбинации нагрузок №5 – 16,29 мм не превышает предельного значения, 76,8 мм;
2. Максимальное перемещение по оси X стержневой системы в целом при комбинации нагрузок №5 – 2,84 мм не превышает предельного значения, 45,0 мм;
3. Максимальное перемещение по оси Y стержневой системы в целом при комбинации нагрузок №4 – 4,6 мм не превышает предельного значения, 45,0 мм.

Деформационная картина расчетной модели в нелинейной постановке представлена от трех основных комбинаций - №5, 6, 8 (см. таблицу 2) – по направлению оси Z, X, Y в виде таблиц в сравнении с предельными.

Проверка на предельные прогибы выполнена по комбинациям на нормативные значения нагрузок.

Таблица 2. Максимальные вертикальные и горизонтальные прогибы

Наименование элемента конструкции	Вертикальные прогибы, мм	Предельный прогиб, мм	Горизонтальные прогибы, мм		Предельный прогиб, мм	№ комбинации
			X	Y		
Одноэтажное здание	-	-	-2,37	-1,84	45,0	1
			2,61	-14,5		3
			-2,15	-1,98		6
Балки, фермы	-19,7	76,8	-		-	1
	-20,2					3
	-18,6					6



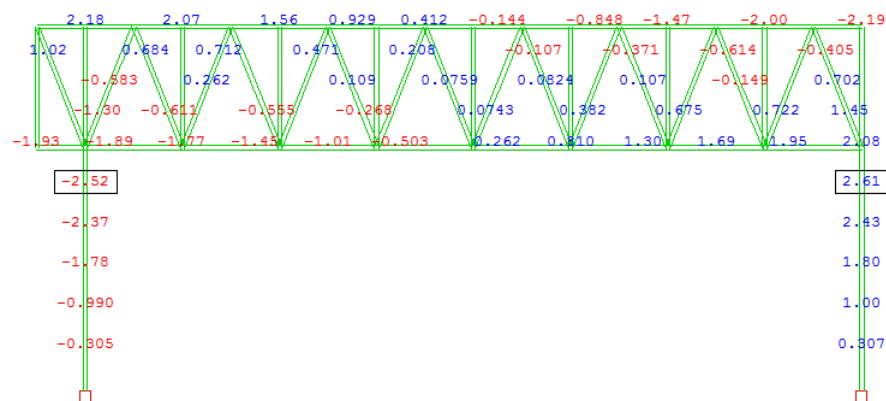


Рисунок 11. Прогибы по оси X стержневой системы в целом в комбинации нагрузок №3

Максимальное перемещение по оси X стержневой системы в целом при комбинации нагрузок №3 – 2,61 мм.

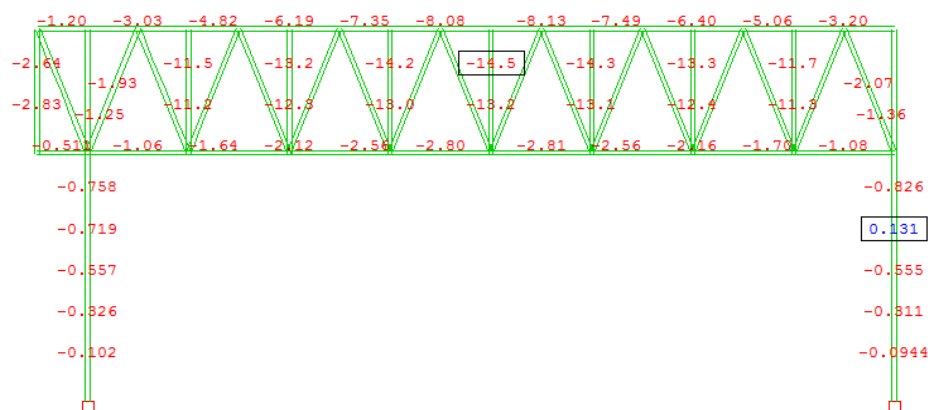


Рисунок 12. Прогибы по оси Y стержневой системы в целом в комбинации нагрузок №3

Максимальное перемещение по оси Y стержневой системы в целом при комбинации нагрузок №3 – 14,5 мм.

Выводы:

1. Максимальное перемещение по оси Z стержневой системы в целом при комбинации нагрузок №3 – 20,2 мм не превышает предельного значения, 76,8 мм;
2. Максимальное перемещение по оси X стержневой системы в целом при комбинации нагрузок №3 – 2,61 мм не превышает предельного значения, 45,0 мм;
3. Максимальное перемещение по оси Y стержневой системы в целом при комбинации нагрузок №3 – 14,5 мм не превышает предельного значения, 45,0 мм.

Напряженно-деформированное состояние

Напряженно-деформированное состояние (НДС) для задач, решенных в линейной и нелинейной постановках от комбинации загрузжений №3 представлены соответственно на рисунках 13 и 14 [13].

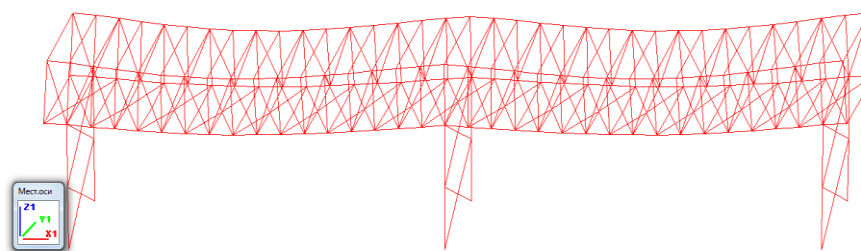


Рисунок 13. Напряженно-деформированное состояние (НДС) от комбинации загрузжений №3.

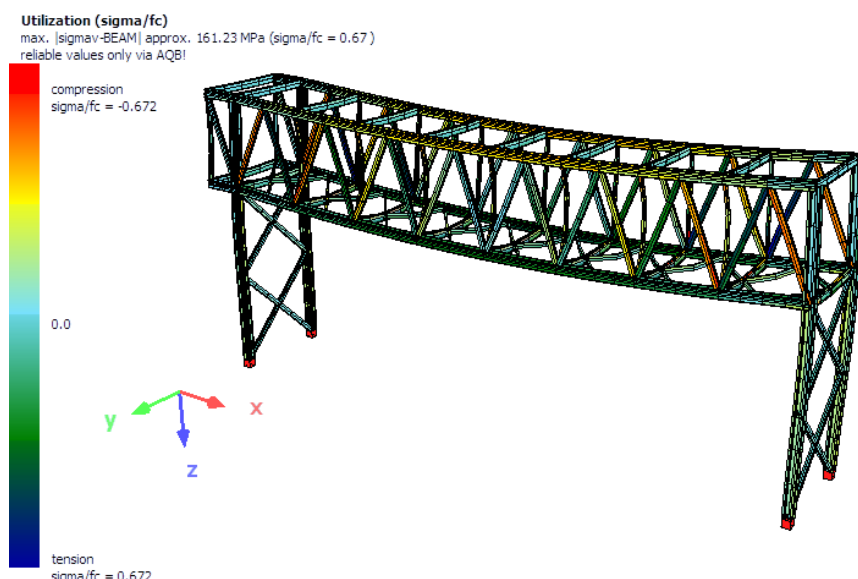


Рисунок 14. Напряженно-деформированное состояние (НДС) от комбинации нагрузок №3.

Анализ устойчивости

Задача устойчивости решается в классической постановке для упругой системы и в предположении, что все приложенные к системе внешние нагрузки (следовательно, и внутренние силы) растут пропорционально одному и тому же параметру λ . То значение параметра λ , при котором матрица жесткости системы $A(\lambda)$ впервые перестает быть положительно определенной, является критическим, а соответствующее значение λ — коэффициентом запаса устойчивости. Положительная определенность матрицы жесткости означает, что при любых значениях узловых перемещений и поворотов потенциальная энергия системы положительна, и для деформирования системы необходимо затратить энергию. В этом случае система в целом оказывает сопротивление деформированию (является отпорной). Если же система теряет устойчивость, она теряет отпорность и ее матрица жесткости становится вырожденной (с нулевым детерминантом).

Значения коэффициентов запаса устойчивости при комбинациях нагрузок представлены в таблице результатов расчета «Коэффициенты запаса устойчивости от комбинаций».

При этом решается задача определения минимального λ , при котором происходит вырождение матрицы жесткости.

Поиск коэффициента запаса устойчивости проводился в интервале $[0, 100.0]$, где 100.0 - оценка верхней границы интервала поиска коэффициента запаса устойчивости, которое задано в исходных данных. Если коэффициент запаса устойчивости системы больше указанной верхней границы, то он не вычисляется [8,15].

При составлении матрицы устойчивости для каждого конечного элемента (способного, в принципе, терять устойчивость) вычисляется значение $\lambda_{кр}$, которое приводит к потере устойчивости самого элемента в форме, когда все узлы, к которым этот элемент примыкает, остаются неподвижными. Номер элемента, на котором достигается $\min \lambda_{кр}$, сообщается в протоколе.

Модель №1 (линейная постановка задачи)

Коэффициенты запаса устойчивости для задач, решенных в линейной и нелинейной постановках, для комбинаций нагрузок приведены соответственно в таблице 3 и таблице 4.

Таблица 3. Коэффициенты запаса устойчивости для комбинаций нагрузок

Коэффициенты запаса устойчивости для комбинаций нагрузок		
Номер	Наименование нагружения/комбинации	Значение
1		46.7773
2		26.8073
3		32.7058

Коэффициенты запаса устойчивости для комбинаций нагрузжений		
Номер	Наименование нагружения/комбинации	Значение
4		32.7059
5		12.7658
6		12.8019

Таблица 4. Коэффициенты запаса устойчивости для комбинаций нагружений

Коэффициенты запаса устойчивости для комбинаций нагружений		
Номер	Наименование нагружения/комбинации	Значение
1		9,23
2		-9,59
3		9,63
4		-9,74
5		10,38
6		-10,39

Выводы:

1. Минимальный коэффициент устойчивости стержневой системы для модели №1 достигается при комбинации нагрузок №6 – 12,8, что не ниже предельного значения, 1,0;
2. Минимальный коэффициент устойчивости стержневой системы для модели №1 достигается при комбинации нагрузок №3 форма колебаний №1 – 9,23, что не ниже предельного значения, 1,0;

Проверка несущей способности основных элементов

При моделировании двух вариантов конструкций пролетного строения надземного пешеходного моста разработаны конечно-элементные модели, анализ напряженно-деформированного состояния которых свидетельствует о работе модели соответствующей общепринятым данным.

В свою очередь, вычисленные расчетные сочетания усилий при заданном решении дают более точные результаты проверки несущих элементов стальных конструкций для двух моделей исследования согласно текущим нормам проектирования показала. Несущая способность и сопротивление устойчивости элементов (колонна, верхний пояс, опорный раскос, балка) обеспечивается [8].

Результаты проверки элементов стальных конструкций двух вариантов моделей (№1, 2) приведены в таблице 5 [9].

Таблица 5. Коэффициенты использования по несущей способности

Проверка	Колонна		Верхний пояс		Опорный раскос		Балка	
	М. №1	М. №2	M№1	М. №2	M№1	М. №2	М. №1	М. №2
								
Прочность при действии продольной силы	-	0,403	-	0,588	-	0,557	-	0,011

Прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов	0,25	0,406	0,38	0,589	0,58	0,559	0,32	0,017
Устойчивость при сжатии	0,11	0,717	0,32	0,697	0,82	0,932	0,02	0,049
Устойчивость при сжатии с изгибом в двух плоскостях	0,2	0,604	0,35	0,653	0,61	0,796	–	0,101
Предельная гибкость	0,58	0,706	0,11	0,300	0,65	0,653	0,81	0,81

Выводы и рекомендации

Результатами работы являются следующие выводы:

1. Разработано два варианта моделей конструкции пролетного строения с использованием холодногнутого профиля;
2. Предложено описание теоретических моделей, учитывающих теорию второго порядка точности (геометрическая нелинейность) на основе МКЭ в ПК SCAD 11.5, SOFiStiK 2012 [7];
3. Получено напряженно-деформированное состояние для двух моделей расчетных схем в линейной и нелинейной постановках;
4. Проверка несущих элементов стальных конструкций для двух моделей исследования согласно текущим нормам проектирования показала, что несущая способность и сопротивление устойчивости элементов (колонна, верхний пояс, опорный раскос, балка) обеспечивается.

Разработанная модель позволяет проводить дальнейшие исследования в области расчета и проектирования конструкций пролетного строения надземных пешеходных переходов на основе тонкостенных холодногнутого профиля: влияние величины пролета на геометрические параметры используемых тонкостенных холодногнутого профиля и вида конструкции пролетного строения и многое другое. В свою очередь, произведенная оценка конструктивных схем позволяет сделать правильный и обоснованный выбор расчетной схемы пролетного строения надземного пешеходного перехода в конкретном случае [5].

В качестве области применения результатов исследования следовало бы отметить проектные институты, бюро, спецификой работы которых являются расчеты малых мостовых конструкций на базе холодногнутого стального профиля.

Литература

1. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. - М.: Минрегионразвития РФ, 2011. – 171 с.
2. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы. - М.: Минрегионразвития РФ, 2011. – 341 с.
3. Металлические конструкции. В 3 т. Т.3. Специальные конструкции и сооружения: Учеб. для строит. вузов./ Под ред. В. В. Горева.-2-е изд., испр.— М: Высш. шк., 2002.—544 с.
4. Попова Е.Н, Ватин Н.И. Термопрофиль в легких стальных конструкциях. СПбГПУ. – СПб., 2006. 63 с.
5. Ватин Н.И., Синельников А.С. Большепролетные надземные пешеходные переходы из легкого холодногнутого стального профиля // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2012. № 1. С. 47-52.
6. Geometric nonlinear analysis of truss structure. // University technology Malaysia. - NG Fook Heng. 2005. 99 p.
7. Юрченко В. В. Проектирование каркасов зданий из тонкостенных холодногнутого профиля в среде «SCAD Office // Инженерно-строительный журнал. 2010. № 8. С. 38-46.

8. Недвига П.Н., Рыбаков В.А. Эмпирические методы оценки несущей способности стальных тонкостенных просечно-перфорированных балок и балок со сплошной стенкой // Инженерно-строительный журнал. 2009. №8. С. 27-30.
9. Смазнов Д. Н. Устойчивость при сжатии составных колонн, выполненных из профилей из высокопрочной стали // Инженерно-строительный журнал. 2009. №3. С. 42-49.
10. Шатов Д.С. Конечноеэлементное моделирование перфорированных стоек открытого сечения из холодногнутых профилей // Инженерно-строительный журнал. 2011. №3. С. 32-35.
11. Лалин В.В., Рыбаков В.А., Морозов С.А. Исследование конечных элементов для расчета тонкостенных стержневых систем // Инженерно-строительный журнал. 2012. Т. 27. № 1. С. 53-73.
12. Лалин В. В., Рыбаков В.А. Конечные элементы для расчета ограждающих конструкций из тонкостенных профилей // Инженерно-строительный журнал. 2011. №8. С. 69-80.
13. Гордеева А.О., Ватин Н.И. Расчетная конечно-элементная модель холодногнутого перфорированного тонкостенного стержня в программно-вычислительном комплексе SCAD Office // Инженерно-строительный журнал. 2011. №3. С. 36-46.
14. Жмарин Е.Н. Международная ассоциация легкого стального строительства // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2012. № 2. С. 27-30.
15. Ульшин А.Н. Обобщенный показатель качества стальных конструкций // Инженерно-строительный журнал. 2011. № 7. С. 62-70.
16. Куражова В.Г., Назмеева Т.В. Виды узловых соединений в легких стальных тонкостенных конструкциях // Инженерно-строительный журнал. 2011. № 3. С. 47-52.
17. Улыбин А.В. Применение резистивного электроконтактного метода для мониторинга состояния стальных конструкций // Инженерно-строительный журнал. 2010. № 7. С. 21-24.
18. Астахов И.В. Пространственная устойчивость элементов конструкций из холодногнутых профилей // disserCat — электронная библиотека диссертаций. 2006. 123 с. URL: <http://www.dissercat.com/content/prostranstvennaya-ustoichivost-elementov-konstruktsii-izkholodnognutyykh-profilei> (дата обращения: 10.09.2012)
19. Купцов Н.В. Современные методы технологического проектирования морских портов в условиях Российской нормативной базы // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2012. № 2. С. 39-45.
20. Суровцев Б.А. Проектирование пролетных строений мостов комбинированных систем с гибкими наклонными подвесками // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2012. № 2. С. 31-38.