

Рисунок 7 – Изменение собственной относительной деформации составов с различным содержанием SAP: 1) 0% - контрольный состав; 2) 0,4%;

Список цитированных источников

1. Цемент напрягающий. Технические условия: СТБ 1335-2002. – Введ. 01.01.2003 – Минск: Минстройархитектуры, 2002. – 11 с.
2. Методы определения предела прочности при изгибе и сжатии: ГОСТ 310.4-81. – Введ. 30.06.1983 – Минск: Государственный комитет СССР по делам строительства, 1981. – 11 с.
3. Методы определения деформаций усадки и ползучести: ГОСТ 24544-81. – Введ. 1982.01.01 – Минск: Государственный комитет СССР по делам строительства, 1980. – 27 с.

УДК 624.014.2

Бобко Е. А.

Научный руководитель: старший преподаватель Жданов Д. А.

ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ СТАЛЬНЫХ БЕСКАРКАСНЫХ АРОЧНЫХ ЗДАНИЙ НА ТЕРРИТОРИИ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

Развитие рынка металлических зданий привело к появлению новых типов профилей и конструкций. Одним из направлений в строительстве легких металлоконструкций из тонкостенных холодногнутых профилей являются бескаркасные конструкции, которые могут производиться как на заводе, так и непосредственно на строительной площадке [1]. Применяются при строительстве овощехранилищ, в виде ангаров для хранения военной техники и так далее.

Целью данной работы является анализ и последующий расчет применяемых на территории Республики Беларусь стальных дугообразных профилей с учетом поперечного гофрирования в составе бескаркасных арочных зданий.

Одной из основных причин, ограничивающих широкое применение бескаркасных арочных покрытий из стальных холодногнутых профилей с поперечно-гофрированными гранями, является отсутствие государственных нормативных

документов по расчету и проектированию, которые учитывали бы особенности их работы. При нагружении тонкостенного холодногнутого профиля возможна местная потеря устойчивости в пределах отдельных его граней, которая начинается в упругой стадии работы. Местная потеря устойчивости существенно влияет на распределение напряжений по сечению и, как правило, приводит это распределение к большей неравномерности. На гранях тонкостенных профилей (нижней полки и стенках) рассматриваемых конструкций имеются поперечные гофры, которые также оказывают существенное влияние на их работу [2].

Известные методики по расчету и проектированию не учитывают ряд важных и определяющих факторов: зависимость параметров поперечного гофрирования от размеров сооружения (пролета и высоты стрелы подъема), переменную высоту гофрирования на стенках профиля, многообразие форм поперечных гофр, наличие элементов жесткости на плоских верхних полках. Это указывает на недостаточную изученность рассматриваемых конструкций. Поэтому оценка несущей способности холодногнутого профилей с учетом поперечного гофрирования, местной устойчивости и закритического поведения граней представляется актуальной научной задачей.

В данной работе проанализирован профиль МС-120 с толщиной металла 0,8 мм, 1,0 мм, 1,2 мм, а также длиной пролета 12 м, 18 м, 24 м и высотой подъема стрелы $1/2L; 1/3L$, где L – расчетная длина арочного профиля. Справочные данные, необходимые для расчета взяты из [3].

В соответствии с нормами Еврокода были проанализированы карты снегового [4] и ветрового районов [5], а также карта Республики Беларусь [6] с абсолютными отметками относительно Балтийской системы высот. Были выявлены районы, которые по своим нормативным значениям нагрузок больше всего подходят для строительства бескаркасных арочных ангаров (Речицкий и Хотыничский), а также районы, в которых строительство ангаров будет экономически менее целесообразно (Дзержинский и Свислочский).

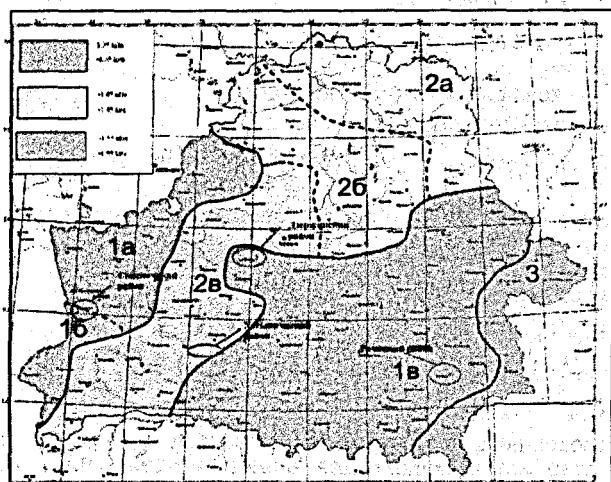


Рисунок 1 – «Наихудшие» и «наилучшие» районы Республики Беларусь с точки зрения величины снеговой и ветровой нагрузки

Согласно действующим нормам [3, 4] были рассчитаны нормативные снеговые и ветровые нагрузки на арочное покрытие.

Пример расчета снеговой нагрузки:

снеговая нагрузка по случаю I: $\mu = 0,8$; $S_f = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,648 = 2,118 \text{ кН / м}^2$;

снеговая нагрузка по случаю II:

– правая часть: $\mu_3 = \min(0,2 + 10 \cdot f_0 / l_0, 2) = 2$; $S = 2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,648 = 5,296 \text{ кН / м}^2$;

где $f_0 = 6 \text{ м}$ – стрела подъема, $l_0 = 12 \text{ м}$ – длина пролета;

– левая часть: $0,5\mu_3 = 1$; $S = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,648 = 2,648 \text{ кН / м}^2$;

Пример расчета ветровой нагрузки:

базовое значение скорости ветра $V_b = 21 \text{ м / с}$ [4];

базовая высота $z_e = h_f + f_0 = 0,2 + 6 = 6,2 \text{ м}$;

средняя скорость ветра $V_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 1,283 \cdot 1 \cdot 21 = 26,952 \text{ м / с}$;

где $c_o(z_e) = 1,0$ – орографический коэффициент;

Коэффициент $c_r(z_e)$, учитывающий тип местности, вычисляем по формуле:

$$c_r(z_e) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right) = 0,266 \cdot \ln\left(\frac{6,2}{0,05}\right) = 1,283$$

где k_r – коэффициент местности, для типа местности II принимаем

$$k_r = 0,19 \cdot (z_e / z_0)^{0,07} = 0,19 \cdot (6,2 / 0,05)^{0,07} = 0,266$$

$z_0 = 0,05$ – параметр шероховатости (тип местности II).

Интенсивность турбулентности:

$$I_v(z_e) = \left(\frac{\sigma_v}{V_m(z_e)}\right) = \frac{5,591}{26,952} = 0,207$$

где $\sigma_v = k_r \cdot V_b \cdot k_i = 0,266 \cdot 21 \cdot 1 = 5,591 \text{ м / с}$

где $k_i = 1$ – коэффициент турбулентности.

Пиковое значение скоростного напора:

$$q_p(z_e) = [1 + 7I_v(z_e)] \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m^2 = [1 + 7 \cdot 0,207] \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 26,952^2 = 1,239 \text{ кПа}$$

Аэродинамические коэффициенты внешнего давления в зонах А, В, С:

$$c_{pe,10}^A = 0,8; \quad c_{pe,10}^B = -1,2; \quad c_{pe,10}^C = -0,4$$

Внешнее ветровое давление на арочное покрытие:

$$w_e^A = q_p \cdot c_{pe,10}^A = 1,239 \cdot 0,8 = 0,991 \text{ кПа};$$

$$w_e^B = q_p \cdot c_{pe,10}^B = 1,239 \cdot (-1,2) = -1,486 \text{ кПа};$$

$$w_e^C = q_p \cdot c_{pe,10}^C = 1,239 \cdot (-0,4) = -0,495 \text{ кПа}$$

Воспользовавшись программным комплексом Лира-САПР, были созданы расчетные стержневые модели для анализа воздействий от сочетания различных нагрузок на арочное покрытие.

Сделав линейный расчет, получили результаты о значениях эпюр изгибающих моментов (рис.2) и продольных сил (рис.3), а также значения максимальных прогибов.

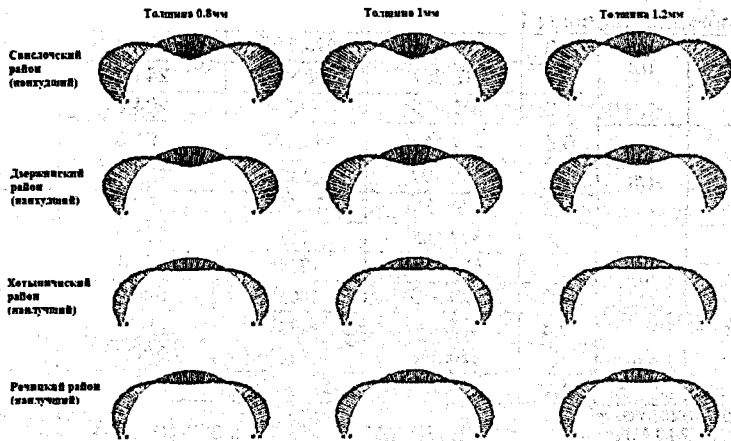


Рисунок 2 – Эпюры изгибающих моментов арочного профиля

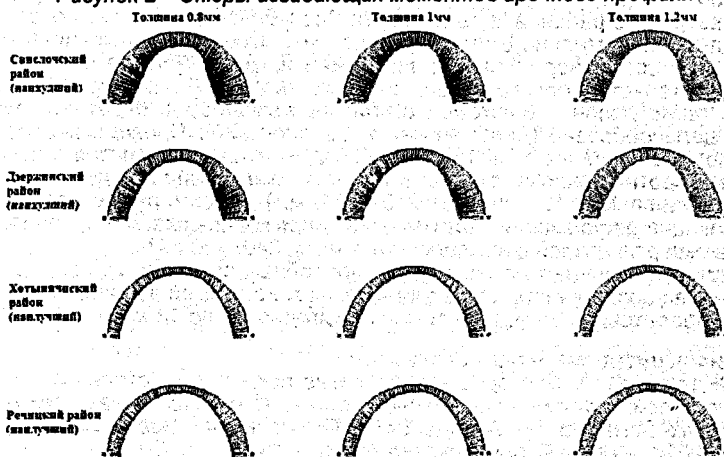


Рисунок 3 – Эпюры продольных сил арочного профиля

Таблица 1-Полученные данные напряжений и прогибов арочного профиля

L, м	f/L	t, мм	σ, Мпа		f, мм	
			наилучший район	наихудший район	наилучший район	наихудший район
12	1/2	0,8	228,279 ¹	456,521 ⁶	81,4	163
		1	168,908 ¹	337,526 ⁴	52,4	105
		1,2	135,687 ¹	270,923 ²	44,0	87,9
	1/3	0,8	142,971 ¹	312,259 ³	37,1	81,4
		1	105,82 ¹	311,702 ³	24,0	52,7
		1,2	84,824 ¹	184,883 ¹	20,0	43,9

Продолжение таблицы 1

18	1/2	0,8	430,822 ⁶	998,256 ⁶	377,0	800,0
		1	318,287 ³	998,907 ⁶	244,0	518,0
		1,2	255,775 ²	591,94 ⁶	204,0	430,0
18	1/3	0,8	319,662 ³	642,022 ⁶	191,0	419,0
		1	236,297 ¹	642,084 ⁶	124,0	271,0
		1,2	189,53 ¹	379,925 ³	103,0	226,0
24	1/2	0,8	892,165 ⁶	1783 ⁶	961,7	1789,8
		1	659,497 ⁶	1784 ⁶	6234	1157,4
		1,2	529,533 ⁶	1002 ⁶	520,7	958,9
	1/3	0,8	565,704 ⁶	1134 ⁶	602,8	1208,3
		1	420,388 ⁶	1296 ⁶	390,1	781,7
		1,2	334,716 ⁴	671,277 ⁶	325,2	651,7

Примечание:

1- до 240 МПа

3-280-320 МПа

5-360-400 МПа

2-240-280 МПа

4-320-360 МПа

6- Свыше 400 МПа

В соответствии с нормами Еврокода были проанализированы карты снегового и ветрового районов, а также карта Республики Беларусь с абсолютными отметками относительно Балтийской системы высот. Были выявлены районы, которые по своим нормативным значениям нагрузок больше всего подходят для строительства бескаркасных арочных ангаров (Речицкий и Хотыничский), а также районы, в которых строительство ангаров будет экономически менее целесообразно (Дзержинский и Свислочский). Проведя анализ значений эпюр, полученных в ПК ЛИРА-САПР, для четырех пролетов с двумя различными соотношениями стрелы к пролету, были найдены действующие на профиль (типа МС-120 толщиной 0,8+1,2 мм) максимальные напряжения и возникающие деформации. Полученные напряжения сравнили с предельными значениями для сталей с пределом текучести 240+400 МПа.

Анализ полученных данных для однослойных покрытий из профилей МС-120 показал возможность возведения таких конструкций в наиболее выгодном районе пролетом до 24 м, а в наименее выгодном – до 18 м включительно.

Список цитированных источников

1. Жданов, Д. А. Бескаркасные арочные покрытия из стальных тонкостенных профилей: история, современное состояние и перспективы применения в Республике Беларусь / Д. А. Жданов, В. П. Уласевич // Вестн. Брест. гос. техн. ун-та. – 2016. – № 1 : Строительство и архитектура. – С. 30–34.

2. Марцинкевич, Д. В. Исследования прочности, жесткости и продольной устойчивости вальцованных профилированных листов с поперечно рифлеными гранями : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Д. В. Марцинкевич. – Екатеринбург : УПИ, 1995. – 194 л.

3. Конструкции покрытия бескаркасных арочных зданий из стальных гнутых профилей. Технические условия : ТУ 5283-147-02494680-2004. – Введ. 01.02.2005. – М. : ЦНИИГСК им. Мельникова, 2005. – 12 с.

4. Воздействие на конструкции. Общие воздействия. Снеговые нагрузки: ТКП EN 1991-1-3 (EN 1991-1-3: 2003, IDT). – Введ. 10.12.2009, № 404. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – 48 с.

5. Воздействие на конструкции. Общие воздействия. Ветровые воздействия: ТКП EN 1991-1-4 (EN 1991-1-4: 2005, IDT). – Введ. 10.12.2009, № 404. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – 127 с.

6. Географический атлас Республики Беларусь [Карты] : сост. и подгот. к печ. Респ. унитар. предприятием «Белкартография» в 2005 г. – Обновлена в 2012 г. – 1 : 80 000, 800 м в 1 см. – Минск : Белкартография, 2013. – 1 к.