

**ДЕРЖАВНА КОРПОРАЦІЯ
«УКРМОНТАЖСПЕЦБУД»**

**ТОВ «УКРАЇНСЬКИЙ ІНСТИТУТ
СТАПЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ
ІМ. В.М. ШИМАНОВСЬКОГО»**

Свідоцтво про державну реєстрацію
КВ № 17750-6600 ПР від 07.04.2011 р.

ГОЛОВНИЙ РЕДАКТОР
Адріанов В.П.

ВІДПОВІДАЛЬНИЙ СЕКРЕТАР
Лукашевич Т.І.

РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ

Абрашкевич Ю.Д., д.т.н., проф.
Беркута А.В., к.е.н.
Голоднов О.І., д.т.н., проф.
Гончаренко Д.Ф., д.т.н., проф.
Гордеев В.М., д.т.н., проф.
Гуляев В.І., д.т.н., проф.
Єгоров Є.А., д.т.н., проф.
Кваша В.Г., д.т.н., проф.
Корольов В.П., д.т.н., проф.
Лантух-Лященко А.І., д.т.н., проф.
Лобанов Л.М., академік НАНУ,
д.т.н., проф.
Мущанов В.П., д.т.н., проф.
Оглобля О.І., д.т.н., проф.
Пасечнюк В.Л.
Пічугін С.Ф., д.т.н., проф.
Стоянов В.В., д.т.н., проф.
Шимановський О.В., член-кор. НАНУ,
д.т.н., проф.

МІЖНАРОДНА РЕДАКЦІЙНА РАДА на 2015 — 2016 роки

Абель Д., д.т.н., проф. (США)
Агош З., д.т.н., проф. (Словаччина)
Белоев М., к.т.н. (Болгарія)
Ведяков І.І., д.т.н., проф. (Росія)
Грінченко В.Т.,
академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)
Зюлко Є., д.т.н., проф. (Польща)
Кавагучі М., д.т.н., проф. (Японія)
Каравайченко М.Г., д.т.н., проф. (Росія)
Като Ш., д.т.н., проф. (Японія)
Кульбах В.,
академік НАНУ, д.т.н., проф. (Естонія)
Лан Т., д.т.н., проф. (Китай)
Назаров Ю.П., д.т.н., проф. (Росія)
Новак А., д.т.н., проф. (США)
Розерт Х., д.т.н., проф. (Німеччина)
Сидорович Є.М.,
д.т.н., проф. (Білорусь)
Спарлінг Б., д.т.н., проф. (Канада)
Трощенко В.Т.,
академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)
Тулебаєв К.Р., д.т.н. (Казахстан)
Янковяк Р., д.т.н., проф. (Польща)



ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

Виходить 4 рази на рік

Заснований у листопаді 2007 року

ЗМІСТ

НОРМАТИВНА БАЗА

А.В. Шимановский, С.М. Кондра

ОБ ОДНОМ АСПЕКТЕ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ВЕТРОВЫХ НАГРУЗОК
НА ВЫСОТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЕВРОКОДА 2

НАУКА – ВИРОБНИЦТВО

В.И. Колчунов, И.А. Яковенко, Е.А. Дмитренко

КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ НЕЛИНЕЙНОЙ ПЛОСКОЙ ЗАДАЧИ
СЦЕПЛЕНИЯ БЕТОНА И АРМАТУРЫ В ПК ЛИРА-САПР 6

А.Л. Никифоров, И.А. Менейлюк, М.Н. Ершов

ВЫБОР КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ РЕШЕНИЙ ПРОТИВОАВАРИЙНЫХ
МЕРОПРИЯТИЙ НА ОБЪЕКТАХ РЕКОНСТРУКЦИИ 16

ОБ'ЄКТИ СПЕЦІАЛЬНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ

Г.М. Агеева

ОБ'ЄКТИ СПЕЦІАЛЬНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ –
ВИСОТНІ АКЦЕНТИ АРХІТЕКТУРИ АЕРОПОРТІВ 20

ПРОЕКТУВАННЯ

**А.Ю. Разумов, С.В. Каргаполов, Д.А. Курочкин,
Р.В. Олейник, И.К. Амельчя, И.А. Ведмедь**

ПРОЕКТИРОВАНИЕ НЕСТАНДАРТНЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ БУНКЕРОВ ХРАНЕНИЯ
ДРОБЛЕННОЙ РУДЫ ДЛЯ СЕКЦИИ № 9 ОАО «ПОЛТАВСКИЙ ГОК». 25

РЕКОНСТРУКЦІЯ

Д.Ф. Гончаренко, О.В. Старкова, Д.А. Бондаренко, А.А. Гармаш

ЭФФЕКТИВНЫЙ МЕТОД РЕМОНТА
И ВОССТАНОВЛЕНИЯ КАНАЛИЗАЦИОННЫХ ТОННЕЛЕЙ 33

ЕЛЕКТРОМЕРЕЖЕВІ КОНСТРУКЦІЇ

Ю.Н. Прядко, Н.В. Прядко

МОДИФИЦИРОВАННЫЕ КОМПОЗИТНЫЕ ОПОРЫ
ВОЗДУШНЫХ ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ 37

ПРОСТОРОВІ КОНСТРУКЦІЇ

Е.И. Гезенцев

ТЕХНОЛОГИЧНОСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ МЕЛКОЗЕРНИСТЫХ
ТЕРМОУПРОЧНЕННЫХ СТАЛЕЙ В КОНСТРУКЦИЯХ КОЖУХОВ
ДОМЕННЫХ ПЕЧЕЙ 43

ЮВІЛЕЇНІ ДАТУ

ГОРДЕЕВ ВАДИМ МИКОЛАЙОВИЧ (до 80-річчя від дня народження)

Постановою президії ВАК України від 18.11.2009 р. № 1-05/5 журнал внесено
до переліку наукових фахових видань із технічних наук

ОБ ОДНОМ АСПЕКТЕ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ВЕТРОВЫХ НАГРУЗОК НА ВЫСОТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЕВРОКОДА

Согласно Еврокоду [1] силу ветра F_w , действующую на конструкцию, находят с использованием коэффициентов силы и вычислением сил давлений на поверхности. При этом определяться сила может как непосредственно на конструкцию или ее компонент с помощью соотношения

$$F_w = c_s c_d c_f q_p(z_e) A_{ref},$$

так и векторным сложением сил, действующих на ее отдельные конструктивные элементы, с использованием следующей формулы:

$$F_w = c_s c_d \sum_{elements} c_f q_p(z_e) A_{ref},$$

в которых обозначено: c_s – коэффициент размера; c_d – динамический коэффициент; c_f – коэффициент силы для конструкции или ее конструктивного элемента; $q_p(z_e)$ – максимальный скоростной напор на базовой высоте z_e ; A_{ref} – базовая (относительная) площадь конструкции или ее конструктивного элемента.

Также обратим внимание на то, что в Еврокоде [1] произведение коэффициентов c_s и c_d , обозначаемое через $c_s c_d$, рекомендуется применять в виде единого параметра, носящего название конструктивного коэффициента. Поскольку указанный коэффициент, как правило, имеет достаточно существенное влияние на определение значений ветровых нагрузок, действующих на высотные сооружения, остановимся подробнее на методике его вычисления.

В Еврокоде [1] величину конструктивного коэффициента предлагается устанавливать с использованием следующего выражения:

$$c_s c_d = \frac{1 + 2k_p I_v(z_s) \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7I_v(z_s)},$$

где помимо уже введенных обозначений по-

ложено: $c_s = \frac{1 + 7I_v(z_s) \sqrt{B^2}}{1 + 7I_v(z_s)}$ – коэффициент разме-

ра, учитывающий эффект уменьшения действия ветра от неодновременного возникновения амплитудного ветрового давления на поверх-

ность; $c_d = \frac{1 + 2k_p I_v(z_s) \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7I_v(z_s) \sqrt{B^2}}$ – динамический

коэффициент, учитывающий нарастающий эффект колебаний от турбулентности в резонансе с конструкцией; k_p – коэффициент амплитуды, определяемый как отношение максимального значения пульсационной части реакции к ее стандартному отклонению (среднеквадратичному отклонению); $I_v(z_s)$ – интенсивность турбулентности на базовой высоте z_s ; B^2 – фоновая составляющая реакции, учитывающая отсутствие полной корреляции давления на поверхность конструкции, значение которой с точки зрения безопасности рекомендуется принимать $B^2 = 1,0$; R^2 – резонансная составляющая реакции, возникающая при определенной форме колебаний вследствие турбулентности.



А.В. Шимановский
генеральный директор
ООО «Укринсталькон
им. В.Н. Шимановского»,
член-корреспондент НАН Украины,
заслуженный деятель науки и техники
Украины, д.т.н., профессор



С.М. Кондра
главный конструктор отдела
пространственных сооружений
ООО «Укринсталькон
им. В.Н. Шимановского»

Далее нужно сказать о том, что в Национальном приложении [2], уточняющем положения Еврокода [1] применительно к особенностям географических, климатических и некоторых других присущих Украине условий, с целью дифференциации влияния составляющих конструктивного коэффициента на ветровое воздействие на высотные сооружения, входящие в его состав множители рекомендуется разделять.

А теперь поясним методику нахождения конструктивного коэффициента на следующем примере. Итак, требуется определить коэффициенты размера и динамичности для башни высотой $h = 70$ м и шириной $b = 2,3$ м (горизонтальный средний размер верхней трети башни), размещенной в 4-м ветровом районе. Также задается типом местности II. Кроме того, считаем, что основная собственная частота по направлению действия ветра равна $n_{1,x} = 1,04$ Гц.

Вначале определяем интенсивность турбулентности, для чего используем известную формулу

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \ln(z/z_0)}$$

В соответствии с заданными исходными данными значения входящих в эту формулу параметров будут таковы: $z = 70$ м – высота башни; $c_0(z) = 1$ – коэффициент рельефа (для долин допускается принимать равным единице); $k_I = 1$ – коэффициент турбулентности; $z_0 = 0,05$ м – для типа местности II (территория с низкой растительностью и отдельными препятствиями (деревья, здания) с минимальным интервалом в 20 высот препятствия), а $\ln(z/z_0) = \ln(70/0,05) = 7,24$.

Подстановка этих значений в приведенную выше формулу для интенсивности турбулентности дает:

$$I_v(z) = 1/(1 \cdot 7,24) = 0,138.$$

Теперь найдем масштаб турбулентности L_z , определяющий среднее значение природных ветров. Для этого воспользуемся выражением

$$L_z = L_t(z/z_t)^\alpha,$$

где $L_t = 300$ м – базовый масштаб турбулентности; $z_t = 200$ м – базовая высота; а показатель степени будет таков: $\alpha = 0,67 + 0,05 \ln 0,05 = 0,52$.

Тогда имеем:

$$L_z = 300(70/200)^{0,52} = 173.$$

Далее найдем среднюю скорость ветра, для чего воспользуемся формулой

$$v_m(z) = c_0(z) \ln(z/z_0) k_r v_b,$$

в которой следует учесть, что $k_r = 0,19$ – коэффициент местности, а базовое значение скорости ветра для 4-го ветрового района равно $v_b = 30$ м/с.

Подставляя эти значения в формулу для средней скорости ветра, получим:

$$v_m(z) = 1 \cdot 7,24 \cdot 0,19 \cdot 30 = 41,2 \text{ м/с.}$$

Безразмерную частоту колебаний башни определим в виде

$$f_L(z, n) = n L_z / v_m(z).$$

Принимая во внимание, что входящая в это соотношение частота n соответствует в рассматриваемом случае основной собственной частоте по направлению действия ветра $n_{1,x} = 1,04$ Гц получим:

$$f_L(z, n) = 1,04 \cdot 173/41,2 = 4,36.$$

Спектральную плотность колебательного процесса представим как

$$S_L(z, n) = 6,8 f_L(z, n) / [1 + 10,2 f_L(z, n)].$$

Подставляя сюда величину безразмерной частоты, будем иметь:

$$S_L(z, n) = 6,8 \cdot 4,36 / [1 + 10,2 \cdot 4,36] = 0,051.$$

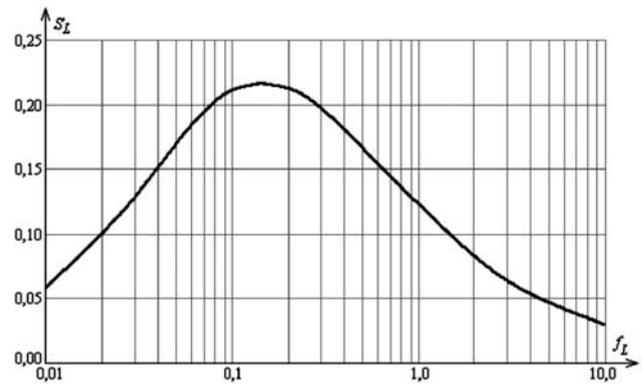


Рис. 1. График зависимости спектральной плотности от безразмерной частоты колебаний $S_L = f(f_L)$

Отметим, что, если зависимость «спектральная плотность S_L – безразмерная частота колебаний f_L » представить графически на участке изменения f_L от 0,01 до 10,0, то получим картину, изображенную на рис. 1.

Перейдем теперь к нахождению фоновой и резонансной составляющих реакции. Так, фоновая (квазистатическая) составляющая реакции, учитывающая отсутствие полной корреляции давления на поверхность конструкции, с учетом уже найденных ранее параметров определяется следующим образом:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \left(\frac{b+h}{L(z_s)} \right)^{0,63}} = \frac{1}{1 + 0,9 \left(\frac{2,3+70}{173} \right)^{0,63}} = 0,658.$$

Учитывая, что Еврокод [1] разрешает из соображений безопасности принимать квадрат фоновой составляющей реакции равным единице, для сравнения выполним наш расчет с учетом двух значений B^2 , а именно: 1,0 и 0,658.

Резонансная составляющая реакции, возникающая при определенной форме колебаний вследствие турбулентности, может быть записана так:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2\delta} S_L(z, n) R_h(\eta_h) R_b(\eta_b).$$

Установим значения входящих в последнее выражение аэродинамических передаточных функций R_h и R_b . Так, например, для первой аэродинамической передаточной функции R_h является справедливой такая запись:

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2\eta_h^2} (1 - e^{-2\eta_h}),$$

а входящий в это соотношение параметр η_h , в свою очередь, определяется как

$$\eta_h = \frac{4,6h}{L(z_s)} f_L(z, n) = \frac{4,6 \cdot 70}{173} \cdot 4,36 = 1,86.$$

Тогда для функции R_h окончательно имеем:

$$R_h = \frac{1}{1,86} - \frac{1}{2 \cdot 1,86^2} (1 - e^{-2 \cdot 1,86}) = 0,395.$$

Что же касается второй аэродинамической передаточной функции R_b , то для нее можем положить:

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2\eta_b^2} (1 - e^{-2\eta_b})$$

и, действуя далее аналогично тому, как это было выполнено ранее, получим:

$$\eta_b = \frac{4,6b}{L(z_s)} f_L(z, n) = \frac{4,6 \cdot 2,3}{173} \cdot 4,36 = 0,267;$$

$$R_b = \frac{1}{0,267} - \frac{1}{2 \cdot 0,267^2} (1 - e^{-2 \cdot 0,267}) = 0,836.$$

Определим теперь значение логарифмического декремента затухания колебаний, который описывается достаточно простым соотношением вида

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d,$$

где δ_s – логарифмический декремент конструктивного демпфирования, причем для сварных соединений его величина равна 0,02, для высокопрочных болтов – 0,03 и для обычных болтов – 0,05. Для расчета принимаем $\delta_s = 0,05$.

Второе слагаемое этой формулы δ_a является логарифмическим декрементом аэродинамического демпфирования для основной формы колебаний конструкции, а его установление выполняется так:

$$\delta_a = \frac{c_f \rho b v_m(z)}{2n_{1,x} m_e} = \frac{1,53 \cdot 1,25 \cdot 2,3 \cdot 41,2}{2 \cdot 1,04 \cdot 600} = 0,145.$$

Несмотря на то, что смысл и величины некоторых входящих в рассматриваемое выражение параметров ранее уже были раскрыты, для соблюдения дальнейшей целостности изложения приведем их в полном объеме. Итак, эти параметры понимаются здесь следующим образом: $c_f = 1,53$ – коэффициент силы для пространственных решетчатых конструкций при коэффициенте сплошности $\varphi = 0,6$ (нахождение его значения будет пояснено несколько ниже); $\rho = 1,25 \text{ кг/м}^3$ – значение плотности воздуха, принятое в соответствии с Национальным приложением [2]; $b = 2,3 \text{ м}$ – ширина (горизонтальный средний размер верхней трети башни); $v_m(z) = 41,2 \text{ м/с}$ – средняя скорость ветра; $n_{1,x} = 1,04 \text{ Гц}$ – основная собственная частота колебаний башни по направлению действия ветра; $m_e = 600 \text{ кг/м}$ – эквивалентная масса на единицу длины для основной формы колебаний, определенная как

среднее значение, распределенное в верхней трети конструкции.

А теперь вернемся к коэффициенту силы для пространственных решетчатых конструкций c_f . Выше уже было сказано, что его значение определяется при коэффициенте сплошности $\varphi = 0,6$. Но это еще не все, поскольку значение коэффициента c_f должно корректироваться с учетом его базовой величины $c_{f,0}$ и понижающего коэффициента ψ_λ , учитывающего краевые эффекты в зависимости от гибкости стержня или, иными словами, уменьшения сопротивления конструкции от воздушного потока около ее краев по формуле

$$c_f = c_{f,0} \psi_\lambda.$$

Таким образом, принимая во внимание, что $c_{f,0} = 1,8$, а величина коэффициента ψ_λ равна 0,85 при значении гибкости

$$\lambda = 1,4 \cdot h/b = 1,4 \cdot 70/2,3 = 42,6,$$

где, напомним, по-прежнему $h = 70 \text{ м}$ – высота башни и $b = 2,3 \text{ м}$ – ее ширина, окончательно приходим к ранее учтенному при вычислении δ_a значению $c_f = 1,8 \cdot 0,85 = 1,53$.

Соответствующие графики, отображающие поведение коэффициента силы в зависимости от коэффициента сплошности, построенные для высотных сооружений с различными видами треугольных и квадратных поперечных сечений, представлены на рис. 2, а графическая зависимость коэффициента краевых эффектов от гибкости стержня при разных значениях коэффициента сплошности φ – на рис. 3.

И, наконец, в части третьего слагаемого формулы для определения логарифмического декремента затухания колебаний – δ_d , отметим, что это слагаемое является логарифмическим декрементом демпфирования от воздействия демпфирующих устройств. В нашем случае принимаем, что демпфирующие устройства отсутствуют, и тогда вполне очевидно, что $\delta_d = 0$.

И только теперь, зная значения всех трех слагаемых логарифмического декремента затухания колебаний, имеем возможность окончательно установить его величину. Таким образом, получаем:

$$\delta = 0,05 + 0,145 = 0,195.$$

С учетом последнего результата находим квадрат величины резонансной составляющей реакции:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot 0,195} \cdot 0,051 \cdot 0,395 \cdot 0,836 = 0,426.$$

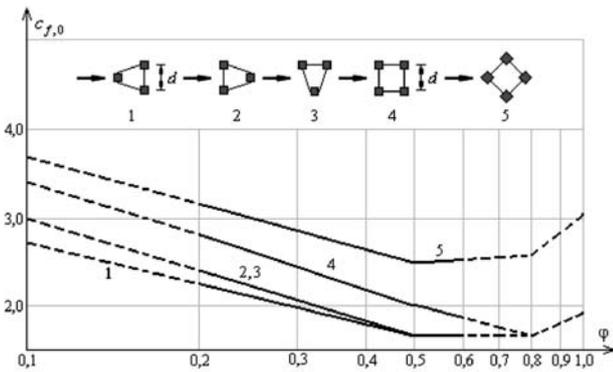


Рис. 2. График зависимости коэффициента силы для пространственных решетчатых конструкций с элементами из уголков от коэффициента сплошности $c_f = f(\varphi)$

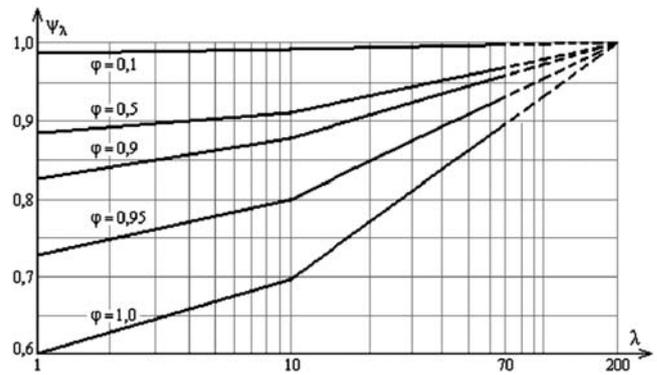


Рис. 3. График зависимости коэффициента краевых эффектов (понижающего коэффициента) от гибкости стержня $\psi_\lambda = f(\lambda)$

Далее находим другие необходимые расчетные параметры, необходимые для нахождения конструктивного коэффициента. В частности, эффективная частота колебаний башни ν находится так:

- случай $B^2 = 1$

$$\nu = n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} = 1,04 \cdot \sqrt{\frac{0,426}{1 + 0,426}} = 0,568 ;$$
- случай $B^2 = 0,658$

$$\nu = n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} = 1,04 \cdot \sqrt{\frac{0,426}{0,658 + 0,426}} = 0,651 .$$

А коэффициент амплитуды k_p , физический смысл которого определяется отношением максимального значения пульсационной составляющей реакции к ее стандартному отклонению, может быть представлен как

$$k_p = \sqrt{2 \ln(\nu T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \ln(\nu T)}} ,$$

где T – период осреднения скорости ветра.

Тогда имеем:

- случай $B^2 = 1$

$$k_p = \sqrt{2 \ln(0,568 \cdot 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \ln(0,568 \cdot 600)}} = 3,41 + 0,175 = 3,58 ;$$
- случай $B^2 = 0,658$

$$k_p = \sqrt{2 \ln(0,651 \cdot 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \ln(0,651 \cdot 600)}} = 3,45 + 0,174 = 3,62 .$$

Причем здесь следует заметить, что при выполнении последних вычислений было учтено, что период осреднения скорости ветра составляет $T = 600$ с.

Также отметим то, что на этом, наконец, заканчивается процесс нахождения всех параметров, необходимых для установления значений

как составляющих конструктивного коэффициента, так и самого этого коэффициента в целом.

Итак, вычисляем коэффициент размера c_s :

- случай $B^2 = 1$

$$c_s = \frac{1 + 7 \cdot 0,138 \cdot \sqrt{1,0}}{1 + 7 \cdot 0,138} = 1 ;$$
- случай $B^2 = 0,658$

$$c_s = \frac{1 + 7 \cdot 0,138 \cdot \sqrt{0,658}}{1 + 7 \cdot 0,138} = 0,91 .$$

Теперь вычисляем динамический коэффициент c_d :

- случай $B^2 = 1$

$$c_d = \frac{1 + 2 \cdot 3,58 \cdot 0,138 \cdot \sqrt{1,0 + 0,426}}{1 + 7 \cdot 0,138 \cdot \sqrt{1,0}} = 1,11 ;$$
- случай $B^2 = 0,658$

$$c_d = \frac{1 + 2 \cdot 3,62 \cdot 0,138 \cdot \sqrt{0,658 + 0,426}}{1 + 7 \cdot 0,138 \cdot \sqrt{1,0}} = 1,04 .$$

А теперь вычисляем конструктивный коэффициент:

- случай $B^2 = 1$ $c_s c_d = 1,0 \cdot 1,11 = 1,11 ;$
- случай $B^2 = 0,658$ $c_s c_d = 0,91 \cdot 1,04 = 0,95 .$

Как видим, при выполнении рекомендаций Еврокода [1] в части принятия квадрата фоновой составляющей реакции равным единице, величина конструктивного коэффициента возрастает до 15 %.

- [1] Національний стандарт України. Еврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1–4. Загальні дії. Вітрові навантаження. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4:2010 (EN 1991-1-4:2005, IDT). – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2013. – 165 с.
- [2] Зміна № 1 до ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4:2010 (EN 1991-1-4:2005, IDT). Еврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1–4. Загальні дії. Вітрові навантаження. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2014. – 14 с.

Надійшла 03.02.2016 р.

УДК 624.012.45:624.023.87

КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ НЕЛИНЕЙНОЙ ПЛОСКОЙ ЗАДАЧИ СЦЕПЛЕНИЯ БЕТОНА И АРМАТУРЫ В ПК ЛИРА-САПР

Рассмотрены плоские конечно-элементные модели железобетонного центрально-армированного призматического стержня, выдергиваемого из бетонной матрицы: модель с элементами сцепления, работающими на растяжение, сжатие и на сдвиг, в ПК Лира-САПР. Построен и выполнен сопоставительный анализ основных зависимостей распределения касательных напряжений сцепления, продольных усилий и относительных продольных деформаций в арматуре и бетоне, относительных взаимных смещений арматуры и бетона, перемещения торца по высоте образца в моделях сцепления арматуры с бетоном, продольных усилий в арматуре и бетоне в элементах сцепления по длине стержня.

The planar finite element models are considered for reinforced concrete central prismatic rod. It is pulled out of the concrete matrix: the model with bond elements operating in tension, compression and shear in software package Lira-SAPR. It is built and made a comparative analysis and basic dependencies distribution bond shear stresses, longitudinal forces and relative longitudinal strains in armature and concrete, the relative mutual displacement of reinforcement and concrete, moving the end of the sample height in bond models armature with concrete, armature and concrete longitudinal forces in bond elements along the length of the rod.

Ключевые слова: сцепление арматуры с бетоном, нелинейная задача сцепления, плоские конечно-элементные модели, сопоставительный анализ.

Проблема сцепления арматуры с бетоном имеет фундаментальное значение для теории и практики железобетона. Совместная работа арматуры с бетоном обеспечивается сцеплением, являясь основной предпосылкой работы железобетона как конструкционного материала, и играет важную роль в обеспечении прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных конструкций.

Большой вклад в создание теории сцепления и в решение ее задач внесли такие ученые, как А.А. Гвоздев, А.Б. Гольшев [1], В.М. Бондаренко [2], Н.И. Карпенко [3], М.В. Кольнер, А.А. Оатул, М.М. Холмянский [4] и др.

Силы сцепления создают сложное напряженно-деформированное состояние в армированных элементах и конструкциях. Точность определения основных параметров сцепления в железобетонном элементе (усилие в стержне, длина его заложения, напряжение и деформации сцепления) в большой степени зависит от учета реальных режимов нагрузок и условий эксплуатации конструкций, а также правильного выбора расчетных схем, которые наиболее полно учитывали бы одновременное действие продольных и поперечных напряжений взаимодействия арматуры с бетоном.

В последнем случае широкие возможности для построения теории сцепления открывает метод конечных элементов (МКЭ) и другие многочисленные методы. Однако их применение связано со знанием законов деформирования бетонов при объемном (или плоском) напряженном состоянии, критериев трещинообразования и т.п.



В.И. Колчунов

профессор кафедры компьютерных технологий строительства Национального авиационного университета, д.т.н., профессор



И.А. Яковенко

доцент кафедры компьютерных технологий строительства Национального авиационного университета, к.т.н., доцент



Е.А. Дмитренко

аспирант кафедры компьютерных технологий строительства Национального авиационного университета

В целях повышения точности оценки сопротивления эксплуатируемых железобетонных конструкций рационально использовать модели с дискретным расположением арматурных стержней с учетом реальных характеристик сцепления арматуры с бетоном, определяемых, как правило, экспериментальным путем [1–6].

В статье представлены три плоские модели железобетонного призматического стержня, центрально-армированного стержневой горячекатаной арматурой, выдергиваемой из бетонной матрицы: модель с элементами сцепления, работающими на растяжение, на сжатие и на сдвиг.

Построены и проанализированы графики распределения продольных усилий, перемещений и деформаций, действующих в различных сечениях по длине стержня в рассматриваемых моделях.

Исходные данные для моделирования плоской задачи сцепления:

- геометрические характеристики железобетонного образца:
 - длина $l = 600$ мм, высота $h = 150$ мм, толщина $t = 33$ мм;
- арматура класса А400С, $E_s = 2 \cdot 10^7$ тс/м²:
 - диаметр – $\varnothing 10$ мм, коэффициент Пуассона для арматуры $\nu_s = 0,3$; растягивающее усилие $N_s = 1$ тс;
- бетон класса С16/20, $E_{cm} = 2,7 \cdot 10^6$ тс/м²:
 - предел прочности при сжатии $f_c = 1500$ тс/м², при растяжении $f_{ctm} = 200$ тс/м², коэффициент Пуассона для бетона $\nu_c = 0,2$.

Плоская модель с элементами сцепления, работающими на растяжение. Модель железобетонного стержня с выдергиваемой арматурой

из бетонной матрицы представляет собой плоскую конечно-элементную задачу, состоящую из бетонных пластинчатых элементов физически нелинейных четырехугольных КЭ плоской задачи (балка-стенка) – КЭ230, с размерами 10×10 мм (в плоскости XOY), на которые разбит весь исследуемый элемент высотой 150 мм, за исключением пластинчатых элементов, моделирующих арматуру. Элементы, моделирующие арматуру $\varnothing 10$ класса А400С, – четырехугольные КЭ плоской задачи (балка-стенка) КЭ30, имеют размер 5×10 мм и примыкают с обеих сторон к продольной оси элемента (рис. 1, 2).

Толщина пластинчатых бетонных элементов принята равной 33 мм (три диаметра арматуры), на основании принципа Сен-Венана применительно к исследованию работы арматуры и околоарматурной зоны, а не всего элемента. Также этот размер принят из условия минимально допустимого соотношения сторон КЭ в ПК Лири-САПР, равного 1 к 3.

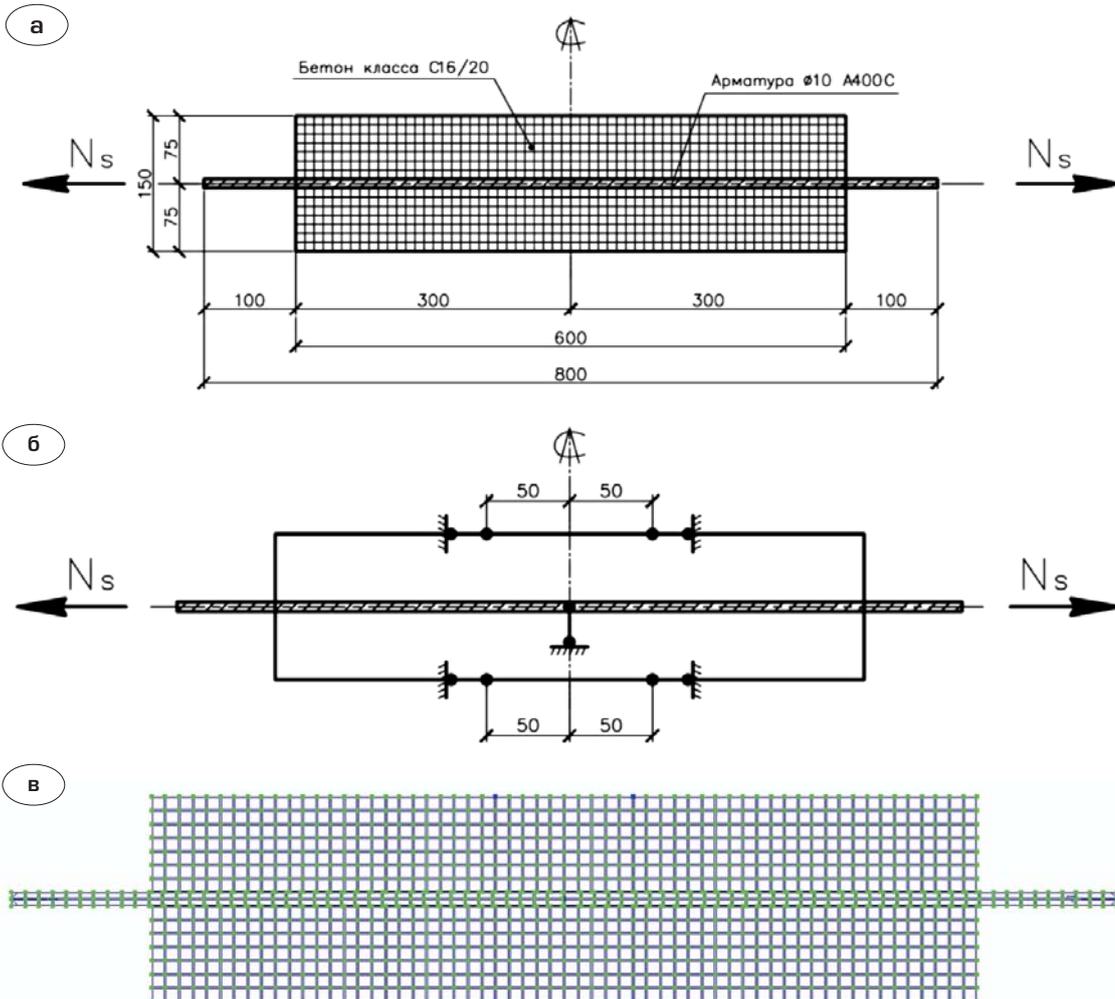


Рис. 1. Плоская модель сцепления арматуры с бетоном:
 а – общий вид модели;
 б – схема расположения опор;
 в – расчетная схема модели в ПК Лири-САПР

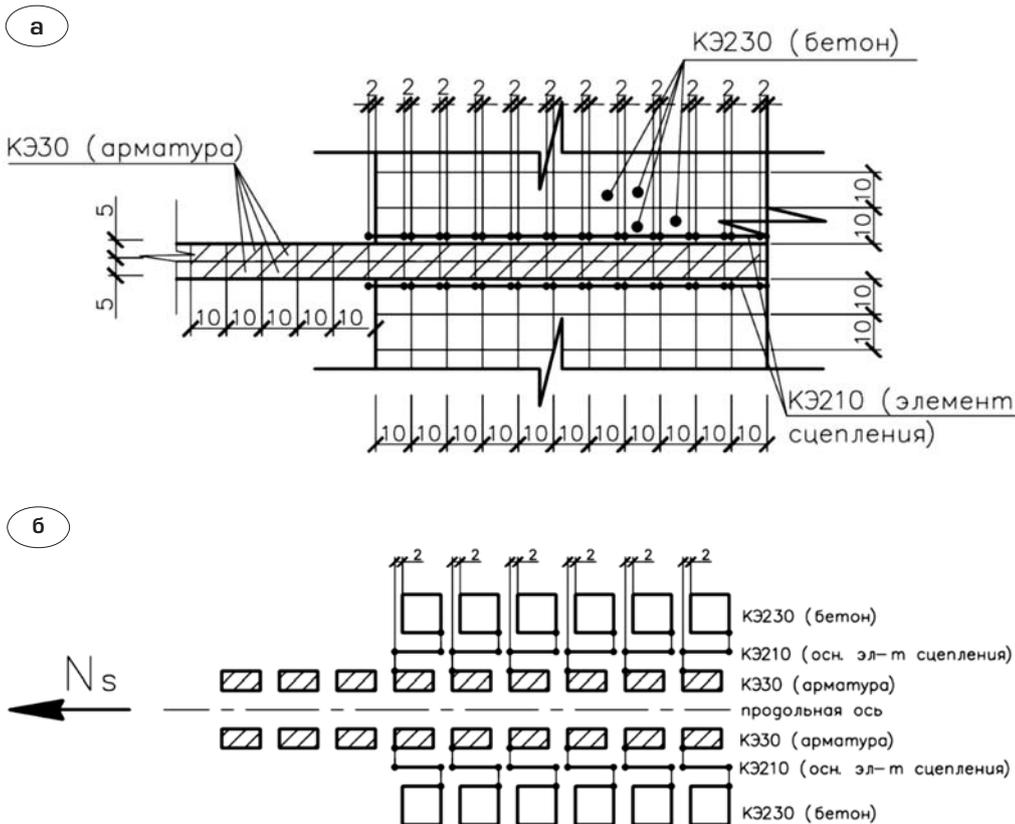


Рис. 2. Разбивка модели на КЭ (а) и расположение основных элементов сцепления в модели (б)

Арматурные элементы сдвинуты относительно бетонных на расстояние 2 мм в сторону торца призмы, чтобы между узлами пластинчатых элементов бетона и арматуры разместить стержневые конечные элементы (физически нелинейные пространственные универсальные стержневые КЭ 210), моделирующие сцепление материалов при выдергивании арматуры из бетона (см. рис. 2). Здесь элементы сцепления условно показаны выше граней арматурных КЭ, а элементы модели разнесены друг от друга на расстоянии.

Элементы сцепления (ЭС) длиной 12 мм и квадратным сечением 30×30 мм с одной стороны закрепляются к арматурному КЭ, с другой – к бетонному и таким образом при выдергивании арматуры из бетона работают на растяжение (рис. 2, б). Размеры поперечного сечения элементов сцепления приняты из соображений учета площади околоарматурного слоя, в котором происходят процессы взаимодействия арматуры и бетона.

Для улучшения заземления ЭС к пластинчатым бетонным и арматурным вводятся дополнительные элементы, расположенные на одной оси с ЭС. Таким образом, каждый ЭС имеет два вспомогательных элемента (КЭ210), один из которых соединяет его с бетоном (задний), другой с арматурой (передний). Длина вспомогательных элементов ЭС – 10 мм, размеры поперечного сечения такие же, как и у основных элементов сцепления (рис. 3, 4).

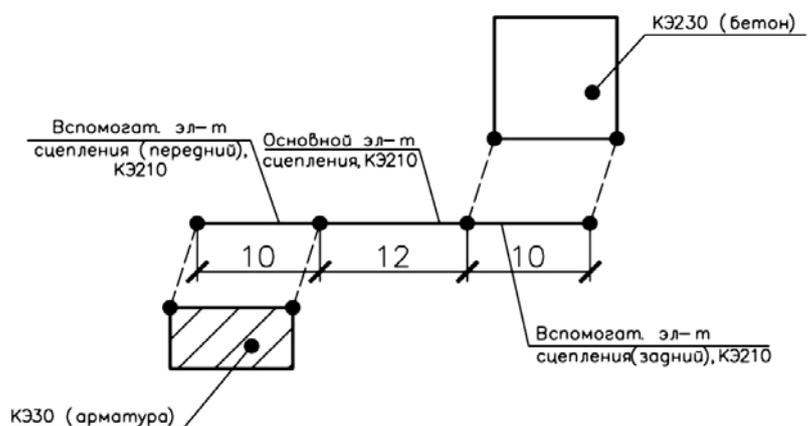


Рис. 3. Схема расположения основных и вспомогательных элементов сцепления

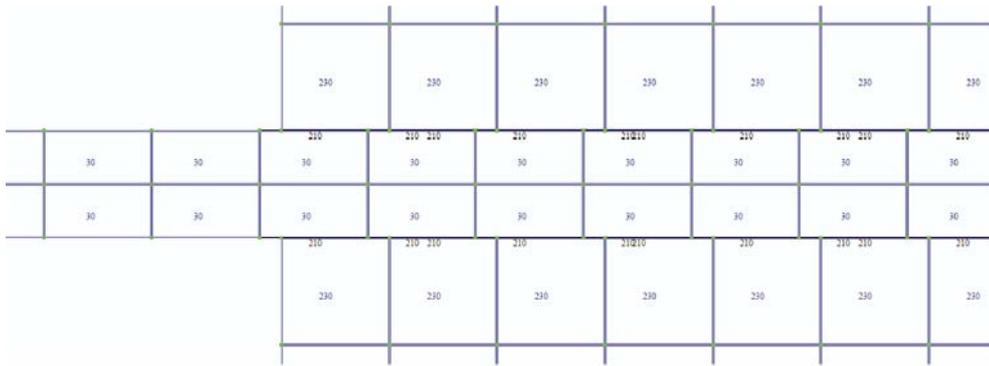


Рис. 4. Зона контакта КЭ арматуры, бетона и ЭС в расчетной схеме модели ПК Лири-САПР

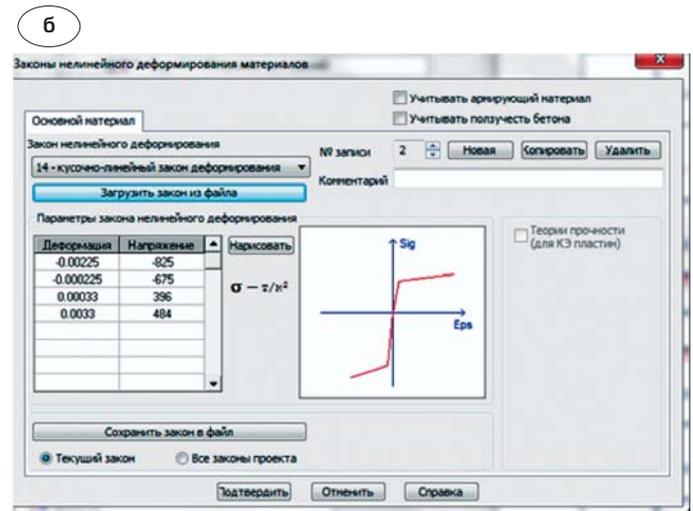
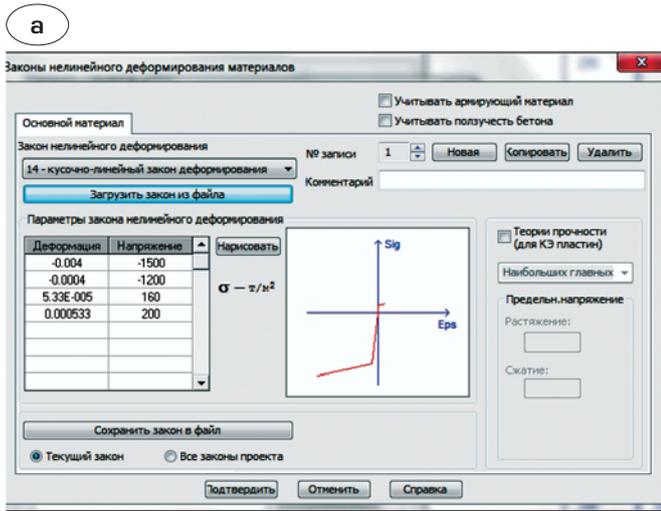


Рис. 5. Введение законов деформирования основного материала, $\tau/\text{м}^2$:

а – для пластинчатых элементов, моделирующих работу бетона в модели;
 б – для стержневых элементов, моделирующих сцепление в модели

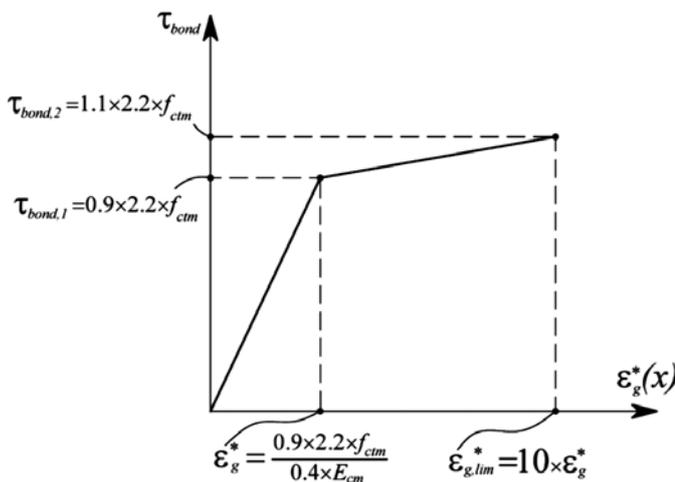


Рис. 6. Зависимость напряжений сцепления τ_{bond} от относительных взаимных смещений $\epsilon_g^*(x)$

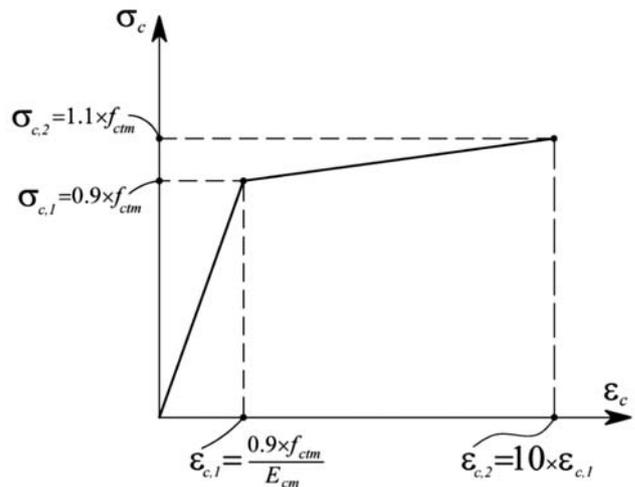


Рис. 7. Диаграмма деформирования бетона $\sigma_c - \epsilon_c$ в аналитической модели

Жесткость физически нелинейных пластинчатых и стержневых элементов задавалась путем введения 14 кусочно-линейного закона деформирования бетона (рис. 5–7) после вклю-

чения меню «Учет нелинейности» в меню «Задание жесткости для пластин»/«Задание стандартного сечения».

Жесткость арматурных элементов задавалась как для упругих пластин толщиной 1 см путем введения характеристик, указанных выше в меню «Задание жесткости для пластин».

В середине моделируемого элемента, в узле арматурного КЭ, находящегося по оси симметрии, вводится опорное закрепление по оси Y . В четырех узлах, равноудаленных от этого узла на расстояние 50 мм в продольном направлении и на ± 75 мм в поперечном, вводим опорные закрепления, препятствующие перемещениям вдоль продольной оси образца (см. рис. 1, б). Такое расположение опор препятствует повороту элемента в плоскости XOY .

Плоская модель с элементами сцепления, работающими на сжатие. Данная модель основана на вышеописанной со следующим отличием: арматурные КЭ сдвинуты относительно бетонных на 2 мм в сторону, обратную действию растягивающего усилия (рис. 8).

Элементы сцепления, введенные между узлами бетонных и арматурных элементов, при выдергивании арматуры из бетона «упираются» в бетон и, таким образом, работают на сжатие, деформируясь согласно нижней ветви диаграммы деформирования бетона (рис. 8, 9).

Плоская модель с элементами сцепления, работающими на сдвиг. Моделирование связей между бетоном и арматурой происходит аналогично двум вышеописанным моделям, однако

моделирование элементов сцепления имеет существенное отличие – физически нелинейные стержневые конечные ЭС (в т.ч. и вспомогательные) располагаются перпендикулярно действующей нагрузке (рис. 10).

Арматурные КЭ не сдвигаются относительно бетонных, а их парные узлы не объединяются в один общий узел, хотя и полностью совпадают по координатам (рис. 11). Основной ЭС с одной стороны присоединяется к узлу арматурного элемента, с другой – к узлу бетонного элемента. Схема рассчитывается без упаковки узлов.

Жесткости элементов модели и опоры полностью совпадают с жесткостями и опорами описанных выше моделей (см. рис. 1).

Рассматриваются варианты такой модели с использованием физически линейных ЭС – универсальных пространственных стержневых КЭ10 с введением жесткости численного КЭ10, предварительно вычисленной как для железобетонного сечения с одиночной арматурой: с начальной жесткостью, конечной (начальной жесткостью, уменьшенной в два раза).

Анализ результатов расчета моделей сцепления. По результатам расчета представленных моделей в ПК Ли́ра-САПР построены графики распределения внутренних усилий, напряжений, перемещений и деформаций в элементах сцепления по длине образца при действии усилия на концах $N_s = 10$ кН (рис. 12–15).

Рис. 8. Расположение основных ЭС в модели с элементами сцепления, работающими на сжатие

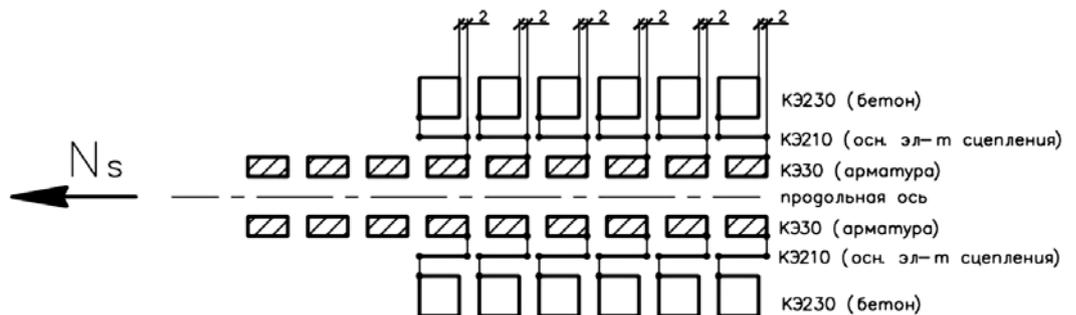
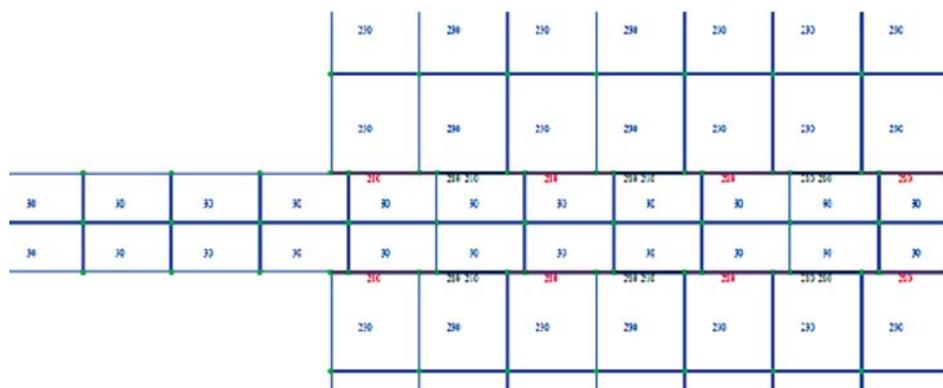


Рис. 9. Зона контакта КЭ арматуры, бетона и ЭС, работающими на сжатие в расчетной схеме модели ПК Ли́ра-САПР



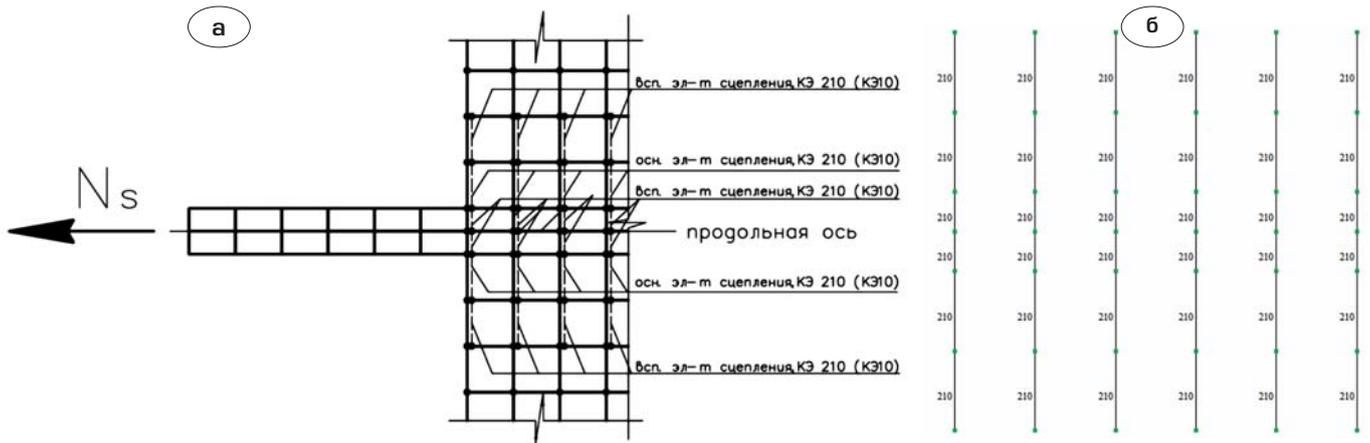


Рис. 10. Основные и вспомогательные элементы сцепления при сопряжении с элементами модели (а) и выделенные элементы по отдельности (б)

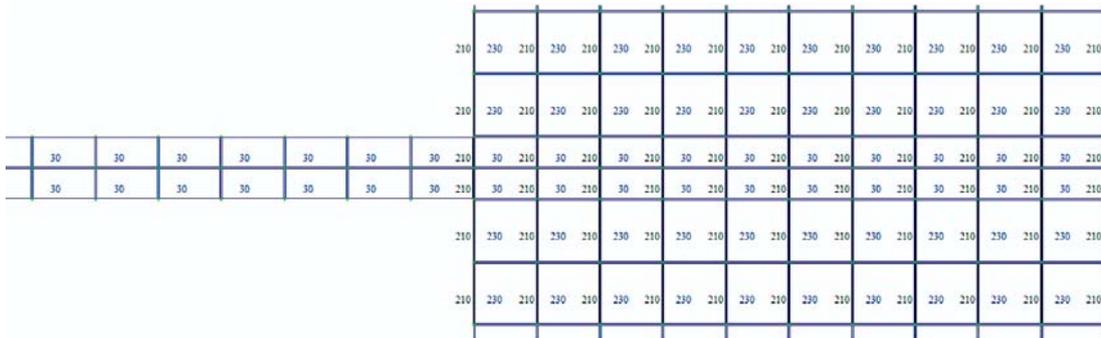


Рис. 11. Зона контакта КЭ арматуры, бетона и элементов сцепления, работающих на сдвиг в расчетной схеме модели в ПК Лира-САПР

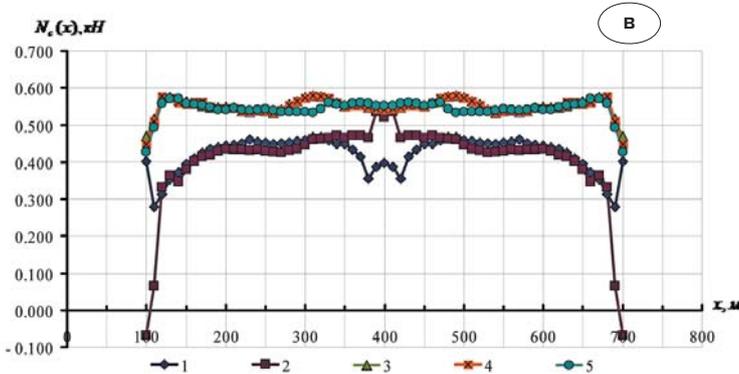
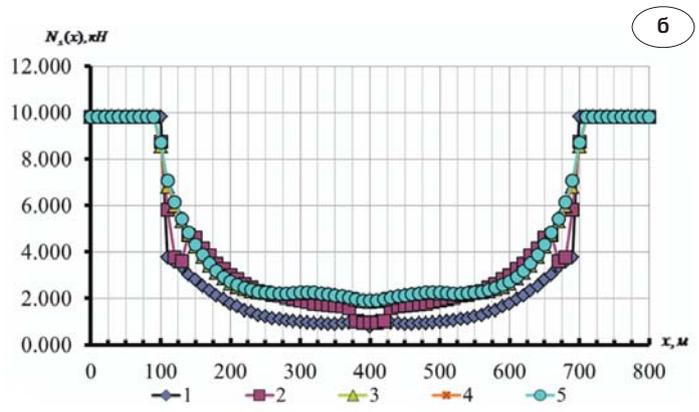
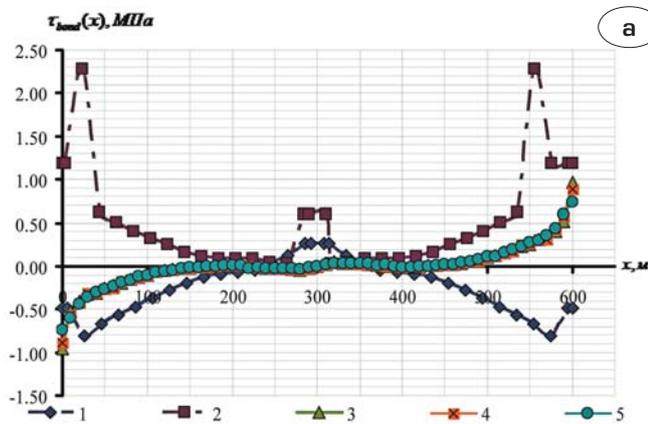


Рис. 12. Графики распределения касательных напряжений сцепления $\tau_{bond}(x)$ (а), продольных усилий в арматуре $N_s(x)$ (б), продольных усилий в бетоне $N_c(x)$ (в) в элементах сцепления по длине образца при действии усилия на концах $N_s = 10$ кН

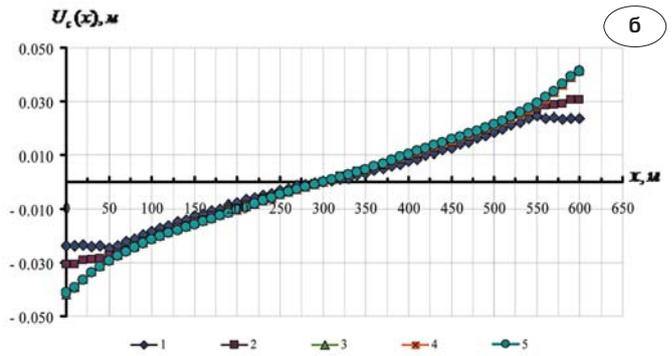
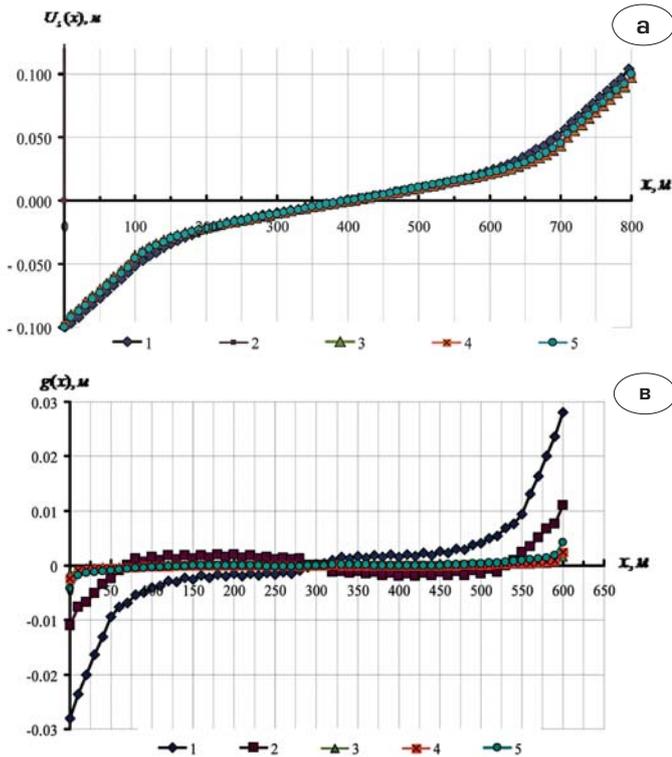


Рис. 13. Графики распределения перемещений в арматуре $U_s(x)$ (а), в бетоне $U_c(x)$ (б), взаимных смещений $g(x)$ (в) по длине образца в моделях сцепления арматуры с бетоном при действии усилия на концах $N_s = 10$ кН

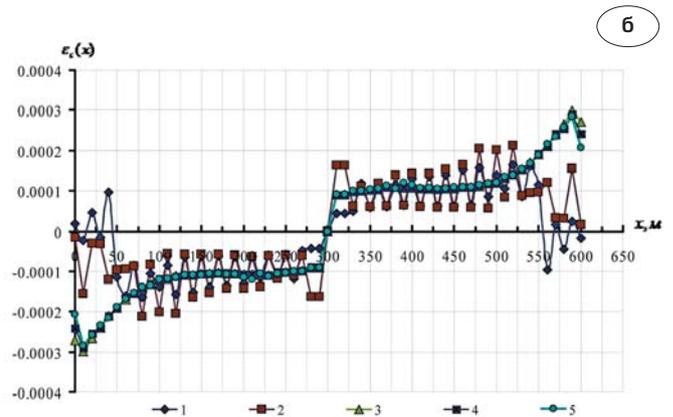
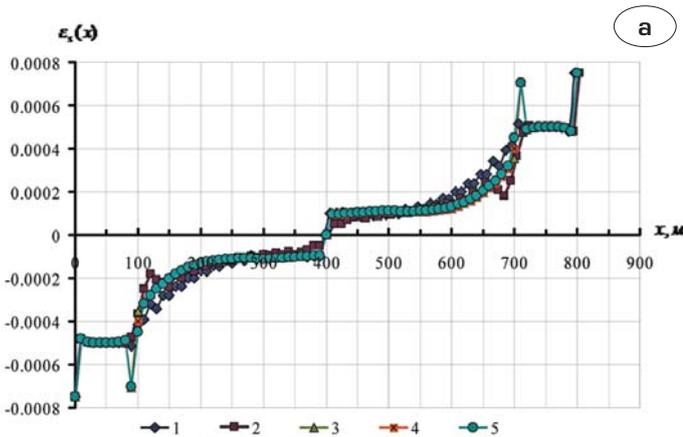
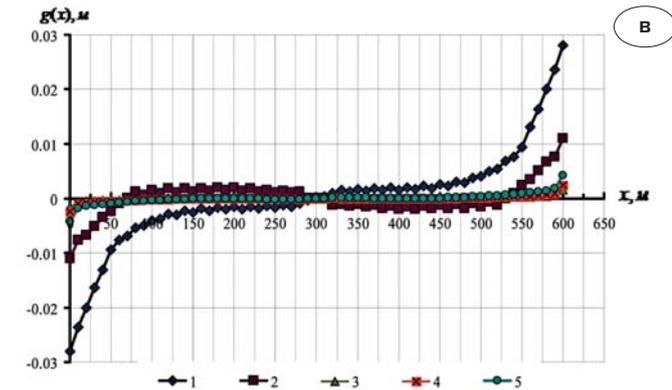
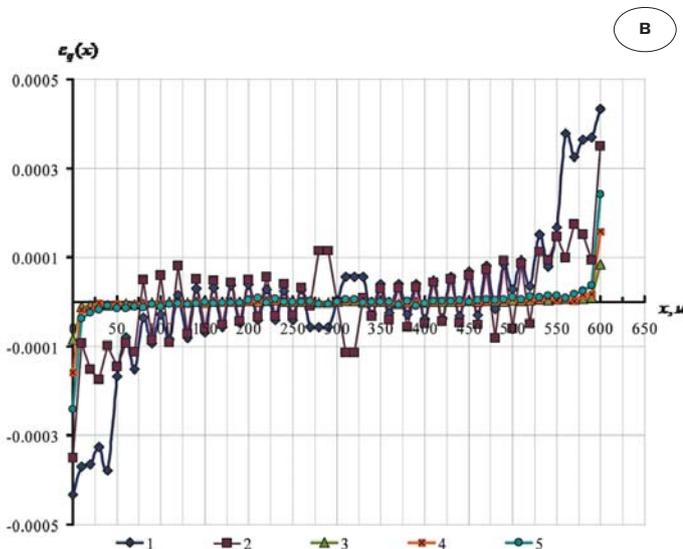


Рис. 14. Графики распределения относительных продольных деформаций в арматуре $\varepsilon_s(x)$ (а), в бетоне $\varepsilon_c(x)$ (б), относительных взаимных смещений $\varepsilon_g(x)$ (в) по длине образца в моделях сцепления арматуры с бетоном при действии усилия на концах $N_s = 10$ кН



Здесь на всех графиках (рис. 12–15) введены следующие обозначения для исследуемых кривых: 1 – модель сцепления арматуры с бетоном со сжатыми элементами сцепления; 2 – с растянутыми элементами сцепления; 3 – с нелинейными элементами сцепления, работающими на сдвиг; 4 – с упругими элементами, работающими на сдвиг (начальная жесткость); 5 – с упругими элементами, работающими на сдвиг (уменьшенная жесткость).

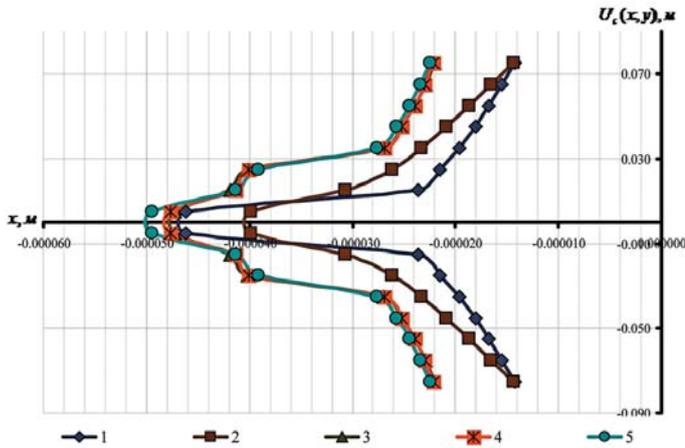


Рис. 15. Графики перемещения торца по высоте образца в моделях сцепления арматуры с бетоном $U_c(x, y)$ при действии усилия на концах $N_s = 10$ кН

Взаимные смещения $g(x)$ и относительные взаимные смещения $\varepsilon_g(x)$ арматуры относительно бетона определяются по формулам:

$$g(x) = U_s(x) - U_c(x); \quad (1)$$

$$\varepsilon_g(x) = \varepsilon_s(x) - \varepsilon_c(x). \quad (2)$$

Выводы и результаты численных исследований.

1. Графики распределения касательных напряжений сцепления $\tau_{bond}(x)$ по длине стержня (рис. 12, а), полученные по моделям 1 и 2, имеют сходные очертания (с одним отличием – кривая 1 располагается ниже оси абсцисс в связи с отрицательными значениями усилий, действующих в элементах). Эти кривые монотонно возрастают от середины образца до торца и имеют максимум в точке, находящейся на расстоянии 50 мм от торца образца, после чего наблюдается снижение касательных напряжений, их значения в этой точке по модулю различаются существенно – значения, полученные по модели 2, на 135,5 % больше значений, полученных по модели 1.

Анализ графиков, полученных по моделям 3–5 (с ЭС, работающими на сдвиг), показывает, что в этом случае кривые монотонно возрастают от середины образца до края, с максимальным значением касательных напряжений в крайней точке образца (на торце призмы) с незначительной разницей по значениям, среди которых наибольшее дает модель 3. Касательные напряжения в сечении на краю образца, полученные по модели 3, превышают

значения напряжений, полученные по моделям 4 и 5, на 8,11 % и 22,93 % соответственно (т.е. в модели с уменьшенной линейной жесткостью элементов сцепления касательные напряжения на краю минимальные).

2. Кривые, характеризующие распределение продольных усилий в арматуре N_s (рис. 12, б), вогнутые, монотонно возрастают от середины образца до торца, с достижением максимального значения в крайней точке образца. При этом на участке образца от 400 мм до 600 мм возрастание незначительно: наибольший основной прирост усилия N_s наблюдается на участке от 600 мм до 700 мм (если рассматривать правую от оси симметрии часть образца), максимальное расхождение для модели 1 составило 65,8 %. При сопоставлении значений продольных усилий в арматуре, полученных по разным моделям, следует отметить, что для моделей 2–5 значения усилий близки, о чем свидетельствует «наложение» кривых. Значения усилий, полученные по модели 1, меньше, кривая по модели 1 по всей длине образца располагается ниже по оси ординат, чем остальные. Максимальное расхождение по значениям, полученным по модели 1 и 2, составило 48,7 %, 1 и 3 – 58,6 %.

3. Графики распределения продольных усилий в бетоне N_c (рис. 12, в) по длине стержня по всем моделям показывают равномерное убывание усилия на участке от опорного закрепления образца (оси симметрии) до торца призмы, при этом интенсивность убывания резко возрастает на участке от 670 мм до 700 мм (если рассматривать правую от оси симметрии часть образца).

Также следует отметить, что значения N_c по длине образца имеют достаточно близкие значения по кривым, полученным по моделям 1 и 2 (если не учитывать приопорные и концевые участки, максимальное расхождение составляет 8 %). То же можно сказать и о кривых, построенных по моделям 3–5 (7,96 %). Однако между значениями по кривым 1–2 и 3–5 имеет место достаточно существенная разница (в большинстве точек графиков расхождение колеблется от 15 % до 44 %), что объясняется принципиально разными подходами к моделированию элементов сцепления: в моделях 1–2 элементы сцепления расположены вдоль действия растягивающего усилия, а в моделях 3–5 перпендикулярно ему.

Примечательно, что только кривая, построенная по модели 1, пересекает ось абсцисс в конечной точке, значение которой близко к нулю, остальные кривые по левой и правой граничным точкам образца имеют достаточно большие значения усилий от 0,402 кН до 0,469 кН.

4. Кривые перемещений в арматуре U_s (рис. 13, а), построенные по всем рассматриваемым моделям, имеют одинаковое очертание, совпадают по контуру, среднее расхождение по значениям перемещений составляет 25,9 %. Значения по кривым равномерно возрастают от середины образца до торца, при этом на участке от 700 мм до 800 мм (если рассматривать правую от оси симметрии часть образца) интенсивность возрастания увеличивается.

5. Графики распределения перемещений в бетоне U_c (рис. 13, б) также имеют большую сходимость по значениям между моделями на участке от 300 мм до 550 мм (если рассматривать правую от оси симметрии часть образца, максимальное расхождение между 1 и 2 моделями составляет 19,2 %, между 1 и 3 – 6,46 %, между 1 и 4, 5 моделями – 7,61 %). Однако на участке от 550 мм до 600 мм расхождение по значениям увеличивается, особенно ярко это прослеживается между кривыми, построенными по моделям 1 и 3–5, – максимальное расхождение составляет 26,7 %. Значения перемещений в бетоне U_c также возрастают от середины до торца образца, однако для моделей 1 и 2 характерным является падение градиента возрастания перемещений U_c на конечном участке (от 550 мм до 600 мм), тогда как для кривых, построенных по моделям 3–5, продолжается рост градиента перемещений.

6. Графики распределения взаимных смещений $g(x)$ (рис. 14, в) по длине стержня x для всех моделей на участке от защемленного сечения образца (середины) до 550 мм (если рассматривать правую половину элемента) возрастают с максимальным расхождением между граничными точками участков для моделей 1–5: 108,4 %, 127,2 %, 116,9 %, 117 %, 117,9 % соответственно. На участке от 550 мм до торца образца наблюдается резкое увеличение градиента возрастания взаимных смещений $g(x)$. Разница между максимальным и минимальным значением смещений на участке для моделей 1–5 составила – 364,2 %, 201,7 %, 395,8 %, 453,2 %, 369,1 % соответственно.

Наибольшие взаимные смещения получены по модели 2 (со сжатыми элементами сцепления), в сечении на торце образца ($x = 600$ мм) – 0,028 мм, что на 60,5 % больше чем по модели 1 (с растянутыми элементами сцепления) и на 1861,6 %, 1045 % и 571 % больше чем по моделям 3–5 соответственно.

Взаимные смещения $g(x)$ на конце образца, полученные по моделям с элементами сцепления, расположенными вдоль действия растягивающей нагрузки (модели 1, 2), существенно отличаются от взаимных смещений, получаемых по моделям с элементами сцепления, расположенными перпендикулярно действию нагрузки (модели 3–5).

7. Кривые относительных продольных деформаций в арматуре $\varepsilon_s(x)$ (рис. 14, а) по длине стержня x , построенные по рассматриваемым моделям, незначительно отличаются, и характер их распределения по длине стержня во многом похож на характер распределения перемещений $U_s(x)$, $U_c(x)$, $g(x)$ и усилий $N_s(x)$, $N_c(x)$: для этих кривых характерно наличие небольшого участка приращения градиента относительных продольных деформаций арматуры $\varepsilon_s(x)$ (длиной 50 мм), близкого к месту приложения растягивающей нагрузки и участка с меньшим градиентом прироста деформаций (от 300 мм до 550 мм, если рассматривать правую часть образца).

8. Имеются некоторые различия между моделями по графикам деформаций $\varepsilon_s(x)$: на кривой деформаций $\varepsilon_s(x)$, построенной по модели 2, наблюдается убывание её на участке от 660 мм – 675 мм, значение деформаций в арматуре падает на 6,5 %. Затем происходит возрастание градиента деформаций $\varepsilon_s(x)$, характерное для остальных графиков.

Для кривой относительных продольных деформаций в арматуре $\varepsilon_s(x)$, построенной по модели 1 (со сжатыми элементами сцепления), на участке от 450 мм до 675 мм наблюдается некоторое уменьшение значений деформаций в промежуточных точках графиков, при увеличении их в каждой последующей точке (т.е. общая тенденция к увеличению относительных деформаций по длине сохраняется), что придает графику пилообразный вид. Максимальное расхождение по значениям перемещений составило 11,9 %. Для графика, полученного по модели 2, наблюдается аналогичный эффект на том же участке, при максимальном расхождении по значениям в 12,2 %.

9. Рассматривая графики распределения относительных продольных деформаций в бетонных элементах $\varepsilon_c(x)$ (рис. 14, б), следует отметить наличие двух участков увеличения градиента возрастания деформаций по длине, 1 участок (от 300 до 550 мм, 5/6 длины половины образца, максимальное расхождение составило для модели 1 – 41,3 %, 2 – 165 %, 3 – 109,7 %, 4 – 113,7 %, 5 – 107,2 %), 2 участок (от 550 до 600 мм, 1/6 длины половины образца, максимальное расхождение составило для модели 1 – 84,5 %, 2 – 115,4 %, 3 – 42,6 %, 4 – 26 %, 5 – 10,3 %).

Во всех моделях наблюдается уменьшение значений $\varepsilon_c(x)$ в конечной точке, соответствующей торцевому сечению образца. Для моделей 1–5 уменьшение составило 943,6 %, 235,8 %, 9,92 %, 19,6 % и 36,6 % соответственно.

Также следует отметить пилообразный характер кривых, построенных по моделям 1, 2.

10. В сечении, соответствующем торцу образца, наибольшие значения деформаций $\varepsilon_c(x)$ получены по модели 3 и составили 0,00027, что на 11,8 % больше чем по модели 4 и на 30,7 % больше чем по модели 5. Значения в этом сечении, полученные по моделям 1 и 2, близки к нулю и несопоставимы со значениями, полученными по моделям 3–5.

Для графиков относительных взаимных смещений $\varepsilon_g(x)$ (рис. 14, в), построенных по моделям 1 и 2, также характерна некоторая «пилообразность», максимальные значения относительных взаимных смещений на правом торце получены по модели 1 и составили 0,0004336, что больше на 24 %, 414,4 %, 173,4 % и 80,1 % чем по моделям 2–5 соответственно.

Для графиков $\varepsilon_g(x)$, построенных по моделям 3–5, характерным является очень низкий

градиент возрастания $\varepsilon_g(x)$ практически по всей длине образца (от 300 до 690 мм), и только в конечной точке наблюдается резкий скачок относительных взаимных смещений. Для модели 3 прирост составил 680,6 %, для модели 4 – 816,8 %, для модели 5 – 545,6 %.

11. График перемещения торца образца под действием нагрузки, выдергивающей арматурный стержень из бетонной матрицы (рис. 15), показывает, что наибольшие перемещения возникают в модели 5 (модель с упругими элементами сцепления, уменьшенная жесткость), близкие к ним по значениям показывают модели 3,4 (в крайних точках образца, примыкающих к арматурным КЭ, продольные перемещения в этих моделях меньше на 4,69 % и 3,67 % соответственно, чем по модели 5). Максимальные продольные перемещения, полученные по модели 1 (со сжатыми элементами сцепления), также близки к перемещениям, полученным по моделям 3–5, они меньше чем перемещения, полученные по модели 5, на 7,1 %. Наименьшие продольные перемещения получены в модели 2 (с растянутыми элементами сцепления), они на 24 % меньше максимальных (полученных по модели 5).

Также следует обратить внимание на форму, очертание кривых, которые отличаются по моделям 3–5 и 1, 2. Наибольшие продольные перемещения точек по высоте сечения торца наблюдаются в моделях 3–5. Наибольшее удаление крайних точек кривой, примыкающей к арматурным КЭ, от остальных точек торцевого сечения наблюдается на кривой, построенной по модели 1. Наибольшая «равномерность», плавность перемещений наблюдается на кривой, построенной по модели 2.

[1] Гольцшев А.Б. Сопротивление железобетона: монография / А.Б. Гольцшев, В.И. Колчунов. – К.: Основа, 2009. – 432 с.
 [2] Бондаренко В.М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона: монография / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов. – М.: Издательство АСВ, 2004. – 472 с.
 [3] Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона: монография / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
 [4] Холмянский М.М. Контакт арматуры с бетоном: монография / М.М. Холмянский. – М.: Стройиздат, 1981. – 184 с.

[5] Левин В.М. Математическое моделирование совместного деформирования арматурного стержня и бетона в окрестности изолированной трещины (применительно к модели дискретных трещин) / В.М. Левин, Н.Ю. Рогожин // Вестник Донбасской национальной академии строительства и архитектуры. – 2015. – № 3(113). – С. 5–7.
 [6] Kolchunov V.I. The analytical core model formation of the nonlinear problem bond armature with concrete / V.I. Kolchunov, I. A. Yakovenko, E.A. Dmitrenko // Збірник наукових праць. Серія галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава: ПолтНТУ, 2016. – Вып. 2(47). – С. 140–149.

Надійшла 16.06.2016 р. 

УДК 658.511:69.055

ВЫБОР КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ РЕШЕНИЙ ПРОТИВОАВАРИЙНЫХ МЕРОПРИЯТИЙ НА ОБЪЕКТАХ РЕКОНСТРУКЦИИ

В статье приведены результаты экспериментально-статистического моделирования и оптимизации проекта противоаварийных мероприятий инженерного сооружения на примере радиобашни им. Шухова. Построены зависимости исследуемых показателей от конструктивного решения противоаварийных сооружений и технологических факторов. Сделан выбор эффективного конструктивного решения временных несущих элементов радиобашни, предусмотренных проектом противоаварийных мероприятий. Определены технологические условия производства строительно-монтажных работ, оптимальные по техническим и финансовым показателям.

The article presents the results of experimental and statistical modeling and optimization of the emergency measures project for engineering structures on the example of Shukhov radio-tower. The dependences of the studied parameters of the design solutions upon emergency facilities and technological factors are received. Effective constructive solutions of temporary bearing elements of the radio tower provided by the emergency measures project are chosen. Technological conditions of the production of construction and installation works which provide the best technical and financial performance are defined.

Ключевые слова: экспериментально-статистическое моделирование, реконструкция, высотные инженерные сооружения, численные методы оптимизации.

Большая часть высотных инженерных сооружений в Украине и за ее пределами эксплуатируется десятки лет и более. Многие из них требуют проведения ремонтно-восстановительных работ, а некоторые – противоаварийных. Существующие варианты выполнения работ по реконструкции характеризуются различными стоимостью и сроками их выполнения. Специфика некоторых объектов требует определенного графика работ как, например, только в ночную смену, использование ограниченного количества людей или календарного времени. В нормативных документах и изученных информационных источниках отсутствуют указания по выбору эффективных организационно-технологических решений при реконструкции таких сооружений. Поэтому указанные работы требуют моделирования и последующей оптимизации по наиболее важным критериям.

Использование традиционных методов моделирования строительных процессов не дает возможности оценить эффективность вариантов организационно-технологических решений. Моделирование таких вариантов и анализ экспериментально-статистических моделей позволит определить лучшее решение по выбранным критериям эффективности.

Цель и задачи исследования. Целью исследования является выбор конструктивно-технологических решений противоаварийных мероприятий объектов реконструкции на примере радиобашни им. Шухова по показателям длительности и стоимости проведения работ. Для достижения поставленной цели необходимо разработать алгоритм выбора конструктивно-технологических решений, провести числен-



А.Л. Никифоров

аспирант кафедры технологии строительного производства Одесской государственной академии строительства и архитектуры



И.А. Менейлюк

заместитель директора по производству ООО «Гринвуд», к.т.н., г. Одесса



М.Н. Ершов

заместитель заведующего кафедрой технологии и организации строительного производства Московского государственного строительного университета, к.т.н., профессор

ный эксперимент и построить аналитические и графические зависимости исследуемых показателей от конструктивного решения противоаварийных сооружений и технологических факторов и выбрать эффективное конструктивное решение противоаварийных сооружений и вариант производства работ.

Для решения задачи оптимизации проекта противоаварийных мероприятий радиобашни им. Шухова был проведен численный эксперимент по моделированию вариантов организационных решений этих работ с использованием теории оптимального планирования эксперимента, экспериментально-статистического мо-

делирования, современного программного обеспечения для построения календарно-сетевых моделей строительного производства [1, 2, 3].

Решение задач оптимизации состоит из этапов, показанных на рис. 1.

Численное исследование по разработанному алгоритму позволяет обоснованно выбрать оптимальные конструктивно-технологические решения относительно комплекса восстановительных работ в сложных организационных условиях при ограниченном финансировании [4]. При проведении исследования была использована сметная документация, отражающая актуальные затраты на выполнение строительно-монтажных работ. Построение графиков строительства позволило корректно отобразить последовательность и принятые технологические решения при проведении высотных монтажных работ. Таким образом, настоящее исследование дает количественную оценку альтернатив реализации проекта при изменяющихся вариантах организации комплекса восстановительных работ, условий финансирования и имеющихся ограничений.

Объектом оптимизационного исследования является процесс возведения временных несущих конструкций. Их назначение – поддерживать аварийное сооружение до и во время реконструкции. Оптимизация конструктивно-технологического решения направлена на удешевление и ускорение процесса возведения временных конструкций и их демонтажа после восстановления основных конструкций башни. Обязательным условием при этом является полная сохранность объекта культурного наследия – башни им. Шухова.

Для оптимизации проекта противоаварийных работ было проведено экспериментально-статистическое моделирование процесса возведения временных опор и исследованы следующие показатели:

- длительность монтажа временных несущих конструкций (Y_1);
- полные затраты на реализацию проекта с начислениями (Y_2).

Прямые затраты приняты в соответствии со сметной документацией, с учетом необходимых сметных коэффициентов и начислений. При расчете условно-постоянных расходов применялась ставка, равная 500 тыс. у.е./мес. На приведенные выше показатели наиболее существенное влияние оказывают следующие факторы.

- Конструктивно-технологическое решение устройства временных несущих конструкций (КТР) с помощью сварных соединений временных несущих конструкций в виде полых колонн с последующим заполнением бетоном до отметки +24,65 м – КТР1 или в виде полых колонн с заполнением бетоном до отметки +1,50 м, при использовании фланцевых соединений и при условии увеличения толщины стенок трубных элементов – КТР2.
- Степень укрупнения монтируемых элементов колонн (X_1) – предполагает условно непрерывное изменение в пределах веса одного монтируемого элемента от 1 т до 10 т. Это соответствует минимально и максимально возможному весу элементов с учетом условий производства работ и техники безопасности.

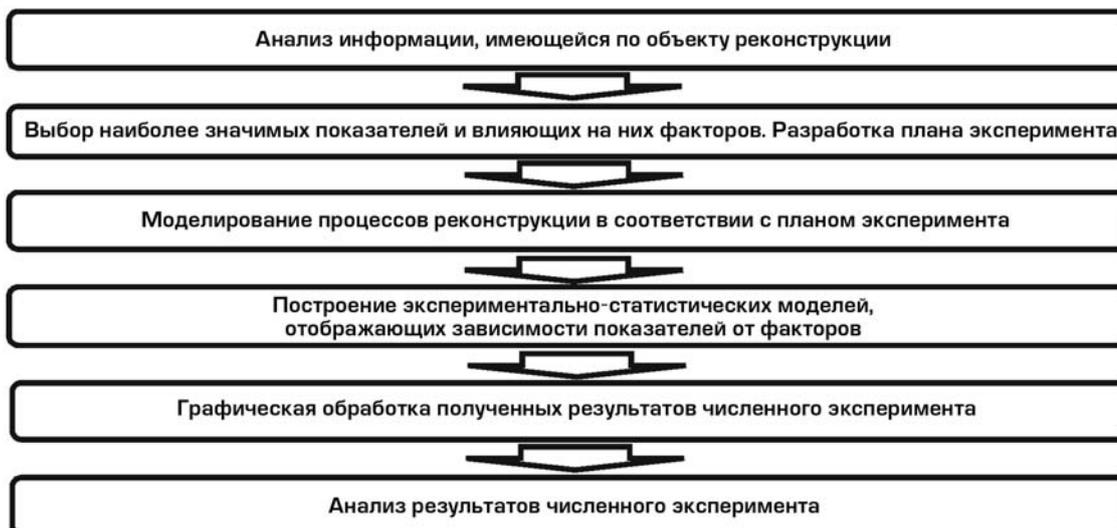


Рис. 1.
Блок-схема методики исследования

- Количество рабочих, занятых на монтаже металлоконструкций (X_2), – принято 5–15 чел. Фактор учитывает возможность постановки одного, двух или трех полиспастов обслуживания. При этом рабочие разделяются на звенья в соответствии с наличием полиспастов.

Матрица результатов эксперимента приведена в таблице, где даны значения показателей в различных точках факторного пространства, а также уровни варьирования факторов, при которых были получены соответствующие значения показателей.

По результатам регрессионного анализа результатов эксперимента [5] были построены аналитические модели изменения показателей проекта противоаварийных мероприятий. Формулы 1 и 2 являются ЭС-моделями показателя «длительность монтажа временных несущих конструкций» в аналитическом виде (при КТР1 и КТР2). Формулы 3 и 4 – показателя «интенсив-

ность финансирования проекта» в аналитическом виде (при КТР1 и КТР2).

Согласно рис. 2 характер изменения показателя «длительность монтажа временных несущих конструкций» незначительно отличается в зависимости от принятого варианта КТР. И в одном, и в другом случае минимальные значения уровней факторов ($X_1 = 1$ т; $X_2 = 5$ чел.) соответствуют максимальному значению показателя $Y_{1\max}^{\text{КТР1}} = 316,0$ дней; $Y_{1\max}^{\text{КТР2}} = 271,2$ дня. При уровнях ($X_1 = 10$ т; $X_2 = 15$ чел.) моделирование показало минимальное значение показателя – $Y_{1\min}^{\text{КТР1}} = 73,7$ дня. Минимум показателя в случае использования КТР2 также находится в точке $Y_{1\min}^{\text{КТР2}} = 65,8$ дня ($X_1 = 10$ т; $X_2 = 15$ чел.).

По результатам анализа рис. 3 можно заключить, что характер изменения показателя «полные затраты на реализацию проекта с начислениями» незначительно варьируется в зависимости от типа КТР колонн.

$$Y_1^{\text{КТР1}} = \text{EXP}(4,744 - 0,179x_1 + 0,14x_1^2 + \bullet - 0,549x_2 + 0,144x_2^2); \quad (1)$$

$$Y_1^{\text{КТР2}} = \text{EXP}(4,593 - 0,167x_1 + 0,138x_1^2 + 0,012x_1x_2 - 0,541x_2 + 0,152x_2^2); \quad (2)$$

$$Y_2^{\text{КТР1}} = \text{EXP}(11,449 - 0,012x_1 + 0,009x_1^2 + \bullet - 0,013x_2 + 0,006x_2^2); \quad (3)$$

$$Y_2^{\text{КТР2}} = \text{EXP}(11,424 - 0,019x_1 + 0,015x_1^2 + 0,002x_1x_2 - 0,013x_2 + 0,005x_2^2). \quad (4)$$

Матрица результатов исследования

№ п.п.	Степень укрупнительной сборки монтируемого элемента М/К колонн (X_1), %	Количество рабочих, занятых на монтаже М/К (X_2), чел.	Длительность монтажа М/К (Y_1), раб. дней	Полные затраты на реализацию проекта (Y_2), тыс. у.е.	№ п.п.	Степень укрупнительной сборки монтируемого элемента М/К колонн (X_1), %	Количество рабочих, занятых на монтаже М/К (X_2), чел.	Длительность монтажа М/К (Y_1), раб. дней	Полные затраты на реализацию проекта (Y_2), тыс. у.е.
1.1	0 %	5	316	98 474,21	2.1	0 %	5	269	96 673,00
1.2	50 %	5	229	95 610,55	2.2	50 %	5	198	92 969,56
1.3	100 %	5	221	95 252,65	2.3	100 %	5	189	92 621,07
1.4	0 %	10	158	95 875,80	2.4	0 %	10	134	94 454,65
1.5	50 %	10	114	93 757,95	2.5	50 %	10	99	91 658,92
1.6	100 %	10	100	93 493,26	2.6	100 %	10	94	91 060,08
1.7	0 %	15	105	95 009,66	2.7	0 %	15	89	93 715,25
1.8	50 %	15	76	93 140,52	2.8	50 %	15	66	90 791,15
1.9	100 %	15	73	92 906,90	2.9	100 %	15	63	90 539,65

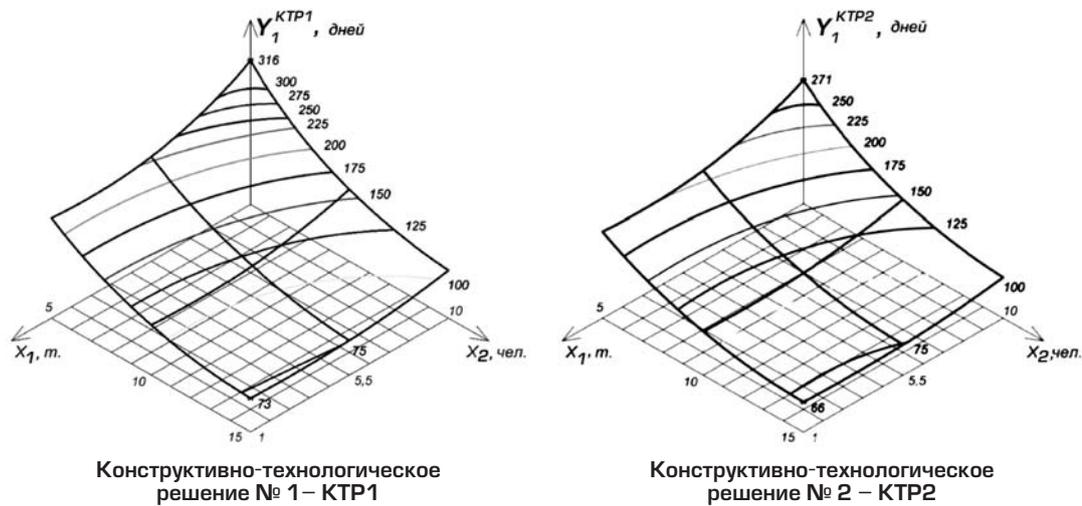


Рис. 2. Закономерности изменения показателя «длительность монтажа временных несущих конструкций» при использовании разных вариантов КТР колонн временных конструкций

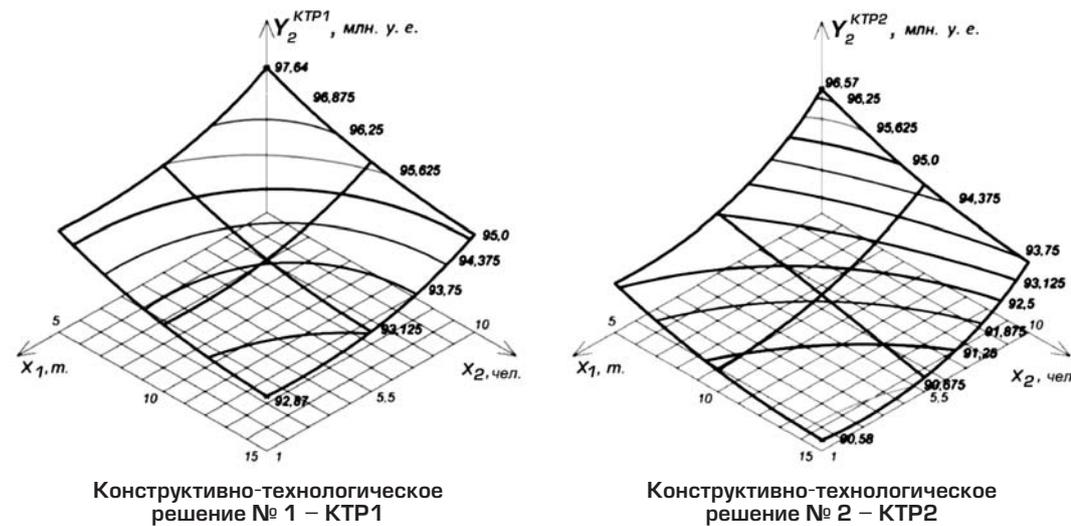


Рис. 3. Закономерности изменения показателя «полные затраты на реализацию проекта с начислениями» при использовании разных вариантов КТР колонн временных конструкций

В обоих типах точка максимума показателя находится в координатах ($X_1 = 1$ т; $X_2 = 5$ чел.) ($Y_{2 \max}^{KTR1} = 97635,84$ тыс. у.е.; $Y_{2 \max}^{KTR2} = 96567,73$ тыс. у.е.). Совпадают координаты точек минимума ($X_1 = 10$ т; $X_2 = 15$ чел.): $Y_{2 \min}^{KTR1} = 92874,09$ тыс. у.е.; $Y_{2 \min}^{KTR2} = 90581,02$ тыс. у.е. Разница значений показателя в различных факторных подпространствах (при КТР1 и КТР2) обусловлена как снижением прямых затрат, так и уменьшением условно-постоянных расходов в целом по проекту в случае применения КТР2. Использование КТР2 позволяет сэкономить от 1,1 до 2,3 млн. у.е. при различных сочетаниях остальных факторов.

Выводы.

1. Моделирование противоаварийных мероприятий показало, что длительность монтажа временных несущих конструкций варьируется в 4,33 раза при варианте КТР1 и в 4,27 раза при варианте КТР2; полные затраты на реализацию проекта с начислениями изменяются на 6 % при

варианте КТР1 и на 6,77 % при варианте КТР2 в исследуемых пределах факторного пространства.

2. Минимальных значений длительности (65 дн.), стоимости (90 581,02 тыс. у.е.) можно достичь при варианте КТР2, степени укрупнительной сборки элемента М/К $X_1 = 10$ т и количестве рабочих $X_2 = 15$ чел.

- [1] Вознесенский В.А. Статистические методы планирования эксперимента в технико-экономических исследованиях / В.А. Вознесенский. – М.: Финансы и статистика, 1981. – 263 с.
- [2] Адлер Ю.П. Планирование эксперимента при поиске оптимальных условий / Ю.П. Адлер, Е.В. Маркова, Ю.В. Грановский. – М.: Наука. – 1-е изд., 1971. – 283 с. – 2-е изд., 1976. – 279 с.
- [3] Налимов В.В. Теория эксперимента. / В.В. Налимов. – М.: Наука, 1971. – 208 с.
- [4] Краковский Г.И. Планирование экспериментов / Г.И. Краковский, Г.Ф. Филаретов. – Минск: БГУ, 1982. – 757 с.
- [5] Вознесенский В.А. Численные методы решения строительно-технологических задач на ЭВМ / В.А. Вознесенский, Т.В. Ляшенко, Б.Л. Огарков. – К.: Вища школа, 1989. – 328 с.

Надійшла 13.04.2016 р.

ОБ'ЄКТИ СПЕЦІАЛЬНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ – ВИСОТНІ АКЦЕНТИ АРХІТЕКТУРИ АЕРОПОРТІВ

Серед спеціальних будівель та споруд аеропортів основного виробничого призначення особливе місце займає комплекс обслуговування керування повітряним рухом, радіонавігацією та посадкою повітряних суден [1]. Найбільша за розмірами складова цього комплексу – будівля контрольно-диспетчерського пункту (КДП), проектування якої виконується з дотриманням вимог спеціальних технологічних норм відповідно до класу аеропорту.

Впровадження нових типів повітряних суден, збільшення інтенсивності їх руху, підвищення вимог до безпеки організації авіаційних перевезень потребують нових підходів до проектування та модернізації будівель КДП.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Забудова території аеропортів має складну просторову організацію, різні показники щільності забудови для основних технологічних зон, обмежену видимість окремих об'єктів з боку привокзальної площі, перону, під'їзних доріг тощо. Сучасні аеропорти мають один або декілька пасажирських терміналів, кожний з яких характеризується:

- великою площею забудови та складною конфігурацією у плані (наприклад, «Chek Lap Kok airport», Гонконг, Китай; «Kuala Lumpur International airport», Малайзія; «Inchon international airport», Південна Корея);
- наявністю декількох рівнів, у т.ч. підземних, для обслуговування авіаперевезень та надання додаткових послуг (наприклад, 5 рівнів – «Kansai international airport», Японія; 3 рівня – термінал D аеропорту «Бориспіль», Україна);
- значними лінійними розмірами у плані (наприклад, довжина 1,7 км – «Kansai international airport», 0,9 км – термінал D аеропорту «Бориспіль»).

Архітектура цих об'єктів формує силует забудови. Висотний акцент – будівля КДП – зконцентровує увагу користувачів послугами аеропорту.

Для значних за висотними розмірами будівель КДП використовують нову назву – аеродромно-диспетчерська вежа (АДВ) або



Г.М. Агеєва

завідувач кафедри містобудування навчально-наукового інституту аеропортів Національного авіаційного університету, к.т.н., с.н.с.

Air Traffic Control (ATC), яка віддзеркалює зміни в технології основних виробничих процесів та в структурі наземної інфраструктури, а також значне зростання розмірів зон, які потребують візуального контролю диспетчерськими службами аеропортів тощо.

Велика кількість інформаційних повідомлень про проектування, будівництво та введення в експлуатацію нових аеродромних об'єктів, у т.ч. будівель АДВ, на території зарубіжних та вітчизняних аеропортів свідчить про те, що існуючі об'єкти обслуговування повітряного руху не відповідають сучасним вимогам щодо рівня забезпечення безпеки польотів.

Існуючі габарити будівлі можуть бути достатніми для модернізації технологічного обладнання. Але, внаслідок розвитку інфраструктури, зміни кількості та поверховості зведених будівель або тих, що планується побудувати, виникає необхідність у збільшенні розрахункової висоти розміщення диспетчерських залів, яка б забезпечувала мінімально припустимий рівень огляду льотної зони, зон маневрування повітряних суден тощо.

Сучасні будівлі КДП з їх основними функціями відіграють роль комерційно-рекламних об'єктів, перетворюючись у визначні пам'ятки аеропортів. Наприклад, будівництво АДВ у «Bangkok International Airport Suvarnabhumi» (Таїланд) є втіленням намірів керівництва аеропорту створити найвищу будівлю у світі (132,2 м) з величезними технічними можливостями – обслуговуванням до 76 рейсів упродовж години.

Мета статті висвітлити результати дослідження сучасних тенденцій щодо формування висотних акцентів архітектури аеропор-

тів, якими є будівлі КДП (АДВ, АТС), та проаналізувати світову практику їх будівництва.

У будівлі КДП розміщуються декілька служб (руху, планування польотів та передпольотної підготовки, зв'язку та радіонавігації, метеорологічного забезпечення) та допоміжні приміщення, що є результатом оптимізації технологічних процесів функціонування аеропорту та організації його генерального плану [1–3].

Як розрахунковий показник приймається максимальна кількість повітряних суден, які потрібно обслужити протягом години, в т.ч. злетів та посадок на злітно-посадкових смугах аеропорту. Саме цей показник визначає розряд КДП (I–VI) та, як наслідок, розміри приміщень для спеціалізованих підрозділів (служб) і будівлі в цілому.

Особливістю об'ємно-планувальних вирішень є вежа, рівень розміщення диспетчерських залів в якій повинен забезпечувати якісний візуальний контроль за територією аеродрому, перону, місць стоянок та руліжних доріжок. Серед особливих вимог до поверху, на якому розміщуються диспетчерські зали, є наявність ліхтаря з панорамним склінням, поверхні якого відхилені від вертикалі для уникнення відблисків світла.

У практиці аеропортобудування ХХ ст. найбільш поширеним було блокування будівлі КДП з аеровокзалом. Для КДП V–VI розрядів це рішення є обов'язковим, для КДП IV – рекомендованим, для КДП I–III розрядів – припустимим [2–3]. Блокування будівель потребує пошуку єдиного композиційного вирішення, врахування особливостей технологічних процесів, відповідної організації генерального

плану аеропорту в цілому, в т.ч. перону, привокзальної площі тощо, дотримання санітарних та протипожежних вимог (рис. 1).

Значна кількість будівель КДП на території аеропортів країн СНД, побудованих за типовими проектами з використанням уніфікованих конструкцій, місцевих будівельних матеріалів тощо, мають прямокутну або квадратну форму в плані. Висота вежі перевищує висоту аеровокзалу, з яким блокується, в результаті чого сама вежа виконує функції висотного акценту архітектури будівлі та аеропорту в цілому.

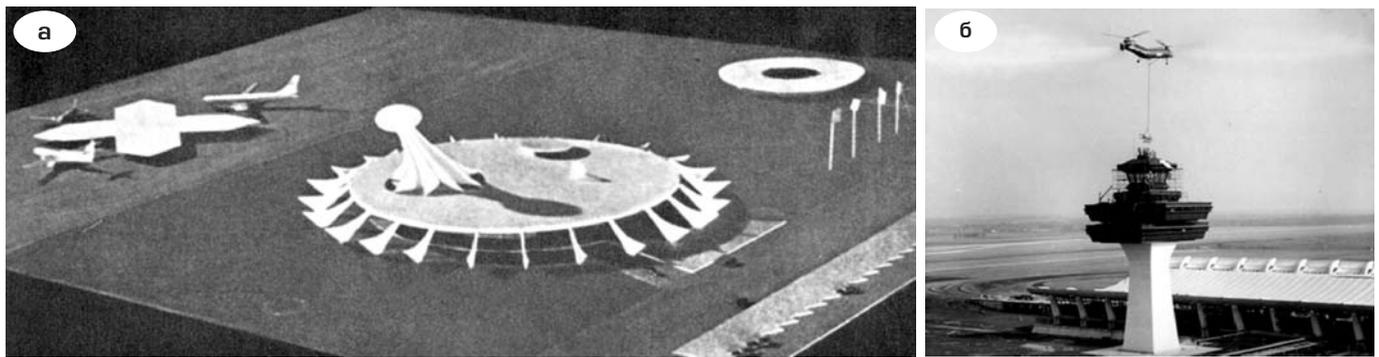
Світова практика налічує багато будівель КДП, до проектування яких залучались відомі архітектори. Серед найбільш відомих – складова проектної пропозиції аеропорту в Бразиліа – диспетчерський пункт у формі зерна чечевиці, розташований на нахиленому ребристому пілоні. Останній імітує газовий струмінь, що виривається із сопел реактивних двигунів та піднімає КДП не тільки над аеровокзалом, але й «несе» його у небо. Проект був ухвалений архітекторами та громадськими діячами, але через низку причин, у т.ч. політичних, так і не був реалізований (рис. 2, а).

Ще одним відомим об'єктом є будівля КДП «Washington Dulles International Airport» – диспетчерський пункт у формі пагоди (рис. 2, б).

Розвиток аеропортів, модернізація системи організації, координації та обслуговування повітряного руху тощо сприяють поширенню практики будівництва окремо розташованих будівель КДП, до комплексу яких включаються приміщення інших служб. У залежності від розряду КДП та розмірів зони обслуговування, висота окремо розташованої або заблокованої



Рис. 1. Композиційне вирішення блокування КДП з аеровокзалом аеропорту «Бориспіль», 1970-ті роки
а – з боку перону; б – з боку привокзальної площі


Рис. 2. Приклади будівель КДП:

а – проектне рішення аеропорту (макет) у м. Бразилія, арх. Оскар Нимейер, 1965 [4];
 б – фрагменти будівництва будівлі КДП у м. Вашингтон, арх. Ееро Саарінен, 1959–1962 рр.


Рис. 3.
Висоти будівель КДП, м

з іншими будівлями вежі КДП може сягати значних розмірів. Серед світових висотних лідерів – будівлі КДП в «Bangkok International Airport Suvarnabhumi» (Таїланд, 132,2 м, 2004 р.), «Hartsfield-Jackson Atlanta International Airport» (США, 121 м, 2006 р.), Абу-Дабі (Об'єднані Арабські Емірати, 110 м, 2010 р.), «Vienna Schwechat Airport» (Австрія, 109 м, 2005 р.), «Amsterdam Schiphol Airport» (Нідерланди, 101 м, 1991 р.), «Inchon international airport» (Південна Корея, 100 м, 2001 р.), «Oslo Gardermoen Airport» (Норвегія, 90 м, 1998 р.) та ін. (рис. 3).

Саме цей елемент комплексної забудови вимагає від архітекторів особливої уваги, індивідуального підходу до архітектурно-художнього вирішення силуету та, як наслідок, відповідних фінансових витрат [6].

Будівлі можуть мати різноманітну форму в плані (круг, квадрат, багатокутник, еліпс та ін.) та оригінальні просторові обриси. Реалізація креативних ідей формоутворення висотних акцентів архітектури аеропортів, розроблення

об'ємно-планувальних рішень будівель тісно пов'язані із конструктивними заходами щодо забезпечення їх міцності, стійкості та просторової жорсткості при дії значних вітрових та сейсмічних навантажень. Це накладає низку обмежень, але не стримує архітекторів, інженерів, дизайнерів у пошуку нових форм та вирішень.

Наприклад, у 2015 р. проект нової вежі КДП в «San Francisco International Airport» був відзначений щорічною премією Американської Ради інженерних компаній (АСЕС) за оригінальне конструктивне вирішення, яке повинне забезпечити експлуатаційну придатність у розрахункових умовах (землетрус магнітудою 8.0 тощо). Будівля-факел заввишки понад 66 м зі зміщеним відносно вертикальної осі об'ємом диспетчерських залів, садом на покрівлі та оглядовим майданчиком є новим стандартом дизайну об'єктів спеціального призначення, зразком енергоефективного будівництва та експлуатації АДВ (рис. 4, а).



Рис. 4. Будівлі КДП та АДВ в аеропортах:

- а – «San Francisco International Airport», США [8]; б – «Kingsford Smith Airport», Австралія [9];
 в – «Arctic Circle Airport», Осло, Норвегія; г – «Abu Dhabi International Airport», ОАЕ [10]

В архітектурі будівель КДП активно використовуються колір та текстура сучасних будівельних матеріалів – «Narita International Airport» (Токіо, Японія); «Kansas City Airport» (США) та ін., концептуально пов'язуються географія, культура та історія районів будівництва (рис. 4, б, в, г). Наприклад, термінал «Arctic Circle Airport» (муніципалітет Рана, 14 км на південь від Полярного кола, Норвегія) має обрис гірського хребта Трени (рис. 4, в). Багатогранні покриття та прозорі поверхні фасадів імітують явище південного снігу. Висотним акцентом терміналу є «пік» покриття, в якому розміщується КДП [7]. При цьому архітектура терміналу не втратила ознак традиційних норвезьких будов, делікатно вписуючись в існуючий ландшафт гірського узбережжя, порізаного фіордами.

Виразність висотних акцентів архітектури аеропортів дозволяє використовувати їх графічні зображення в іміджевій та рекламній про-



Рис. 5. Графічні зображення будівель АДВ та КДП

дукції. Наприклад, знак для товарів і послуг Українського державного проектно-технологічного та науково-дослідного інституту «Укроевропроект» містить графічне позначення – силует комплексу будівель та споруд аеропорту, серед яких значний за висотою обрис АДВ (рис. 5, а).

У 1999 р. до 40-річчя заснування аеропорту «Бориспіль» був випущений пам'ятний знак, графічною складовою якого є зображення аеровокзалу (терміналу В). Невід'ємною частиною останнього є прибудована будівля КДП (рис. 5, б).

Наведені результати дослідження сучасних тенденцій формоутворення висотних акцентів архітектури аеропортів, якими є будівлі контрольно-диспетчерських пунктів та аеродромно-диспетчерських веж, свідчать про те, що незалежно від розташування – окремо розташовані або заблоковані з іншими будівлями – вежі контрольно-диспетчерських пунктів разом із основними технологічними функціями відіграють роль висотних акцентів архітектури аеропортів у цілому.

Проектування висотних АДВ супроводжується вирішенням містобудівних завдань, пошуком об'ємно-планувальних, конструктивних та інженерних рішень, які повинні забезпечувати безпечну експлуатацію будівлі та комфортні умови перебування на висоті персоналу під час виконання функціональних обов'язків.

Особливої привабливості цим об'єктам надають креативні форми, кольорові вирішення, текстура сучасних будівельних матеріалів, використання засобів світлового дизайну тощо.

- | | |
|---|--|
| <p>[1] <i>Викторов Б.И.</i> Специальные сооружения и здания аэропортов. – М.: Транспорт, 1978. – 365 с.</p> <p>[2] <i>Блохин В.И.</i> Основы проектирования аэропортов. – М.: Транспорт. 1985. – 208 с.</p> <p>[3] ВСН 10-86/ МГА Нормы проектирования командно-диспетчерских пунктов в аэропортах. – М.: МГА, 1987. – 61 с.</p> <p>[4] <i>Хайт В.Л.</i> Оскар Нимейер. – М.: Стройиздат, 1986. – 208 с.</p> <p>[5] Eugene Scheel. Dulles Airport Has Its Roots in Rural Black Community of Willard [Електрон. ресурс]. – Режим доступ: http://www.loudounhistory.org/history/dulles-airport-history.htm</p> <p>[6] <i>Лопатин Н.Е.</i> Архитектурная доминанта: обобщение знаний и формирование теории проектирования// Архитектон: известия вузов. – 2009. – № 26.</p> | <p>[7] <i>Ширшова В.В.</i> Особенности архитектуры аэропортов «Земли полуночного Солнца»/«Політ. Сучасні проблеми науки»: XV Міжнар. наук.-практ. конф. молодих учених і студентів, 8–9 квітня 2015 р., м. Київ: матеріали. – К.: НАУ, 2015. – С. 58.</p> <p>[8] <i>Arielle Rouleau.</i> San Francisco Airport: Air Traffic Control Tower and Integrated Facility [Електрон. ресурс]. – Режим доступ: http://archinect.com/ariellerouleau/project/san-francisco-airport-air-traffic-control-tower-and-integrated-facility</p> <p>[9] <i>Kingsford Smith Airport Control Tower, Sydney, Australia</i> [Електрон. ресурс]. – Режим доступ: http://www.zingarate.com/foto/posti-assurdi-del-mondo/le-torri-di-controllo-piu-assurde-del-mondo/kingsford-smith-airport-control-tower-sydney-australia.html</p> <p>[10] Аэропорты [Електрон. ресурс]. – Режим доступ: http://www.asconuae.com/projects/airports/</p> |
|---|--|

Надійшла 27.04.2016 р.

До уваги фахівців!

11–12 жовтня ц.р.
у Київському національному університеті будівництва
та архітектури відбудеться II Міжнародна науково-практична конференція

«ТЕХНІЧНЕ РЕГУЛЮВАННЯ У БУДІВНИЦТВІ ТА АРХІТЕКТУРІ»



Робота конференції проходитиме за такими тематичними напрямами:

- ✓ Актуальні питання нормативно-правового забезпечення технічного регулювання у будівельній галузі
- ✓ Формування нормативного забезпечення територіального планування та містобудівного розвитку
- ✓ Сучасні підходи до формування нормативної бази проектування будівель, споруд і їх комплексів
- ✓ Проблеми формування нормативного забезпечення проектування будівельних конструкцій. Особливості впровадження Єврокодів
- ✓ Розвиток і вдосконалення нормативного регулювання виробництва продукції будівельного призначення
- ✓ Удосконалення нормативного забезпечення організації та технології будівельного виробництва
- ✓ Підготовка кадрів у сфері технічного регулювання в будівництві та архітектурі

Для участі у роботі конференції необхідно до 10 вересня 2016 року надіслати заявку, рукопис статті, оформленої за матеріалами доповіді, та копію квитанції про сплату організаційного внеску на електронну адресу: maxoim@mail.ru

Телефон для довідок: (044) 244-96-63, 275-20-56

ПРОЕКТИРОВАНИЕ НЕСТАНДАРТНЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ БУНКЕРОВ ХРАНЕНИЯ ДРОБЛЕННОЙ РУДЫ ДЛЯ СЕКЦИИ №9 ОАО «ПОЛТАВСКИЙ ГОК»

Полтавский горно-обогатительный комбинат основан в 1970 г. как государственное предприятие, которое в 1994 г. было преобразовано в открытое акционерное общество, а в 1995–2001 гг. – полностью приватизировано. ОАО «Полтавский ГОК» расположен в г. Комсомольск Полтавской обл. и занимает территорию 5453 га, которая отведена комбинату в постоянное пользование.

Основной продукцией предприятия является железорудный концентрат, окатыши, щебень из вмещающих горных пород. ГОК имеет полный технологический цикл – от добычи сырой руды до производства железорудных окатышей – сырья для металлургических заводов.

В 2013 г. было принято решение провести реконструкцию существующей секции № 9 обогатительной фабрики № 1 с пристройкой галереи пульпопроводов, корпуса измельчения и сепарации, конвейерных галерей, перегрузочного узла подачи дробленой руды, что позволяло увеличить производственную мощность обогатительной фабрики по выпуску железорудного концентрата, сократить ремонтные простои, автоматизировать управление технологическими процессами, повысить качество и уменьшить себестоимость продукции.

В 2014 г. ОАО «Полтавский ГОК» заключил договор с проектным институтом ПАО «ДИОС» на разработку проектно-сметной документации стадии «проект» и «рабочая документация».

В рамках разработки рабочей документации по данному объекту, исходя из условий ведения технологического процесса, необходимо было разработать бункер хранения дробленой железной руды.

Параметры бункерного отделения были определены на стадии разработки технико-экономического обоснования, утвержденного ОАО «Полтавский ГОК». Хранение руды предусматривалось в двух металлических бункерах диаметром 10 м, на самостоятельных опорах, с общим объемом хранения 1440 м³ (3888 т).

Однако после утверждения стадии «проект» заказчиком в целях обеспечения непрерывной работы фабрики были предъявлены дополни-



А.Ю. Разумов
директор по производству
ПАО «ДИОС», г. Донецк



С.В. Каргаполов
главный инженер проектов
ПАО «ДИОС», г. Донецк



Д.А. Курочкин
главный специалист
ПАО «ДИОС», г. Донецк



Р.В. Олейник
главный инженер проектов
ХКО ООО «Укринсталькон
им. В.Н. Шимановского», г. Харьков



И.К. Амелченя
главный инженер
ДОФ ОАО «Полтавский ГОК»



И.А. Ведмедь
начальник отдела управления
проектами ОАО «Полтавский ГОК»

тельные требования по увеличению объема хранения дробленой руды не менее 10-часового запаса, что составило не менее 2593 м³ (7000 т).

В связи со стесненными условиями площадки строительства проектируемое бункерное отделение корпуса измельчения и сепарации имеет ограниченные размеры в плане.

Разработка конструктивных элементов бункера усложнялась следующими факторами:

- значительным объемом бункера: физический объем – 3089,7 м³, полезный объем – 2787 м³;
- рядом конструктивных и технологических ограничений;
- отсутствием, по условиям эксплуатации, внутренних перегородок и связей;
- невозможностью установки колонн для опирания бункера в средней части для размещения и работы футеровочной машины мельницы;
- сложными условиями эксплуатации [2].

Исходя из этого, форма бункера была принята прямоугольной удлинённой в плане, размером 9,4×26,3 м, без внутренних перегородок, с шестью выгрузными воронками (рис. 1–4).

Бункером называют крупноразмерную емкость, предназначенную для временного хранения сыпучих материалов. Как правило, бункеры в плане имеют круглую, квадратную или прямоугольную форму со специальными выпускными отверстиями в нижней части. Для улучшения условий выгрузки материалов бункеры обычно заканчиваются суженной частью – воронкой [7].

В конструктивном плане бункеры разделяют на: пирамидально-призматические, лотково-призматические, гибкие (параболические) и конусно-цилиндрические.

Призматические бункеры имеют плоские стенки и состоят из призматической верхней части с плоскими стенками и присоединенной к ней воронки с плоскими стенками. Вертикальные стенки бункеров образованы, как правило, бункерными несущими балками, которые одновременно являются стенками бункера, укрепляются вертикальными и горизонтальными ребрами жесткости. Обшивка воронки укрепляется обычно только горизонтальными ребрами жесткости. При значительной длине воронок укрепления выполняют продольными и поперечными ребрами жесткости.

В ряде случаев внутри бункеров предполагается футеровка, которая защищает оболочку

от истирания подвижными сыпучими материалами. В зависимости от материала засыпки она может выполняться из стали, чугуна, дерева, железобетона или из композитных материалов.

Элементы бункера рассчитывают по двум предельным состояниям.

Плоские стенки рассчитывают как пластины, находящиеся под действием растяжения от равномерно распределенной нагрузки от давления сыпучего материала. Нагрузка определяется для середины каждого отсека и считается постоянной по всему отсеку. Расчетные усилия в пластинах определяют исходя из предположения их шарнирного закрепления на неподвижных опорах (ребрах). Напряжение в стенке бункера определяется как сумма напряжений от изгиба и продольного растяжения. Такой расчет упрощенный, поскольку не учитывается упругопластичная работа материала стенки бункера в местах опирания ее на ребра.

Горизонтальные (вертикальные) ребра рассчитывают на совместное действие продольных растягивающих сил и равномерно распределенную поперечную нагрузку, возникающую от давления материала на примыкающую к ребрам часть обшивки. В зависимости от способов соединения ребер жесткости смежных граней, изгибающие моменты в них определяются как в шарнирно-опертых балках или замкнутых рамах с жесткими узлами [6].

Бункер измельченной руды, размещенный в бункерном отделении корпуса измельчения и сепарации секции № 9, принят лотково-призматическим с физическим объемом 3089,7 м³ и полезным 2787 м³ и предназначен для хранения железной руды с насыпным весом 2,7 т/м³, с фракцией 0...16 мм. Бункер, удлинённый в плане, размером 9,4×26,3 м и высотой призматической части 9,15 м. При расчете его конструкций были учтены следующие виды нагрузки:

- нагрузка от собственной массы конструкций;
- давление сыпучего материала;
- временная полезная нагрузка на перекрытие на отм. +27.400;
- нагрузка от перекатного конвейера [3].

Основной нагрузкой при этом является давление сыпучего материала, которое зависит от высоты столба; физико-механических свойств материала, хранящегося в бункере; угла наклона рассматриваемой поверхности к горизонту.

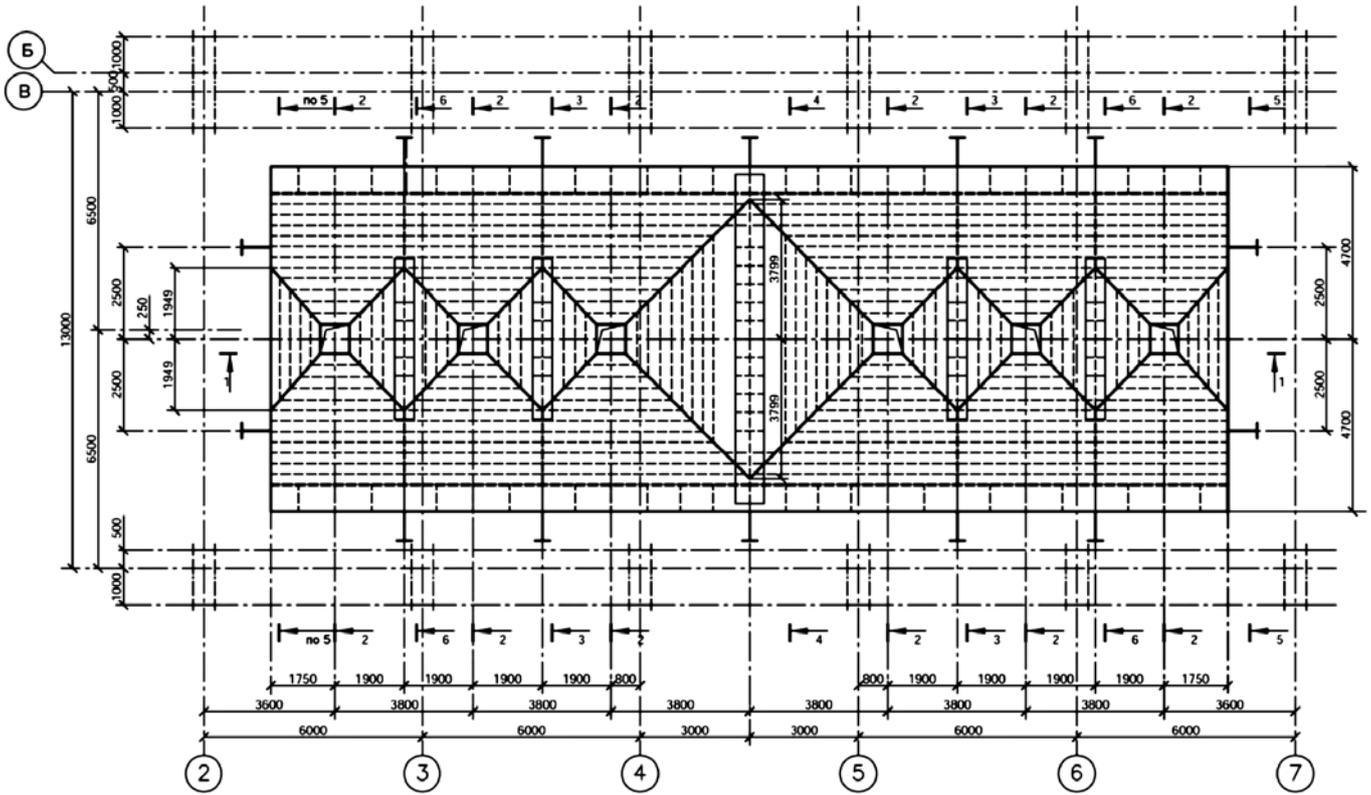


Рис. 1. Схема расположения бункера

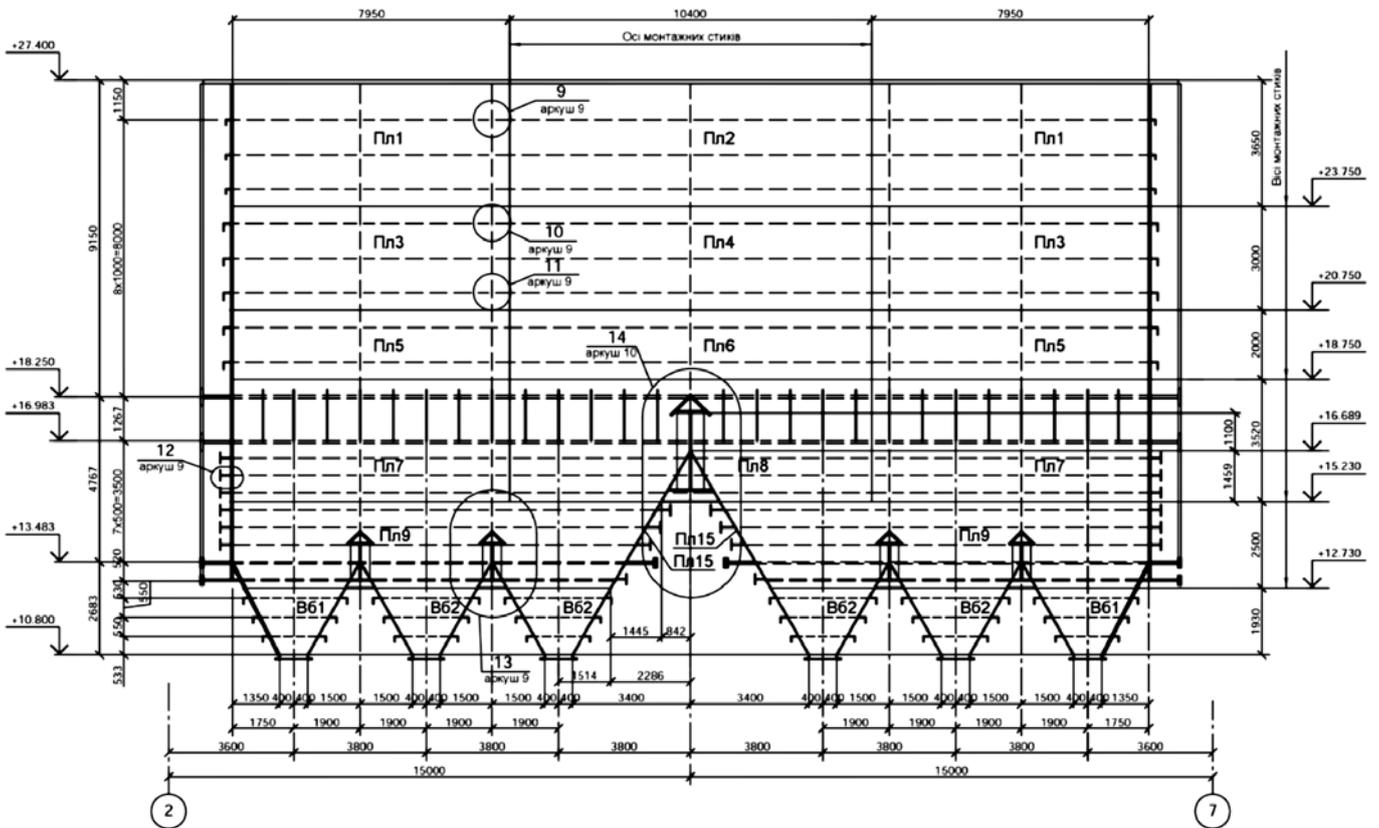


Рис. 2. Продольный разрез бункера

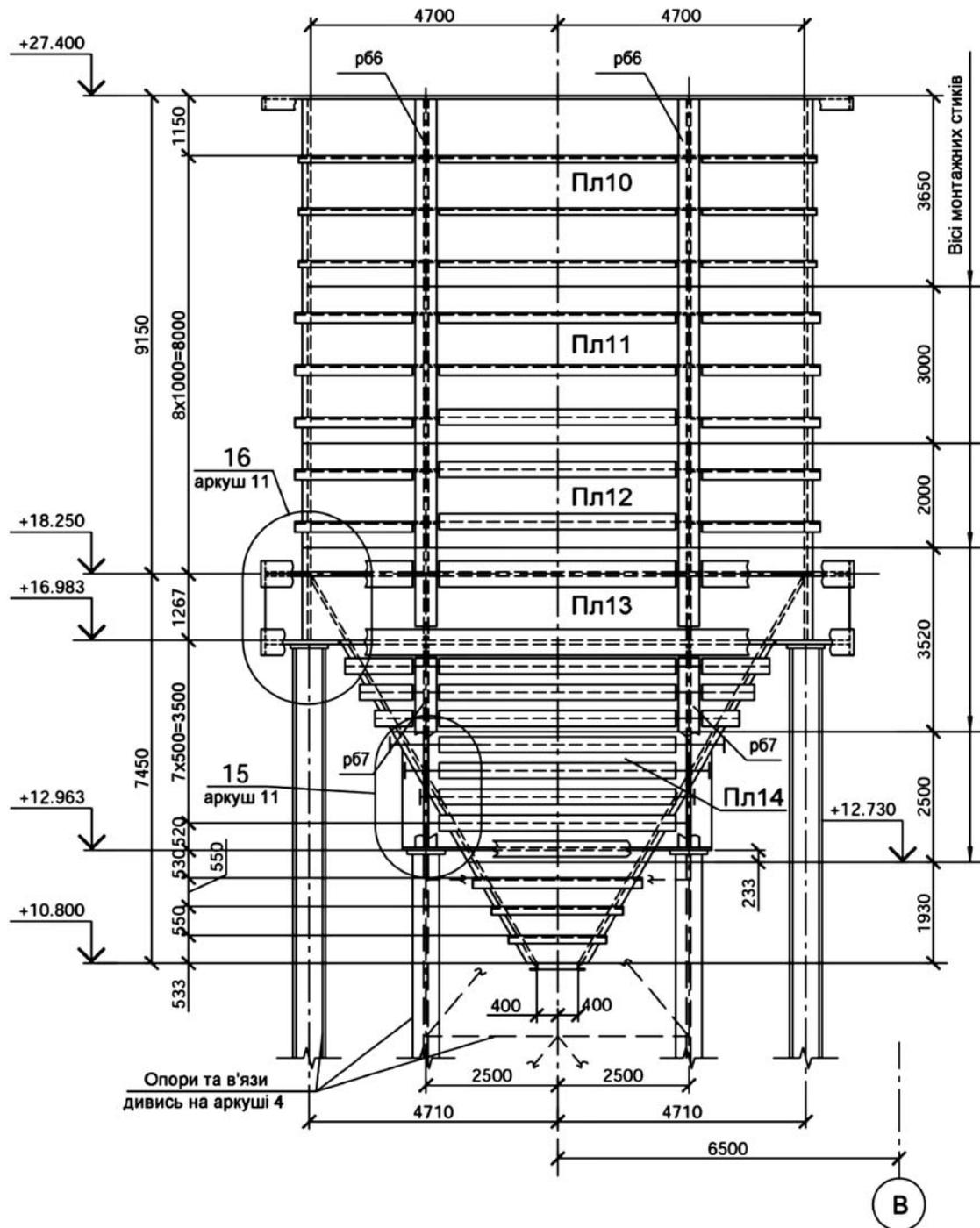


Рис. 3. Вид бункера сбоку

Перекрытие бункера – по стальным балкам. Настил вдоль стенок бункера выполнен из стального рифленого листа, в средней части – решетчатый с ячейкой 34,0×38,0 мм, между рельсами загрузочного перекатного конвейера настил отсутствует.

Из-за абразивности хранимого материала, предусмотрено выполнение футеровки внутренних поверхностей бункера.

Бункер через бункерные балки опирается на собственную опорную систему, которая представляет собой стальные колонны, соединенные вертикальными связями [4]. Опорная система опирается на железобетонный фундамент плитного типа, основой для которого служат водонасыщенные пески средней крупности, упрочненные грунтоцементными элементами. Ширина полок колонн опорной системы по торцам бункера не должна превышать 450 мм.

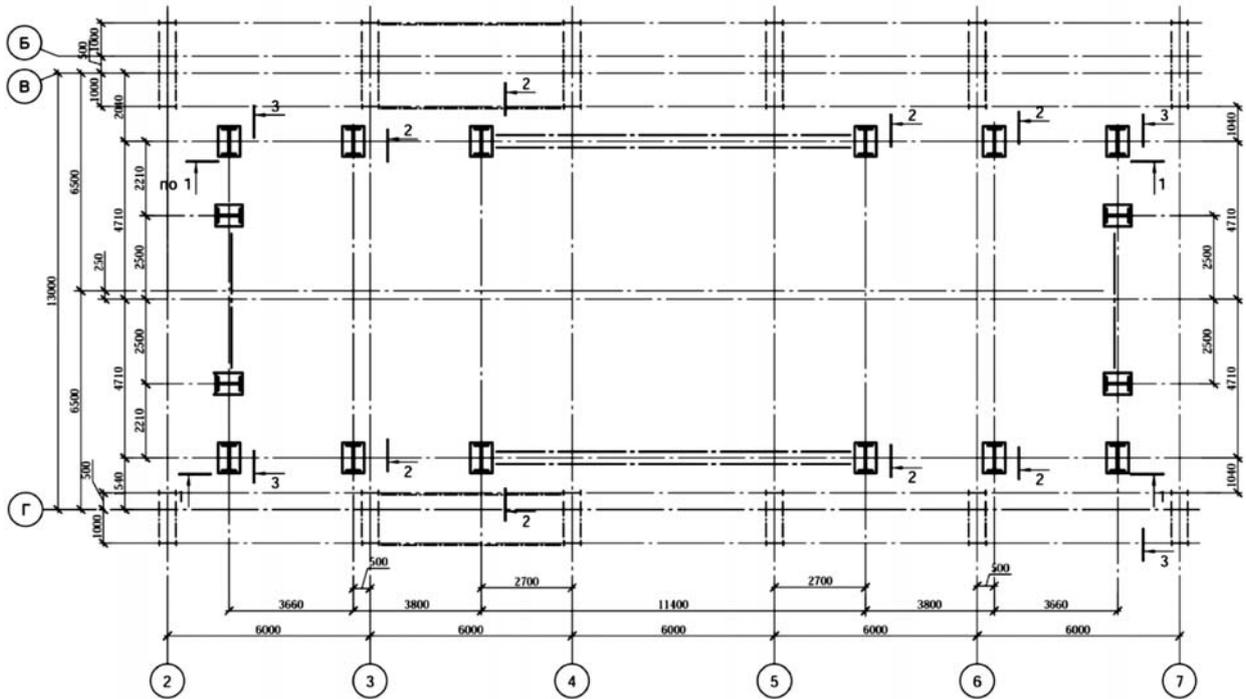


Рис. 4. Схема розташування колонн бункера

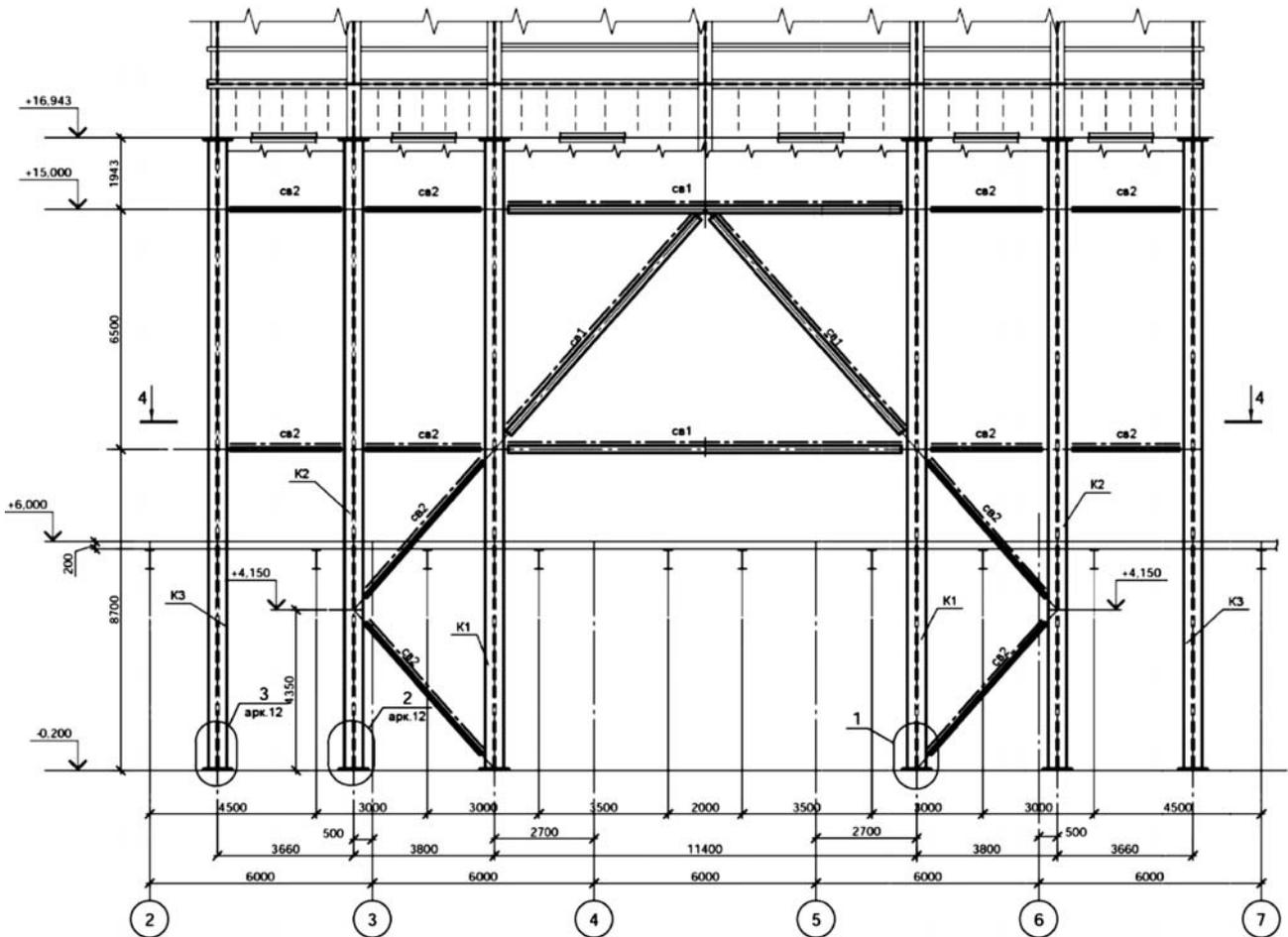


Рис. 5. Продольні зв'язки опорних колонн бункера

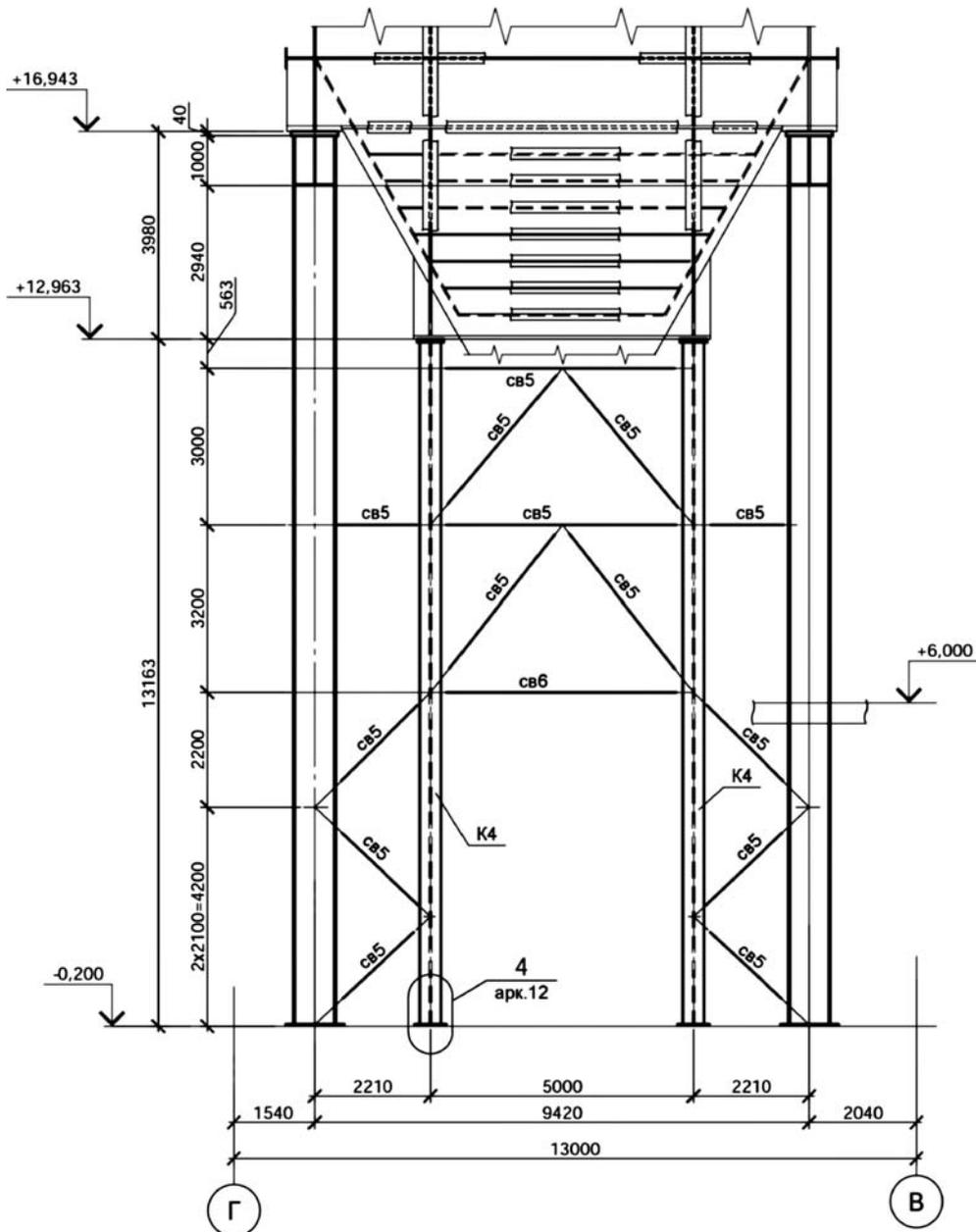


Рис. 6. Поперечные связи опорных колонн бункера

Бункер измельченной руды запроектирован с плоскими стенками, укрепленными вертикальными и горизонтальными ребрами жесткости. Опорами горизонтальных ребер служат вертикальные ребра жесткости, которые, в свою очередь, передают нагрузку на бункерные балки. В нижней части между выгрузными воронками выполняются поперечные бункерные балки. Вертикальные ребра, балки перекрытия бункера и поперечные бункерные балки соединены между собой в статически неопределенные рамы, которые обеспечивают геометрическую неизменяемость бункера в поперечном нап-

равлении. Обшивка воронки закреплена к вертикальным стенкам и нижнему поясу бункерных балок. В месте примыкания воронки к стенке бункерной балки предполагается продольное ребро, которое воспринимает горизонтальную составляющую усилия от давления засыпки на воронку и вертикальную стенку бункера.

Устойчивость стальных колонн опорной системы в продольном направлении обеспечивается вертикальными связями, в поперечном направлении – устройством поперечных ферм (см. рис. 6). Расчетная схема опорной системы в поперечном направлении представляет собой

шарнирно опертые колонны с бесконечно жестким ригелем (см. рис. 5).

Расчет бункера дробленой руды, учитывая сложность конструкции, а также ряд технологических ограничений, выполнялся в две стадии. На первой предварительно определялись усилия и сечения конструктивных элементов в соответствии с «Руководством по расчету и проектированию железобетонных, стальных и комбинированных бункеров» [5]; на второй стадии осуществлялся проверочный расчет с помощью программного комплекса SCAD.

Была смоделирована объемная расчетная схема бункера с учетом поперечных сечений элементов, определенных при предварительном расчете. Элементы вертикальной и наклонной обшивки задавались в виде пластинчатых элементов. Ребра жесткости моделировались из пластинчатых элементов соответствующего сечения. Размер измельчения элементов подбирался таким образом, чтобы получить растягивающие и изгибающие усилия, которые будут возникать при эксплуатации конструкций. Вертикальные ребра жесткости, а также горизонтальные в пределах вертикальной стенки бункера моделировались как условно шарнирные. Горизонтальные ребра в пределах разгрузочных воронок моделировались с жестким соединением в углах.

Нагрузка на пластинчатые элементы задавалась в местной системе координат, в направлении, нормальном к элементам. Величина нагрузок принята как среднеарифметическая в пределах каждой пластины.

Усилия в пластинчатых элементах получены в виде напряжений, в стержневых элементах – в виде сил.

При разработке рабочей документации рассматривались и моделировались три варианта исполнения бункера:

1-й – с двумя распорками по высоте между вертикальными ребрами стенки бункера;

2-й – без распорок, с передачей горизонтальных составляющих усилий от давления засыпки на колонны каркаса;

3-й – без распорок, с восприятием горизонтальных составляющих усилий от давления засыпки колоннами опорной конструкции.

В результате проведенных расчетов по трем вариантам были определены недостатки и преимущества каждого из них.

Вариант 1 – горизонтальная составляющая усилий от давления засыпки воспринимается распорками. Вертикальные ребра жесткости рассчитываются как трехпролетная балка, вследствие чего расчетные моменты меньше по сравнению с однопролетной схемой. Колонны опорной системы рассчитываются на вертикальные усилия от бункера. Горизонтальные составляющие усилий от бункера на элементы опорной системы, а также на колонны каркаса цеха не передаются, а воспринимаются распорками внутри бункера.

Вариант 2 – горизонтальная составляющая усилий от давления засыпки воспринимается нижним поясом бункерной балки и передается через распорки на колонны каркаса. Вертикальные ребра жесткости рассчитываются как однопролетная шарнирно-опертая балка. Колонны опорной системы рассчитываются на вертикальные усилия от бункера. Горизонтальные составляющие усилий от бункера передаются на колонны каркаса.

Вариант 3 – горизонтальная составляющая усилий от давления засыпки воспринимается нижним поясом бункерной балки и передается на колонны опорной системы бункера. Вертикальные ребра жесткости рассчитываются как однопролетная шарнирно-опертая балка. Горизонтальные составляющие усилий от бункера передаются на колонны опорной системы бункера, которые рассчитываются на восприятие вертикальных и горизонтальных усилий от бункера.

В результате проведенного математического моделирования трех вариантов конструкции бункера, выполнения расчетов и их анализа можно сделать следующие выводы.

- Расчетная толщина обшивки бункера (вертикальных стенок, выпускных воронок) и расчетное поперечное сечение горизонтальных ребер жесткости вертикальных стенок аналогичны для всех трех вариантов конструкции.
- Расчетное поперечное сечение вертикальных ребер наименьшее в варианте с использованием внутренних затяжек. В вариантах с передачей горизонтальных составляющих усилий на каркас цеха или на собственную опорную систему поперечное сечение вертикальных ребер больше в 1,5–1,6 раза.

- Найбільше економічний варіант з точки зору витрат сталі на бункер (включаючи опорну систему) з внутрішніми распорками в двох ярусах. Варіант з передачею горизонтальних зусиль від бункера на каркас потребує меншого витрат металу на бункер, однак при цьому значно збільшується витрата металу на посилення каркаса корпусу бункерного відділення. В даному випадку на порядок збільшуються поперечні сили в колоннах, які передаються на фундаментну плиту в вигляді розтягуючих зусиль і потребують значного армування. Варіант з передачею горизонтальних зусиль на опорну конструкцію викликає збільшення поперечного перерізу колонн опорної конструкції, але не потребує посилення конструкцій каркаса.

Для проектування був прийнятий варіант з передачею горизонтальних зусиль на власну опорну конструкцію бункера.

Ураховуючи абразивність матеріалу зберігання (залізна руда), виконана футерівка випускних воронки композитним резино-керамічним матеріалом, стійким до стирання.

Для вертикальних стінок бункера прийнята футерівка, аналогічна конструкції футерівки воронки бункера.

Відповідно до Додатку В до ДБН В.1.2-5:2007 «Науково-технічний супровід будівельних об'єктів» [1] об'єкт будівництва (бункер) підлягає обов'язковому науково-технічному супроводженню. В якості наукової організації для виконання даної роботи була залучена спеціалізована організація ООО «ПСК-Харків», перед якою були поставлені наступні завдання: аналіз конструктивних рішень і розрахункових моделей бункера; формування гіпотез, передположень, обмежень для формування теоретичних моделей бункера; формування локальних розрахункових моделей, які враховують особливості основи, вузла з'єднання елементів конструкції, що знаходяться в різних типах напружено-деформованого стану.

На основі виконаного звіту про науково-технічне супроводження етапу проектування № 5359 були прийняті остаточні рішення по проектуванню бункера.

- [1] ДБН В.1.2-5:2007 Науково-технічний супровід будівельних об'єктів.
- [2] ДБН В.1.2-14-2009 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ.
- [3] ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи.
- [4] ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування.

- [5] Руководство по расчету и проектированию железобетонных, стальных и комбинированных бункеров. – М.: Стройиздат, 1983.
- [6] Справочник проектировщика. Металлические конструкции (под ред. Н.П. Мельникова). – М.: Стройиздат, 1980.
- [7] Е.Н. Лессиг, А.Ф. Лилев, А.Г. Соколов Листовые металлические конструкции. – М.: Стройиздат, 1970.

Надійшла 10.11.2015 р.

ОФІЦІЙНА ІНФОРМАЦІЯ

МІНРЕГІОНОМ УКРАЇНИ ПРИЙНЯТІ НАСТУПНІ НАЦІОНАЛЬНІ СТАНДАРТИ УКРАЇНИ У ГАЛУЗІ МЕТАЛОБУДІВНИЦТВА, що набувають чинності з 01.01.2017 р.:

- ✓ ДСТУ Б В.2.6-210:2016 «Оцінка технічного стану сталевих будівельних конструкцій, що експлуатуються», розроблені ТОВ «Укрінсталкон ім. В.М. Шимановського». Одночасно з введенням ДСТУ відміняється ДБН 362-92 «Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будинків і споруд, що експлуатуються» (наказ від 25.04.2016 р. № 99)
- ✓ ДСТУ Б Д.1.2-3:2016 «Порядок визначення вартості робіт з обстеження металевих конструкцій будівель і споруд», розроблений ПП «Металомонтаж» за участі ТОВ «Укрінсталкон ім. В.М. Шимановського» (наказ від 29.06.2016 р. № 187). Одночасно з введенням ДСТУ відміняється дія «Цінника на роботи з оцінки технічного стану і розробки робочої документації на підсилення будівельних металевих конструкцій будівель і споруд промислових підприємств» (наказ ДК «Укрмонтажспецбуд» від 24.07.2000 р. № 01/100-15)

ЭФФЕКТИВНЫЙ МЕТОД РЕМОНТА И ВОССТАНОВЛЕНИЯ КАНАЛИЗАЦИОННЫХ ТОННЕЛЕЙ

Возникновение новых градообразующих (рост населения, увеличение застройки территории, развитие промышленности) и эксплуатационных факторов приводит к преждевременному моральному старению и эксплуатационному износу сетей водоотведения. Как следствие, возникает необходимость в проведении ремонтно-восстановительных работ с целью повышения долговечности конструкций и предотвращения аварийных ситуаций [1].

При проектировании системы водоотведения г. Харькова авторами проекта предусматривалась высокая надежность и долговечность тоннелей, что, с одной стороны, обеспечивалось конструкцией тоннеля, а с другой – технологией строительства. Сооружение основных канализационных тоннелей Харькова было запроектировано и велось с помощью щитовых комплексов ПЩ – 2,1; 2,565; 3,2; 3,7 и 4 м.

Необходимо отметить, что значительная часть канализационных тоннелей города была построена в 60–80-х гг. прошлого столетия. В СНиП 2.04.03-85 «Канализация. Наружные сети и сооружения», введенном в действие в 1985 г., указано, что для самотечной канализации смотровые шахты на прямых участках для $\varnothing 1500\text{--}2000$ мм должны располагаться на расстоянии 200 м, свыше 2000 мм – 250–300 м.

Отсутствие норм на момент прокладки тоннелей привело к тому, что эти расстояния не были соблюдены и зависели от мощности применяемого щита, т.е. прокладка каждого тоннеля велась до тех пор, пока было достаточно мощности оборудования, обслуживающего щит. В местах его вынужденной остановки строились смотровые шахтные стволы. После чего силовое оборудование перемещалось на место вновь сооружаемой шахты, и работы продолжались до следующей остановки щита. Таким образом, расстояния между смотровыми шахтными стволами на многих участках, как правило, превышают нормативные и неоднократно достигают более 1 км.

Анализ действующих сетей водоотведения [1–3] позволяет утверждать, что в настоящее время происходит интенсивное разрушение же-



Д.Ф. Гончаренко

проректор по научно-педагогической работе Харьковского национального университета строительства и архитектуры, д.т.н., профессор



О.В. Старкова

доцент кафедры экономической кибернетики и информационных технологий Харьковского национального университета строительства и архитектуры, к.т.н.



Д.А. Бондаренко

доцент Харьковского национального университета строительства и архитектуры, к.т.н.



А.А. Гармаш

председатель правления ПАО «Южспецатомэнергомонтаж», г. Харьков

лезобетонных канализационных тоннелей, главной причиной которого является наличие сероводорода, метана, аммиака и других газов в концентрациях, превышающих допустимые нормы в десятки раз [1, 2]. Поэтому важное значение имеет использование современных материалов, способных эффективно работать в условиях агрессивной среды, и новых методов, позволяющих повысить эксплуатационный ресурс существующих тоннелей.

Работы по ликвидации аварий, происходящих на канализационных тоннелях, их ремонту и восстановлению являются достаточно трудными и ресурсоемкими из-за необходимости их полного перекрытия или снижения уровня сточных вод. В результате визуальных обследований, проведенных на местах обрушений канализационных тоннелей Харькова, был выявлен значи-

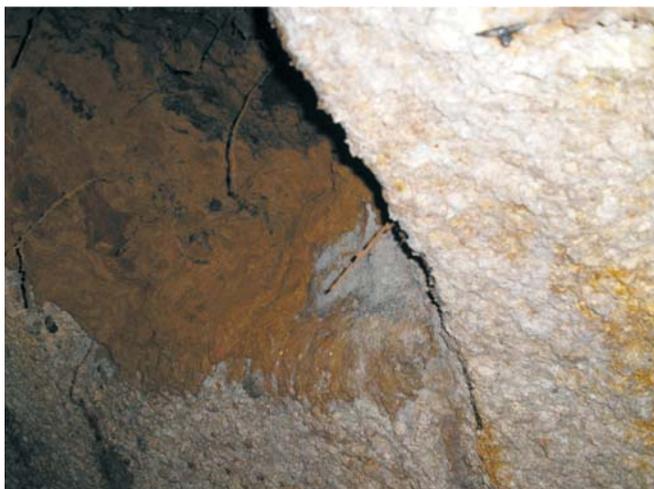


Рис. 1. Разрушенный свод канализационного тоннеля

тельный износ железобетонных конструкций, в первую очередь, сводов тоннелей, в результате биогенной коррозии. На отдельных участках своды находятся в предаварийном состоянии (рис. 1).

Отсутствие дублирования и кольцевания тоннелей на сетях водоотведения значительно усложняет как проведение комплексного обследования конструкций тоннелей, так и производство ремонтных и восстановительных работ.

В действующих на сегодня государственных строительных нормах Украины [4] расстояние между смотровыми шахтами на канализационных тоннелях регламентируется таким же образом, как и в нормативах 1985 года. Все эти факторы, а также значительная глубина заложения канализационного тоннеля сильно ограничивают выбор методов ремонта.

Как показывает проведенное авторами исследование [5–8], одним из возможных вариантов восстановления канализационного тоннеля является применение закрытого метода с помощью спирально-навивочной технологии SPR (Sewage Pipe Renewal), которая заключается в том, что в поврежденном действующем трубопроводе путем спиральной навивки, сматываемой с бобины бесконечной полимерной ленты, формируется обсадная труба высокой прочности. Навивка бесконечной ленты штампованного ребристого профиля из ПВХ или полиэтилена высокой прочности производится специальной навивочной машиной, которая располагается вблизи люка смотрового колодца. Края ленты соединяются, образуя сплошную водонепроницаемую конструкцию внутри восста-

навливаемого трубопровода диаметром до 5000 мм. Следует отметить, что проведение ремонтных работ с применением SPR-метода возможно даже при частичном наполнении тоннеля [5–7].

Существуют четыре модификации SPR-метода – SPR, SPR PE, SPR EX и SPR ST.

Модификация SPR предназначена для бестраншейного восстановления ветхих горизонтальных трубопроводов большого диаметра (до 5000 мм), а также в вертикальных конструкциях (скважинах). В данной технологии используются ленты из ПВХ со стальным уплотнением и замком, благодаря которому соединяющиеся концы профиля образуют герметичный механический затвор, способный противостоять мощным деформирующим силам. Процесс навивки заключается в подаче ленты через люк стартового колодца в навивочную машину, располагаемую в восстанавливаемом трубопроводе со стороны стартового колодца. Навивочная машина придает профилю из ПВХ необходимую форму и соединяет его концы, образуя тем самым новую герметичную трубу. Навивочный процесс длится до тех пор, пока обсадная труба не достигнет конца восстанавливаемого трубопровода. В ходе процесса навивочная машина может быть стационарной или передвижной по направлению к следующему (финишному) смотровому колодцу (рис. 2).

По завершении процесса навивки устанавливается крепежная система, обеспечивающая стабильность конструкции в период заливки раствора в межтрубное пространство. Крепежный материал опускается в трубопровод через

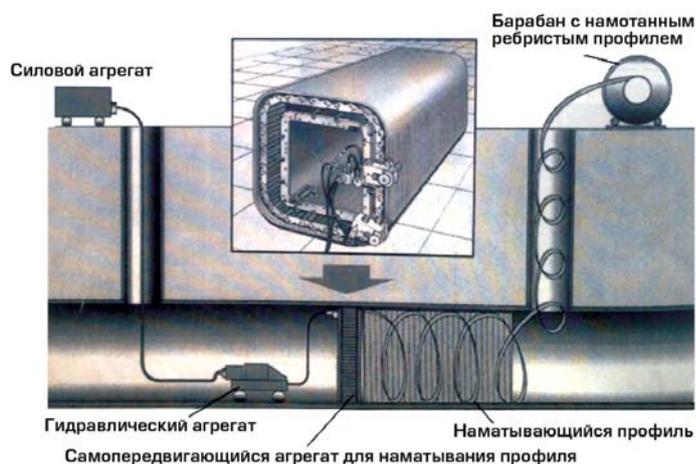


Рис. 2. Схема применения спирально-навивочной технологии с помощью передвижной машины

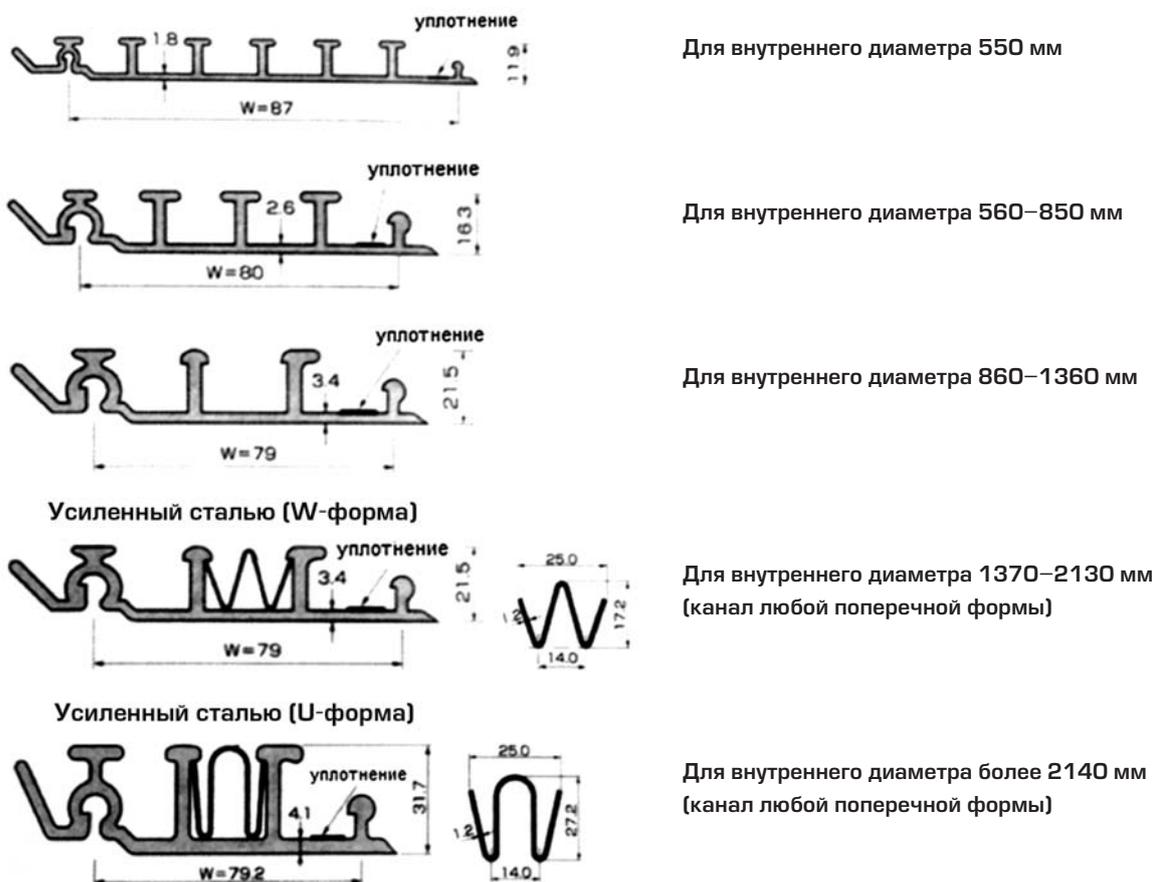
стандартные люки смотровых колодцев и проводится бетонирование межтрубного пространства.

В зависимости от условий на объекте можно использовать два метода навивки: с помощью «проталкивающей» или «самодвижущейся» гидравлической навивочной машины. Использование «проталкивающей» (стационарной) машины не требует присутствия человека. Машина размещается в существующем смотровом колодце, и формирующаяся обсадная труба подается внутрь ремонтного участка старого трубопровода. При этом расположение машины остается стабильным. Процесс навивки с помощью «самодвижущейся» гидравлической навивочной машины требует присутствия человека для подачи в машину ленты. Машина располагается в полости существующего смотрового колодца и, постепенно перемещаясь вперед по восстанавливаемому трубопроводу, спирально навивает профиль, образуя таким образом новый трубопровод меньшего диаметра, чем восстанавливаемый [7, 8].

В зависимости от диаметра восстанавливаемого трубопровода применяются различные формы профилей (рис. 3).

Модификация SPR RE позволяет восстановить прочность труб из кирпича, бетона, камня, стеклопластика или асбестоцемента диаметром от 900 до 3000 мм, продлевая срок их службы. Стальное уплотнение профиля придает навитой трубе высокую устойчивость для особых статических условий. В технологии используются профили из уплотненного полиэтилена высокой прочности (ПЭВП) и комбинированной стали, что позволяет восстановить стареющие трубы различных типов. Использование данной модификации дает возможность восстанавливать трубопроводы круглого сечения с диаметром 900–3000 мм.

Модификация SPR EX позволяет создать самонесущую статическую трубу, используемую для восстановления старых трубопроводов диаметром от 150 до 1800 мм. Существенным отличием данной модификации является то, что после ремонта обсадная труба плотно прилегает



Для внутреннего диаметра 550 мм

Для внутреннего диаметра 560–850 мм

Для внутреннего диаметра 860–1360 мм

Для внутреннего диаметра 1370–2130 мм
(канал любой поперечной формы)

Для внутреннего диаметра более 2140 мм
(канал любой поперечной формы)

Рис. 3. Формы поперечного сечения с размерами ребристых профилей для SPR-метода

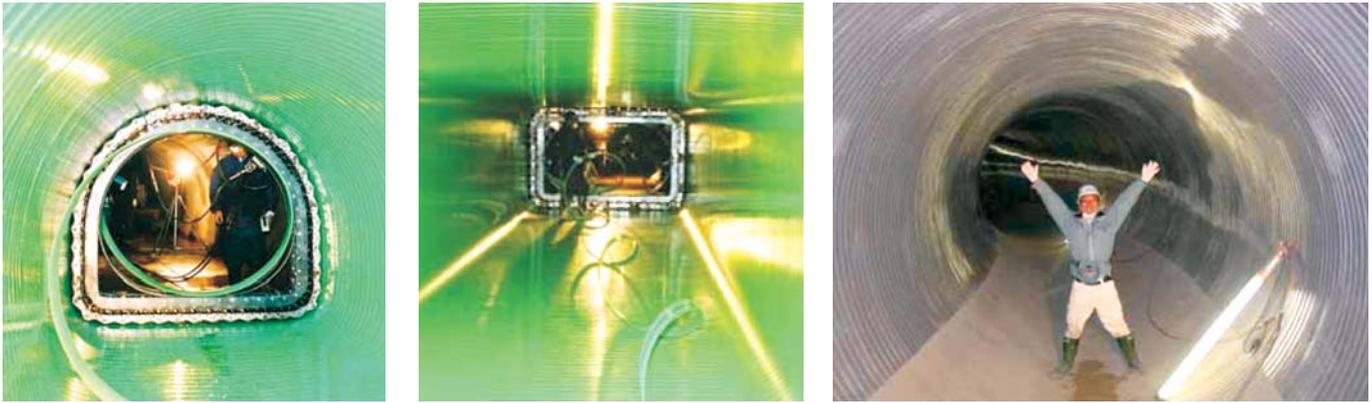


Рис. 4. Санация тоннеля с использованием SPR-метода

к старой трубе. Технология SPR EX специально разработана для сейсмоактивных областей, регионов с опусканием местности, мест свалок, поэтому обсадная труба обладает максимальной плотностью и устойчивостью к нагрузкам.

Модификация SPR ST позволяет восстанавливать трубопроводы из камня, бетона, асбестоцемента или стеклопластика диаметром от 450 до 2500 мм. Для более высокой устойчивости кольца можно использовать ПВХ-профиль дополнительно со стальным профилем. Благодаря этому обсадная труба приобретает максимальную устойчивость при минимальной потере диаметра. Существуют различные комбинации из ПВХ и стали для различных статических условий и классов стареющих труб.

Стоит отметить, что SPR-технология позволяет проводить санацию тоннелей различной формы (рис. 4).

Выводы.

Проведенный анализ состояния канализационных тоннелей Харькова позволил установить, что основными элементами, подверженными коррозии, являются своды тоннелей. Наличие токсичных газов в атмосфере тоннелей и значительное расстояние (до 2 км) между шахтами сильно затрудняет как проведение обследования, так и ремонтно-восстановительные работы.

Отсутствие возможности устранения на период ремонта в тоннеле сточных вод значительно сужает выбор возможных материалов и

методов ремонта. Одним из возможных вариантов ремонта и восстановления в данных условиях является применение SPR-метода, позволяющего проводить работы даже при частичном наполнении тоннеля.

- [1] Гончаренко Д.Ф. Эксплуатаци, ремонт и восстановление сетей водоотведения: монография. – Харьков: Консум, 2008. – 400 с.
- [2] Гончаренко Д.Ф., Убийвовк А.В., Бондаренко Д.А., Булгаков Ю.В. Оценка несущей способности крепи канализационного тоннельного коллектора и выбор методов его восстановления // Наук. вісник будівництва. – Харків: ХНУБА, ХОТВ АБУ, 2015. – Вип. 5 (79). – С. 66–71.
- [3] Гончаренко Д.Ф., Старкова О.В., Булгаков Ю.В., Гармаш А.А. Методы восстановления разрушенного коллектора в г. Харькове // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2015. – № 3. – С. 2–11.
- [4] ДБН В.2.5-75:2013 Каналізація: проектування зовнішніх мереж та споруд. Основні положення проектування. – К.: Мінрегіонбуд, 2013. – 210 с.
- [5] SPR-метод производства работ (метод производства работ по восстановлению канализационных трубопроводов бестраншейным методом) / Электронный ресурс. – Режим доступу: <http://www.jase-w.eccj.or.jp/technologies-r/pdf/factory/F-72.pdf>
- [6] Toshiyuki Deguchi, Hamao Yamashiro, Hiroshi Sugahara, 2006. Spr method: rehabilitation technologies to revive decrepit pipelines / Toshiyuki Deguchi, Hamao Yamashiro, Hiroshi Sugahara // ISARC2006. – P. 315-320.
- [7] Ишмуратов Р.Р. Опыт применения бестраншейной спирально-навивочной технологии восстановления трубопроводов / Электронный ресурс. – Режим доступу: <http://robt.ru/uchebnye-i-nauchnye-stat-i/stati/89-opyt-primeneniya-bestranshejnoy-spiral-no-navivochnoj-tehnologii>.
- [8] Stein D. Installhaltung von Kanalisation. – Emst&Sohn., 1998 – 941 p.

Надійшла 14.06.2016 р.

МОДИФИЦИРОВАННЫЕ КОМПОЗИТНЫЕ ОПОРЫ ВОЗДУШНЫХ ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ

Возведение опор воздушных линий электропередачи является стратегически важной задачей строительной отрасли любого государства. Существует множество их конструктивных решений с применением различных материалов. Это и давно известные железобетонные, деревянные и металлические решетчатые опоры, и сравнительно новые на основе металлических многогранных и полимерных стойках, имеющие свои достоинства и недостатки. Поэтому применение тех или иных решений с учетом географических признаков (климат и рельеф местности), а также требований к эстетичности электросетевых конструкций и землеотвода под них (расположение ВЛ в жилой, промышленной или рекреационной зоне) остается актуальной проблемой для проектировщиков. Кроме того, все больше внимания уделяется вопросам надежности и долговечности, что определяет эффективность работы современных воздушных линий и стабильность передачи электроэнергии потребителям.

Безусловно, решение этой задачи невозможно без широкого использования новых технологий и материалов, т.к. современные технические требования к конструкциям нового поколения предусматривают как продление их сроков службы и повышение надежности, так и снижение трудоемкости строительства и уменьшение затрат на эксплуатацию.

Применение трубобетонных конструкций для опор ВЛ. Использование новых технологий и материалов на ВЛ в данной статье предполагает применение трубобетонных конструкций на основе уже апробированных на практике металлических многогранных стоек. Возможны следующие конструктивные решения трубобетонных опор:

- металлический многогранный ствол опоры ВЛ, заполненный бетоном (рис. 1, 3, 4);
- решетчатая сталебетонная опора (пояса и решетка из прямоугольных или круглых труб, заполненных бетоном) (рис. 2) [1].

Сталебетонные конструкции (балки объединенного сечения, элементы с жестким и листо-



Ю.Н. Прядко

доцент кафедры «Теоретическая механика» Киевского национального университета строительства и архитектуры, к.т.н.



Н.В. Прядко

директор ООО «СВК», доцент, к.т.н., г. Мариуполь

вым армированием, плиты покрытия, трубобетон и т.д.) далеко не новые строительные конструкции, их истоки берут свое начало с 40-х годов прошлого столетия. На сегодняшний день они широко используются в мостостроении, промышленном строительстве, а также при создании объектов гражданского назначения (в основном это высотные каркасные здания) [2, 3].

Впервые трубобетонные конструкции в электросетевом строительстве были применены еще в 1947 г., в горном районе Швейцарии, где была построена первая ВЛ на решетчатых опорах из трубобетонных элементов, и несколько позже в Норвегии на опорах с двойной оболочкой, которые с механической и экономической точки зрения оказались эффективнее аналогов, выполненных на основе классических бетонных и металлических решетчатых опор [1]. О дальнейшем развитии трубобетонных ВЛ в отечественных литературных источниках информация почти не встречается.

Особенности трубобетонных конструкций для ВЛ. Перспективность применения трубобетона в электросетевом строительстве в первую очередь зависит от их конструктивных особенностей, которые выражаются в сочетании достоинств и недостатков совместной работы двух материалов – стали и бетона [3]:

- металлическая труба выполняет одновременно функции продольного и поперечного армирования;



Рис. 1. Опора на основе МГС ВЛ 220 кВ с перспективной модификации в трубобетонную

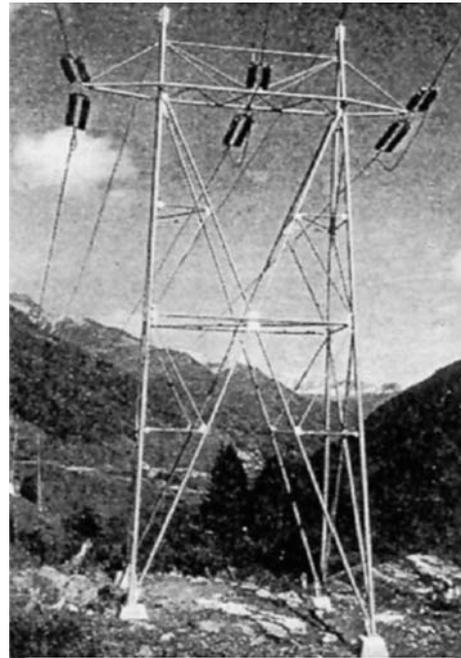
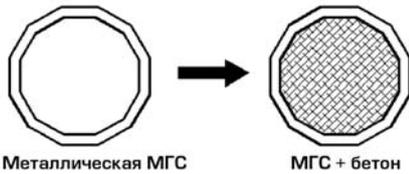


Рис. 2. Решетчатая опора ВЛ 150 кВ из трубобетонных элементов (CFST)

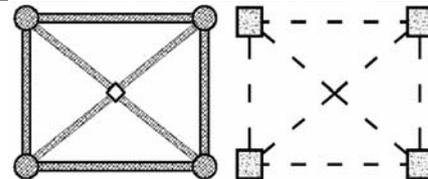


Рис. 3. Ствол трубобетонной опоры с двойной оболочкой (CFDST)



Рис. 4. Монтаж трубобетонной опоры с двойной оболочкой (Норвегия)

- за счет обжатия бетона металлической оболочкой (трубой) резко приостанавливается развитие микротрещин в бетоне, что позволяет ему выдерживать напряжения, существенно превышающие его призмную прочность;
- металлическая труба, заполненная бетоном, в большей степени защищена от потери общей и местной устойчивости;

- в предельном состоянии они не теряют несущую способность мгновенно (как, например, железобетонные), а длительное время могут выдерживать нагрузки при значительном развитии деформаций;
- трубобетонные элементы сохраняют все преимущества рациональных трубчатых металлических конструкций, которые все чаще применяются в практике строительства,

а именно: минимальное количество дополнительных элементов при их соединении сваркой (безфасоночные соединения);

- неограниченная область применения трубобетона – при повышенных температурно-влажностных режимах, в агрессивной среде, при больших пролетах линий и высотах опор и т.д.

Наиболее вероятным недостатком трубобетонных опор является снижение их гибкости, особенно в сравнении с опорами на основе металлических МГС, что в свою очередь может отразиться на качестве их работы в аварийных режимах (при обрыве провода или грозозащитного троса). Следовательно, необходимо изучить изменения механических свойств трубобетонных опор ВЛ с учетом различных пропорций заполнения ствола бетоном.

Очень важно отметить, что изготовление трубобетонных конструкций в целом и для электросетевых конструкций в частности имеет свои особенности. Рассматривая в качестве базиса МГС, имеющих форму усеченного конуса, можно сделать вывод о практической невозможности их бетонирования в заводских условиях. Поэтому на сегодняшний день единственным возможным вариантом изготовления трубобетонных опор ВЛ является их бетонирование в процессе монтажа.

На первый взгляд такая технология кажется очень трудоемкой и технически сложной, особенно для ВЛ магистрального типа, у которых опоры могут достигать 40 м. Кроме того, необходимо обеспечить качество заполняемости многогранных стволов опор бетоном. С целью устранения возможных негативных моментов монтажа предлагается две технологические схемы с применением подвижной самоуплотняющейся бетонной смеси с суперпластификаторами [4, 5] вместо классического тяжелого бетона. К достоинствам предлагаемого материала следует отнести:

- качественное заполнение внутренней полости МГС;
- отсутствие необходимости в вибрировании при монтаже;
- повышенную прочность, долговечность и плотность, минимизацию наличия пустот и дефектов;
- увеличенное время транспортирования бетонной смеси;

- снижение сроков строительства;
- соизмеримость по стоимости с классическим бетоном.

Но при этом нельзя не обратить внимания на недостатки данного материала:

- возможность использования монтажа только при положительной температуре воздуха;
- промедление на стройплощадке может негативно отразиться на подвижности рабочей смеси;
- модуль упругости примерно на 15 % ниже, чем у классического бетона.

В зависимости от класса напряжения ВЛ (т.е. от высотных характеристик конструкций опор) технологические схемы их бетонирования подразделяются на бетонирование целиком смонтированного ствола из МГС для опор высотой до 10 м (рис. 5, а) и, соответственно, посекционное бетонирование для опор свыше 10 м (рис. 5, б).

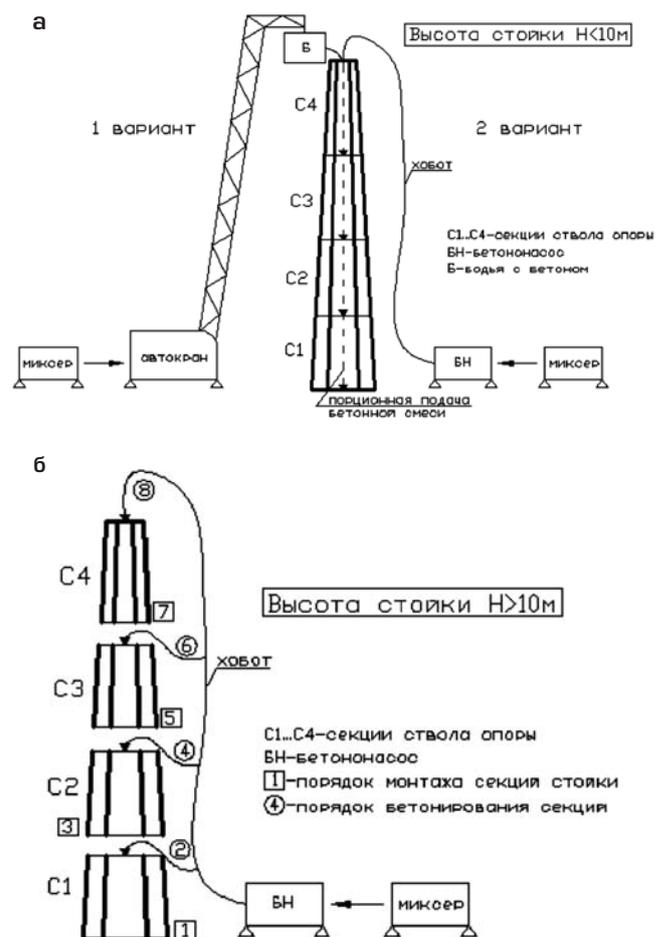


Рис. 5. Способы бетонирования ствола опоры: а – при высоте стойки $H \leq 10$ м; б – при высоте стойки $H > 10$ м

Предварительный технико-экономический анализ рассматриваемых трубобетонных опор. Естественно, что когда речь идет о перспективности применения новых конструкций, то необходимо обоснование не только их технической состоятельности для применения, особенно в стратегическом классе конструкций как опоры ВЛ, а и их экономической целесообразности.

В первом приближении технико-экономическое сравнение выполнено по критериям материалоемкости и стоимости изготовления конструкций для нескольких типов стоек под опоры ВЛ. Все рассматриваемые варианты принимались с одинаковыми геометрическими параметрами (высоты и поперечного сечения). Для сравнения приняты:

- бетонная центрифугированная стойка СК22 (тип 1);
- металлическая многогранная стойка (тип 2);
- МГС с самоуплотняющейся смесью (тип 3);
- МГС «кольцо в кольце» с самоуплотняющейся смесью (тип 4).

При расчете этих критериев приняты расценки заводов-изготовителей по состоянию на 01.03.2013 г. (см. таблицу).

Данные таблицы показали, что:

- применение трубобетонных стоек любого типа существенно снижает металлоемкость конструкции;
- для конструкции типа 3 это снижение сопровождается абсолютно незначительным удорожанием в сравнении с железобетонной стойкой СК-22 и ощутимым удешевлением в сравнении с пустотелым МГС;
- для конструкции типа 4 при значительном снижении металлоемкости (\approx в 3 раза) происходит существенное удорожание в сравнении с остальными конструктивами (\approx в 2 раза).

«Противоаварийные» опоры ВЛ. Массовые аварии ВЛ на рубеже XX–XXI вв. в электрических сетях [6, 7] свидетельствуют о недостаточной надежности ВЛ в условиях повышенных гололедно-ветровых воздействий (рис. 6).

Среди основных причин аварий на ВЛ, приведших к каскадным разрушениям строительных конструкций, следует выделить превышение реальных значений климатических нагрузок (гололедно-ветровых) в сравнении с расчетными и несовершенства конструктивных решений опор.

К конструктивным несовершенствам большинства существующих металлических опор можно отнести следующие:

а) расположение токоведущих частей таким образом, что при обрыве гирлянды изоляторов происходит падение провода на нижележащие конструкции опоры, что может привести к тяжелым повреждениям (рис. 6, а);

б) высокую уязвимость при каскадных разрушениях (рис. 6, б);

в) ослабление элементов пояса и решетки опоры в местах болтовых соединений (рис. 6, в, г);

г) нерациональное использование материала элементов, выполненных из уголкового профиля, вследствие нарушения принципа равной устойчивости при осевых нагрузках.

Перечисленные несовершенства существующих металлических опор привели к выходу из строя более тысячи километров линий, в результате чего возникла идея создания так называемых «противоаварийных опор» (рис. 7). Их отличительной особенностью является расположение траверс на стволе опоры с целью обеспечения свободного падения провода на землю в случае возникновения аварийной ситуации на ВЛ. Как следствие – устранение возможности повреждения нижележащих конструкций и предотвращение каскадных разрушений опор.

Сравнительные технико-экономические характеристики стоек

Тип стоек	Необходимая толщина стенки, мм	Марка стали, класс бетона	Материалоемкость		Стоимость изготовления, грн.	$\Delta_{изг}$, %
			сталь, кг	бетон, м ³		
1	–	B40 BСr3	571,1	2,517	20000	–
2	3...6	C245	1491,6	–	29920	33,1
3	3...4	C245 B12,5	0,91	4,98	21470	6,8
4	2	C245 B12,5	1938,9	1,63	39862	100

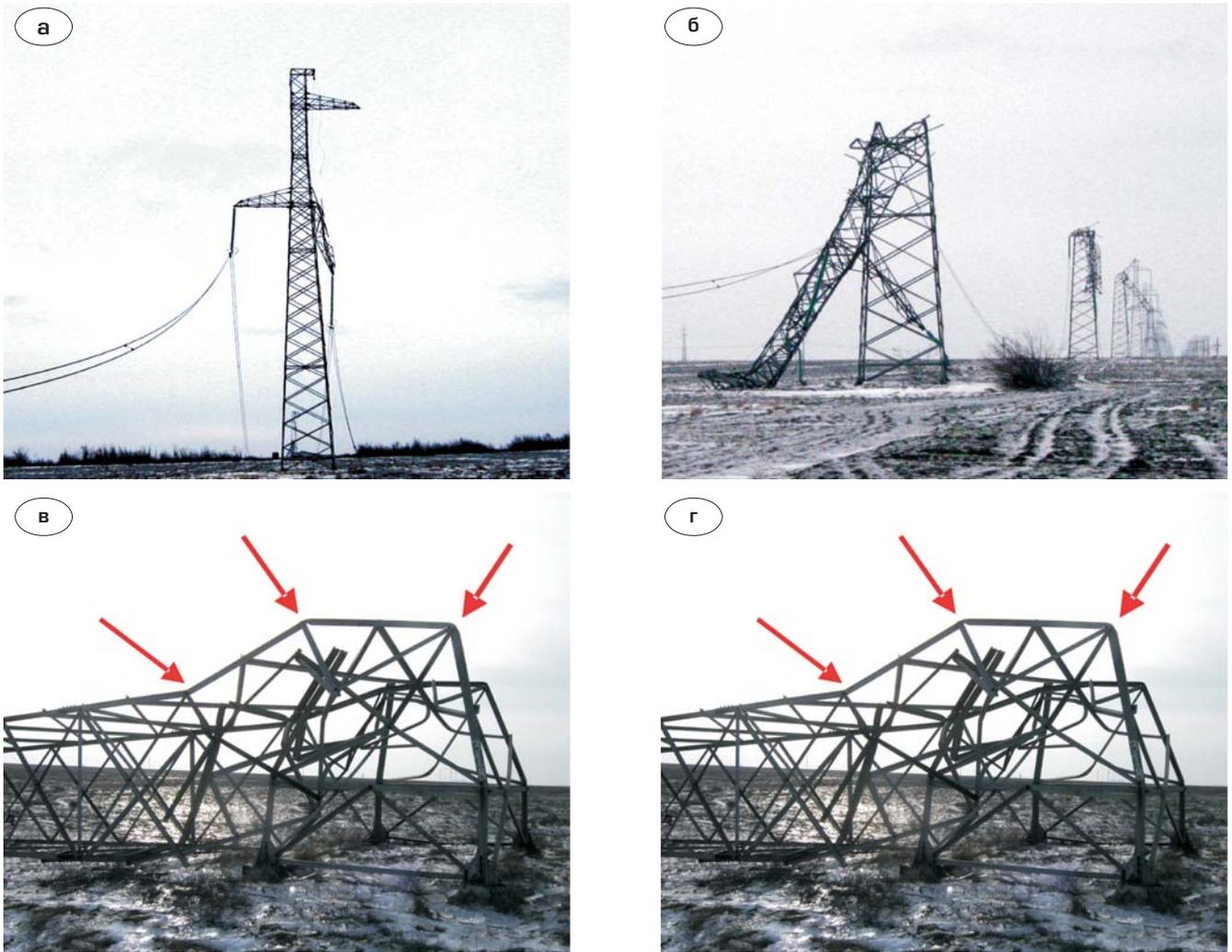


Рис. 6. Повреждения опор вследствие аварий на ВЛ 330 кВ:

а – при обрыве гирлянды изоляторов верхней траверсы; **б** – каскадное разрушение опор в средней части ствола;
в – излом поясов ствола опоры; **г** – в месте болтового соединения пояса с базой

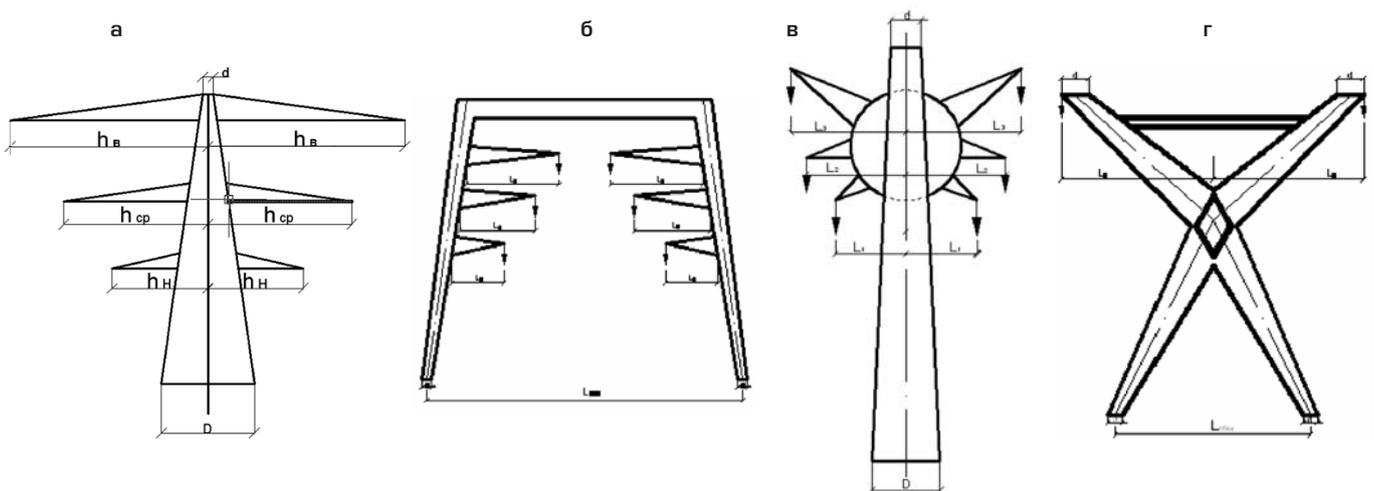


Рис. 7. Схемы основных типов «противоаварийных» опор на основе МГС:

а – 2-цепная опора типа «обратная елка»; **б** – 2-цепная П-образная опора;
в – 2-цепная опора типа «звезда»; **г** – X-образная 1-цепная опора типа «ножницы»

Кроме того, такие конструктивные решения не имеют негативного влияния на эстетические свойства опор, т.е. их возможно применять в городских условиях.

Данный вид опор можно рассматривать как ремонтный резерв в случае аварии на ВЛ или ее реконструкции, а также как конструктивные решения для нового строительства. В качестве базиса для них допустимо использовать МГС и МГС + бетон, а также полимерные опоры.

Выводы.

1. Необходимость создания новых модификаций опор обусловлена на сегодняшний день вопросами эстетики, землеиспользования и соблюдением технико-электрических требований к ВЛ.

2. Применение трубобетона для стоек опор

ВЛ позволит существенно снизить металлоемкость и в некоторой степени их стоимость.

3. Предлагаемые трубобетонные решения опор ВЛ на основе МГС позволят создать базу для модификации ВЛ на городских, промышленных и рекреационных территориях.

4. Использование самоуплотняющихся бетонных смесей в качестве заполнителя опор позволит сократить трудоемкость и стоимость их монтажа и соответственно повысить качество конструкций.

5. Опоры «противоаварийного» типа (при соответствующем технико-экономическом обосновании) можно рассматривать как альтернативу классическим вариантам построения геометрии опор (например, «бочка»), ведущую к повышению эффективности работы ВЛ.

[1] Eggemann H. Simplified Design of Composite Columns, Based on a Comparative Study of the Development of Building Regulations in Germany and the United States, Berlin, Industrial Journal, 2003. – p. 11–23.

[2] Стороженко Л.І. Сталезалізобетонні конструкції / Л.І. Стороженко, О.В. Семко, В.Ф. Пенц // – Полтава: ПолНТУ, 2005. – 182 с.

[3] Стороженко Л.І. Трубобетонные конструкции. – К.: Будівельник, 1978. – 80 с.

[4] Зайченко Н.М., Губарь В.Н., Белый Е.А. Тонкозернистая сухая бетонная смесь наливного типа с комбинированным органо-минеральным модификатором на основе отходов промышленности // Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури. – Вип. 2011-1 (85). – С. 63–72.

[5] Зайченко Н.М., Лахтарина С.В. Самоуплотняющиеся бетоны, дисперсноармированные полимерными волокнами // Зб. наук. праць «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди». – Рівне: НУВГП, 2011. – Вип. 22. – С. 63–70.

[6] Горохов Е.В., Бакаев С.Н., Назим Я.В., Моргай В.В., Попов М.С. Анализ причин и последствий аварий на участках ВЛ 330 кВ Джанкойских МЭС Крымской электроэнергетической системы НЭК «Укрэнерго» // «Металеві конструкції» – Мажівка, 2010. – Том 16, № 2. – С. 75–92.

[7] Назим Я.В., Лещенко А.А. Сравнительный анализ походов к определению климатических нагрузок на ВЛ на примере Крымской ЭС // «Металеві конструкції» – Мажівка, 2010. – Том 16, № 1. – С. 61–74.

Надійшла 17.12.2015 р.

Книжковий огляд

СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ. ПРОЕКТИРОВАНИЕ НА СТАДИИ КМД

В книге изложены практические примеры проектирования стальных конструкций на всех его этапах: от заготовки металлопроката до отгрузки готовых изделий. Проектирование стальных конструкций на двух стадиях – КМ и КМД – отличается по сложности и задачам, стоящим перед исполнителем на каждой стадии.

Основная идея книги состоит в обосновании целесообразности организации одностадийного проектирования с использованием опыта 30-х годов прошлого столетия на современной качественной основе.

Рассмотрены конкретные проблемы, возникшие при изготовлении стальных металлоконструкций на одном из заводов ЗМК в 2005–2009 годах, а также приведена выборка специфических терминов и слов, употребляемых в нормативной литературе.

Книга рассчитана на специалистов, занимающихся проектированием стальных конструкций.

Также книга будет полезна студентам строительных и машиностроительных специальностей высших учебных заведений.



Тел. для справок:
Рабер Лев Матвеевич, рецензент – (067) 600-86-30
Зорин Захар Яковлевич – (067) 611-06-30

Зорин З.Я., Новицкий А.А.
Стальные конструкции. Проектирование на стадии КМД
К.: Изд-во «Сталь», 2015. – 268 с., рис. 220, табл. 88.

ТЕХНОЛОГИЧНОСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ МЕЛКОЗЕРНИСТЫХ ТЕРМОУПРОЧНЕННЫХ СТАЛЕЙ В КОНСТРУКЦИЯХ КОЖУХОВ ДОМЕННЫХ ПЕЧЕЙ

В комплексе сооружений доменных печей кожух является наиболее ответственным элементом, который подвержен значительным технологическим воздействиям. Поэтому кожухи проектируются самонесущими.

Кожух доменной печи должен воспринимать следующие нагрузки [1]: вес оборудования, внутреннее давление газовой среды, термические расширения футеровки и холодильников, давление массы шихтовых материалов и продуктов плавки, обрывы шихты, взрывные работы, аварии оборудования, а также нагрузки от воздействия нерегулярных технологических факторов: материальных, прямого и непрямого восстановления, интенсивности плавки, нагрева дутья, изменения влажности дутья, обогащения дутья кислородом, вдувания нереформированного топлива и горячих восстановительных газов в горн и шахту [2].

Сложность и многофакторность технологического процесса не обеспечивает стабильность расчетных эксплуатационных нагрузок и воздействий. Неформализованная связь между параметрами технологического процесса и воздействиями на кожух затрудняет прогнозирование и возможность обеспечения его прочности, что ведет к дефектам и авариям [3].

Прочность кожухов доменных печей определяется в первую очередь состоянием футеровки и системы охлаждения. При нарушениях проектного функционирования защитных систем через 2,5–5 лет эксплуатации появляются необратимые пластические деформации и трещины кожуха.

Наряду с важнейшим способом повышения надежности кожуха – увеличением срока службы холодильников, возникает необходимость усовершенствования конструктивных решений собственно кожуха печи, что является определяющим при выходе холодильников из строя.

Кожух доменных печей состоит из цилиндрических и конических оболочек, в местах пересечений которых возникают краевые напряжения, значения которых превышают допускаемые, что приводит к образованию дополнительного вертикального распора и неупругим деформациям в виде трещин. Кроме того, на



Е.И. Гезенцев

начальник отдела строительного проектирования ООО «Метинвест Инжиниринг», г. Днепр

прочность кожуха существенно влияют примыкающие конструкции охлаждения, вырезы под выводы холодильных труб и отверстия под болты крепления холодильных плит, изготовление конструкции с отклонениями от требований норм и стандартов. Большое влияние оказывают конструкции технологических площадок и колошника. Наиболее опасным фактором при работе печи является перегрев кожуха, поскольку в металле возникают напряжения, значения которых выше предела текучести, ввиду чего такие физико-механические характеристики металла, как вязкость и пластичность имеют первостепенное значение при выборе материала.

Вероятность образования трещин в условиях повышенных технологических параметров (температуры дутья и давления) возрастает. Сталь 09Г2С, которая ранее применялась для кожухов доменных печей, после длительной эксплуатации существенно теряет показатели ударной вязкости, что приводит к образованию хрупких трещин лавинного характера в разных направлениях и различных размеров. В конечном счете это может привести к разрушению кожуха. Ремонт трещин не обеспечивает надежность при дальнейшей эксплуатации, что приводит к необходимости замены обшивки кожуха на больших участках с применением сварки, производимой по специально разработанной технологии с применением физических методов контроля.

Одним из эффективных методов повышения эксплуатационных свойств кожухов может стать применение термоупрочненных мелкозернистых высокопрочных сталей, производимых предприятиями группы «Метинвест», в частности, марки 10Г2ФБ, которая применена в проекте полной замены кожуха ДП № 3 на металлкомбинате ПАО «Запорожсталь».

Таблиця 1

Марка стали	Массовая доля элементов, %								
	Углерод	Марганец	Кремний	Ванадий	Ниобий	Титан	Сера	Фосфор	Алюминий
10Г2ФБ	0,09–0,12	1,55–1,75	0,15–0,35	0,09–0,12	0,02–0,04	Не более 0,035	Не более 0,006	Не более 0,02	Не более 0,05

Таблиця 2

Марка стали	σ_B , Н/мм ² (кгс/мм ²)	σ_m , Н/мм ² (кгс/мм ²)	σ_5 , %	Ударная вязкость, Дж/см ² (кгс/см ²)		Количество вязкой составляющей в изломе образцов для ИПГ(В), %, при t = минус 15 °С
				минус 15 °С КСV	минус 60 °С КСУ	
10Г2ФБ	520(53)	430(44)	17	59(6)	39(4)	80
	min	min	min	min	min	min

Химический состав стали по плавочному анализу соответствует нормам таблицы 1 [4].

В стали допускается массовая доля хрома, никеля и меди не более 0,3 % каждого и азота не более 0,01 %.

Механические свойства листов для поставки должны соответствовать нормам таблицы 2 [4].

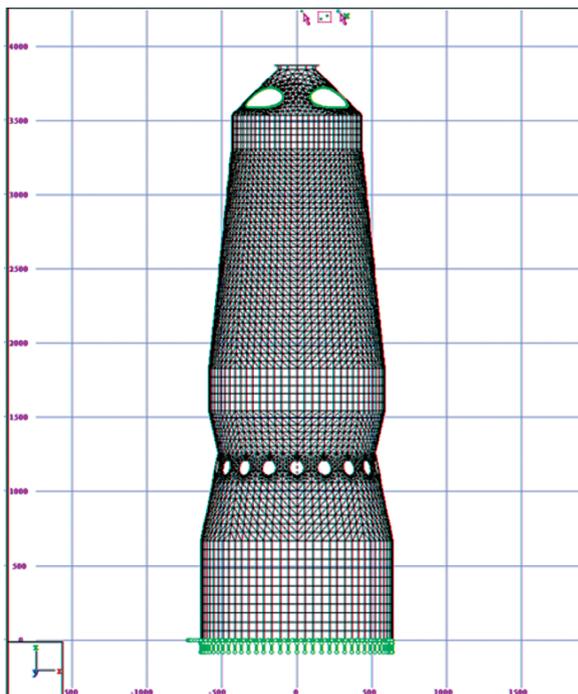
Механические испытания производятся на образцах, отбираемых согласно требованиям соответствующих ГОСТов.

Из приведенных таблиц видно, что механические свойства стальных листов позволяют обеспечить как необходимую несущую способность конструкции, так и высокую степень трещиностойкости за счет показателей по ударной вязкости.

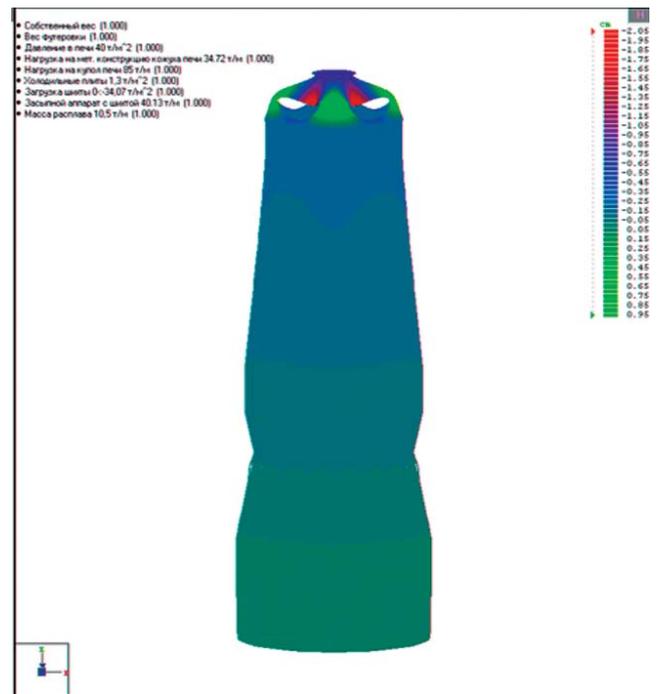
Статический расчет кожуха реализован методом конечных элементов в программном комплексе SELENA (см. рисунки).

Следует отметить, что сортамент в толщинах 50 мм и 60 мм производился комбинатом ПАО «Азовсталь» впервые как новый вид продукции. Первоначальная технология: контролируемая прокатка и прокатка с ускоренным охлаждением с опробованием обоих вариантов.

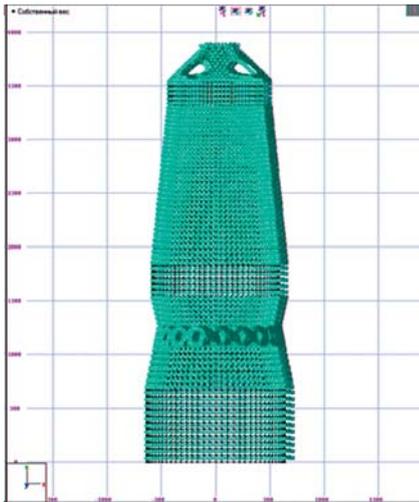
При этом не были получены стабильные результаты по ударной вязкости, особенно при толщине 60 мм, ввиду чего прокат был подвержен термической обработке с индивидуальной подборкой для каждого листа в зависимости от получаемых механических свойств после прокатки. Установлено, что, учитывая назначение



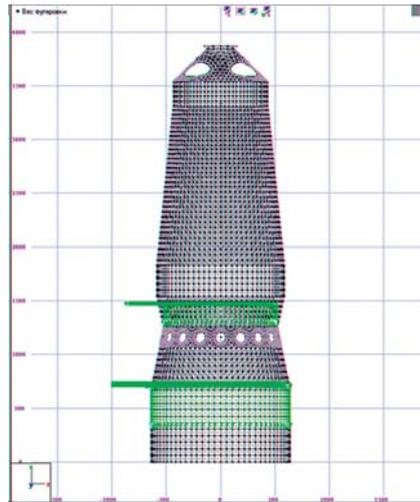
Расчетная схема



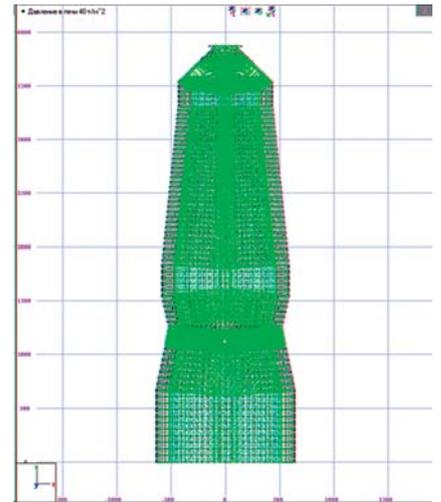
Перемещения от суммарной нагрузки



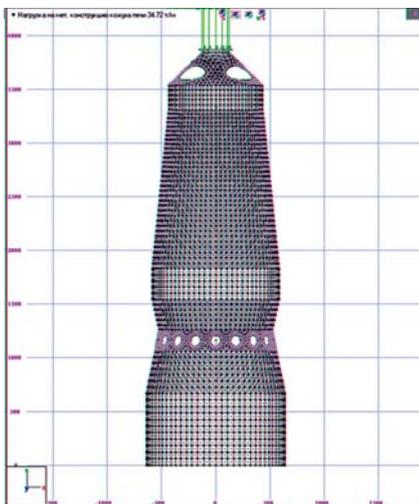
Заруження 1



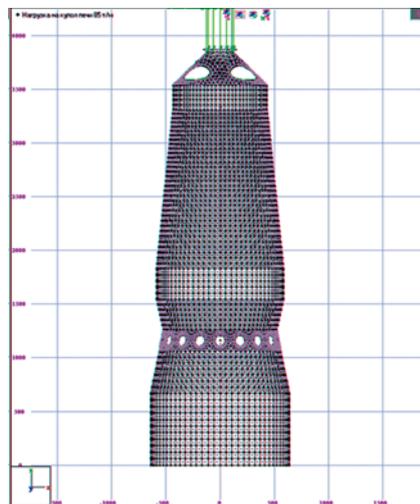
Заруження 2



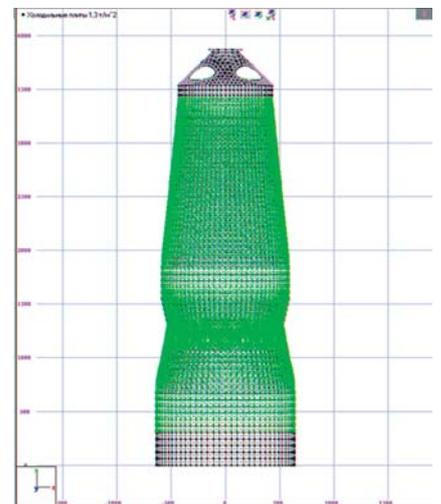
Заруження 3



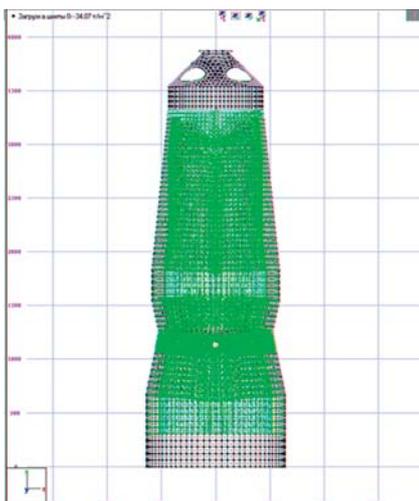
Заруження 4



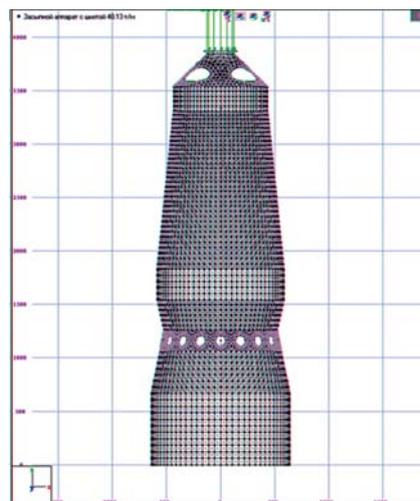
Заруження 5



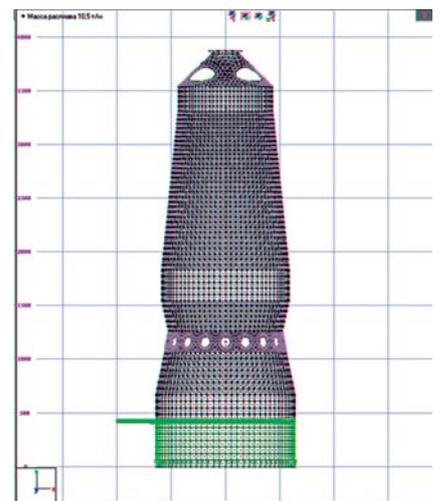
Заруження 6



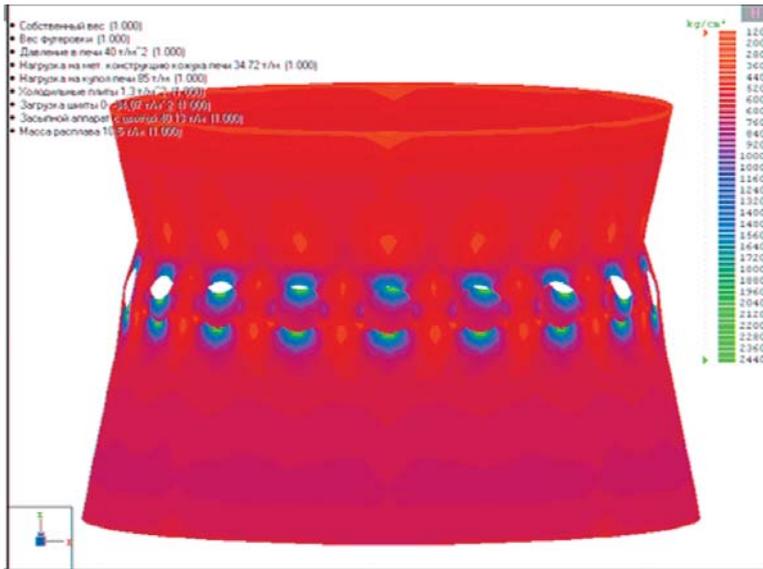
Заруження 7



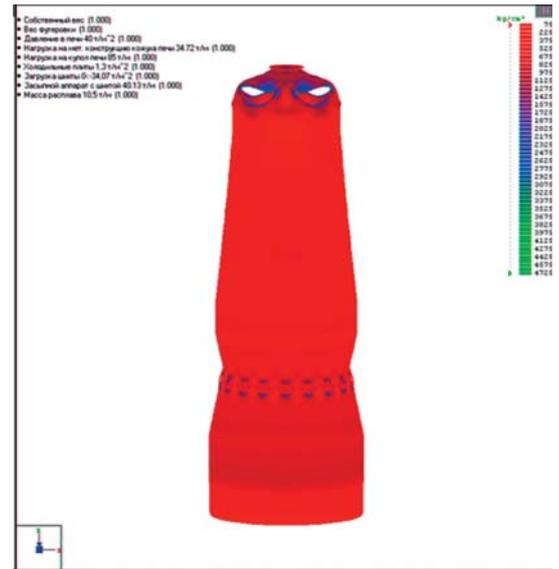
Заруження 8



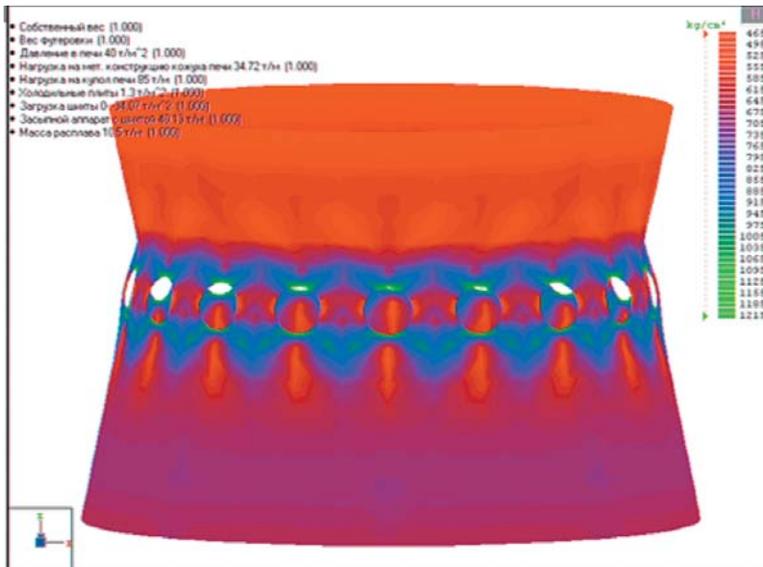
Заруження 9



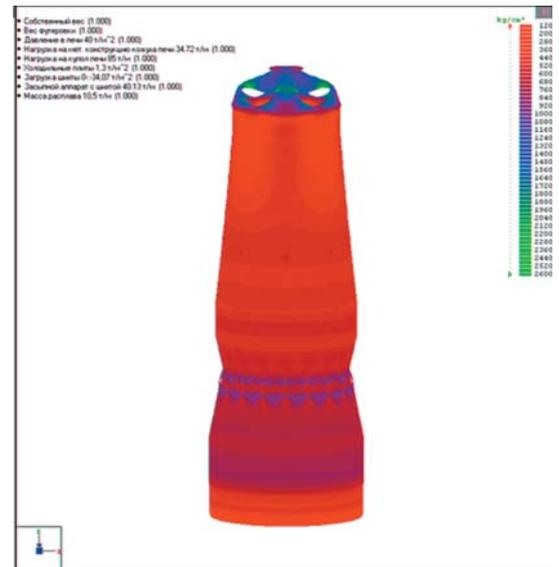
Інтенсивність напружень на внутрішній фібрі від сумарної навантаження (фрагмент)



Інтенсивність напружень на внутрішній фібрі від сумарної навантаження



Інтенсивність напружень на зовнішній фібрі від сумарної навантаження (фрагмент)



Інтенсивність напружень на зовнішній фібрі від сумарної навантаження

матеріала – металоконструкції кожуха доменної печі, не було необхідності в тестах ударної в'язкості при негативних температурах, так як в конструкції матеріал при таких температурах не працює.

Технологічність конструкції – відповідність конструктивної форми передовим технологічним можливостям виробництва (вироблення і монтажу) – і забезпечення надійної і економічної експлуатації споруди досягається як використанням властивостей сталі 10Г2ФБ, так і виготовленням отправочних еле-

ментов кожуха з високою ступенню заводської готовності.

Згідно проекту товщина стінки кожуха печі становить 60 мм до отм. +23.700 і 50 мм від отм. +27.700 до отм. +39.848. Корисний об'єм доменної печі – 1513 м³, виробництво чугуна до 3000 т в сутки.

Сталь марки 10Г2ФБ виробляється в відповідності з змінами 1–12 ТУ-14-1-4083-86 «Прокат листовий з низколегированої сталі покращеної зварюваності і хладостійкості» [4], згідно котрим даний прокат

предназначается для изготовления металлических конструкций. Листы изготавливают толщиной 8–50 мм, шириной 3200 мм, длиной 3000–11800 мм или других размеров по требованию потребителя.

Таким образом, применение в проекте стали марки 10Г2ФБ дало возможность впервые создать материал больших толщин с необходимыми физико-механическими показателями, что предполагает широкие перспективы для его использования в строительных металлоконструкциях.

Учитывая, что сварные швы, соединяющие отдельные части кожуха, выполняются равнопрочными основному металлу (согласно ГОСТ 8713-79*), как расчетная схема принимается оболочка вращения, состоящая из нескольких оболочек, образующих тело сооружения.

Благодаря высоким прочностным показателям материала стала возможной организация 20 фурменных зон вместо ранее применяемых 16–18. Напряженное состояние в области отверстий под установку фурм, т.е. интенсивность напряжений на внутренней и наружной фибрах в области фурменных отверстий, является максимальным, учитывая концентрацию напряжений в области отверстия, однако со значительным запасом по прочности, что создает гарантированные условия неразрушаемости сооружения в опасной зоне.

Институтом электросварки им. Е.О. Патона проведены исследования, в ходе которых в соответствии с ОСТ 32.153-2000 определяли [7]:

- механические особенности и ударную вязкость стали;
- влияние погонной энергии сварки на статическую прочность, пластичность и ударную вязкость металла PND (зоны термического влияния) сварных соединений;
- реакцию стали на обжиг электродом;
- склонность стали к замедленному разрушению;
- влияние погонной энергии сварки на структуру металла зоны термического влияния сварных соединений;
- склонность стали к послойному разрушению;
- сопротивляемость сварных соединений образованию холодных трещин;
- изменение структуры и особенностей металла зоны термического влияния под воздействием эксплуатационных нагрузок;
- возможность упрочнения сварных соединений с накопленными в металле при эксплуатации усталостными повреждениями.

Положительные результаты, полученные по каждому виду испытаний, допускают применение стали 10Г2ФБ в кожухах доменных печей с гарантированными эксплуатационными свойствами, подтверждая технологичность принятых конструктивных решений.

- [1] Проблема повышения прочности и надежности кожухов доменных печей в работах ИЧМ / В.И. Большаков // Фундаментальные и прикладные проблемы черной металлургии: Сб. научн. тр. – Днепропетровськ.: ИЧМ НАН України, 2005. – Вип. 11. – С. 237–246.
- [2] Рамм А.Н. Современный доменный процесс. – М.: «Металлургия», 1980.
- [3] Любин А.Е. Металлические конструкции сооружений комплекса доменной печи. – К.: «Сталь», 2010.
- [4] Прокат листовой из низколегированной стали улучшенной свариваемости и хладостойкости. Технические условия. ТУ-14-1-4083-86. Переизданы в 2002 г.с учетом изменений 1–12.

- [5] Сахновский М.М. Технологичность строительных сварных стальных конструкций. – К.: «Будівельник», 1970.
- [6] Колодяжная М.Г. Влияние химического состава и технологических факторов на механические свойства стали 10Г2ФБ // Материалы всеукраинской научно-практической конференции студентов физико-металлургического факультета ДонНТУ.
- [7] Поздняков В.Д. и др. Структура и механические свойства металла ЗТВ соединений стали 10Г2ФБ после сварки и циклического нагружения изгибом. // XXV Международная научно-практическая конференция Стародубовские чтения, 20–21 апреля 2015 г. Днепропетровск.

Надійшла 15.12.2015 р.

ДО ВІДОМА ДОПИСУВАЧІВ ЖУРНАЛУ !**Вимоги щодо публікації статей:**

- Текст статті в електронному виді, фото авторів, авторська довідка (для наукових статей ще анотація мовою статті та англійською, ключові слова, УДК), підготовлені у Microsoft Word, а також у роздрукованому виді.
- Ілюстрації надаються підготовленими у Adobe Photoshop або Microsoft Word, Excel чи на паперових носіях для сканування. Формат надання – tif, eps, jpg, psx – 300 dpi.
- Роздрукований текст статті підписується усіма авторами, електронні та роздруковані варіанти повинні бути ідентичними.
- Авторська довідка має містити наступні дані: прізвище, ім'я та по батькові повністю, місце роботи, посада, науковий ступінь, вчені звання, а також номер контактного телефону та електронну адресу.

**ЖУРНАЛ МОЖНА ПЕРЕДПЛАТИТИ
У БУДЬ-ЯКОМУ ВІДДІЛЕННІ ДП «ПРЕСА»
(передплатний індекс – 98848)
АБО ЗАМОВИТИ У РЕДАКЦІЇ ЖУРНАЛУ**

Видавець ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»

Рекомендовано до друку вченою радою ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» (протокол № 3 від 08.09.2016 р.)

Адреса редакції та видавця: вул. В. Шимановського, 2/1, Київ, 02660,
ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»

тел. (044) 516-52-85, e-mail: redakpbis@urdisc.com.ua

Оригінал-макет підготовлений редакцією журналу «Промислове будівництво та інженерні споруди»
Комп'ютерна верстка та дизайн – **Цапро Т.І.**
Дизайн обкладинки – **Артюшенко В.С.**

Підписано до друку 08.09.2016 р. Формат 60 × 84/8. Папір крейдяний. Друк офсетний. Ум.-друк. арк. 8,1.

Тираж 300 прим.

Віддруковано ТОВ «Поліпрінт», вул. Лугова, 1-А, м. Київ, 04074, тел. 464-17-91

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 1250 від 22.02.2003 р.

- * Оформлення, стиль та зміст журналу є об'єктом авторського права і захищається законом
- * Передрук розміщених у журналі матеріалів дозволяється тільки за письмовою згодою редакції
- * Відповідальність за підбір та висвітлення фактів у статтях несуть автори
- * За зміст реклами відповідає подавач
- * Редакція не завжди поділяє думку авторів
- * Редакція залишає за собою право редагувати та скорочувати подані матеріали

Вітаємо працівників галузі монтажних і спеціальних будівельних робіт з нагоди 60-річчя створення монтажного виробництва в Україні!

З метою реалізації в Україні широкої програми відбудови зруйнованих Другою світовою війною заводів, фабрик, міст і населених пунктів були створені і пройшли становлення потужні спеціалізовані монтажні організації і підприємства, які в 1956 р. були об'єднані у вітчизняну галузь монтажних і спеціальних будівельних робіт.

За час, що минув, спеціалізовані будівельні організації Мінмонтажспецбуду України, а потім його правонаступниці – Державної корпорації «Укрмонтажспецбуд» – разом із генеральними підрядниками ввели в дію тисячі нових промислових виробництв і об'єктів металургії, хімічної і нафтохімічної промисловості, міндобрив, машинобудування, промисловості будівельних матеріалів, енергетики, зв'язку, легкої та харчової промисловості, гідротехнічних споруд тощо.

Значного авторитету серед будівельної спільноти набули трудові колективи спеціалізованих організацій із монтажу металевих будівельних конструкцій, технологічного обладнання і трубопроводів, виконання електромонтажних, сантехнічних, зварювальних, теплоізоляційних, хімзахисних, вогнетривких та гідротехнічних робіт.

Сучасний рівень індустріалізації монтажного виробництва визначають промислові підприємства із виготовлення різноманітних типів металевих будівельних конструкцій, деталей трубопроводів, сантехнічних і вентиляційних систем, засобів механізації і спеціального інструменту.

Високий технічний і якісний рівень виконання монтажних і спеціальних будівельних робіт забезпечується завдяки концентрації інтелектуального потенціалу науково-технічних організацій галузі на розробленні та впровадженні сучасних технологій та нових засобів механізації.

Монтажники України добре знані за межами нашої держави, адже вони брали активну участь у спорудженні багатьох промислових комплексів та інженерних споруд у країнах Африки, Азії, Близького Сходу та на території СНД.

Відзначаючи цей славетний ювілей, віддаємо шану керівникам, висококваліфікованим робітникам та інженерно-технічним працівникам, які створювали та своєю самовідданою працею зміцнювали монтажне виробництво в Україні.

***Щиро вітаємо ветеранів галузі, зичимо їм доброго
здоров'я, довголіття та благополуччя.
Бажаємо трудовим колективам спеціалізованих будівельних
організацій і промислових підприємств вітчизняного
монтажного виробництва плідної праці, творчих успіхів
та отримання реальних здобутків у подальшій
розбудові незалежної України.***

Вітаємо із 80-річчям

ГОРДЕЄВА Вадима Миколайовича

**заступника генерального директора з наукової роботи
Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського,
доктора технічних наук, професора, заслуженого діяча науки і техніки України,
академіка-фундатора Академії будівництва України, члена редакційної колегії
журналу «Промислове будівництво та інженерні споруди»**

Гордеев Вадим Миколайович після закінчення Київського інженерно-будівельного інституту з 1958 по 1967 рік обіймав відповідальні інженерні посади в Державному інституті «Укрпроектстальконструкція».

З 1967 по 1983 рік очолював Київський науково-дослідний відділ Центрального науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій, з 1983 по 1993 рік працював головним інженером Українського проектного та науково-дослідного інституту сталевих конструкцій. Протягом 1993–1998 рр. перебував на дипломатичній роботі – був радником з питань науки і техніки Посольства України в Російській Федерації.

З 1998 по 2010 рік – перший заступник голови правління ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського», а з 2011 р. – заступник генерального директора з наукової роботи Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського.

Гордеев В.М. зробив значний внесок у розвиток будівельної механіки. Його праці у галузі розрахунку нелінійно-деформівних систем, які включають односторонні в'язі, троси, елементи з ідеальної тканини, відомі у багатьох країнах світу. Велику наукову та практичну цінність мають результати досліджень просторових механічних систем із симетрією будь-якого виду, отримані на базі теорії представлень груп.

У працях, присвячених оптимізації металевих конструкцій, Вадим Миколайович ввів поняття околиці оптимального рішення, конструкції, близької до оптимальної, множини майже оптимальних конструкцій. Останнім часом він працює над проблемою формоутворення вантових сіток та криволінійних стержневих конструкцій із застосуванням кватерніонів та бікватерніонів.

Гордеев В.М. брав активну участь у розробленні проектної документації промислових будівель



і висотних споруд, упроваджував автоматизований розрахунок конструкцій та методи оптимізації проектування металоконструкцій.

Гордеев В.М. бере активну участь у розробленні державних будівельних норм та стандартів та становленні української будівельної термінології.

Професор Гордеев В.М. – автор понад 200 друкованих праць у галузі будівництва, математики, астрономії, мовознавства та наукознавства, виданих українською, російською, англійською та китайською мовами, серед яких 19 монографій, наукових і технічних книг.

Вадим Миколайович є членом Національного комітету України з теоретичної та прикладної механіки та представником України у Міжнародній асоціації з оболонкових та просторових конструкцій.

Гордеев В.М. – член експертної ради МОН України з архітектури, будівництва і геодезії та член спеціалізованої вченої ради із захисту докторських дисертацій при Національному транспортному університеті за спеціальностями: «Транспортні системи», «Автомобільні шляхи та аеродроми» і «Будівельна механіка». Залучається до роботи у Національному транспортному університеті як голова державної екзаменаційної комісії.

Вадим Миколайович має заслужений авторитет і повагу серед науковців, проектувальників, будівельників та громадських організацій. Нагороджений державними та численними відомчими нагородами.

За високий професіоналізм, вагомий здобутки у науково-технічній і проектно-конструкторській діяльності Гордеев Вадим Миколайович нагороджений нагрудним знаком Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України «Почесний працівник будівництва та архітектури» II ступеня та Почесною грамотою Кабінету Міністрів України.



Щиро зичимо Вадиму Миколайовичу міцного здоров'я, невичерпної творчої енергії та подальших успіхів у його діяльності

ISSN 1996-8159

ПБ
С
3'2016

ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

