УДК 624.014 DOI: 10.33979/2073-7416-2019-85-5-35-47

СТЕНОВЫЕ ПАНЕЛИ НА ОСНОВЕ КАССЕТНЫХ ПРОФИЛЕЙ. ЧАСТЬ 2 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

НАДОЛЬСКИЙ В.В., МАРТЫНОВ Ю.С., ВЕРЕВКА Ф.А.
Белорусский национальный технический университет, г. Минск, Республика Беларусь

Аннотация. *На современном этапе развития ограждающих конструктивных систем широкое применение в качестве стенового ограждения получают конструктивные системы на основе тонкостенных оцинкованных профилей и эффективных утеплителей. Наибольшее распространение получило стеновое ограждение поэлементной сборки. Вместе с тем, появляются новые решения в виде панелей, компонуемых из элементов заводской готовности. Последние помимо технологических преимуществ по сравнению со стенами поэлементной сборки обладают повышенной несущей способностью и жесткостью. В настоящей статье представлено конструктивное решение стеновой самонесущей панели на основе кассетных профилей и профилированного настила, объединенных в единую пространственную конструктивную систему.*

Цель работы состояла в научном обосновании нового конструктивного решения панели на основе кассетных профилей и экспериментальном подтверждении её работоспособности. Объектом исследования является стеновое ограждение (панели) на основе указанных профилей. Методы исследования: численно – аналитические методы, экспериментальные исследования модели натурных размеров, графический анализ.

Статья состоит из двух частей. Первая часть посвящена описанию, анализу и обоснованию конструкции стеновой панели, исследованию деформированного состояния кассетного профиля и оценке сопротивления и жесткости стеновой панели на основе расчетного метода. Во второй части отражены результаты экспериментальных исследований панели и ее компонентов, а также реализована процедура проектирования на основе испытаний.

Ключевые слова*: тонкостенные профили, холодноформованные профили, характеристики эффективного сечения, закритическая работа пластин, потеря местной устойчивости, потеря устойчивости формы сечения.*

WALL PANELS BASED ON CASSETTE PROFILES. PART 2. EXPERIMENTAL RESEARCHES

NADOLSKI V.V., MARTYNOV Y.S., VIAROUKA F.A.
Belarusian National Technical University (BNTU), Minsk, Republic of Belarus

Abstract. *Systems based on thin-walled galvanized profiles and effective heaters are widely used as wall fencing at present stage of development of enclosing structural systems. Wall fencing based on one-element assembly is most widespread. At the same time new solutions in the form of panels assembled from prefabricated elements are appeared. The latter in addition to technological advantages in comparison with the one-element assembly wall fencing have increased bearing capacity and rigidity. This article presents a constructive solution of a self-supporting wall panel based on cassette profiles and deck profiled sheets, combined into a single spatial structural system.*

The purpose of the work was to scientifically justify and experimentally confirm the operability of a new structural solution of the panel based on the cassette profile. The object of the study is a wall fence (panel) based on such profiles. Research methods: numerical and analytical methods, experimental studies of the full-scale model, graphical analysis.

The article consists of two parts. The first part is devoted to the description, analysis and justification of the design of the wall panel and to the study of the deformed state of the cassette profile and the assessment of the resistance and stiffness of the wall panel based on the calculation method. The second part reflects the results of experimental studies of the panel and its components, and also implements a design procedure based on tests.

Keywords*: thin-walled profiles, cold-formed profiles, effective cross-sectional characteristics, supercritical plate operation, loss of local stability, loss of stability of the cross-section shape.*

Введение

Настоящая статья является продолжением комплексного исследования стеновой панели на основе кассетных профилей. В статье [0] представлены результаты теоретических исследований. Представлена конструкция стеновой панели на основе кассетных профилей и профилированного настила из нержавеющих сталей, исследовано деформированное состояние кассетного профиля и выполнена оценка сопротивления и жесткости стеновой панели на основе расчетного метода.

Данная статья посвящена экспериментальным исследованиям панели и ее компонентов, а также реализации процедуры определения несущей способности и жесткости на основе данных (результатов), полученных в ходе испытаний. В данной части статьи представлены следующие результаты экспериментальных исследований:

– установлены физико-механические характеристики: предел текучести, временное сопротивление нержавеющей стали, примененной при изготовлении кассетного профиля;

– определена несущая способность соединения тонкостенных профилей на электрозаклепках при сдвиге и растяжении;

– испытана стеновая панель на два варианта нагружения, соответствующих ветровой нагрузке (активное и пассивное давление).

Анализ экспериментальных данных выполнен на основе принципов и правил расчета согласно европейским нормам [0, 0], действующим на территории Республики Беларусь.

Методы проектирования на основе расчета [4 - 9] применимы ***только*** для конструкций, свойства материалов и геометрические параметры которых находятся в области, для которой накоплен достаточный опыт и доступны экспериментальные данные. Ввиду сложной формы сечения исследуемой панели теоретически сложно и трудоемко установить количественные критерии для редуцирования сечения.

Учитывая вышеизложенное основным экономичным методом проектирования панелей следует считать метод, основанный на результатах испытаний. Проектирование на основе испытаний позволяет определить предельный фактический изгибающий момент и жесткость. Характеристическое (нормативное) значение сопротивления, на основе которого устанавливается расчетное значение, допускается определять статистически (т.е. с заданной доверительной вероятностью) при наличии не менее 4-х результатов испытаний (А.6.3 ТКП EN 1993-1-3[0]). Если проведено только одно испытание, то нормативные (характеристические) значения следует определять на основе скорректированного значения результата испытания $R_k = 0.9\ \eta_k \cdot R_{adj}$, где η_k = (0.8-0.9) при отказе вследствие потери местной устойчивости тонкостенных компонентов сечения (А.6.3 ТКП EN 1993-1-3[0]). Расчетное значение сопротивления принимается равным $R_d = \eta_{sys} \cdot R_k / \gamma_M$, где η_{sys} – коэффициент, учитывающий отличие работы в условиях испытаний и эксплуатации; γ_M – частный коэффициент.

Необходимость проведения испытаний связана также с отсутствием апробированной методики расчета стеновых панелей на основе кассетных профилей. Цель испытаний - оценка несущей способности и жесткости стеновых панелей из кассетных профилей на действие нагрузки, эквивалентной по значению расчетному ветровому воздействию с учетом пульсационной составляющей.

Испытания нержавеющих сталей кассетного профиля и профилированного листа

Для определения фактических характеристик стали были выполнены испытания образцов на растяжения, по результатам которых установлены предел текучести и временное сопротивление (предел прочности). Среднее опытное значение предела текучести листовой нержавеющей стали кассетного профиля (на основании испытаний 10 образцов - 250.7 МПа) превышает характеристическое значение, регламентированное СТБ EN 10088 [9] и ТКП EN

1993-1-4 [10] (220 Мпа). Среднее опытное значение предела текучести листовой нержавеющей стали профнастила составило 244.3 МПа. Отметим, что теоретический (расчетный) уровень напряжений от действия ветровой нагрузки в профнастиле фасадной поверхности панели составил 12 МПа, что значительно меньше опытного значения предела текучести и, таким образом, не является определяющим при оценке несущей способности стеновой панели.

Испытание соединений

Для определения фактической несущей способности сварных точек (электрозаклепок), формируемых контактной сваркой сопротивлением, и в целях верификации расчетных зависимостей по оценке прочности указанных соединений согласно требованиям ТКП EN 1993-1-3 [0] были выполнены испытания на срез и растяжение стандартных образцов с толщинами (1.2+0.8) мм и (0.8+0.8) мм по 7 шт. в каждой серии.

При испытании выявлено несоответствие фактического значения внутреннего диаметра электрозаклепок с вычисленным согласно ТКП EN 1993-1-3 [0]: опытное значение находилось в диапазоне 2.9-3.1 мм, а вычисленное составило 4.5 мм. Это расхождение обусловлено конкретными технологическими процессами контактной сварки (временем обжатия, нагрева, проковки и охлаждения соединяемых листов) и диаметрами электродов в контактной зоне.

По результатам статистической обработки опытных данных несущая способность одной электрозаклепки составила:

– на срез среднее значение составило 4608 Н, минимальное 4163 Н;

– на растяжение (вырыв) значение составило 1204 Н, минимальное 1014 Н;

Таким образом, опытные значения несущей способности значительно превышают усилия, возникающие в соединениях профнастила с кассетным профилем. Это позволяет уменьшить количество электрозаклепок. Однако, при этом следует учитывать, что часть электрозаклепок обеспечивает раскрепление узких полок от потери местной устойчивости.

Значения несущей способности вытяжной заклепки приняты согласно ТС 05.0309.14 [11]. Несущая способность одной вытяжной заклепки на срез 3.44 кН, на растяжение 3.24 кН.

Общие положения по испытанию образцов стеновой самонесущей панели натурных размеров

Для проведения испытаний панели изготовлен опытный образец в соответствии с заданными геометрическими размерами и технологией сборки, с соблюдением всех технических требований к материалам и соединениям.

Для моделирования работы стенового ограждения на основе кассетных профилей разработаны следующие схемы испытания:

- Схема испытания А – для моделирования работы стенового ограждения на действие активного давления ветра;
- Схема испытания Б – для моделирования работы стенового ограждения здания на действие пассивного давления ветра.

Перед началом испытаний обследовано техническое состояние конструкции визуальным осмотром на предмет наличия дефектов и повреждений, влияющих на несущую способность. Конструкция испытательной установки состоит из опорных элементов коробчатого сечения. Опирание панели в зависимости от выбранной схемы испытания различаются. В соответствии со схемой А панель опирается непосредственно на опорные элементы, а по схеме Б опорные усилия передаются посредством шпилек диаметром 8 мм на жесткие балочные элементы, состоящие из двух прокатных швеллеров. В целях безопасности испытаний в обеих схемах предусмотрены страховочные опоры в третях пролета панели с постоянно контролируемым зазором 150 мм между опорами и поверхностью стеновой панели. С целью ис-

ключения «рыхлых» деформаций, обусловленных недостаточной плотностью соединений и обжатием опорных частей, панель была опрессована пробным загружением.

В основу схем нагружения положены принцип симметричности расположения грузов и примерно равномерного их распределения вдоль пролета. Нагружение панели осуществлялось посредством системы конструктивных элементов (рисунок 1):

– деревянных брусков сечением 60х60 мм небольшой длины (с целью снижения эффекта неразрезности), расположенных в гофрах фасадной поверхности панели при испытании по схеме А и поперек полок кассетного профиля – при испытании по схеме Б;

– стальных прокатных уголков 50х5, являющихся опорами для штучных грузов массой 20 кг.

Нагружение осуществлялось ступенями. На каждой ступени предусматривалась выдержка до стабилизации показаний прогибомеров и индикаторов. Прогибы панели и горизонтальные смещения полок относительно друг друга фиксировались измерительными приборами, а внешние проявления изменения напряженно-деформированного состояния – визуально. При достижении уровня нагрузки, соответствующей контрольной нагрузке по жесткости, выдержка составляла 30 минут.

Испытание образцов стеновой панели по схеме А

Вертикальные (прогибы) и горизонтальные перемещения конструкции фиксировались измерительными приборами (рисунок 1). В середине пролета были установлены прогибомеры 6ПАО с ценой деления 0,01 мм: П-7 (8, 10, 11)- для измерения вертикальных перемещений, П-9- для фиксации локальных деформаций (коробления) широкой полки кассетного профиля, П-3(4) - для фиксации возможных горизонтальных перемещений, возникающих при изгибно-крутильной форме потери устойчивости. На опорах О-1(2) и О-5(6) были установлены индикаторы ИЧ-10 с ценой деления 0,01 мм для измерения осадок опор.

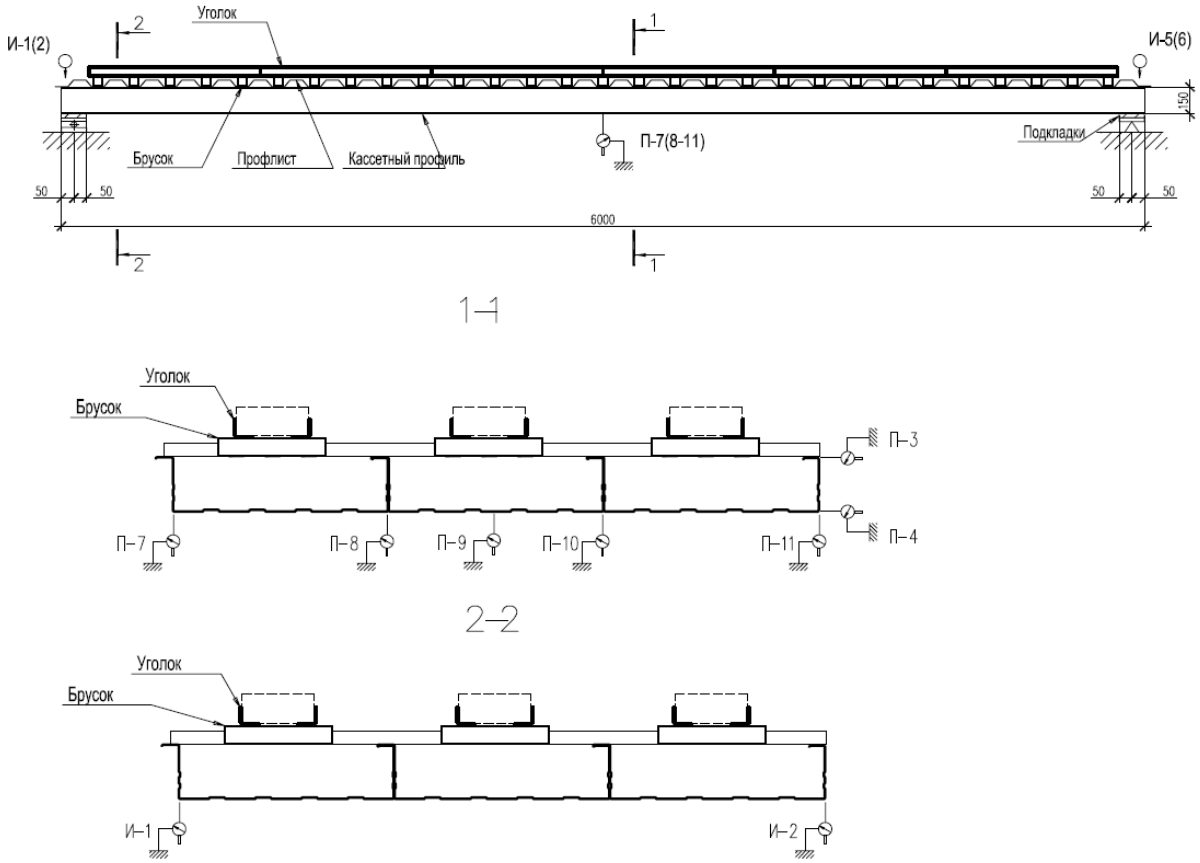

Рисунок 1 – Схема испытания панели по схеме А

Рисунок 2 – Общий вид схемы испытания панели по схеме А. Этап нагружения 8*.

На основе показаний прогибомеров с учетом осадок опор определены прогибы в середине пролета панели на каждой ступени нагружения (таблица 1). По средним значениям измерений прогибов в 4-х точках по ширине панели построен график зависимости прогиба от изгибающего момента, соответственно испытательной нагрузке: $f_э$ -$M_э$.

Таблица 1 – Прогибы

№ Нагр.	М, кгс*м	Прогибы, мм				
		f7	f8	f10	f11	средний
0	0/450	-	-	-	-	0/7.49
1	219/669	4.00	4.04	4.09	3.93	4.02/11.51
2	423/873	7.43	7.62	7.79	5.73	7.14/14.63
3	603/1053	8.66	11.02	11.46	11.41	10.64/18.13
4	699/1149	12.63	13.13	13.67	13.57	13.25/20.74
5	927/1377	17.39	18.22	19.13	19.10	18.46/25.95
6*	979/1429	17.84	19.82	20.73	20.62	19.75/27.24
6	1083/1533	22.06	22.97	22.12	23.99	22.78/30.27
7	1263/1713	28.13	29.22	27.49	29.29	28.53/36.02
8	1336/1786	31.24	32.60	34.30	34.20	33.08/40.57
0	0/450	4.29	5.05	5.77	6.08	5.50/12.79
Примечание: над чертой показаны значения моментов и прогибов без учета нагрузки от собственного веса панели, под чертой – с учетом этой нагрузки.						

Между 4-ой и пятой ступенью нагружения было зафиксировано появление и последующее развитие потери местной устойчивости узкой полки кассетного профиля краевой зоны панели (на рисунке 4 показано выпучивание сжатых полок кассетного профиля). Для рассматриваемого конструктивного решения данное событие является прогнозируемым [1], но при этом следует иметь в виду, что потеря устойчивости части сечения не является критерием наступления отказа конструкции (наступления предельного состояния) [0, 12, 13]. Эта стадия работы панели характеризуется повышением приращений значений перемещений по сравнению с приращениями нагрузки. Дальнейший рост сопротивления обеспечивается работой эффективного сечения вплоть до достижения предела текучести или предельного значения прогиба панели (А.6.1 ТКП EN 1993-1-3[0]).

В диапазоне нагружения 600-800 кгс·м появились зазоры в местах присоединения профилированного листа к кассетному профилю вытяжной заклепкой (рисунок 4), что свидетельствует о развитии первой формы потери устойчивости кассетного профиля. Это явление закономерно, т.к. сжатые полки краевой зоны панели закреплены с шагом 200 мм, что соответствует длине волны при потере местной устойчивости [1]. Прогибомером П-9 зафиксировано коробление (выгиб) растянутых широких полок кассетного профиля.

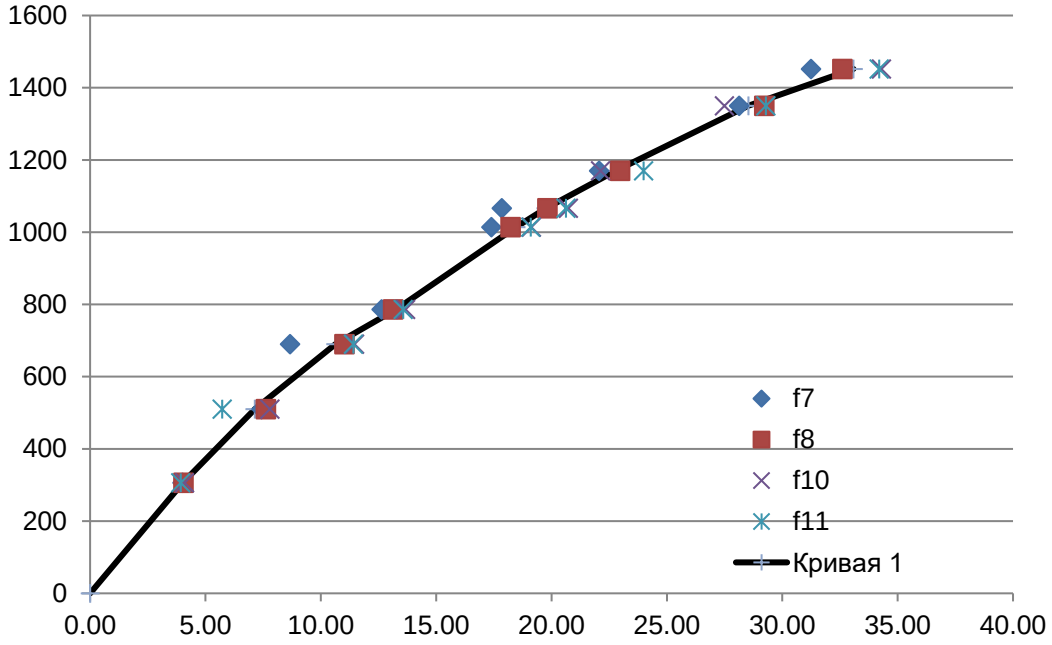

Рисунок 3 – Зависимость прогиба $f_э$, мм от изгибающего момента $M_э$, кгс·м при испытании по схеме А

Рисунок 3 – Потеря устойчивости сжатой узкой полки кассетного профиля краевой зоны панели и разрушение соединения на вытяжной заклепке. Этап нагружения 6.

Вследствие отмеченных явлений (потери местной устойчивости и коробления) последующему поведению конструкции под нагрузкой носит нелинейный характер вплоть до достижения установленного проектом значения нагрузки. Отметим, что речь идет о значении

испытательной нагрузки, а не о предельно возможной, соответствующей достижению предельного состояния несущей способности. Испытания не доведены до полного исчерпания несущей способности в связи с предполагаемыми испытаниями на огнестойкость.

Испытание образцов стеновой панели по схеме Б

В середине пролета были установлены прогибомеры 6ПАО с ценой деления 0,01 мм: П-1 (2, 3, 4)- для измерения прогибов в середине пролета. На опорах О-1(2) и О-3(4) установлены индикаторы ИЧ-10 с ценой деления 0,01 мм для измерения осадок опор (рисунок 5).

На основании показаний прогибомеров с учетом осадок опор определены прогибы в середине пролета панели на каждой ступени нагружения (таблица 2).

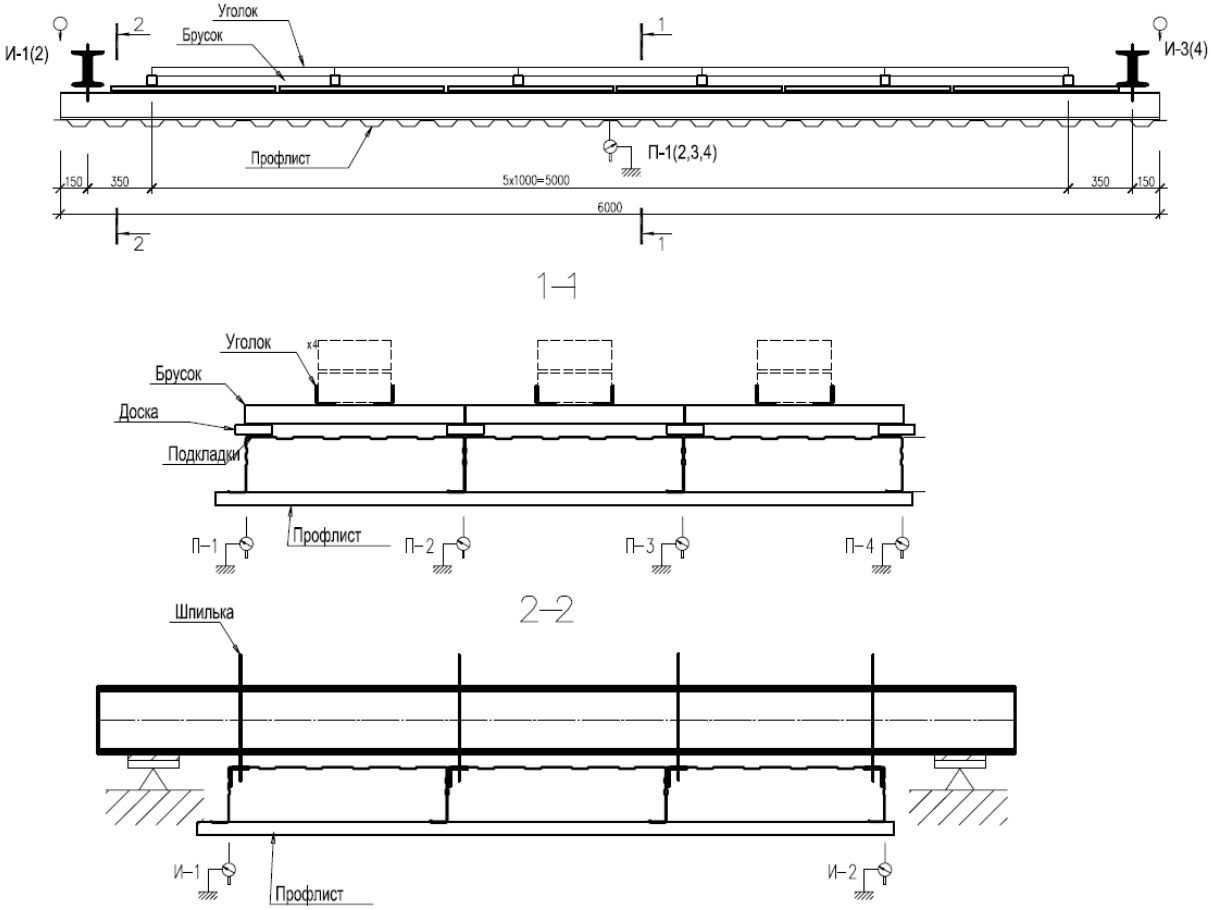

Рисунок 4 – Схема испытания панели по схеме Б

Таблица 2 – Прогибы

№ Нагр.	М, кг*м	Прогибы, мм				
		f1	f2	f3	f4	средний
0	0/435	–	–	–	–	0/6.99
1	245/680	4.18	4.44	4.51	4.58	4.43/11.42
2	513/948	11.21	8.13	8.23	1.198	9.89/16.88
3	663/1098	17.21	14.22	14.35	18.37	16.03/23.02
4	885/1320	18.41	19.22	19.47	19.88	19.24/26.23
5	1119/1554	18.32	26.59	25.62	27.72	24.5631.55
6	1293/1728	22.41	30.30	31.07	32.26	29.01/36.00
0	0/435	0.68	5.08	6.15	7.20	4.78/11.77
Примечание: над чертой показаны значения моментов и прогибов без учета нагрузки от собственного веса панели, под чертой – с учетом этой нагрузки.						

На рисунке 6 представлена зависимость прогиба конструкции стенового ограждения от значения изгибающего момента в центре пролета.

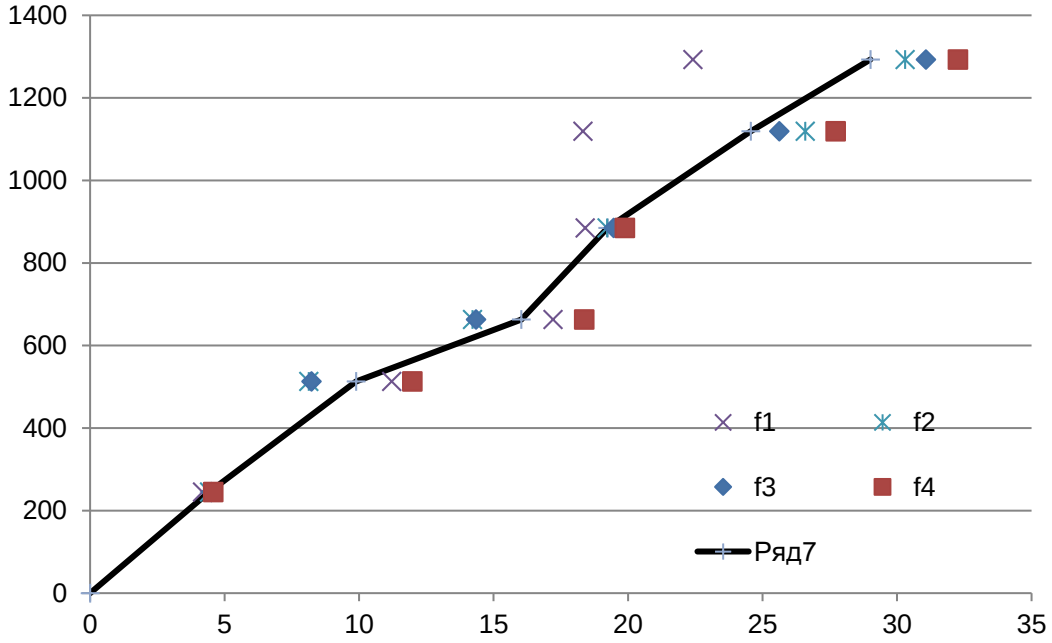

Рисунок 5 – Зависимость прогиба $f_э$, мм от изгибающего момента $M_э$, кг*м при испытании по схеме Б

Отклонение зависимости от линейного характера на этапе нагружения 3 может свидетельствовать о выключении из работы гибкой части кассетного профиля – сжатой широкой полки. На этом этапе искажение профиля визуально не замечено, однако на последующих этапах нагружения искажения профиля начали проявляться. Повышение жесткости (момента инерции) панели на последующих ступенях испытаний возможно обусловлено выравниванием и включением в работы растянутых узких полок, наиболее деформируемых в процессе последующих испытаний по схеме А. Отметим, что испытания по схеме А и Б были выполнены на одном и том же образце панели не доведены до полного исчерпания несущей способности в связи с предполагаемыми испытаниями панели на огнестойкость.

Анализ экспериментальных данных и определение несущей способности по полученным результатам

Интегральной характеристикой напряжено-деформированного состояния изгибаемых элементов является график зависимости прогибов от изгибающего момента $f – M$. Для анализа результатов испытаний панели построены следующие графики зависимостей (рисунок 7):

- Зависимость 1 – опытных значений прогибов $f_э – M_э$ по средним значениям измерений;
- Зависимость 2 – теоретических значений прогибов, вычисленных на основе полного сечения $f_{T1} – M_э$;
- Зависимость 3 – то же на основе полного редуцирования сечения $f_{T2} – M_э$ согласно ТКП EN 1993-1-3[0];
- Зависимость 4 – то же на основе частичного редуцирования сечения $f_{T3} – M_э$, где $f_{T3} = 0.5\cdot(f_{T2}+ f_{T1})$.

Начальный отрезок зависимости от собственного веса панели и испытательных приспособлений установлен расчетным путем.

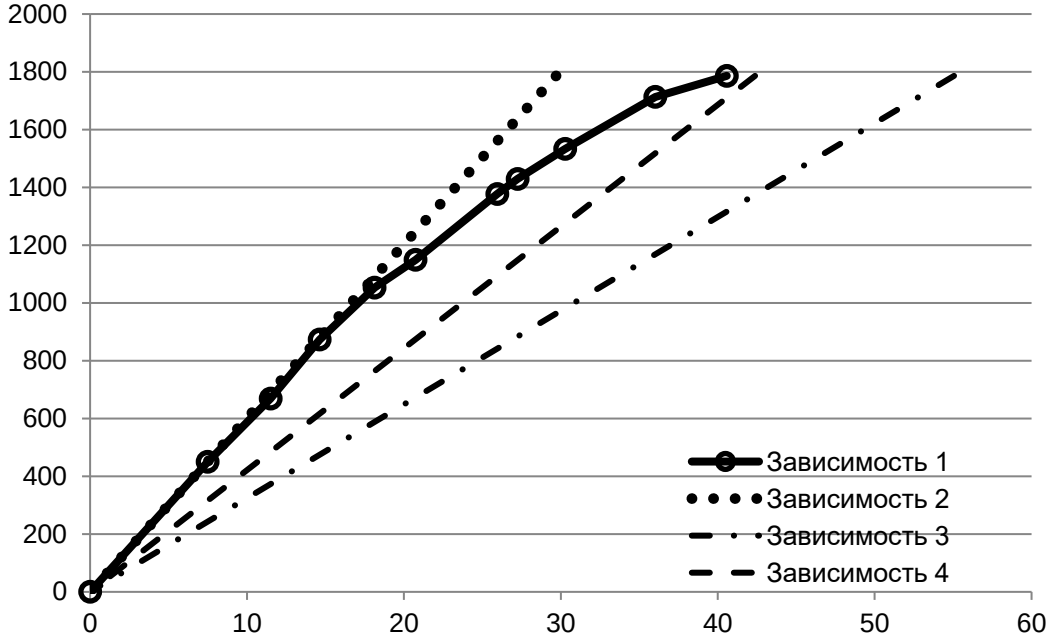

Рисунок 6 – Зависимости прогиба f, мм от изгибающего момента M, кг*м при испытании по схеме А

Сопоставляя полученные зависимости можно отметить:

- хорошую сходимость опытных данных (зависимость 1) и теоретических значений (зависимость 2) до 4-ой ступени нагружения (M_{Ed} = 786 кг·м), т.е. до потери местной устойчивости сжатых узких полок периферийных зон кассетных профилей;
- расхождение зависимостей 1 и 2, увеличивающееся с ростом момента. Если учесть частичное редуцирование сечения, то очертание экспериментальной зависимости 1 ближе к теоретической зависимости 4, чем к зависимости 3. При этом теоретические значения меньше экспериментальных, т.е. соблюдается требования предельного состояния по несущей способности. К сожалению, этот промежуточный этап работы сечения, позволяющий получить оптимальную толщину листа кассетного профиля, прогнозируется только сложным анализом НДС с использованием специальных программных комплексов и не может быть реализован в реальном проектировании. Отметим, что согласно разделу 7 ТКП EN 1993-1-3 [0] частичное редуцирование альтернативно допускается при определении прогибов [0, п 7.1].
- равномерное распределение прогибов по ширине панели на всех ступенях нагружения и этапах работы конструкции под нагрузкой.

Стеновая панель испытана на действие изгибающего момента от приложенной нагрузки M_{Ed} = 1336 кг·м, при этом с учетом собственного веса M_{obs} составляет 1786 кг·м. Скорректированное значение этого момента $M_{adj,i}$ согласно А.6.3 [0] равно:

$$M_{adj} = M_{obs} / \mu_R = 1786 / 1.04 = 1717 \text{ кг·м}$$

где μ_R — поправочный коэффициент по несущей способности:

$$\mu_R = \left(\frac{f_{yb,obs}}{f_{yb}}\right)^{\alpha} \cdot \left(\frac{t_{obs,cor}}{t_{cor}}\right)^{\beta} = \left(\frac{250.7}{220}\right)^{\alpha} \cdot \left(\frac{1.18}{1.20}\right)^{1} = 1.04,$$

здесь α = 0,5 так как потеря местной устойчивости является формой разрушения, β = 1 так как $t_{obs,cor} \le t_{cor}$.

Характеристическое значение изгибающего момента, основанного только на одном результате испытания:

$$M_k = 0{,}9\eta_k M_{\text{adj}} = 0.9 \cdot 0.9 \cdot 1725 = 1391 \text{ кг·м}$$

где η_k — коэффициент, принимается в зависимости от формы разрушения. При испытании панели имеет место потеря местной устойчивости в ограниченной зоне сечения панели, поэтому $\eta_k = 0{,}9$.

Расчетное значение несущей способности M_d установлено на основе соответствующего нормативного значения M_k, определенного по результатам испытаний:

$$M_d = \eta_{\text{sys}} \cdot \frac{M_k}{\gamma_M} = 1391 \text{ кг·м}$$

где $\gamma_M = 1.0$ – частный коэффициент безопасности;

η_{sys} — коэффициент условий работы, учитывающий отличия работы в условиях испытаний и эксплуатации. При испытании образцов натурных размеров при закреплениях, идентичных натурным, $\eta_{\text{sys}} = 1.0$.

Для анализа результатов испытаний панели по схеме Б построены графики зависимостей, аналогичные описанным выше (рисунок 8).

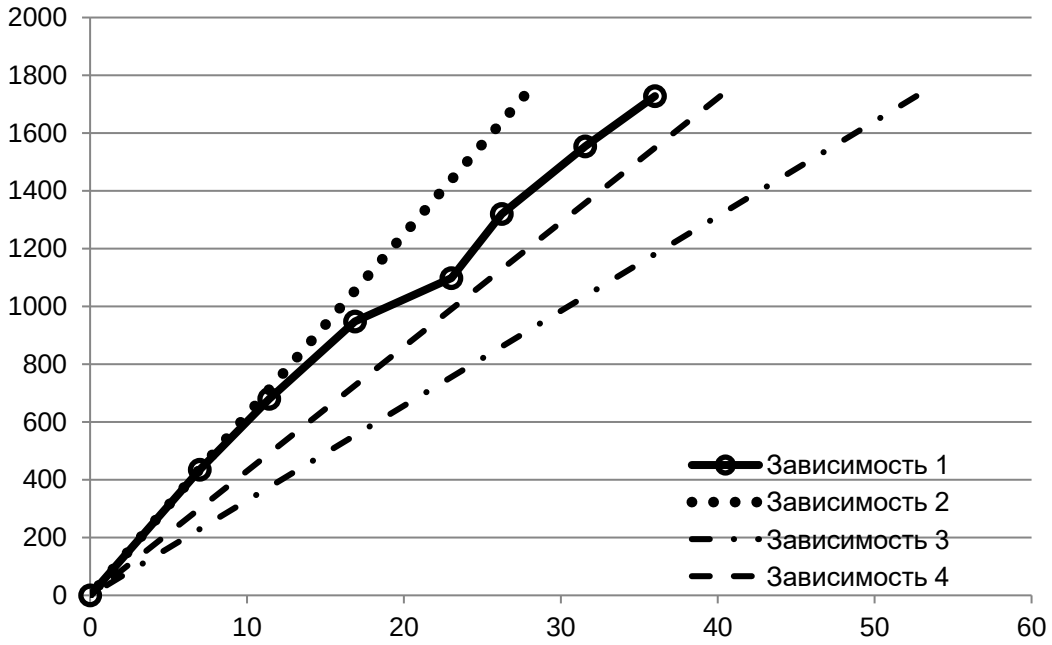

Рисунок 7 – Зависимости прогиба f, мм от изгибающего момента M, кг·м при испытании по схеме Б

Сопоставляя зависимости можно отметить:

- Линейный характер работы сечения при полностью эффективном сечении до изгибающего момента $M_{Ed} = 680$ кг·м. В дальнейшем произошло незначительное снижение жёсткости сечения вследствие коробления (выгиба) широкой полки;
- Равномерное распределение прогибов по ширине панели на всех ступенях нагружения и этапах работы конструкции под нагрузкой.

Стеновая панель испытана на действие изгибающего момента от приложенной нагрузки $M_{Ed} = 1293$ кг·м, при этом с учетом собственного веса опытное значение M_{obs} составляет 1728 кг·м. На основании процедуры определения несущей способности по ограни-

ченному количеству результатов *расчетное значение* несущей способности M_d устанавливается на основе соответствующего нормативного значения M_k, определенного по результатам испытаний составило 1348 кг·м.

Заключение

На основании результатов экспериментально-теоретических исследований можно сделать следующие выводы и предложить некоторые рекомендации:

1. Натурные испытания подтвердили прогнозируемое поведение панели под нагрузкой и целесообразность проектирование панелей на основе испытаний.

2. Проектирование стеновых панелей на основе расчета без учета совместной работы её компонентов не отражает фактическую несущую способность и жесткость панели, является не эффективным и не объективным. В связи с этим до накопления достаточной экспериментальной базы данных и до более точной разработки апробированной расчетной методики определения несущей способности и жесткости панели рассматриваемого типа целесообразно ***устанавливать предельную несущую способность и жесткость посредством испытаний***. Эти испытания могут расцениваться как приемочные [0, п. А.4.1]. Если испытано более трех прототипов панелей и они отвечают всем требованиям испытаний, то остальные панели ряда «*допускается использовать без дальнейших испытаний при условии их соответствия протоколам по всем показателям исходных материалов и комплектующих изделий*» [0, п. А.4.2].

3. Распределение прогибов по ширине панели на всех ступенях нагружения и этапах работы конструкции под нагрузкой носит равномерный характер. Это позволяет рассматривать панель как пространственную конструктивную систему, которой присущи такие важные свойства, как перераспределение внутренних усилий между её компонентами, живучесть и надежность конструкции. В испытываемой панели перераспределение усилий имеет место между периферийными зонами поперечного сечения крайних кассетных профилей (редуцированных вследствие потери местной устойчивости сжатых узких полок) и средней зоны сечения панели, где местная устойчивость промежуточных полок кассетного профиля повышена конструктивными мерами.

Степень редуцирования поперечного сечения панели в значительной мере зависит от сжатой узкой полки кассетного профиля краевых зон панели. Для повышения эффективности сечения рекомендуется:

а) увеличить ширину отгиба узких полок кассетного профиля. При этом достигается дополнительный эффект: значительное уменьшение количества соединений, прикрепляющих фасадную поверхность к кассетному профилю, или

б) усилить сжатую узкую полку дополнительным тонкостенным профилем, прикрепленным электрозаклепками.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Мартынов Ю.С., Надольский В.В., Верёвка Ф.А. Стеновые панели на основе кассетных профилей. Часть 1. Теоретические исследования // Строительство и реконструкция. 2019. № 4 (84). С. 26 – 37.

2. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций: ТКП EN 1990-2011. Введ. 01.07.12. Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2012. 70 с.

3. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-3. Общие правила. Дополнительные правила для холодноформованных элементов и профилированных листов: ТКП EN 1993-1-3-2009. Минск: МАиС, 2014.

4. Schafer B. W., Ádány S. Buckling analysis of cold-formed steel members using CUFSM: conventional and constrained finite strip methods // Proceedings of 18th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, October 26-27, 2006. Orlando, Florida. 2006. URL: https://pdfs.semanticscholar.org (Avalable on 15.05.2019).

5. Cheung Y.K., Tham L.G. The Finite Strip Method // CRC Press. 1998. Pp. 7–28.

6. Papangelis J.P., Hancock G.J. Computer analysis of thin-walled structural members // Computers & Structures, Pergamon. 1995. 56(1). Pp. 157-176.

7. Rhodes J. Post-buckling analysis of light gauge members using finite strips // Sixteenth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures. Orlando, FL USA, October 7-18, 2002.

8. Silvestre N., Camotim D. First-order generalised beam theory for arbitrary orthotropic materials // Thin-Walled Structures. 2002. 40 (9). Pp. 755-789

9. Стали нержавеющие. Часть 3. Технические условия поставки полуфабрикатов, стержней, прутков, катанки и профилей из коррозионностойких сталей общего назначения: СТБ EN 10088-3-2009.

10. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-4. Общие правила. Дополнительные правила для нержавеющей стали: ТКП EN 1993-1-4-2009. Минск: МАиС, 2010.

11. Техническое свидетельство пригодности материалов и изделий для применения в строительстве: ТС 05.0309.14.

12. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5. Пластинчатые элементы конструкций: ТКП EN 1993-1-5-2009. Минск: МАиС, 2010.

13. Надольский В.В. Дергачев М.Г. Метод эффективной ширины для тонкостенных холодноформованных элементов согласно требованиям Еврокода 3 // Вестник ПГУ. Серия F. Строительство. Прикладные науки. 2017. № 8. С. 105 – 111.

REFERENCES

1. Martynov YU.S., Nadol'skiy V.V., Verovka F.A. Stenovyye paneli na osnove kassetnykh profiley. Chast' 1. Teoreticheskiye issledovaniya [Wall panels based on cassette profiles. Part 1. Theoretical researches]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2019. No 4 (84). Pp. 26 – 37.

2. Eurocode. Osnovy proyektirovaniya stroitel'nykh konstruktsiy [Fundamentals of the design of building structures]: TKP EN 1990-2011. Introduced 01.07.12. Minsk: Ministry of Architecture and Construction of Republic of Belarus, 2012. 70 p.

3. Eurocode 3. Design of steel structures. Part 1-3. General rules. Additional rules for cold formed elements and profiled sheets: TKP EN 1993-1-3-2009. Minsk: MAiS, 2014.

4. Schafer BW, Ádány S. Buckling analysis of cold-formed steel members using CUFSM: conventional and constrained finite strip methods. Proceedings of the 18th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, October 26-27, 2006. Orlando, Florida. 2006. URL: https://pdfs.semanticscholar.org (Avalable on 05/15/2019).

5. Cheung Y.K., Tham L.G. The Finite Strip Method. *CRC Press*. 1998. Pp. 7–28.

6. Papangelis J.P., Hancock G.J. Computer analysis of thin-walled structural members. *Computers & Structures*. 1995. 56 (1). Pp. 157-176.

7. Rhodes J. Post-buckling analysis of light gauge members using finite strips. Sixteenth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures. Orlando, FL USA, October 7-18, 2002.

8. Silvestre N., Camotim D. First-order generalized beam theory for arbitrary orthotropic materials. *Thin-Walled Structures*. 2002. 40 (9). Pp. 755-789.

9. Stainless steel. Part 3. Technical conditions for the supply of semi-finished products, rods, rods, wire rods and profiles made of corrosion-resistant steel for general purposes: STB EN 10088-3-2009.

10. Eurocode 3. Design of steel structures. Part 1-4. General rules. Additional rules for stainless steel: TKP EN 1993-1-4-2009. Minsk: MAIS, 2010.

11. Tekhnicheskoye svidetel'stvo prigodnosti materialov i izdeliy dlya primeneniya v stroitel'stve [Technical certificate of the suitability of materials and products for use in construction]: TS 05.0309.14.

12. Eurocode 3. Design of steel structures. Part 1-5. Lamellar structural elements: TKP EN 1993-1-5-2009. Minsk: MAiS, 2010.

13. Nadol'skiy V.V. Dergachev M.G. Metod effektivnoy shiriny dlya tonkostennykh kholodnoformovan-nykh elementov soglasno trebovaniyam Evrokoda 3 [The effective width method for thin-walled cold-formed elements according to the requirements of Eurocode 3]. *Vestnik PGU. Seriya F. Stroitel'stvo. Prikladnyye nauki*. 2017. No 8. Pp. 105 – 111.

Информация об авторах:

Надольский Виталий Валерьевич
Белорусский национальный технический университет, г. Минск, Республика Беларусь,
кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры «Строительные конструкции»,
E-mail: Nadolskivv@mail.ru

Мартынов Юрий Семенович
Белорусский национальный технический университет, г. Минск, Республика Беларусь,
кандидат технических наук, профессор, профессор кафедры «Строительные конструкции»,
E-mail: jusmar@mail.ru

Верёвка Фёдор Александрович
Белорусский национальный технический университет, г. Минск, Республика Беларусь,
аспирант, ассистент кафедры «Строительные конструкции»,
E-mail: verevka.fedor@mail.ru

Information about authors:

Nadolski Vitaly V.
Belarusian National Technical University (BNTU), Minsk, Republic of Belarus,
PhD, an assistant professor, an assistant professor Department of “Building constructions”,
E-mail: Nadolskivv@mail.ru

Martynov Yury S.
Belarusian National Technical University (BNTU), Minsk, Republic of Belarus,
PhD, professor, professor of Department of “Building constructions”,
E-mail: jusmar@mail.ru

Viarouka Fiodar A.
Belarusian National Technical University (BNTU), Minsk, Republic of Belarus,
Postgraduate, assistant of Department of “Building constructions”,
E-mail: verevka.fedor@mail.ru