

**Сравнительный анализ определения расчетных усилий
для одноэтажного промышленного здания по национальным
нормам и Еврокоду**

Кантарович Т.М.

(Научный руководитель – Жабинский А.Н.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Введение

Целью данной работы является определение расчетных усилий в конструкции по результатам составления комбинаций расчетных нагрузок по трем нормативным документам – СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия» [1], EN 1990 (Еврокод) [2], ТКП EN 1990-2011 (с Национальным Приложением для Республики Беларусь) [3].

Расчет конструкции по предельным состояниям следует выполнять с учетом наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок или соответствующих им усилий.

Основные положения расчета по национальным нормам СНиП 2.01.07-85* [1]

Основные сочетания. При учете сочетаний (1), включающих постоянные и не менее двух временных нагрузок, расчетные значения временных нагрузок или соответствующих им усилий следует умножать на коэффициенты сочетаний, равные:

в основных сочетаниях для длительных нагрузок $\psi_1 = 0,95$; для кратковременных $\psi_2 = 0,9$;

$$\sum_{j=1}^n \gamma_{Fj} * G_j + \sum_{i=2}^n \gamma_{Fi} * \psi_1 * Q_{i,1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Fi} * \psi_2 * Q_{i,2}$$

При учете основных сочетаний (2), включающих постоянные нагрузки и одну временную нагрузку (длительную или кратковременную), коэффициенты ψ_1, ψ_2 вводить не следует.

$$\sum_{j=1}^n \gamma_{Fj} * G_j + \gamma_{Fi} * Q_{i,1}$$

В основных сочетаниях (3) при учете трех и более кратковременных нагрузок их расчетные значения допускается умножать на

коэффициент сочетания ψ_2 , принимаемый для первой (по степени влияния) кратковременной нагрузки — $\psi_{21}=1,0$, для второй — $\psi_{22}=0,8$, для остальных — $\psi_{23}=0,6$.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{fj} * G_j + \sum_{k \geq 1} \gamma_{fk} * \psi_1 * Q_{k1} + \sum_{k \geq 1} \gamma_{fk} * \psi_{21} * Q_{k2} + \sum_{k \geq 1} \gamma_{fk} * \psi_{22} * Q_{k3} + \sum_{k \geq 1} \gamma_{fk} * \psi_{23} * Q_{k4}$$

В особых сочетаниях (4) для длительных нагрузок $\psi_1 = 0,95$; для кратковременных $\psi_2 = 0,8$, кроме случаев, оговоренных в нормах проектирования сооружений для сейсмических районов и в других нормах проектирования конструкций и оснований. При этом особую нагрузку следует принимать без снижения.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{fj} * G_j + \sum_{k \geq 1} \gamma_{fk} * \psi_1 * Q_{k1} + \sum_{k \geq 1} \gamma_{fk} * \psi_{23} * Q_{k4} + \gamma_{f0} * Q_0$$

где G_j – нормативное значение постоянных нагрузок;

Q_{k1} – нормативное значение длительных нагрузок;

Q_{k2} – нормативное значение кратковременных нагрузок;

Q_0 – нормативное значение особых нагрузок;

γ_{fj} – коэффициент надежности по нагрузке.

При учете сочетаний нагрузок за одну временную нагрузку следует принимать:

а) нагрузку определенного рода от одного источника (давление или разрежение в емкости, снеговую, ветровую, гололедную нагрузки, температурные климатические воздействия, нагрузку от одного погрузчика, электрокара, мостового или подвесного крана);

б) нагрузку от нескольких источников, если их совместное действие учтено в нормативном и расчетном значениях нагрузки (нагрузку от оборудования, людей и складываемых материалов на одно или несколько перекрытий с учетом коэффициентов ψ_A и ψ_n , приведенных в пп. 3.8 и 3.9 [1]; нагрузку от нескольких мостовых или подвесных кранов с учетом коэффициента ψ , приведенного в п. 4.17 [1]; гололедно-ветровую нагрузку, определяемую в соответствии с п. 7.4 [1]).

Основные положения расчета по EN 1990 (Еврокод) [2] и ТКП EN 1990-2011 (с Национальным Приложением для РБ) [3]

Основные сочетания воздействий.

Для предельных состояний STR и GEO в EN 1990 (п.6.4 [2]) принимается как менее благоприятное сочетание из двух следующих выражений:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{j=1}^n \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i} \\ \sum_{j=1}^n \xi * \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i} \end{array} \right.$$

где "+" – означает "следует сочетать с";

Σ – обозначает "применяется совместно с".

Значения частных коэффициентов по еврокоду:

$\xi = 0.85$ – понижающий коэффициент для неблагоприятных постоянных воздействий G_j ;

$\gamma_{G,j}$ – частный коэффициент для постоянного воздействия;

$\gamma_{Q,1}$ – частный коэффициент при неблагоприятном доминирующем воздействии;

$\gamma_{Q,i}$ – частный коэффициент при неблагоприятном сопутствующем воздействии;

ψ_0, ψ_1, ψ_2 – частные коэффициенты, применяемые к комбинационному значению воздействий;

G_j – нормативное значение постоянных нагрузок;

$Q_{k,i}$ – нормативное значение кратковременных нагрузок.

Особые сочетания воздействий в расчетных ситуациях может быть выражено:

$$\sum_{j=1}^n \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_{Q,1} * (\psi_{1,1} \text{ или } \psi_{2,1}) * Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

Выбор между репрезентативными значениями $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ или $\psi_{2,1} Q_{k,1}$ зависит от соответствующей особой расчетной ситуации (удар от столкновения транспортных средств с частями зданий, пожар, или оценка живучести конструктивной системы после наступления особого события).

В таблице 1 приведены данные коэффициентов по рассматриваемым нормам. При этом следует учитывать, что в Национальном приложении для РБ частный коэффициент для воздействий γ_f для постоянных нагрузок меньше, чем рекомендованный в европейских

нормах [2] и адаптирован к нормам [3], как надежности по нагрузке.

Для удобства сравнения коэффициенты γ_f для каждого документа сведены в таблицу.

	СНиП [1]	EN [2]	ТКП EN [3]
Постоянные	1,05-1,3	1,35	1,05-1,3
Полезные	1,2	1,5	1,2
Ветровые	1,4	1,5	1,5
Снеговые	1,5	1,5	1,5

Рассмотрим задачу:

одноэтажное здание;

высота 7 м, шаг колонн – 6 м, пролет – 14 м, длина здания 36 м,

г. Минск;

сечение элементов: колонны - I 30Б2, ригель – I 100Б2, сталь С235.

Нагрузки : постоянная, снег и ветер.

Расчет произведен для рамы в средней части здания.

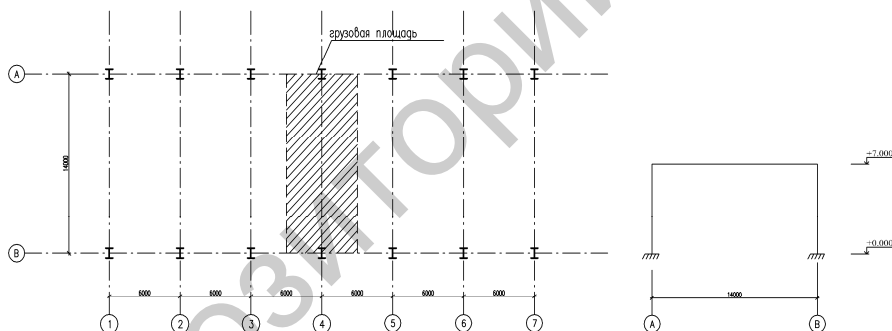


Рисунок 1 – Схема рассчитываемой рамы

Значения нагрузок, рассчитанных по документам [1],[2],[3], сведены в таблицу 1.

$$q_{[1]} = g \cdot B = 1,798 \cdot 6 = 10,79 \text{ кН/м.}$$

$$q_{[2]} = g \cdot B = 2,036 \cdot 6 = 12,216 \text{ кН/м.}$$

$$q_{[3]} = g \cdot B = 1,798 \cdot 6 = 10,79 \text{ кН/м.}$$

Таблица 1 – Постоянная нагрузка на кровлю

	Вид нагрузки	Нормативная, кПа	СНиП [1]		EN [2]		ТКП EN [3]	
			γ_f	$\gamma_f * G$	γ_f	$\gamma_f * G$	γ_f	$\gamma_f * G$
	<u>Постоянная</u>							
	Двухслойный гидро- изоляционный ковер	0,1	1,3	0,13	1,35	0,135	1,3	0,13
	Утеплитель минвата $\gamma = 200 \text{ кг/м}^3$, $\delta = 350$ мм	0,7	1,3	0,91	1,35	0,945	1,3	0,91
	Пароизоляция	0,04	1,3	0,052	1,35	0,054	1,3	0,052
	Стальной профили- рованный настил	0,12	1,05	0,126	1,35	0,162	1,05	0,126
	Прогоны стальные	0,2	1,05	0,21	1,35	0,27	1,05	0,21
	Собственный вес покрытия	0,35	1,05	0,37	1,35	0,47	1,05	0,37
	Итого:			<u>1,798</u>		<u>2,036</u>		<u>1,798</u>

Снеговая нагрузка на кровлю

1) Согласно нормативного документа [1]

Величина снеговой нагрузки зависит от района строительства. Полное расчетное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию ригеля рамы следует определять по формуле:

$$q_s = C_e s_0 \mu \gamma_f B = 0,64 * 1,2 * 1 * 1,5 * 6 = 6,91 \text{ кН/м}, \text{ где}$$

s_0 — нормативное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимаемое в зависимости от района строительства. Для г. Минска, котрый относиться ко II снеговому району - $s_0 = 1.2 \text{ кПа}$;

$\mu = 1$ — коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие;

γ_f — коэффициент надежности по нагрузке для снеговой нагрузки. Так как отношение нормативного значения постоянной нагрузки к s_0 : $g_n / s_0 = 1,798 / 0,7 = 2,57 > 0,8$, то в нашем случае $\gamma_f = 1.5$.

Коэффициенты μ , установленные в соответствии с указаниями схем 1, 2, 5 и 6 приложения 3 для пологих (с уклонами до 12 % или с $f/l \leq 0,05$) покрытий однопролетных и многопролетных зданий без

фонарей, проектируемых в районах со средней скоростью ветра за три наиболее холодных месяца $v > 2$ м/с, следует снижать умножением на коэффициент

$$C_e = (1,2 - 0,1v\sqrt{E})(0,8 + 0,002vb) = (1,2 - 0,1 * 6 * 0,5^{1/2}) * (0,8 + 0,002 * 14) = 0,64$$

где $k=0,5$ - принимается по таблице 6;

$b=14$ м - ширина покрытия, принимаемая не более 100 м.

2) Согласно нормативного документа ТКП EN 1991-1-3 для постоянных/переходных расчетных ситуаций расчет ведется по формуле

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k, \text{ где}$$

μ_i — коэффициент формы снеговых нагрузок, $\mu_i=0,8$ при $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$;

s_k — характеристическое значение снеговых нагрузок на грунт, Минск располагается в III районе, нормативное значение $s_k=1,6$ кПа;

$C_e = 1,0$ — коэффициент окружающей среды;

$C_t = 1,0$ — температурный коэффициент.

$$s = 0,8 * 1,6 * 1,0 * 1,0 = 1,28 \text{ кПа}$$

$$q_s = s * B = 1,28 * 6 = 7,68 \text{ кН/м}$$

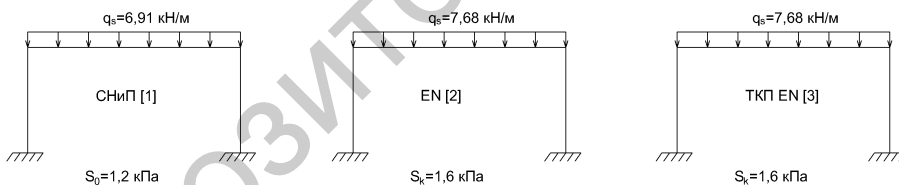


Рисунок 2 – Схема приложения снеговой нагрузки на кровлю

Ветровая нагрузка на кровлю

1) Согласно нормативного документа [1]

Расчет ведем по 2ой схеме приложения 4.

При расчете одноэтажных производственных зданий высотой до 36 м, при отношении высоты к пролету менее 1,5, размещаемых в местностях типов А и В, учитывается только статическая составляющая ветровой нагрузки, соответствующая установившемуся напору на здание. Характер распределения

статической составляющей ветровой нагрузки в зависимости от высоты над поверхностью земли определяют по формуле:

$$w_m = w_o \cdot k \cdot c \cdot \gamma_f, \text{ где}$$

w_o — нормативное значение ветрового давления, принимаемое в зависимости от района строительства. В I-ом ветровом районе, $w_o = 0.23$ кПа;

k — коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления в зависимости от высоты здания;

c — аэродинамический коэффициент; $c = 0.8$ — для наветренной стороны, $c = 0.5$ — для подветренной стороны, согласно приложения 4 [1] при отношении $b/l = 36/14 = 2,56 > 2$ и $h/l = 0,5 \leq 0,5$.

Определим ординаты фактических эпюр расчётной погонной нагрузки на раму на высоте 5, 8 м, для напора и отсоса при направлении действия ветровой нагрузки слева и справа.

$$q_w^n = w_o \cdot k \cdot c \cdot B \text{ кН/м}$$

$h, \text{ м}$	K	Напор	Отсос
5.0	0.5	0.552	0.414
7.0	0.56	0.62	0.46

Для упрощения расчета ветровую нагрузку принимают эквивалентной равномерно распределенной по высоте стойки (рис. 2.5). Величину ее можно найти из условия равенства изгибающих моментов в стойке от фактической эпюры ветрового давления.

Эквивалентная нагрузка на стойку рамы:

$$q = \frac{2M_A}{h^2} = \frac{2 \cdot 16,67}{7,2^2} = 0,64 \text{ кН/м,}$$

$$M_A = 0,552 \cdot 7 \cdot 4,2 + 0,5 \cdot 0,068 \cdot 2 \cdot 6,53 = 16,67 \text{ кН;}$$

$$q'_{\text{экр}} = \frac{G'}{c} q_{\text{экр}} = 0,4 \text{ кН/м.}$$

Вертикальная составляющая на крышу здания.

$$C_{e1} = -0,6 \quad C_{e2} = -0,4 \text{ при } h/l = 0,5 \text{ и уклоне } \alpha = 0^{\circ}.$$

$$q_{we1} = -0,23 \cdot 0,56 \cdot 0,6 \cdot 6 = -0,46 \text{ кН/м}$$

$$q_{we2} = -0,23 \cdot 0,56 \cdot 0,4 \cdot 6 = -0,31 \text{ кН/м}$$

2) Согласно нормативного документа [2], [3]

Базовое значение скорости ветра $V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} = 24 \cdot 1 \cdot 1 = 24$ м/с

Средняя скорость ветра $v_m(z)$ на высоте z над уровнем земли зависит от шероховатости местности, орографии и базового значения

скорости ветра v_b . Она равна $v_m(z)=c_r(z)*c_0(z)*v_b=0,45*24=10,8$ м/с (для высоты 7 м)

$$C_0(z)=1$$

$$c_r(z)=k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)=0,23*\ln(7/1)=0,45$$

$$k_r=0,19*\left(\frac{z_0}{z_0+1}\right)^{0,07}=0,19*(1/0,05)^{0,07}=0,23$$

Пиковое значение ветровой нагрузки

$$q_p(z)=[1+7I_v(z)]*0,5*\rho*v_m^2(z)=c_0(z)*q_b=1,2*0,360=0,432 \text{ кН/м}$$

$$q_b=0,5*\rho*v_b^2=0,5*1,25*24^2=360 \text{ Н/м}=0,36 \text{ кН/м}$$

Ветровое давление w_e , действующее на внешние поверхности конструкций здания

$$w_e=q_p(z_e)*c_{pe}=-0,432*(-1,2)=-0,5184 \text{ кН/м} - \text{ для зоны А}$$

$$w_e=q_p(z_e)*c_{pe}=-0,432*(-0,8)=-0,3456 \text{ кН/м} - \text{ для зоны В}$$

Ветровое давление w_i , действующее на внутренние поверхности конструкций здания, следует определять по формуле (5.2)

$$w_i=q_p(z_i)*c_{pi}=0,432*0,2=0,0864 \text{ кН/м}$$

Коэффициенты наружного давления c_{pe} для зданий и его частей зависят от размера загруженной площади A , которая является площадью конструкции, создающей ветровое воздействие в сечении, которое рассчитывается.

$e = b$ или $2h$ – меньшее значение

$$e=14$$

Согласно таблице 7.1 для вертикальных прямоугольных в плане зданий ($h/d=0,57$)

$$\text{Для зоны А } C_{pe}=C_{pe,10}=-1,2$$

$$\text{Для зоны В } C_{pe}=C_{pe,10}=-0,8$$

Распределение ветровых давлений на плоских крышах

Коэффициенты $C_{pe}=C_{pe,10}$ для соответствующих зон

F	G	H	I		
-1,6	-0,9	-0,7	-0,2		

Ветровое давление w_i , действующее на внутренние поверхности конструкций здания, следует определять по формуле (5.2) ТКП EN 1991-1-4.

$$w_i=q_p(z_i)*c_{pi}$$

Согласно рис 7.13 ТКП EN 1991-1-4 для зданий без доминантной поверхности $C_{pi}=0,2$

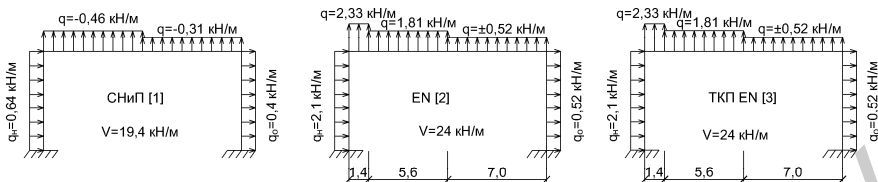


Рисунок 3 – Схема приложения ветровой нагрузки

Расчет рамы производится с помощью программного комплекса Лири 9.6.

Для расчета принимаем следующие номера загрузжений:

1. Постоянная нагрузка
2. Снеговая
3. Ветер слева
4. Ветер справа

Расчетные комбинации нагрузок по нормативному документу

[1]. Основные сочетания:

$$\begin{cases} (1,05 \dots 1,3) * G_{n,j} + 1,5 * Q_s \\ (1,05 \dots 1,3) * G_{n,j} + 1,4 * Q_w \\ (1,05 \dots 1,3) * G_{n,j} + 0,9 * \sum (1,5 * Q_s + 1,4 * Q_w) \end{cases}$$

Расчетные комбинации воздействий по нормативному документу [2]. Основные сочетания:

$$\begin{cases} 1,35 * G_{n,j} + 1,5 * Q_s + 0,6 * 1,5 * Q_w \\ 1,35 * G_{n,j} + 1,5 * Q_w + 0,7 * 1,5 * Q_s \end{cases}$$

Расчетные комбинации воздействий по нормативному документу [3]. Основные сочетания:

$$\begin{cases} (1,05 \dots 1,3) * G_{n,j} + 1,5 * Q_s + 0,6 * 1,5 * Q_w \\ (1,05 \dots 1,3) * G_{n,j} + 1,5 * Q_w + 0,6 * 1,5 * Q_s \end{cases}$$

Для анализа расчетных усилий в раме принимаем 3 наиболее характерных сечения сечения (рис.4) – в начале и конце колонны (сечения 1-1, 2-2) и в середине ригеля (сечение 3-3)..Значения расчетных усилий для указанных сечений в таблицы 2 и 3.

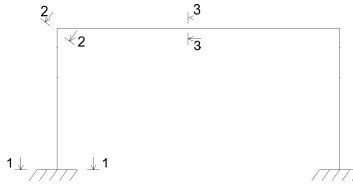


Рисунок 4

Расчетные значения усилий определяем по абсолютной величине $N_{\text{усл}} = \frac{N}{2} + \frac{M}{h}$, где M и N – значения, взятые для сечения по одной и той же комбинации, а $h=0.3\text{м}$ – высота сечения колонны и $h=1\text{м}$ – высота сечения ригеля. Расчетные значения усилий для колонны (сечения 1-1 и 2-2) приведены в таблице 2, для – ригеля (сечение 3-3) приведены в таблице 3.

Анализ таблицы 2 показывает, что продольные усилия N для колонны рассчитанные по документам 2 и 3 соответственно на 5,4% и 12,5% меньше, чем по документу [1], в то время изгибающие моменты по документам [2] и [3] соответственно возросли в 2,44 раза. (По $N_{\text{усл}}$ расчетные усилия возросли соответственно на 44,3% и 39,5%).

Для ригеля максимальное значение момента M соответствует расчету по документу [1], по [2] и [3] документам - M уменьшился соответственно 10,3% и 6,2%.

Для анализа разгружающего влияния ветровой нагрузки действующей на ригель примем расчетные схемы ветровой нагрузки по документам [1], [2], и [3] без учета вертикальной составляющей ветровой нагрузки действующей на ригель (рис.5). Полученные данные расчета, приведенные соответственно в таблицах 4 и 5.

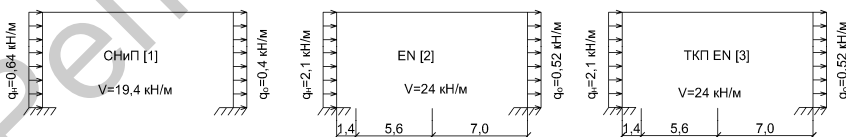


Рисунок 5 – Схемы ветровых нагрузок

Сравнивая расчетные значения, можно сделать вывод, что при расчете колонны максимальное значение получено по [2] – продольные усилия по документами [1] и [3] соответственно на

1.5% и 7.5% меньше, а момент по документу [1] составляет только 10.5% от максимального момента, рассчитанному по документу [2]

Для ригеля максимальное значение момента получено при расчете по нормативному документу [1] – 432,6 кНм. При расчете по документами [2] и [3] изгибающие моменты для ригеля соответственно составили 404,5кНм, 422,0 кНм, что меньше на 6% и 2,5%.

Если не учитывать разгружающее влияние вертикальной составляющей ветровой нагрузки на ригель, то значения усилий во всех случаях увеличатся, но на величину не более чем на 10%.

Для сравнения полученных расчетных значений сведём наибольшие значения по обоим вариантам в таблицу 6.

Вывод: Анализ данных расчета показывает, что расчетные усилия для колонн рамы однопролетного здания, определяемые по документам [2], [3] на 39-45% выше, чем усилия, определенные согласно документа [1].

Для ригеля максимальные расчетные усилия имеет место при расчете по документу [1], по документам [2] и [3] расчетные усилия меньше на 6-11%,.

Это объясняется тем, что значения постоянных, ветровых и снеговых нагрузок, определяемых по документам [2], [3] выше, чем по документу [1] и частными коэффициентами при составлении сочетаний усилий.

ЛИТЕРАТУРА:

1. СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия. – М.:ФГУП ЦПП, 2006
2. ТКП EN 1991-1-1-2009. Еврокод 1. Воздействия и конструкции. Часть 1-1. Удельный вес, постоянные и временно нагрузки на здания. – Минск: МАиС,2010
3. ТКП EN 1991-1-3-2009. Еврокод 1. Воздействия и конструкции. Часть 1-3. Снеговые нагрузки. – Минск: МАиС,2010
4. ТКП EN 1991-1-4-2009. Еврокод 1. Воздействия и конструкции. Часть 1-4. Ветровые нагрузки. – Минск: МАиС,2010
5. ТКП EN 1990-2011. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций. – Минск: МАиС,2012
6. EN 1990 – Eurocode: Basis of structural design