

лученными специалистами аналогичного по профилю предприятия в Республике Словакия (VST Verbundschalungstechnik) при испытаниях фрагментов несъемной опалубки стен размерами $b \times h \times d = 450 \times 450 \times 24$ мм ($P = 3,90 \div 45,90$ кН) [6]. Согласно [6] минимальная несущая способность одного металлического замка составляет 3,35 кН.

В результате обработки данных тензодатчиков, установленных на металлические замки нижнего яруса при уровне заполнения бетонной смесью натурального элемента несъемной опалубки 1,2 м, среднее растягивающее усилие на один замок составило 1,91 кН [7], что в 2,77 раза ниже разрушающего усилия, полученного при испытаниях фрагментов несъемной опалубки.

В соответствии с рекомендациями обязательного приложения 11 [8] при расчёте опалубки монолитных бетонных и железобетонных конструкций должны приниматься горизонтальные нагрузки от давления свежееуложенной бетонной смеси и нагрузки от сотрясений, возникающих при укладке бетонной смеси в опалубку бетонируемой конструкции.

Интенсивность максимального бокового давления бетонной смеси на опалубку определяется по формуле:

$$P_{\max} = \gamma \cdot H, \quad (3)$$

где γ – объёмная масса бетонной смеси;

H – высота уложенного слоя бетонной смеси.

При уровне заполнения бетонной смесью элемента несъемной опалубки 1,2 м и плотности самоуплотняющего бетона 2454 кг/м^3 – $P_{\max} = 29,45$ кПа. Величина горизонтальной нагрузки на боковую опалубку при подаче бетона из бетоновода составляет 4 кПа (табл. 2, Прил. 11 [8]). При расчёте элементов опалубки по несущей способности вышеприведённые значения нормативной нагрузки необходимо умножить на коэффициент перегрузки равный 1,3 (табл. 4, Прил. 11 [8]). Металлические замки нижнего яруса, расположенные на расстоянии 275 мм от низа элемента несъемной опалубки, воспринимают усилие: только от бокового давления свежееуложенной смеси – 3,79 кН; с учётом нагрузки, возникающей при укладке бетонной смеси в опалубку – 4,44 кН.

Отметим, что согласно [6] теоретическая несущая способность одного металлического замка принята 2,21 кН, что связано с отличием технологии бетонирования конструкции – уровень заполнения опалубки бетонной смесью принят 1,0 м и, очевидно, технологический процесс бетонирования конструкции исключает нагрузки от сотрясений, возникающие при укладке бетонной смеси в опалубку.

Заключение. На основании выполненных экспериментальных исследований можно сделать следующие выводы:

1. Несущая способность металлических замков по результатам испытаний фрагментов несъемной опалубки на растяжение со-

ставляет 5,3 кН, что больше теоретической несущей способности 4,44 кН, определенной с учетом рекомендаций [8].

2. Фактическая несущая способность металлического замка элемента несъемной опалубки стены, определённая при уровне заполнения бетоном 1,2 м, равна 1,91 кН, что в 2,77 раза меньше усилия, полученного при испытаниях фрагментов несъемной опалубки и почти в 2 раза меньше теоретической несущей способности опалубки, определённой по [8] при действии горизонтальной нагрузки только от уложенной бетонной смеси.
3. Полученные результаты экспериментальных исследований могут служить предпосылкой для корректировки конструктивного решения несъемной опалубки из ЦСП и положений технических условий ТУ ВУ 200002603.001-2011 в части назначения величины разрушающей нагрузки на элементы несъемной опалубки стен.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Национальный Интернет-портал Республики Беларусь [Электронный ресурс]. – Брест, 2013. – Режим доступа: www.easybuildirg.ru. – Дата доступа: 10.02.2013.
2. Австрийское ноу-хау в строительной отрасли Беларуси. – 2011. – Режим доступа: <http://bsc.by/story/avstriyskoe-nou-hau-v-stroitelnoy-otrasli-belarusi>. – Дата доступа: 09.01.2013.
3. Плиты древесностружечные. Метод определения удельного сопротивления выдергиванию гвоздей и шурупов. ГОСТ 10637-78*. – Введ. 01.01.1980. – М.: Издательство стандартов, 1987. – 4с., с изменением 1,2.
4. Древесина. Метод определения удельного сопротивления выдергиванию гвоздей и шурупов: ГОСТ 16483.33-77* (СТ СЭВ 2364-80). – Введ. 01.01.1978. – М.: Издательство стандартов, 1981. – 5с.
5. Бойтемирова, И.Н. Ограждающие конструкции с применением цементно-стружечных плит / И.Н. Бойтемирова, Г.В. Изотова, Н.С. Ермолин. – М.: ВНИПИЭИлеспром, 1983. – С. 2–10. – (экспресс-информация. Механическая обработка древесины; Вып. 6 / Всес. науч.-иссл. и проект. ин-т экономики, орг-ции упр. пр-вом и информ. по лесной, целл.-бум. и деревообр. пром-сти).
6. Организационная директива ОС-06. Испытание на разрыв винтового соединения анкеровки металлических стеновых замков: VST Verbundschalungstechnik, s.r.o. – Нитра. – 7с.
7. Калита, А.В. Исследование соединений несъемной опалубки из цементно-стружечных плит: дис. магистра техн. наук: 70 80 01 / А.В. Калита. – Брест, 2013. – 99с.
8. Строительные нормы и правила. Несущие и ограждающие конструкции. СНиП 3.03.01-87. – Введ. 01.07.1995. – М.: Госстрой СССР, 1991. – 192 с.

Материал поступил в редакцию 05.03.14

ZHUK V.V., LEVCHUK A.S. GALALYUK A.V. Pilot studies of an element of a fixed timbering of walls from it is cement – the struzhechnykh of plates

Results of pilot studies of elements of a fixed timbering of walls are presented in article from is cement - the struzhechnykh of plates on action of short-term horizontal loading.

Bearing ability of metal locks of fragments and natural element of a fixed timbering from TsSP on action of the loadings arising at concreting is defined.

УДК 624.04

Уласевич В.П., Жданов Д.А.

ДЕФОРМАЦИОННЫЙ РАСЧЕТ БЕСКАРКАСНЫХ АРОЧНЫХ ПОКРЫТИЙ ИЗ СТАЛЬНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ ХОЛОДНОГНУТЫХ ПРОФИЛЕЙ

Введение. После появления компьютера с операционными системами, обеспеченными интерактивным интерфейсом пользователя, строительная механика как наука приобрела надежный инструмент для проведения сложных вычислительных экспериментов, что позволило, с одной стороны, совершенствовать классические мето-

ды расчета, построенные на линейных математических моделях, а с другой – развить новые методы, учитывающие действительный характер работы конструкций под внешними силовыми и другими воздействиями, которые в общем случае являются нелинейными. К сожалению, универсальность таких широко используемых в совре-

Уласевич Вячеслав Прокофьевич, к.т.н., профессор кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Жданов Дмитрий Александрович, магистр технических наук, аспирант кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

менной проектной практике вычислительных комплексов как Lira- Windows, SCAD, Nastran, ANSYS и др., в основу которых положен метод конечных элементов, порождает у инженера-проектировщика иллюзию гарантии высокой точности расчета конструктивной системы. В действительности верна лишь процедура вычислений, связанная с численной реализацией принятой расчетной модели. А действительная несущая способность конструктивной системы, спрогнозированная таким расчетом, будет достоверной только тогда, когда принятая для нее расчетная модель будет учитывать все основные особенности деформирования конструктивной системы под силовыми и другими воздействиями, которые проявляются в процессе ее эксплуатации. Отсюда при назначении расчетной модели проектируемой конструктивной системы важно не только знать особенности ее деформирования, но и иметь метод ее расчета, учитывающей их предельно адекватно.

На необходимость совершенствования методов расчета современных конструктивных систем указывает [1] и ряд нормативных документов Еврокода [2], [3], [4], [5]. Особенно это актуально для конструктивных систем, изготавливаемых из стальных тонкостенных холодногнутых профилей (СТХП), обладающих под внешними силовыми воздействиями повышенной деформативностью, а поэтому принимаемая для них расчетная модель может считаться адекватной лишь при учете деформированной геометрии формы очертания и поперечных сечений (по [2], [3] – с учетом эффектов 2-го порядка).

Если расчетная модель обоснована, то надежность конструктивных систем и отдельных элементов конструкций в проектной практике определяют, как правило, по методу предельных состояний [1] с использованием метода частных коэффициентов.

Согласно [1], при оценке надежности вновь проектируемых или реконструируемых зданий и сооружений с минимизацией экономических затрат, анализ напряженно-деформированного состояния (НДС) их конструктивных решений основан на анализе соответствующих им расчетных моделей, которые должны удовлетворять всем возможным предельным состояниям. Это значит, что независимо от строительного материала, строительные конструкции зданий и сооружений, должны быть запроектированы так, чтобы была обеспечена *достаточная степень надежности* с учетом *экономичности* при возведении и эксплуатации или при оценке их технического состояния [1]. При этом для достижения требуемой степени надежности необходимо учитывать:

а) причины и формы вероятного разрушения, с учетом возможного проявления неблагоприятных сочетаний воздействий, свойств материалов, изменения геометрических параметров, и своевременного принятия мер для ограничения последствий разрушения;

б) степень риска для жизни людей, экономический ущерб и социальные затраты, которые могут возникнуть в результате проявления исключительных, но прогнозируемых силовых воздействий и воздействий окружающей среды;

в) оценку неточностей, возникших в результате ошибочного выбора расчетной модели или метода ее расчета, недостаточно точно оценивающих действительную работу конструктивной схемы.

Согласно [1], [2] для оценки надежности конструктивной системы по методу частных коэффициентов, который разделяет влияния погрешностей и изменчивостей посредством установления расчетных величин для базисных переменных, расчетное условие имеет вид:

$$g(F_d, f_d, a_d, C, \theta_d, \gamma_n, t) \geq 0, \quad (1)$$

где F_d – расчетные значения, определяемые расчетными моделями воздействий;

f_d – расчетные значения модели сопротивлений конструкций, учитывающей свойства материала, местной устойчивости ее элементов, прочности и устойчивости системы;

a_d – расчетные значения геометрических параметров конструктивной модели, характеризующих исходную форму, размер и пространственное расположение конструкции;

C – ограничения по пригодности к нормальной эксплуатации;

θ_d – расчетные значения переменной θ , которая учитывает погрешности моделей;

t – время (если расчетная модель учитывает эффекты, зависящие от времени);

γ_n – коэффициент, посредством которого учитывают ответственность конструкции и последствия разрушения, включая влияющие формы разрушения. Величину γ_n следует принимать в зависимости от указанной степени надежности проектируемой конструкции или конструктивного элемента.

Каждый символ в функции g может представлять одну базисную переменную или вектор, содержащий несколько базисных переменных, или соответствующие расчетные модели доминирующих базисных переменных. Очевидно, что в форме (1) функция g пригодна для любого из возможных предельных состояний первой и второй групп, если для входящих в нее доминирующих базисных переменных будет разработана соответствующая расчетная модель. При этом расчетная модель должна предельно точно описывать работу всех составляющих частей конструкции (поперечных сечений, соединений, опор и т.д.) в соответствующем предельном состоянии. Численные значения тех или иных параметров, полученные по расчетной модели, считаются *основными*. Однако необходимо помнить, что реальные усилия, напряжения и деформации, действующие в конструкции или её отдельном элементе, отличаются от вычисленных по принятой для нее расчетной модели. Это отличие, в результате которого в конструкции появляются не учитываемые расчетом *дополнительные* усилия, проектировщик должен свести к достаточно малым величинам.

Конструктивная форма здания или сооружения под воздействием возмущающих параметров (эксплуатационных нагрузок, предварительного напряжения, температурных воздействий и др.) деформируется всегда нелинейно. Классические же линейные методы анализа расчетных моделей были разработаны для конструктивных форм, удовлетворяющим следующим двум важнейшим для линейной строительной механики положениям:

- принципу отвердевания, позволяющего не учитывать изменения принятой исходной геометрии, вызванные ее деформациями под силовыми и другими возмущениями;
- гипотезе о бесконечно малых перемещениях, позволяющей применять теорию перемещений без учета изменения исходной геометрии конструктивной схемы.

Отсюда требование о достаточной жесткости рассчитываемой линейными методами конструктивной системы, которое применительно к расчетной модели трансформируется в требование о её геометрической неизменяемости. Однако такое требование оказывается в принципе невыполнимым в случае расчета тонкостенных металлических конструкций, главной особенностью которых является их повышенная деформативность под внешними воздействиями, в связи с чем возникает необходимость разработки методов расчета, учитывающих проявляющуюся в них геометрическую нелинейность. При этом следует заметить, что хотя Еврокод 3 и допускает возможность применения линейных методов статического расчета их моделей, но лишь при соблюдении специальных критериев оценки [3], обеспечивающих ее устойчивое состояние, что ведет при этом к существенному завышению материалоемкости и стоимости.

Ввиду сложности оценки надежности конструктивной системы по (1), базисные переменные и параметры, учитывающие погрешности ее модели, обычно принято разделять по функциональному признаку на две группы:

- группу параметров, объединяемых в рамках *модели статического расчета*:

$$S_d = S(F_d, f_d, a_d, C, \theta S_d); \quad (2)$$

- группу параметров объединяемых в рамках *модели сопротивления* конструктивных элементов и их сечений:

$$R_d = R(F_d, f_d, a_d, C, \theta R_d). \quad (3)$$

При таком членении функция S_d (2) характеризует особенности деформированного равновесия конструктивной системы под внешними силовыми и другими расчетными воздействиями, принятыми для соответствующей ей модели статического расчета (задача строительной механики), а функция R_d (3) определяет то предельное значение

усилия или перемещения, которое может быть допущено с учетом геометрических характеристик поперечных сечений и прочностных свойств материала (задача об оценке результатов статического расчета в рамках модели сопротивления строительных конструкций с учетом расчетных значений параметров, принятых для конкретного материала). Функции S_d и R_d призваны учитывать соответственно требуемое число эффектов, полученных от моделей статического расчета и моделей сопротивлений для всех предельных состояний, обеспечивающих требуемую надежность конструктивной системы.

Дифференциация единой расчетной модели надежности конструктивной системы на две в виде (2) и (3) может оказаться удобной при разработке методов ее деформационного расчета: в виде (2) – как задачи строительной механики с учетом геометрической нелинейности; а в виде (4) – для разработки модели ее сопротивления, позволяющей определить эффективные геометрические характеристики поперечных сечений. Такой подход для выделенного класса задач, как нелинейно деформируемых конструктивных стержневых систем, эффективен на начальном этапе их анализа с целью определения доминирующих базисных переменных, выполняемых в соответствии с теорией второго порядка. Для оценки взаимного влияния определившихся базисных переменных в расчетной модели надежности требуется разработка специальной методики, в которой функция g будет содержать определившиеся базисные переменные с учетом их взаимного влияния на результирующие значения параметров расчета. Тогда неравенство (1) может быть представлено в следующем виде:

$$g(S_d, R_d) \geq 0. \quad (4)$$

Сказанное свидетельствует о том, что совершенствование методов решения задач строительной механики и расчета строительных конструкций, а также разработка алгоритмов их реализации на современных ЭВМ – актуально как в теоретическом, так и в практическом плане. К таким задачам следует отнести и задачу о разработке деформационного метода расчета пологих арочных покрытий из стальных тонкостенных холодногнутых профилей.

Деформационный метод расчета пологих гибких арок. Арка, как расчетная модель, определена в соответствии с [6] как плоская распорная стержневая система, имеющая форму кривого стержня, обращенного выпуклостью в направлении, противоположном направлению действия основной нагрузки.

Главная особенность пологих арок – их повышенная деформативность, вызываемая внешними воздействиями (нагрузкой, смещением опор, температурными воздействиями, усилием предварительного напряжения) и требующая при вычислении внутренних усилий в соответствующей расчетной модели обязательного учета изменений геометрии равновесия. Порождаемую при этом нелинейность между внешними воздействиями, внутренними усилиями и перемещениями называют «геометрической нелинейностью», а метод расчета, ее учитывающий, – деформационным расчетом или расчетом по деформированной схеме [7]. Для оценки напряженно-деформированного состояния расчетной модели пологих бескаркасных арочных покрытий из стальных тонкостенных холодногнутых профилей (СТХП) и представляющая собой в конструктивном отношении определенную разновидность оболочки, разработан деформационный метод расчета, посторенный на замене ее сечений эквивалентной стержневой моделью, главными составляющими которого являются:

а) деформационную модель статического расчета пологих арок, позволяющая вычислить внутренние усилия, деформации и перемещения от внешних воздействий;

б) расчетную модель сопротивления бескаркасных арочных покрытий, выполненных из СТХП, дающая возможность оценить ее несущую способность путем учета геометрических параметров в виде эффективных поперечных сечений.

Ниже рассмотрим более подробно обе составляющие предлагаемого метода, которые с позиции единого целого и представляют собой искомую деформационную модель оценки надежности пологих арочных покрытий из СТХП.

Деформационная модель статического расчета. При разработке расчетных моделей надежности арок, когда функция g (1) не зависит от времени, наибольшее применение получили следующие методы:

- аналитические решения, в основу которых положены методы дифференциального и интегрального исчисления;
- моделирование по методу Монте-Карло;
- численные методы, построенные на численном интегрировании и дифференцировании;
- метод конечных элементов (МКЭ).

Поскольку среди перечисленных методов решения задач строительной механики наибольшей точностью обладают аналитические решения, то в основу деформационной модели статического расчета арок нами принят деформационный метод расчета пологих однополюсных распорных систем [7], сочетающий в себе аналитическую точность нелинейных разрешающих уравнений, универсальность при задании комбинаций внешних воздействий на арку и эффективность при численной реализации уравнений на ЭВМ.

Фундаментальным положением при разработке системы разрешающих уравнений деформационной модели статического расчета следует считать положение о *деформируемых состояниях равновесия, количество которых определено количеством расчетных комбинаций внешних воздействий, составленных по основному или особому сочетаниям*. При этом из n возможных равновесных деформированных состояний одно необходимо принять за **исходное**, отличающееся от всех оставшихся тем, что оно должно быть *известным*, т.е. заданным *достаточным* числом *известных параметров* так, что все искомые могли бы быть вычислены, исходя только из уравнений равновесия.

Тогда все оставшиеся $(n-1)$ состояния принимаем за **рассчитываемые**, при определении *искомых параметров для которых*, всегда кроме уравнений равновесия рассчитываемого состояния, необходимо рассматривать уравнения линейных и угловых деформаций рассчитываемой модели системы.

Таким образом, *исходное состояние равновесия*, принятое для рассчитываемой модели как известное, следует рассматривать по отношению к оставшимся $(n-1)$ *рассчитываемым* как своеобразную систему отсчета. Отметим особо, что в деформированном равновесии находятся все возможные состояния равновесия арок, а поэтому для всех *рассчитываемых состояний* их анализ возможен только с учетом уравнений деформаций, учитывающих их деформированную геометрию.

В качестве расчетной модели пролетной части распорной системы в [7] принят гибкий стержень, находящийся в деформированном исходном состоянии под воздействием вертикальной нагрузки произвольной интенсивности и допускающий в рассчитываемых состояниях:

- произвольную форму геометрического очертания в пролете, увязанную с возможными комбинациями внешних силовых и других воздействий;
- произвольное изменение жесткостных параметров по отношению к исходным;
- произвольные условия закрепления опорных участков стержня к опорам;
- учет температурных воздействий и усилий предварительного напряжения.

Метод статического расчета модели арок справедлив при следующих основных допущениях:

- материал арки считается однородным, изотропным и идеально упругим;
- арку принято считать полой, если отношение стрелки f к ее пролету l не превышает $1/8$, а угол превышения опор по отношению к горизонту $\varphi \leq 20^\circ$ [8];
- изменения длины пролета арки вследствие упругих смещений опор достаточно малы в сравнении с длиной пролета, а горизонтальные смещения точек арки от внешних воздействий не влияют на характер распределения нагрузки по длине пролета;
- углы поворота опор, ввиду их малости, полагаем равными соответствующим тангенсам.

Доказано, что если в результате расчета арки будет оценена ее деформированная схема равновесия, то, как правило, одновременно будет решена и задача об ее устойчивости, так как выявленные при этом прогибы оси арки могут быть сравнены со значениями, предельно близкими к значениям, установленным нормами.

Уравнение равновесия арки в исходном состоянии представляем в виде [7]:

$$\frac{d^4 y_0}{dx^4} - \frac{H_0}{EI_0} \cdot \frac{d^2 y_0}{dx^2} = -\frac{g_0(x)}{EI_0}, \quad (5)$$

где $g_0(x)$ – функция нагрузки в исходном состоянии, которая может быть задана в виде любой непрерывной на данном промежутке функции;

H_0 – распор в исходном состоянии гибкого стержня (растяжение принято со знаком «+»);

EI_0 – изгибная жесткость арки в исходном состоянии равновесия;

y_0 – форма очертания оси гибкого стержня в исходном деформированном состоянии.

Решение уравнения (5) функционально увязанное в общем случае с его внутренними усилиями, нагрузкой $g_0(x)$ и жесткостными характеристиками (рис. 1) при граничных условиях:

$y_0|_{x=0} = 0$; $y_0|_{x=l} = l \cdot tg\varphi$; $y_0''|_{x=0} = 0$; $y_0''|_{x=l} = 0$, полученное в [7] при $H_0/EI_0 < 0$ ($H_0 < 0$), имеет вид:

$$y_0 = \frac{1}{H_0} \left[\left(\frac{1}{l} \int_0^l (l-t) g_0(t) dt \right) x - \int_0^x (x-t) \cdot g_0(t) dt - M_0 \right] + x \cdot tg\varphi; \quad (6)$$

$$M_0 = \frac{1}{a_0 \sin(a_0 l)} \int_0^l \sin[a_0(l-t)] g_0(t) dt \cdot \sin(a_0 x) - \frac{1}{a_0} \int_0^x \sin[a_0(x-t)] g_0(t) dt; \quad a_0 = \sqrt{\frac{|H_0|}{EI_0}}.$$

Если в уравнении (6) положить $M_0 = 0$, то геометрическое очертание оси арки y_0 в исходном состоянии равновесия будет представлять функцию, совпадающую под действием исходной нагрузки $g_0(x)$, будет представлять функцию, совпадающую с очертанием арки по кривой давления вида (рис. 1):

$$y_0 = \frac{1}{H_0} \left[\left(\frac{1}{l} \int_0^l (l-t) g_0(t) dt \right) x - \int_0^x (x-t) \cdot g_0(t) dt \right] + x \cdot tg\varphi, \quad (8)$$

что дает возможность выбрать в исходном состоянии оптимальное очертание кривой давления с учетом возможных комбинаций воздействий исходной и возмущающих нагрузок.

Деформированное равновесие арки в рассчитываемых состояниях описывает следующее интегро-дифференциальное уравнение, полученное в [7] в виде:

$$\frac{d^4 v}{dx^4} - \frac{H}{EI} \cdot \frac{d^2 v}{dx^2} = \frac{H-H_0}{EI} \cdot \frac{d^2 y_0}{dx^2} - \frac{g(x)}{EI}, \quad (9)$$

где $g(x)$ – функция нагрузки в рассчитываемом состоянии, которая может быть задана в виде любой непрерывной на данном промежутке функцией;

H – распор в рассчитываемом состоянии (растяжение принято со знаком «+»);

EI – изгибная жесткость распорной системы в рассчитываемом состоянии.

Полученное в [7] общее решение уравнения (7) при $H/EI < 0$ ($H < 0$) и граничных условиях

$$v|_{x=0} = 0; \quad v|_{x=l} = 0; \quad v''|_{x=0} = M^a / EI; \quad v''|_{x=l} = M^b / EI$$

запишется с учетом (6) для функции перемещений и изгибающих моментов (рис. 1):

$$v = \frac{1}{H} \left[\left(\int_0^l (l-t) \cdot p(t) dt \right) \frac{x}{l} - \int_0^x (x-t) p(t) dt + M^a - (M^a - M^b) \frac{x}{l} - M \right] + xtg\varphi - y_0, \quad (10)$$

$$M = \frac{r}{a} \sin(ax) - \frac{1}{a_0} \int_0^x \sin[a(x-t)] (p(t) - \beta g_0(t)) dt + \frac{M^a}{\sin(al)} \sin[a(l-x)] + \frac{M^b}{\sin(al)} \sin(ax), \quad (11)$$

где $p(t) = g_0(t) + g(t)$; M^a, M^b – опорные моменты, соответственно левой и правой опоры (рис. 1).

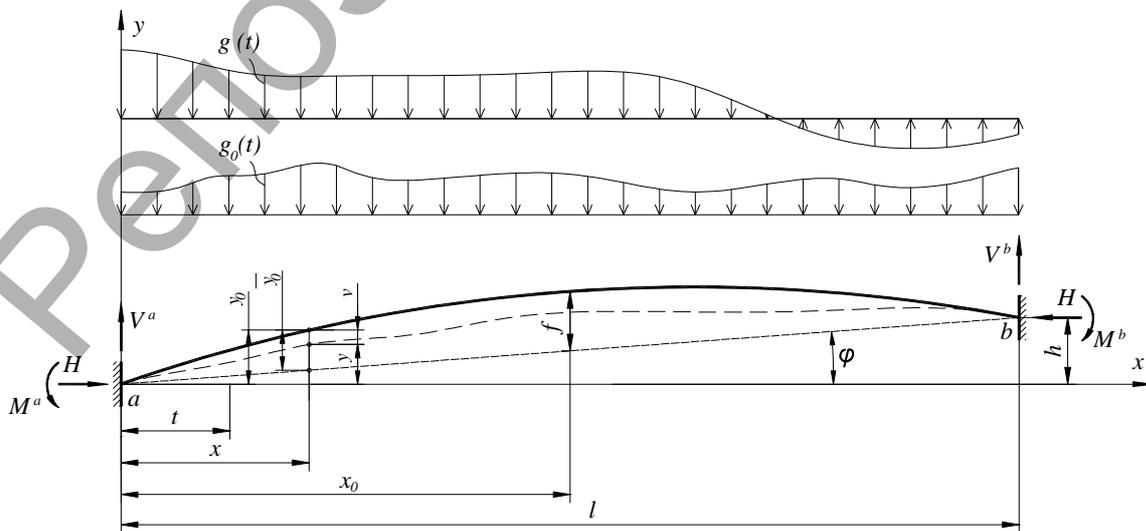


Рис. 1. К расчету арки с учетом геометрической нелинейности

$$\left. \begin{aligned} & \frac{H \cdot l}{EA \cdot \cos^2 \varphi} + \left(\frac{H}{EA} - \frac{\cos^3 \varphi}{2} \right) \frac{D(p, H)}{H^2} + \frac{1}{\cos \varphi} \left[(H - H_0)(c_h^a - c_h^b) + \left(\alpha \cdot l \cdot \Delta t - \frac{P_n \cdot l}{EA} \right) \right] + J_0 = 0; \\ & \left(\frac{\operatorname{tg}(al) - al}{H \cdot l \cdot \operatorname{tg}(al)} - c_y^a \left[1 + \left(\frac{dy_0}{dx} \right)_{x=0}^2 \right] \right) M^a - \frac{\sin(al) - al}{H \cdot l \cdot \sin(al)} M^b = - \frac{dv}{dx} \Big|_{x=0; M^a=0; M^b=0}; \\ & \frac{\sin(al) - al}{H \cdot l \cdot \sin(al)} M^b - \left(\frac{\operatorname{tg}(al) - al}{H \cdot l \cdot \operatorname{tg}(al)} - c_y^b \left[1 + \left(\frac{dy_0}{dx} \right)_{x=l}^2 \right] \right) M^b = - \frac{dv}{dx} \Big|_{x=l; M^a=0; M^b=0} \end{aligned} \right\}, \quad (14)$$

где α – коэффициент линейного температурного расширения стержня;

Δt – температурный перепад по отношению к исходному состоянию;

P_n – усилие предварительного натяжения;

c_y^a, c_y^b – коэффициенты угловой податливости соответственно левого и правого конца арки;

c_h^a, c_h^b – коэффициент линейной податливости соответственно левого и правого конца арки;

EA – продольная жесткость арки в рассчитываемом состоянии;

J_0 – деформационная характеристика исходного состояния [7], которая с учетом функции геометрического очертания оси арки y_0 (6) в исходном состоянии, имеет вид:

$$J_0 = \frac{1}{H_0^2} \left(\frac{\cos^3 \varphi}{2} - \frac{H_0}{EA_0} \right) \cdot \int_0^l \left(\int_0^l (l-t) g_0(t) dt - \int_0^x g_0(t) dt - \frac{dM_0}{dx} \right)^2 dx - \frac{H_0 \cdot l}{EA_0 \cos^2 \varphi}; \quad (15)$$

$D(p, H)$ – силовая характеристика рассчитываемого состояния арки, которая имеет вид:

$$D(p, H) = \int_0^l \left[\int_0^l (l-t) p(t) dt - \int_0^x p(t) dt - \frac{1}{l} (M^a - M^b) - \frac{dM}{dx} \right]^2 dx. \quad (16)$$

Здесь выражение для изгибающих моментов в гибком стержне справедливо при:

$$a = \sqrt{\frac{|H|}{EI}}; \quad \beta = \frac{EI - EI_0}{EI \cdot H_0 / H - EI_0}; \quad V^a = \frac{1}{l} \int_0^l (l-t) p(t) dt - \frac{1}{l} (M^a - M^b) - H \cdot \operatorname{tg} \varphi; \quad V^b = \frac{1}{l} \int_0^l p(t) dt - V^a. \quad (17)$$

$$r = \frac{1}{\sin(al)} \int_0^l \sin[a(l-t)] (p(t) - \beta g_0(t)) dt.$$

Деформированная форма оси арки и угол наклона ее касательной к горизонту имеют вид:

$$y = \frac{1}{H} \left[\left(\int_0^l (l-t) \cdot p(t) dt \right) \frac{x}{l} - \int_0^x (x-t) p(t) dt + \right. \quad (12)$$

$$\left. + M^a - (M^a - M^b) \frac{x}{l} - M \right] + x \operatorname{tg} \varphi;$$

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{1}{H} \left[\frac{1}{l} \int_0^l (l-t) p(t) dt - \int_0^x p(t) dt - \frac{1}{l} (M^a - M^b) - \frac{dM}{dx} \right] + \operatorname{tg} \varphi. \quad (13)$$

Функция прогибов гибкого стержня совместно с условиями продольных и угловых деформаций позволили сформировать нелинейную систему основных разрешающих уравнений относительно трех неизвестных: H – распора, M^a и M^b – левого и правого опорных моментов арки соответственно, подобную системе уравнений, принятой в [7] (14), (15), (16).

Если арка в рассчитываемом состоянии под действием нагрузки $p(x) = g_0(x) + g(x)$ окажется в растянуто-изогнутом состоянии, то в нелинейных уравнениях (6÷14) тригонометрические функции следует заменить на соответствующие им гиперболические.

После решения нелинейной системы уравнений (14) относительно H, M^a и M^b , точные значения перемещений и изгибающих моментов в деформированном состоянии будут определены соответственно по уравнениям (10) и (11).

Опорные реакции в рассчитываемом состоянии равновесия равны:

Величины поперечных и продольных сил в сечениях арки с учетом (17) могут быть вычислены по формулам:

$$Q = Q^b \cos \gamma + H (\sin \gamma - \cos \gamma \cdot \operatorname{tg} \varphi);$$

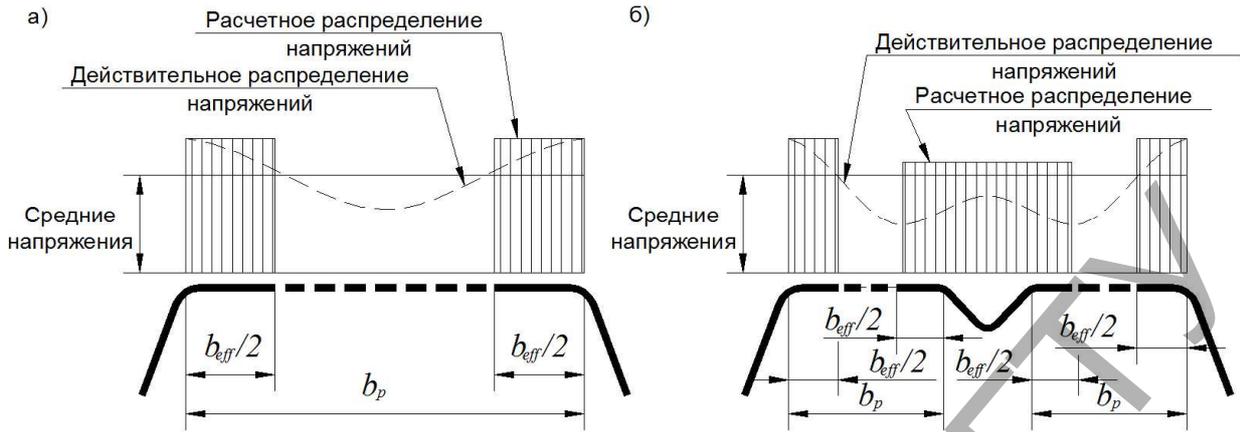
$$N = -Q^b \sin \gamma + H (\cos \gamma + \sin \gamma \cdot \operatorname{tg} \varphi), \quad (18)$$

где Q^b – поперечная сила в простой балке, пролет которой равен пролету стержня, от нагрузки $p(t)$.

Не трудно увидеть, что разработанное аналитическое решение позволяет описать геометрически нелинейную расчетную модель надежности для любых из возможных предельных состояний полных арочных покрытий и выполнить их расчет с требуемой степенью надежности в соответствии с [1].

Расчетная модель сопротивления арочных покрытий из СТП. Излагаемая ниже методика построения расчетной модели сопротивления бескаркасных арочных покрытий из СТП применима для конструктивных систем с различной пологостью. Так как СТП изготавливают из оцинкованной тонколистовой стали толщиной 0,45÷3,00 мм с отношением ширины плоских элементов к их толщине в пределах 30:1÷40:1, то расчетная модель сопротивления должна учитывать ряд особенностей их работы, таких как искривление полок сечения, потери местной устойчивости, потери устойчивости формы сечения, коррозионную стойкость и некоторых других.

Отметим, что если в СНиП II-23-81* указанные особенности работы СТП не отражены, то ряд зарубежных норм, таких как, например, AISI (США), DIN (Германия), Еврокод 3 [4], [5], учитывают особенности их работы за счет использования в статическом и прочностном расчетах так называемых «эффективных» характеристик поперечных сечений СТП, вместо номинальных геометрических. Так, потеря местной устойчивости элементов поперечных сечений, не имеющих промежуточных элементов жесткости, учитывается путем уменьшения ширины плоских элементов сечения; искривление полки



а) без элементов жесткости; б) с промежуточным элементом жесткости
Рис. 2. Эффективная ширина сжатой полки профилированного листа

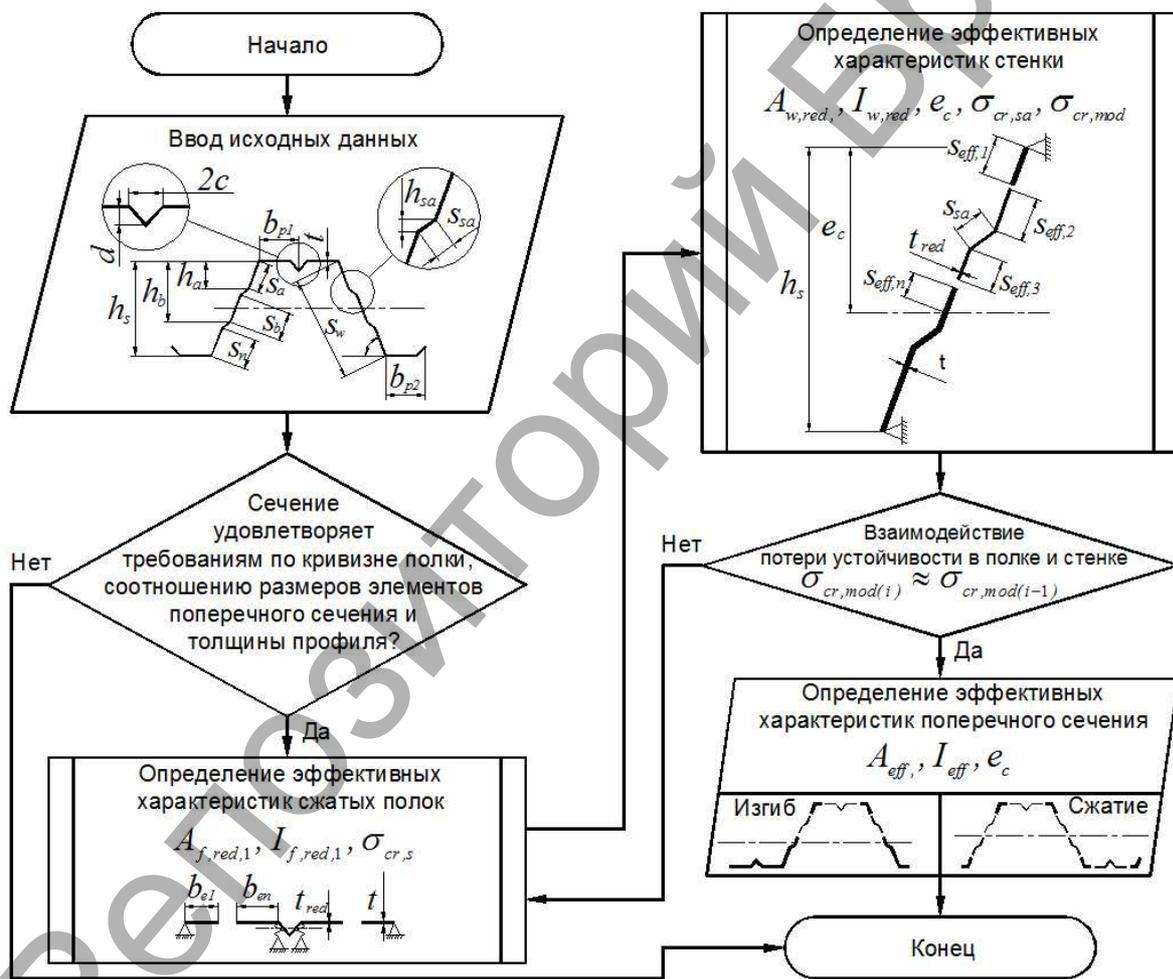


Рис. 3. Укрупненная блок-схема алгоритма определения эффективных характеристик поперечного сечения профилированного настила с элементами жесткости в полках и стенках

изгибаемого арочного профиля – за счет уменьшения высоты поперечного сечения, принимаемого в расчете, а потеря устойчивости формы сечения, под которой для профилированных листов подразумевается потеря устойчивости промежуточных элементов жесткости, – соответствующим редуцированием толщины листа.

Потеря местной устойчивости отдельных элементов сечения при напряжениях значительно меньше предела текучести, является, как известно, основной особенностью работы СТП. Изложенные в ук-

занных выше стандартах методики расчета потери местной устойчивости тонкостенных элементов при сжатии и изгибе основаны на методе эффективной ширины, который впервые был предложен Фон Карманом (1932) [12] для расчета устойчивости тонких пластин, и уточнен для холодноформованных элементов Винтером (1947) [13]. Общие принципы методики определения «эффективной ширины» показаны на рис. 2. Вследствие потери местной устойчивости из-за высоких сжимающих напряжений однородное распределение

напряжений в сжатой полке становится неоднородным. Результирующее неоднородное распределение напряжений по всей ширине полки заменяется однородным распределением напряжения по ширине b_{eff} , называемой «эффективной шириной».

В случае наличия на элементах стенки и/или полки продольных элементов жесткости в расчете также необходимо учитывать возможную потерю устойчивости самого элемента жесткости (Хоглунд, 1980) [14]. Эффективное сечение в данном случае основано на эффективной ширине сжатых плоских частей и уменьшенной толщине элементов жесткости.

Блок-схема определения расчетных значений модели сопротивления для профиля с элементами жесткости на полках и стенках может быть представлена как показано на рис. 3.

Алгоритмы определения эффективных характеристик полки и стенки, основанные на положениях Еврокода 3 [4, 5] разработаны в [11]. В тоже время, применение методики Еврокода в чистом виде не позволяет определить реальное НДС, поскольку эффективные характеристики поперечного сечения в расчетах по первой группе предельных состояний предлагается определять при напряжениях, равных пределу текучести стали [11]. В общем случае, величина сжимающих напряжений должна определяться от фактических усилий, полученных из деформационного расчета. Такой подход не позволяет разделять модель статического расчета и модель сопротивления и требует использования итерационной процедуры решения. Получив на последнем шаге в результате деформационного расчета статической модели усилия N_{Ed} и $M_{y,Ed}$ с учетом эффектов второго порядка, а из расчета модели сопротивления – эффективные характеристики поперечного сечения A_{eff} , W_{eff} , e_c , предоставляется возможность оценить несущую способность арочного покрытия из СТХП, используя выражение [3]:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,com}} \leq 1, \quad (20)$$

где $N_{c,Rd} = A_{eff} \cdot f_{yb} / \gamma_{M0}$ – расчетная несущая способность по прочности поперечного сечения при осевом сжатии;

$M_{cy,Rd,com} = W_{eff} \cdot f_{yb} / \gamma_{M0}$ – несущая способность поперечного сечения при максимальном сжимающем напряжении от момента;

$\Delta M_{y,Ed} = N_{Ed} \cdot e_{Ny}$ – дополнительный момент от смещения центральной оси;

e_{Ny} – смещение центральной оси у-у вследствие потери местной устойчивости.

Особо следует подчеркнуть, что предложенная статическая модель расчета пологих арочных покрытий из СТХП решает и задачу об общей их устойчивости.

Заключение. При построении методики проектирования пологих бескаркасных арочных покрытий из СТХП, для обеспечения требуемой эксплуатационной надежности, предлагается использовать вышеизложенную модель деформационного расчета, основу которого составляют:

- деформационная модель статического расчета арок, позволяющая вычислять внутренние усилия, деформации и перемещения от внешних силовых и других воздействий;
- расчетная модель сопротивления бескаркасных арочных покрытий, учитывающая методику определения эффективных поперечных сечений.

При этом необходимо иметь в виду, что разделение расчетной модели на модель статического расчета и модель сопротивления достаточно условно, так как значения базисных переменных, входящих в обе расчетные модели, функционально увязаны между собой: на начальном этапе расчета представлена возможность иметь их раздельно в форме (1); на конечном, после поэтапных увязок базисных параметров, – приближены с заданной точностью к форме (4).

Деформационная модель статического расчета арочных покрытий из СТХП реализована нами в компьютерной программе, в основу алгоритма которой положен вышеизложенный деформационный метод статического расчета в разрешающих интегральных уравнениях (6)–(17) и модель сопротивления, реализация которой представлена в блок-схеме (рис. 3). Численная дискретизация инте-

гральных уравнений, содержащих функции комбинации внешних воздействий в параметрической форме, построена способом их замены эквивалентной системой сосредоточенных сил в соответствии с теоремой о среднем, и реализованной нами в [9].

Главное достоинство разработанной нами деформационной модели – способность ее оценивать все возможные комбинации предельных состояний первой и второй группы, в том числе и предельные состояния по обеспечению общей устойчивости арок, а также местной устойчивости элементов сечений стальных тонкостенных холодногнутых профилей. Универсальность, точность и эффективность алгоритма деформационной модели статического расчета доказана нами в [10]. Особенности численной реализации расчетной модели сопротивления стальных бескаркасных арочных покрытий, учитывающие и положениями Еврокода [3], [4], [5] по определению эффективных характеристик сечений арочных профилей, изложены в [11]. Это позволило нам разработать алгоритм деформационного расчета пологих арочных покрытий из СТХП и реализовать его в компьютерной программе в форме (4) как единого целого, входящего в состав вышеуказанного деформационного метода расчета – пологих бескаркасных арочных покрытий из стальных тонкостенных холодногнутых профилей.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Надежность строительных конструкций. Общие принципы: СТБ ISO 2394-2007 (ISO 2394:1998, IDT). Введ. 29.12.2007, № 67. – Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2007. – 65 с.
2. Еврокод. Основы проектирования конструкций. ТКП EN 1990:2002 (2011).
3. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. ТКП EN 1993-1-1-2009. Введ. с 01.01.2010. – Минстройархитектуры, 2010. – 93 с.
4. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1–3. Дополнительные правила для холодноформованных элементов и профилированных листов. ТКП EN 1993-1-3-2009. Введ. с 01.01.2010. – Минстройархитектуры, 2010. – 114 с.
5. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1–5. Пластинчатые элементы конструкций. ТКП EN 1993-1-5-2009. Введ. с 01.01.2010 Минстройархитектуры, 2010. – 51 с.
6. Строительная механика: сборник рекомендуемых терминов, вып. 82.. Отв. редактор – член-корр. АН СССР И.М. Рабинович. Изд-во «Наука», 1969. – 58 с.
7. Уласевич, В.П. Деформационный расчет и исследование напряженно-деформированных состояний пологих однопоясных распорных систем: автореф. дис. ...канд. техн. наук: 01.02.03 / В.П. Уласевич; ЦНИИСК им. Кучеренко. – М., 1984. – 24 с.
8. Шимановский, В.Н. Расчет висячих конструкций (нитей коечной жесткости) / В.Н. Шимановский, Ю.В. Смирнов, Р.Б. Харченко. – Киев: Будівельник, 1973. – 198 с.
9. 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.
10. 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.
11. 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) Научно-технический журнал. – С. 22–26.
12. Kármán T. von, Sechler E.E. and Donnell L.H. (1932). The Strength of Thin Plates in Compression. Transactions, Applied Mechanics Division, ASME, 54, APM 54–5, 53–57.
13. Winter G. Strength of thin steel compression flanges, Transactions of ASCE. – Vol. 112. – No. 1, January 1947. – P. 527–554.
14. Höglund, T., Design of trapezoidal sheeting provided with stiffeners in the flanges and webs, Swedish Council for Building Research, Stockholm, Sweden, 1980. – 82 p.

Материал поступил в редакцию 06.04.14

ULASEVICH V.P., ZHDANOV D.A. A Deformation-Based Model of Arches in the Reliability Estimation of Arch-Shaped Roof Structures Made from Thin-Walled Cold-Formed Steel Sections

The feasibility of a deformation-based analysis method for the design of shallow arch-shaped self-supporting roof structures made from thin-walled cold-formed steel sections has been shown, with is based on a deformation model of shallow flexible arches being at the heart of the method.

Procedures for creating both a deformation-based static analysis and resistance analysis model, as the two major constituents of the deformation-based analysis model, for the design of shallow arch-shaped roof structures made from cold-formed steel sections with the required level of reliability have been described.

Репозиторий БрГТУ