

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
УКРАИНЫ**

**ОДЕССКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ
СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ**

СБОРНИК НАУЧНЫХ ТРУДОВ

**СОВРЕМЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ
КОНСТРУКЦИИ ИЗ МЕТАЛЛА И ДРЕВЕСИНЫ**

№ 19

ПОСВЯЩАЕТСЯ 85-ЛЕТИЮ ОГАСА

ОДЕССА 2015

ISSN: 972-966-8169-35-9
ББК 38.54/38.55
УДК 624.011.1/014.2 (066)

СБОРНИК НАУЧНЫХ ТРУДОВ
«Современные строительные конструкции
из металла и древесины»

ОДЕССКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ
СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ

Одесса, ООО «Внешрекламсервис», 2015, – 135

В сборнике представлены труды ведущих ученых, проводящих теоретические и экспериментальные исследования строительных конструкций из металла и древесины

Сборник предназначен для научных работников и специалистов строительной индустрии, занимающихся исследованием, конструированием и возведением зданий и сооружений из металла и древесины

Сборник издается согласно Постановления Президиума ВАК Украины (от 08.09.1999г) как издание рекомендуемое для публикаций материалов соискателей кандидатских и докторских диссертаций.

Редакционная коллегия:

д.т.н., проф. В.В. Стоянов (председатель);
д.т.н., проф. Д. Даков;
д.т.н., проф. Г.И. Белый;
д.т.н., проф. С.Б. Турковский;
д.т.н., проф. В.Н. Выровой;
д.т.н., проф. С.Ф. Пичугин;
д.т.н., с.н.с. А.Я. Найчук;
д.т.н., проф. Ч. Медзяловский;
д.т.н., проф. И.С. В.И. Жаданов;
д.т.н., проф. А.В. Давиденко;

Печатается по решению
Ученого Совета ОГАСА

© Одесская государственная академия
строительства и архитектуры
(ОГАСА), 2015

СОДЕРЖАНИЕ

Бойко А.В.

КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ
РЕЗЕРВУАРОВ ЕМКОСТЬЮ 5 ТЫС. МЗ 3

Волкова В.Е., Смолий И.С.

СОБСТВЕННЫЕ КОЛЕБАНИЯ СТАЛЬНЫХ СВАРНЫХ
БАЛОК ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ КОНВЕЙЕРНЫХ
ГАЛЕРЕЙ 10

Гилодо А.Ю.

МАЧТА МОБИЛЬНОЙ СВЯЗИ НА КРЫШЕ ЗДАНИЯ 16

Давиденко А.А.

К РАСЧЕТУ ПРОЧНОСТИ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН КРУГОВОГО СЕЧЕНИЯ В
УСЛОВИЯХ СОМЕСТНОГО ДЕЙСТВИЯ
ВНЕЦЕНТРЕННОГО СЖАТИЯ И ПОПЕРЕЧНОГО
ИЗГИБА 22

Дзюба С.В.

КОНСЕРВАЦИЯ УСТАЛОСТНЫХ ДЕФЕКТОВ СТЕНОК
МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ РЕЗЕРВУАРОВ
ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫМИ ФИБРО-
ПЛАСТИКОВЫМИ МАТЕРИАЛАМИ 32

Дзюба С.В., Стоянов В.В.

ПРОБЛЕМЫ УСИЛЕНИЯ СТЕНОК МЕТАЛЛИЧЕСКИХ
ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ РЕЗЕРВУАРОВ 40

Дзюба С.В., Стоянов В.В.

УСИЛЕНИЕ СТЕНОК МЕТАЛЛИЧЕСКИХ
ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ РЕЗЕРВУАРОВ НАПРАВЛЕННО-
ОРИЕНТИРОВАННЫМИ ФИБРОПЛАСТИКОВЫМИ
МАТЕРИАЛАМИ 66

Кульман С.М., Бойко Л.М.

КІНЕТИЧНА МОДЕЛЬ ТРИВАЛОЇ МІЦНОСТІ
ПОРИСТИХ КОМПОЗИЦІЙНИХ МАТЕРІАЛІВ
НА ОСНОВІ ДЕРЕВИНИ 79

Купченко Ю.В. ПЕРСПЕКТИВЫ УЧЕТА СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ СТАЛЬНОГО КАРКАСА ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ С МОСТОВЫМ КРАНОМ	86
Пінчевська О.О., Грабар І.Г. АНАЛІЗ РИНКУ ДЕРЕВНИХ ПЛИТНИХ МАТЕРІАЛІВ	89
Пічугін С.Ф., Зима О.Є., Винников П.Ю. РОЗРАХУНОК НАДІЙНОСТІ МАГІСТРАЛЬНОГО ТРУБОПРОВОДУ ПРИ КАПІТАЛЬНОМУ РЕМОНТІ	95
Пічугін С.Ф., Швадченко К.О. ЕФЕКТ ЗАСТОСУВАННЯ СУЧАСНИХ МОСТОВИХ КРАНІВ У ВИРОБНИЧИХ БУДІВЛЯХ	101
Погорельцев А.А., Турковский С.Б., Стоянов В.О. ВЫСОКОМОДУЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ В МАССИВНЫХ КЛЕЕДОЩАТЫХ КОНСТРУКЦИЯХ	106
Прыгунков А.В., Васильев А.Ю. ВЛИЯНИЕ ТЕМПЕРАТУРНО-ВЛАЖНОСТНЫХ РЕЖИМОВ НА ПРОЧНОСТЬ ДРЕВЕСИНЫ ПОСЛЕ ДЛИТЕЛЬНОЙ ЕЕ ЭКСПЛУАТАЦИИ	110
Сіянов О.І. РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКУ СТІЙКОСТІ НАВІСУ НАД ТРИБУНАМИ СТАДІОНУ НСК «ОЛІМПІЙСЬКИЙ»	114
Стоянов В.В. КЛЕЕНАЯ МНОГОСЛОЙНАЯ ДРЕВЕСИНА С РАЗНЫМ РАСПОЛОЖЕНИЕМ СЛОЁВ ДОСОК	118
Стоянов В.В., Арсирий А.Н. ПРОВЕРОЧНЫЙ РАСЧЕТ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ ПЕШЕХОДНОГО МОСТА	122
Форос В.В. МЕТОДИ ІНТЕНСИФІКАЦІЇ ПРОЦЕСУ СКЛЕЮВАННЯ ФАНЕРИ	127
СОДЕРЖАНИЕ	132
CONTENT	134

CONTENT

Boiko O.

DESIGN AND CALCULATION RESERVOIR WITH A CAPACITY OF 5 THOUSAND CUBIC METERS	3
--	---

Volkova V., Smolii I.

OWN OSCILLATIONS OF WELDED STEEL BEAMS OF SPANS OF CONVEYOR GALLERIES	10
--	----

Gilodo A.

MASTS FOR MOBILE COMMUNICATION ON THE ROOF	16
--	----

Davydenko A.

CALCULATION OF STRENGTH AND DEFORMABILITY OF CONCRETE COLUMNS OF CIRCULAR SECTION SOMESTNOGO ACTION UNDER ECCENTRIC COMPRESSION AND LATERAL BENDING	22
--	----

Dzyuba S.

STRENGTHENING OF FATIGUE SENSITIVE ELEMENTS OF METALLIC CYLINDRICAL RESERVOIR'S WALLS BY PRESTRESSED FIBER REINFORCED POLYMERS	32
--	----

Dzyuba S., Stoyanov V.

THE PROBLEMS OF WALL STRENGTHENING OF METALLIC CYLINDRICAL VERTICAL RESERVOIRS	40
---	----

Dzyuba S., Stoyanov V.

THE WALL STRENGTHENING OF METALLIC CYLINDRICAL RESERVOIRS BY THE DIRECTIONALLY- ORIENTED FIBER REINFORCED POLYMERS	66
--	----

Kulman S., Boiko L.

KINETIC MODEL OF LONG DURABILITY OF POROUS COMPOSITE MATERIALS BASED ON WOOD	79
---	----

Kupchenko Y.

FUTURE ACCOUNTING FOR JOINT WORK STEEL- FRAMED INDUSTRIAL BUILDING WITH A BRIDGE CRANE	86
--	----

Pinchevska O., Hrabar I.

STATE WORLD AND NATIVE WOOD-BASED PANELS MARKETS	89
---	----

Pichugin S., Zyma O., Vynnykov P.	
DETERMINATION OF RELIABILITY OF MAIN PIPELINE DURING THE OVERHAUL	95
Pichugin S., Shvadchenko K.	
EFFECT OF USING OF MODERN BRIDGE CRANES IN INDUSTRIAL BUILDINGS	101
Pogoreltsev A., Turkovsky S., Stoyanov V.	
HIGH MODULUS MATERIALS USED IN THE CONSTRUCTIONS OF MASSIVE GLUED TIMBER	106
Prygunkov A., Vasiliev A.	
INFLUENCE OF TEMPERATURE AND HUMIDITY ON THE STRENGTH OF WOOD AFTER A LONG OPERATION	110
Siyanov A.	
RESULTS OF CALCULATION OF STABILITY OF SHED OVER TRIBUNES OF STADIUM OF NSC «OLIMPIYSKIY»	114
Stoyanov V.	
GLUED LAMINATED TIMBER WITH A DIFFERENT ARRANGEMENT OF LAYERS OF BOARDS	118
Stoyanov V., Arsirii A.	
VERIFICATION CALCULATION METAL STRUCTURES FOOTBRIDGE	122
Foros V.	
METHODS OF PLYWOOD BONDING PROCESS INTENSIFICATION	127
СОДЕРЖАНИЕ	132
CONTENT	134

КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ РЕЗЕРВУАРОВ ЕМКОСТЬЮ 5 ТЫС. М³

DESIGN AND CALCULATION RESERVOIR WITH A CAPACITY OF 5 THOUSAND CUBIC METERS

*Бойко А.В.; (Одесская государственная академия строительства
и архитектуры)*

Boiko O.V.; (Odessa State Academy of Building and Architecture)

Конструктивное решение

Резервуары емкостью 5 тыс. м³ выполняются, как правило, наземными. Обычно их устанавливают на специально подготовленной песчаной подушке, покрытой гидрофобным слоем.

Основными элементами такого резервуара являются стенка (корпус), днище и крыша (покрытие) выполняемые из листовой стали. Эксплуатационное оборудование резервуара состоит из арматуры (устройства для налива, замера и выпуска жидкости, предохранительных клапанов) и приспособлений для очистки и осмотра (лестниц, светового и замерного люков, лазов).

В резервуарах такой вместимости толщина стенки переменна по высоте. В данном случае толщина стенки находится в пределах от 8мм (верхние пояса) до 14 мм (нижний пояс).

Высота корпуса $h = 18\text{м}$. Внутренний радиус корпуса $r = 9,75\text{м}$.

Так как днище резервуара опертное на основание, от давления жидкости испытывает незначительные напряжения, его не рассчитывают и толщину принимают по конструктивным соображениям с учетом удобства и надежности выполнения сварных соединений и сопротивляемости коррозии $t=6$ мм из листов размером 1500х6000 мм. Крайние листы (окрайки) приняты $t=12$ мм. Длина полотнища включает припуски по 720 мм для образования монтажного стыка.

Листы полотнища днища соединяются между собой по продольным кромкам внахлестку, выполняется встык. Короткие швы, с помощью которых листы соединяются в полосы, выполняются встык. Соединение средней части с окрайками осуществляется внахлестку. Днище изготавливается на заводе в виде сварных полотнищ

и доставляется на строительную площадку рулонами. Масса рулона должна быть не более 60 т. После раскатки рулонов днища на подготовленном основании монтажный стык приходится делать внахлестку, поскольку подварка стыкового шва с обратной стороны днища невозможна.

Стенка резервуара состоит из ряда поясов высотой, равной ширине листа. Сопряжения листов в каждом поясе делаются встык. Пояса между собой могут соединяться встык.

Сопряжение встык применяется только при изготовлении стенки на заводе. Сопряжение поясов внахлестку выполняется как при изготовлении на заводе, так и на монтаже. При сборке стенки из отдельных поясов на монтажной площадке более удобным оказывается телескопическое расположение поясов, позволяющее наружные горизонтальные кольцевые швы делать нижнем положении. В этом случае вертикальные швы на смежных поясах делаются в разбежку.

В нынешнее время разработан и широко применяется способ строительства резервуаров методом рулонирования.

Стенка сваривается из стальных листов размером 1500х6000 мм (после строжки кромок - 1490х5980 мм), поэтому высота стенки или ширина полотнища должна быть кратна ширине листов, а длина полотнища - длине листов. При необходимости добавляется вставка равная 0,5 или 0,25 длины листа.

Стенка резервуара у уровне днища крепится к фундаменту с помощью фундаментных болтов.

В замыкающем монтажном стыке должна быть предусмотрена нахлестка краев рулонов по 100 мм в каждую сторону от оси стыка. Лишняя нахлестка перед сваркой обрезается.

Крыша резервуара сборная коническая, состоящая из 20 щитов.

Расчет стенки на прочность

Дополнительные коэффициенты перегрузок и условий работы, не содержащиеся в ДБН:

для избыточного давления и вакуума $n_2=1,2$;

при расчете подъема стенки резервуара от избыточного давления и отсоса от ветровой нагрузки $n_3=0,9$;

при расчете стенок на прочность $\gamma=0,8$;

при расчете стенок на устойчивость $\gamma=1$; при расчете сопряжения стенок с днищем и других зон краевого эффекта $\gamma_k=1,6$.

Стенка резервуара рассчитывается на прочность по безмоментной теории как цилиндрическая оболочка, работающая на растяжение от действия гидростатического давления жидкости и избыточного давления газа. Расчетное давление на глубине x от днища резервуара равно:

$$P_x = \gamma_{\text{ж}}(h-x)n_1 + P_u n_2$$

где:

$n_1=1,1$ — коэффициент перегрузки для гидростатического давления;

$n_2=1,2$ — коэффициент перегрузки для избыточного давления в паровоздушной смеси; в данной работе принимается, что избыточное давление не появляется.

$\gamma_{\text{ж}}$ — удельный вес жидкости. Поскольку удельный вес нефтяных и масляных продуктов меньше чем воды, то расчет ведется для 1 гидростатического испытания резервуара от веса воды;

тогда

$$\gamma_{\text{ж}} = 1 \text{ т/м}^3$$

В цилиндрической оболочке кольцевые напряжения в 2 раза больше меридиональных, поэтому можно определить толщину цилиндрической стенки корпуса резервуара на расстоянии x от днища по формуле:

$$t = [n_1 \gamma_{\text{ж}}(h-x) + P_u n_2] r_2 / \gamma R^{\text{CB}}$$

где

$$R^{\text{CB}} = 215 \text{ МПа} = 21916 \text{ т/м}^2$$

-толщина стенки корпуса на расстоянии 1,5 м от днища:

$$t = 1,1 \cdot 1(18-1,5) \cdot 9,75/0,8 \cdot 16819 = 0,013 \text{ м}$$

- толщину стенки корпуса на расстоянии 4,5 м от днища:

$$t = 1,1 \cdot 1(18-4,5) \cdot 9,75/0,8 \cdot 16819 = 0,011 \text{ м}$$

-толщина стенки корпуса на расстоянии 6 м от днища:

$$t = 1,1 \cdot 1(18-6) \cdot 9,75/0,8 \cdot 16819 = 0,0096 \text{ м}$$

-толщина стенки корпуса на расстоянии 7,5 м от днища:

$$t = 1,1 \cdot 1(18-7,5) \cdot 9,75 / 0,8 \cdot 16819 = 0,0084_M$$

-толщина стенки корпуса на расстоянии 9 м от днища:

$$t = 1,1 \cdot 1(18-9) \cdot 9,75 / 0,8 \cdot 16819 = 0,007_M$$

Верхние пояса предварительно принимаем толщиной 8 мм.
Унифицирую толщину поясов стенки резервуара:

Прогиб стенки (радиальное перемещение) на уровне 6 м от дна определяется по нормативному давлению по формуле

$$y=\Delta r=[\gamma_{\text{ж}}(h-x)+P_u]r_2^2/Et=Pr_2^2/Et=P/k$$

$$y = \Delta r = 1(18-6) \cdot 9,75^2 / 2,1 \cdot 10^7 \cdot 0,01 = 0,0054 \text{ m} = 5,4 \text{ mm}$$

Расчет стенки на устойчивость

Верхние пояса стенок корпуса резервуара в результате расчета на прочность имеют сравнительно небольшую толщину, поэтому необходимо проверять их на устойчивость при определенных сочетаниях нагрузок: вес покрытия и стенки с установленным технологическим оборудованием и теплоизоляцией, снеговая и ветровая нагрузки, избыточное давление и вакуум.

Устойчивость стенки незаполненного резервуара проверяется на совместное действие равномерного сжатия вдоль образующих и поперечного сжатия внешним равномерным давлением по формуле

$$\sigma_1 / \sigma_{kp2} + \sigma_2 / \sigma_{kp2} \leq 1$$

Продольные сжимающие напряжения в стенке возникают от следующих нагрузок;

1) веса крыши и установленного на ней оборудования

$$P_{кр} = g_{кр}n_1 = 0,035 \cdot 1,1 = 0,0385 \text{ т/м}^2$$

Где

$$n_1 = 1,1;$$

$g_{кр} = 0,035 \text{ т/м}^2$ - принимают в зависимости от объема резервуара:

2) веса теплоизоляции на крыше

$$P_i = g_i n_i = 0,036 \cdot 1,2 = 0,043 \text{ т/м}^2$$

3) снега

$$P_{сн} = p_{ок} c_1 n_{сн} = 0,102 \cdot 1 \cdot 1,4 = 0,143 \text{ т/м}^2$$

4) вакуума

$$P_{вак} n_{вак} = 0,025 \cdot 1,2 = 0,03 \text{ т/м}^2$$

Где

$$P_{вак} = 0,25 \text{ кПа};$$

$$n_{вак} = 1,2;$$

5) ветровой нагрузки на боковую поверхность корпуса резервуара, создающей отсос на крыше и вызывающей продольные растягивающие напряжения в стенке резервуара

$$P_v = q_0 c_2 n_v = 0,051 \cdot 0,8 \cdot 0,8 = 0,033 \text{ т/м}^2$$

6) веса стенки с учетом теплоизоляции на рассматриваемом уровне (низ самого нижнего из наиболее тонких листов стенки)

$$P_{ст} = \gamma_{ст} i t h_n n_1 + g_i h_n i n_i = 7,85 \cdot 4 \cdot 0,008 \cdot 1,5 \cdot 1,1 + 0,036 \cdot 1,5 \cdot 4 \cdot 1,2 = 0,67 \text{ т/м}^2$$

Таким образом, суммарные продольные напряжения в стенке от действующих нагрузок равны:

$$\sigma_1 = [P_{кр} + P_T + n_c(P_{сн} + P_{вак} - P_B)](r_2/2t) + P_{ст}/t =$$

$$= [0,0385 + 0,043 + 0,9 \cdot (0,143 + 0,03 - 0,033)] \cdot (9,75/2 \cdot 0,008) + 0,67/0,008 = 210,2$$

$$\text{т/м}^2$$

Кольцевые сжимающие напряжения в стенке возникают от следующих нагрузок:

1) Ветровой нагрузки, которая принимается равномерно распределенной по окружности резервуара. Действие ветровой нагрузки на стенку заменяется действием условного вакуума

$$P_B = 0,5 q_0 n_b k = 0,5 \cdot 0,051 \cdot 1,2 \cdot 2,25 = 0,069 \text{ т/м}^2$$

2) Вакуума

$$P_{вак} = p_{вак} n_{вак} = 0,025 \cdot 1,2 = 0,03 \text{ т/м}^2$$

Тогда суммарные кольцевые напряжения в стенке от действующих нагрузок равны:

$$\sigma_2 = (P_B + P_{вак})(n_c r_2/t) =$$

$$= (0,069 + 0,03) \cdot (0,9 \cdot 9,75/0,006) = 3,03 \text{ т/м}^2$$

Если в результате расчета по условию $\sigma_1 / \sigma_{кр} + \sigma_2 / \sigma_{кр2} \leq \gamma$ требуется значительно увеличить толщину стенки t , то оказывается целесообразным установить промежуточные кольца жесткости (от одного до трех), повышающие критические напряжения $\sigma_{кр2}$.

$$\sigma_{кр1} = c E t / r_2 = 0,8 \cdot 2,1 \cdot 10^7 / 9,75 = 13786 \text{ т/м}^2$$

$$\sigma_{кр2} = 0,55 E (r_2/l) (t/r_2)^{3/2} = 32025 \text{ т/м}^2$$

$$l = 18 - 0,33 \cdot 18 = 12,1 \text{ м}$$

$210,2/13786 + 3,03/32025 < 1$ - условие выполнено - усиление ребрами жесткости не требуется.

Напряжения и деформации тонкостенных оболочек, определяемые по безмоментной (мембранной) теории, имеют достаточно точные для прикладных целей значения лишь в зонах, удаленных от мест сосредоточенного изменения геометрических и статических параметров оболочки (форма, размеры, жесткость), а также от мест резкого изменения силовых воздействий.

На участках, называемых местами возникновения краевого эффекта, кроме усилий, напряжений и деформаций, определяемых по безмоментной теории, возникают еще дополнительные краевые усилия, напряжения и деформации, носящие название краевого эффекта.

Вследствие упругого сопротивления соседних с местами возникновения краевого эффекта частей замкнутой круговой оболочки краевой эффект не распространяется далеко, а действует лишь на сравнительно узкой зоне, распространяясь в ее пределах быстро затухающими волнами.

Физические причины возникновения краевого эффекта:

- а) стесненность свободы деформации оболочки, отвечающих мембранным напряжениям;
- б) передом или эксцентриситет образующих, что приводит при осимметричной нагрузке к возникновению местных сил, распределенных по окружности оболочки в виде проекций меридиональных усилий на плоскость, нормальную к ее оси, или моментов от эксцентриситета;
- в) сосредоточение сил или моментов на окружности, а также разрыв непрерывности силовых воздействиях в смежных направляющих окружностях (при этом в рассматриваемых осимметричных случаях силовые воздействия по окружности распределены равномерно).

Возникновение краевого эффекта может быть обусловлено появлением как одной из этих причин в отдельности, так и любых их сочетаний.

Список использованной литературы

1. Горев В.В. Металлические конструкции (том3 Спциальные конструкции и сооружения),2002.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования.- Киев: Минстрой Украины, 2006.
3. Е.Н.Лессинг, Ф.Ф.Лилеев, А.Г.Соколов. Листовые металлические конструкции.- М.: Издательство литературы по строительству, 1970.

СОБСТВЕННЫЕ КОЛЕБАНИЯ СТАЛЬНЫХ СВАРНЫХ БАЛОК ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ КОНВЕЙЕРНЫХ ГАЛЕРЕЙ

OWN OSCILLATIONS OF WELDED STEEL BEAMS OF SPANS OF CONVEYOR GALLERIES

*д.т.н. проф. Волкова В.Е., асп. Смолий И.С., (Государственное ВУЗ
"Национальный горный университет", г. Днепропетровск, Украина)
Dr. Professor Volkova V.E., postgr. stud. Smolii I.S. (SHEI "National
Mining University", Dnipropetrovsk, Ukraine)*

Ключевые слова: динамика, металлические конструкции, балки, конвейерные галереи.

Аннотация

В статье представлены результаты численного моделирования динамического поведения сварных металлических балок конвейерных галерей. Рассматривались балки симметричного поперечного сечения, имеющие различную приведенную гибкость стенки. Исследованы закономерности смены форм колебаний в зависимости от геометрических характеристик балок.

Введение

Ленточные конвейеры широко применяются на обогащательных фабриках металлургии для транспортирования материалов в бункеры эстакад доменных печей, на предприятиях строительной индустрии и других отраслей народного хозяйства [1].

Повышенная повреждаемость галерей обусловлена совместным воздействием неблагоприятных факторов, включая динамические нагрузки [2]. Они обладают высокой надежностью и низкой эксплуатационной стоимостью по отношению к фермам.

В качестве несущих конструкций пролетных строений применяют составные и тонкостенные балки, фермы с параллельными поясами, прямоугольные и круглые цилиндрические оболочки, а также другие виды конструкций. С точки зрения экономичности эксплуатации для пролетных строений длиной до 30 м, рационально применение балочных несущих конструкций [2]. Они обладают высокой надежностью и низкой эксплуатационной стоимостью по отношению к фермам. По технологическим требованиям пролетные строения конвейерных галерей могут выполняться прямолинейными

либо наклонными (10-15°) [6]. Технологические нагрузки, действующие на строительные конструкции конвейерных галерей, имеют динамический характер. Ввиду этого исследования динамических характеристик пролетных строений конвейерных галерей является весьма актуальным.

1. Объект исследования

Объектом исследования являются конструкции пролетных строений конвейерных галерей. Существующие строительные нормы содержат рекомендации к выбору геометрических и жесткостных характеристик пролетных строений, с целью обеспечения прочности, жесткости и устойчивости на стадиях изготовления, транспортирования и монтажа. В реальных конструкциях возможны начальные несовершенства элементов, а именно погнутости, изгиб под поперечной нагрузкой, а также и другие недостатки. Предельное соотношение b_f/t_f , рекомендованное нормами, несколько ниже, чем получаемое на основе идеализированной расчетной схемы. [3]

Граничные условные гибкости поясов балок согласно ДБН В.2.6-163:2010 назначаются $\overline{\lambda}_{yf} = 0,36 + 0,1\overline{\lambda}$ и для стенки $\overline{\lambda}_{yw} = 1,30 + 0,15\overline{\lambda}^2$. Здесь $\overline{\lambda}$ - условная гибкость стержневого элемента, которая определяется с учетом общей устойчивости системы под действием центральной силы сжатия [4].

Ранее при расчете конвейерных галерей широко использовался метод, основанный на гипотезе плоских сечений [10]. Однако, такое представление является приближенным по отношению к динамическому поведению балок пролетных строений. Также широко используются модели Тимошенко и Власова [7].

2. Метод исследования

Моделирование выполнялось для разрезных шарнирно опертых балок. Результаты получены на основе использования программного комплекса SCAD, реализующего для динамического анализа метод Ланцоша [8]. Прямоугольная сетка конечных элементов применялась в исследовании. Использовались конечные элементы – пластины размером 100x100 мм с толщинами 5-64 мм [11]. Нормами рекомендуется анализировать 3-5 низших форм колебаний. Во избежание накопления ошибок интегрирования, в моделировании задавалось 10 форм колебаний. Для дальнейших исследований использовались первые 5 форм. Выполнено сопоставление полученных результатов с известными приближенными решениями [9].

Расчеты выполнены методом конечных элементов в среде ПК SCAD. Численный анализ проводился при расчете балок с заданными геометрическими характеристиками. Приведенная гибкость стенки балок изменялась в диапазоне $\overline{A_{TW}}=2,5\div 13$, а гибкости поясов изменялись в установленном диапазоне $b_f/t_f = 10\div 40$.

Граничные условия соответствовали шарнирному закреплению. Размеры поперечных сечений балок приняты в соответствии с рекомендациями «Пособия по проектированию конвейерных галерей к СНиП 2.09.03-85». Данные были получены для сварной балки двутаврового сечения пролетом 12 м.

В качестве контрольных, были выбраны точки расположенные на равных расстояниях по верхнему и нижнему поясам балки, а также на стенке. Практическая сходимость результатов исследований обеспечивается совпадением полученных значений при изменении сетки конечных элементов [5].

3. Анализ полученных результатов

По результатам расчета выявлены следующие закономерности изменения форм колебаний для различных значений приведенной гибкости стенки и гибкости пояса балки.

В качестве контрольных, были выбраны точки расположенные на равных расстояниях по верхнему и нижнему поясам балки, а также стенке.

В исследуемом диапазоне гибкости стенки $\overline{A_{TW}}=2,5\div 5,5$ и гибкости полок $b_f/t_f = 10\div 40$, балки с гибкостью $\overline{A_{TW}}=2,5$ и 3,2 относятся к балкам с жесткой стенкой, а балки с гибкостью $\overline{A_{TW}}=5,5$ к балкам с гибкой стенкой.

Первой форме колебаний полок соответствовали исключительно безузловые формы. Фаза колебаний была постоянной. Для гибкости стенки $\overline{A_{TW}}=5,5$ получена одна смена фазы колебаний при переходе значений b_f/t_f от 10 к 20. Влияние гибкости поясов и стенки балки на вторую форму колебаний имеет следующий характер. Балкам соответствовала безузловая форма. Смена фаз колебаний наблюдалась для $\overline{A_{TW}}=2,5$ при переходе значений b_f/t_f от 20 к 32 и от 32 к 40. Выявлены смены фазы колебаний при переходе значений b_f/t_f от 10 к 20 для $\overline{A_{TW}}=5,5$. При переходе значений b_f/t_f от 20 к 32 наблюдается переход от безузловой формы колебаний к одноузловой. Для третьей формы переход от безузловой формы колебаний к одноузловой происходит при переходе b_f/t_f от 10 к 20. При переходе значения

отношения b_f/t_f от 20 к 32 для $\overline{A_{wf}}=5,5$ происходит замена безузловой формы колебаний двухузловой. В четвертой форме колебаний, значения приведенной гибкости стенки $\overline{A_{wf}}=2,5$ наблюдался переход от безузловой формы колебаний к одноузловой при переходе значения b_f/t_f от 10 к 20 и от одноузловой к двухузловой при b_f/t_f от 20 к 32. В то же время, наблюдался переход от безузловой к двухузловой форме при переходе значения отношения b_f/t_f от 20 к 32 для $\overline{A_{wf}}=3,2$. Для значения $\overline{A_{wf}}=5,5$ характерны только безузловые формы колебаний. Смещения фазы наблюдаются при переходе b_f/t_f от 10 к 20 и от 20 к 32. Для пятой формы колебаний характерны приведенные ниже изменения. При $\overline{A_{wf}}=2,5$ для значения $b_f/t_f=10$ характерна двухузловая форма колебаний, в то время как для $b_f/t_f=20$ и 32 она безузловая. Для $\overline{A_{wf}}=3,2$ и 5,5 выявлены только безузловые формы колебаний, при этом смещения фазы происходили на всем промежутке изменения $b_f/t_f=10\div 40$ при $\overline{A_{wf}}=5,5$.

Для стенки балки выявлены следующие закономерности. Первой форме соответствовали безузловые формы колебаний. Смещения фазы происходят при переходе b_f/t_f от 10 к 20 для $\overline{A_{wf}}=5,5$. В то же время для второй формы колебаний наблюдаются безузловые формы колебаний. Для $\overline{A_{wf}}=5,5$ характерны одноузловые формы, смещение фазы выявлено при переходе значения b_f/t_f от 10 к 20. Для третьей формы колебаний наблюдались одноузловые формы колебаний. Смещений фазы выявлены для $\overline{A_{wf}}=2,5$ при переходе b_f/t_f от 10 к 20, для $\overline{A_{wf}}=3,2$ и 6 при переходе b_f/t_f от 20 к 32. Переход от безузловой формы к двухузловой происходил при изменении b_f/t_f от 20 к 32 для $\overline{A_{wf}}=5,5$. В четвертой форме наблюдался переход от одноузловой к двухузловой форме колебаний при переходе b_f/t_f от 10 к 20. Для этих же значений $\overline{A_{wf}}$ выявлено смещение фазы при переходе b_f/t_f от 32 к 40. При $\overline{A_{wf}}=5,5$ двухузловые формы переходят в безузловые при изменении b_f/t_f от 20 к 32, поворот фазы выявлен при переходе b_f/t_f от 10 к 20. Наиболее сложное влияние оказывает изменение параметров $\overline{A_{wf}}$ и b_f/t_f на пятую форму колебаний стенки балки. Для $\overline{A_{wf}}=2,5$ при переходе b_f/t_f от 10 к 20 происходит замена двухузловой формы одноузловой, от 20 к 32 одноузловой двухузловой, от 32 к 40 смещение фазы колебаний. В то же время для $\overline{A_{wf}}=3,2$ двухузловая форма заменяется трехузловой при переходе b_f/t_f от 20 к 32, смещения фазы наблюдаются при переходе b_f/t_f от 10 к 20 и от 32 к

40. При $\overline{\lambda_{\text{н}}} = 5,5$ выявлены трехузловые формы со смещением фазы на всем промежутке $b_f/t_f = 10 \div 40$.

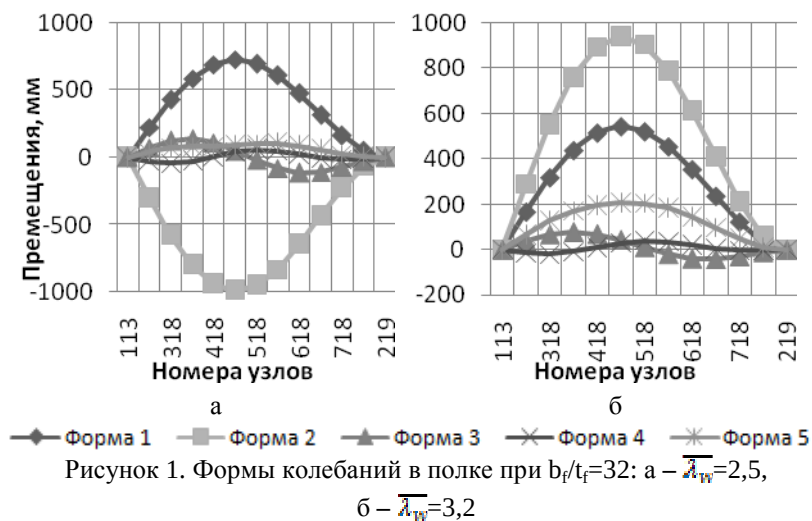


Рисунок 1. Формы колебаний в полке при $b_f/t_f = 32$: а – $\overline{\lambda_{\text{н}}} = 2,5$,
б – $\overline{\lambda_{\text{н}}} = 3,2$

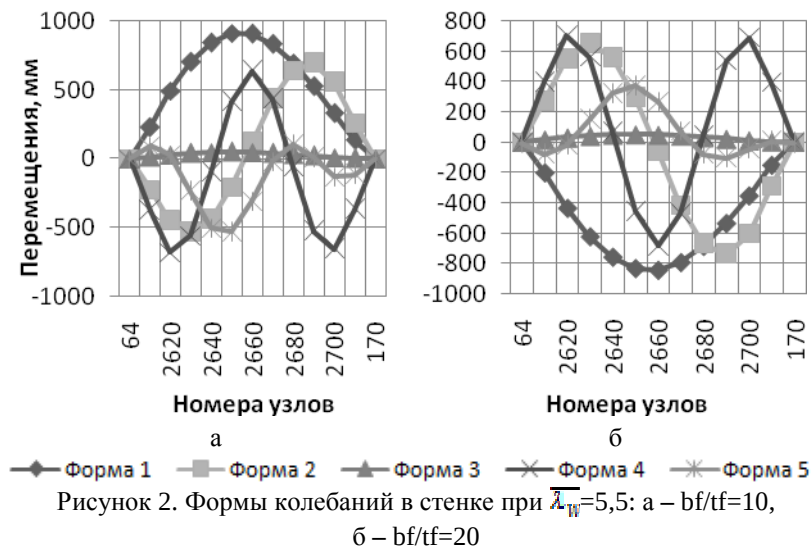


Рисунок 2. Формы колебаний в стенке при $\overline{\lambda_{\text{н}}} = 5,5$: а – $b_f/t_f = 10$,
б – $b_f/t_f = 20$

Выводы

Результаты анализа различных вынужденных колебательных режимов дают возможность выявить внутренние динамические характеристики. На основе этих характеристик можно прогнозировать реакцию конструкции на различные внешние влияния. При увеличении гибкости пояса, амплитуды двух низших форм колебаний полки балки увеличиваются. Собственные частоты балок с гибкой стенкой уменьшаются при увеличении гибкости пояса. Возникновение двух- и трехузловых форм колебаний наблюдалось при увеличении гибкости полки балки. С увеличением гибкости стенки и поясов, появляются дополнительные узлы на форах колебаний.

Список литературы:

1. Гордеев В.Н., Лантух-Ляшенко А.И., Пашинский В.А., Перельмутер А.В., Пичугин С.Ф. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / Москва: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2007 – 482 с.
2. Горев В.В. Металлические конструкции. том 3 Специальные конструкции и сооружения / В.В. Горев – М.: Высшая школа, 2002. - 543 с.
3. Горев В.В. Металлические конструкции. том 1 Элементы конструкций / В.В. Горев – М.: Высшая школа, 2002. - 552 с.
4. ДБН В.2.6-163:2010 Сталеві конструкції/ Київ: Мінрегіонбуд, 2010
5. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З. Structure CAD для пользователя/ В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов – Киев, 2003. – 328с.
6. СНиП 2.09.03-85 Сооружения промышленных предприятий / Государственный комитет СССР по делам строительства
7. Soltani, M., Asgarian, B., Mohri F. “Finite element method for stability and free vibration analyses of non-prismatic thin-walled beams” [Text]: Article. / M. Soltani, B. Asgarian, F. Mohri – Thin Walled Structures №82/2014 – p. 245-261
8. Фиалко, С., Реализация в программном комплексе SCAD блочного метода Ланцоша со сдвигами применительно к сейсмическому анализу сооружений [Текст]: Статья. / С. Фиалко – CADmaster, №5/2007 – с. 102-105
9. Перельмутер А.В. Беседы о строительной механике [Текст]: Научное издание / А.В. Перельмутер, - М.: SCAD Soft, 2014 - с.214
10. Перельмутер, А.В., Сливкер. В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа [Текст]: Научное издание / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер – Киев, Сталь, 2002. – с.465
11. Зенкевич О.К. Метод конечных элементов в технике [Текст]: Монография / О.К. Зенкевич – Москва: Мир, 1975 – 543 с.

МАЧТА МОБИЛЬНОЙ СВЯЗИ НА КРЫШЕ ЗДАНИЯ

*Гилодо А.Ю. Одесская государственная академия строительства
и архитектуры,
г. Одесса, Украина*

Сегодня в Украине услугами мобильных операторов пользуются более 50 миллионов абонентов, их обслуживают больше 30 тысяч базовых станций, которые поддерживают связь с находящимися в зоне их действия мобильными радиотелефонами. В нашей стране санитарно-гигиенические нормы работы радиотехнических объектов более жесткие, чем западные. Для сравнения: плотность потока электромагнитного излучения в Украине не должна превышать 2,5 микроватта на один квадратный сантиметр ($\text{мкВт}/\text{см}^2$), в России — $10 \text{ мкВт}/\text{см}^2$, а в странах Европы — $100 \text{ мкВт}/\text{см}^2$. Тем не менее, при установке базовых станций сотовой связи на крышах жилых высотных домов возникают многочисленные конфликтные ситуации между населением, проживающим в этих домах, и владельцами сотовой связи. По мнению жильцов, антенны базовых станций сотовой связи их "облучают" и наносят вред здоровью. В действительности, исходя из технологических требований построения системы сотовой связи, направление излучения антенн таково, что основная энергия излучения сосредоточена в довольно узком "луче". Этот луч всегда направлен в сторону от зданий, на которых находятся антенны. Излучение "вниз" на жильцов дома исключено и даже теоретически невозможно. Таким образом, квартиры жилых домов, на которых устанавливают антенны, являются абсолютно безопасными с точки зрения воздействия на население электромагнитных излучений.

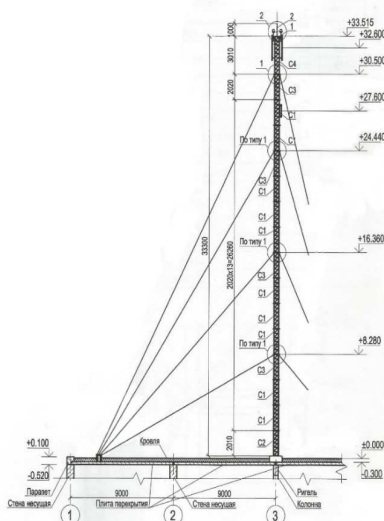


Рис.1. Конструктивное решение мачты

При плотной городской застройке размещение мачты на крыше дома – эффективное решение задачи по обеспечению мобильной связью населения. Для обеспечения надёжности крепления и обеспечения устойчивости, наиболее удобно монтировать мачты на крышах каркасных зданий. Предлагается простое и эффективное решение стальной мачты, которое можно рассматривать, как типовое. Мачта высотой 33м, состоит из ствола, опирающегося на центральный фундамент, и оттяжек, закрепленных в анкерных фундаментах, с помощью которых ствол удерживается в вертикальном положении. К стволу крепятся антенны мобильной связи. Ствол мачты трехгранного очертания состоит из 15 секций по 2,02м и одной секции высотой 3,01м. Три пояса ствола запроектированы из труб $\varnothing 83 \times 5$, решетка мачты полураскосная из $\angle 50 \times 4$. Соединение всех элементов в пределах одной секции на сварке. Соединение секций



толщиной по 12мм. Шпильки пропущены через предварительно пробитые отверстия в плите покрытия.

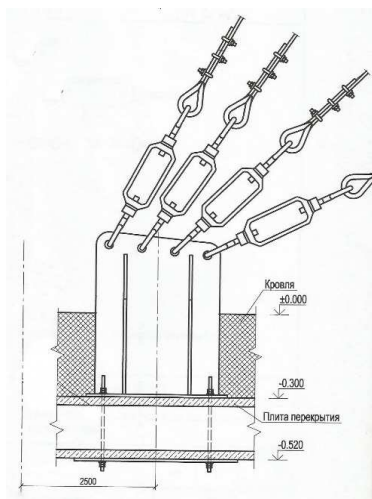


Рис. 3. Узел крепления оттяжек

Трубостойки под антенны крепятся к поясам мачты через кронштейны из уголков $\angle 40 \times 4$ при помощи листовых накладок толщиной 5мм на болтах $\varnothing 10$ мм, предварительно пробитые отверстия в плите покрытия. Трубостойки под антенны крепятся к поясам мачты через кронштейны из уголков $\angle 40 \times 4$ при помощи листовых накладок толщиной 5мм на болтах $\varnothing 10$ мм.

Расчетная схема мачты - шарнирно опертая составная сквозная стойка-ствол, воспринимающая усилия от собственного веса, веса существующего оборудования (Вес антенн DSC – 1800 по 28.9 кг каждая, вес антенны MiniLink $\varnothing 300$ – 52 кг), воздействия ветровой нагрузки в сочетании с гололедной составляющей.

Расчет мачты выполнен на следующие виды нагрузок:

1-е сочетание: собственный вес мачты с оборудованием и ветровая равномерно распределенная нагрузка; 2-е сочетание: собственный

вес мачты с оборудованием и ветровая равномерно распределенная нагрузка с гололедной составляющей; 3-е сочетание: собственный вес мачты с оборудованием и ветровая нагрузка с пульсацией; 4-е сочетание: собственный вес мачты с оборудованием и ветровая нагрузка с гололедной составляющей и с пульсацией.

Согласно ДБН В.1.2-2.2006 «Навантаження та впливи» гололедная составляющая имеет для Одесской области - 28 мм; ветровая нагрузка при наличии гололедной составляющей – 33 кг/м²; ветровая нагрузка – 46 кг/м². Расчет мачты выполнен с помощью программного комплекса SCAD.

Анализ результатов расчета

Максимальное значение перемещений определено при третьем сочетании нагрузок - выявлено в направлении оси X на величину 25 мм, что является допустимым по второй группе предельных состояний. Максимальное сжимающее усилие формируется в стойках основания мачты – на каждую стойку приходится 192 кН (1,92 т). При площади элемента трубы – сечение 83х5,0 мм - сжимающее напряжение не превышает допустимых значений по первой группе предельных состояний. Максимальное растягивающее усилие формируется в месте крепления второй растяжки от верха и достигает 25,9 кН (2,59 т). При площади элемента трубы – сечение 83х5,0 мм - растягивающее напряжение не превышает допустимых значений по первой группе предельных состояний. Максимальные усилия в растяжках составляют 10,6-11 кН (1,06-1,1 т). При площади элемента растяжки – троса Ø10 мм - растягивающее напряжение в сечении растяжки не превышает допустимых значений по первой группе предельных состояний. При условии работы одной растяжки усилие растяжения увеличивается практически вдвое и составляет 22 кН. При

этом растягивающие напряжения в растяжке (при площади $0,78 \text{ см}^2$) составляют 28.2 кН/см^2 , что не превышает допустимых значений по первой группе предельных состояний. Усилия в сечениях перемычек достигает 540 кг , что (уголок $50 \times 4 \text{ мм}$) – обеспечивает требуемую прочность.

ВЫВОДЫ И РЕКОМЕНДАЦИИ

1. Мачту размещать на крыше каркасного здания, при этом вертикальная ось симметрии мачты должна совпадать с вертикальной осью симметрии одной из железобетонных колонн каркаса.
2. Мачту проектировать со стволом трехгранного сквозного сечения из прокатных профилей, с опиранием на центральный фундамент и оттяжек, закрепленных в анкерных фундаментах.
3. Ствол мачты крепить к монолитному железобетонному фундаменту – шарнирно, путем крепления поясов его нижней секции к опорной плите на болтах.
4. Каждое ребро ствола мачты крепить к одному анкерному фундаменту четырьмя оттяжками, закрепленными к многопустотным плитам покрытия.
6. Предложенное конструктивное решение трехгранной сквозной стальной мачты, обеспечивает её несущую способность.

ЛИТЕРАТУРА

1. Горев В.В. «Металлические конструкции», т.3. М. Высшая школа 2002г.
2. Соколов А.Г. «Металлические конструкции антенных устройств», М.1971г.

К РАСЧЕТУ ПРОЧНОСТИ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН КРУГОВОГО СЕЧЕНИЯ В УСЛОВИЯХ СОМЕСТНОГО ДЕЙСТВИЯ ВНЕЦЕНТРЕННОГО СЖАТИЯ И ПОПЕРЕЧНОГО ИЗГИБА

*Давиденко А.А. Национальный университет биоресурсов и
природопользования Украины*

Аннотация

В статье приведены деформационный метод расчета колонн кругового сечения по сечениям наклонным к продольной оси элемента и результаты экспериментальных исследований железобетонных колонн круглого сечения на поперечный изгиб с предварительным обжатием и без предварительного обжатия, выявлено увеличение несущей способности колонн с предварительным обжатием на 43,7 %.

Исследования на колоннах прямоугольного сечения [1, 2] показали, что приложение продольной сжимающей силы с эксцентриситетом относительно геометрической оси колонны, направленной в сторону поперечного изгиба или в обратную сторону, при совпадении или несовпадении продольного и поперечного изгиба, количества поперечного армирования оказывает существенное влияние на прочность и трещиностойкость наклонных сечений. В отношении колонн кругового сечения подобные исследования не проводились, а расчет наклонных сечений на поперечную силу, согласно нормам, выполняется как для изгибаемых элементов, без учета влияния продольного усилия сжатия. Вместе с тем, железобетонные элементы кругового сечения широко применяются для колонн каркасных зданий, элементов рам, эксплуатируемых в сейсмоопасных зонах, буронабивных свай подпорных стен, противопопозневых сооружений.

Расчет прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям выполняется по эмпирическим или полуэмпирическим зависимостям, в отличие от деформационного метода расчета прочности нормальных сечений, принятого в ДБН.2.6-98 [3]. В нормах проектирования [4] расчет прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил ведут отдельно на сжатие по полосе бетона между наклонными трещинами, на действие поперечной силы и на действие изгибающего момента. Вместе с тем, разрушение изгибаемых элементов по наклонным сечениям - это следствие совместного действия изгибающего момента и поперечной силы, а при

внецентренном сжатии необходимо учитывать и действие продольной сжимающей силы.

Ниже приведена деформационная методика оценки напряженно-деформированного состояния внецентренносжатых железобетонных элементов кругового сечения при поперечном изгибе. Метод оценки прочности круговых сечений, наклонных к продольной оси элемента основан на совместном решении системы уравнений равновесия моментов, поперечных и продольных сил в наклонном сечении:

Основные предпосылки метода расчета: расчетная схема приведена на рис. 1; зависимость между напряжениями и продольными деформациями бетона, зависимость между напряжениями и деформациями арматурной стали принята согласно ДБН.2.6-98 [3]; для средних деформаций сжатого бетона и растянутой арматуры на участках между двумя ближайшими к сечению I-1 трещинами принята гипотеза плоских сечений; эпюра касательных напряжений в бетоне сжатой зоны сечения I-1 принята в виде квадратной параболы с максимальной ординатой на уровне вершины наклонной трещины; расчетная прочность бетона на сдвиг, армированного продольной арматурой V_{Rdc} , принята согласно ДБН.2.6-98 [3], напряжения в продольной растянутой арматуре в месте пересечения ее наклонной трещиной и в сечении I-1 приняты не более расчетного сопротивления f_{yd} ; напряжения в поперечной арматуре, пересекаемой наклонной трещиной, принимают равным $f_{sw,inc}$ и не более расчетного сопротивления f_{wd} ; в расчете учитывается поперечное усилие в продольной растянутой арматуре в месте пересечения ее наклонной трещиной (нагельный эффект); прочность элемента считают исчерпанной, если деформации бетона в сечении I-1 над наклонной трещиной по направлению главных растягивающих напряжений достигают предельных значений.

Вершины расчетных наклонных трещин, при действии распределенной и сосредоточенной нагрузки принимают расположенными на расстоянии $a = 0,25l$ от осей опор и с вершинами под силами соответственно [5].

Оценку напряженно-деформированного состояния внецентренно сжатого элемента по наклонным сечениям выполняют деформационным методом. Система нелинейных алгебраических уравнений (1) решается подбором по параметрам деформаций в бетоне и кривизны в сечении. С помощью гипотезы плоских сечений определяют деформации и напряжения в бетоне, арматуре. Система (1) позволяет определить напряженно деформированное состояние и

несущую способность сечений железобетонного элемента при любом уровне нагружения.

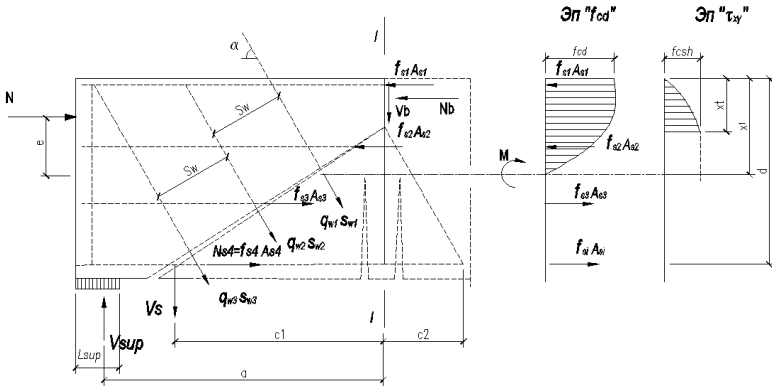


Рис. 1. Расчетная схема к расчету прочности железобетонных колонн кругового сечения по сечениям, наклонным к продольной оси элемента.

С точки зрения критерия исчерпания сопротивления материала данный метод практически полностью увязан с деформационным методом расчета прочности нормальных сечений.

$$\sum_{n=1}^m \frac{2 f_{cd} x_1}{m} \sqrt{2 r_1 z_{cn} - z_{cn}^2} \sum_{k=1}^5 a_k \left(\frac{\varepsilon_{cn}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} + \sum_{i=1}^n N_{swi} \cdot \cos \alpha - N = 0$$

$$\sum_{n=1}^m \frac{2 f_{cd} (x_1 - z_{cn})}{m} \sqrt{2 r_1 z_{cn} - z_{cn}^2} \sum_{k=1}^5 a_k \left(\frac{\varepsilon_{cn}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) + \sum_{i=1}^n N_{swi} \cdot z_{swi} \cdot \cos \alpha \geq M_1$$

(1),

где

$$M_1 = M + N(x_1 - r_1 + e) = 0, \quad (2)$$

M_1 – момент внешних сил, расположенных по одну сторону от сечения I-I, M – момент от поперечной загрузки,

$$z_{cn} = x_1 [(n-1) + 0,5] / m, \quad (3)$$

расстояние от наиболее сжатой точки сечения до середины произвольного слоя, рис.2,

m – количество слоев разделения сжатой зоны; n – порядковый номер рассматриваемого слоя. Ширина и высота произвольного сжатого слоя определяются зависимостями [6]:

$$b_{cn} = 2\sqrt{2r_1 \times z_{cn} - z_{cn}^2}, h_{cn} = \frac{2r_1}{m}. \quad (4)$$

Напряжения в середине каждого слоя определяются в соответствии с гипотезой плоских сечений:

$$\sigma_{cn} = f_{cd} \sum_{k=1}^5 \left(\frac{\varepsilon_{cn}}{\varepsilon_{cR}} \right)^k, \quad (5)$$

где $\varepsilon_{cn} = K(\chi_1 - z_{cn})$ – деформации середины слоя бетона

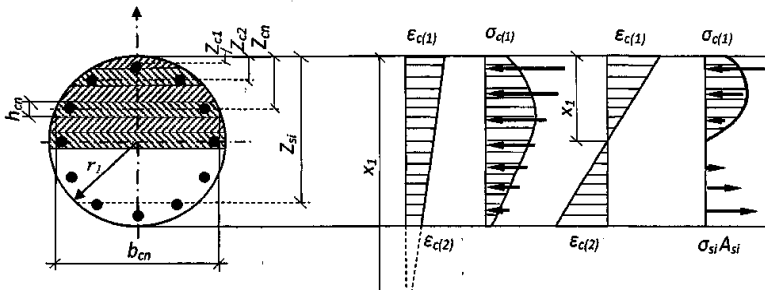


Рис. 2. Разбиение сжатой зоны железобетонного элемента кругового сечения на m слоев, перпендикулярных оси действия момента [6].

В качестве расчетной принимается трещина, ближайшая к опоре. Длину проекции наклонной трещины на продольную ось элемента определяют в зависимости от места расположения вершины трещины по длине элемента. При расположении вершины трещины на расстоянии от оси опоры, равном $0,25l$,

$$c_1 = 2a \sqrt{1 - 0,75 \frac{(M_{crc} - Ne)}{(M_{u1} - Ne)}} - 0,5, \quad (6)$$

В случае расположения вершины трещины под силой –

$$c_1 = a \frac{M_{u1} - M_{crc}}{M_{u1} - Ne}, \quad (7)$$

В первом и втором случае должно выполняться условие:

$$h_0 \leq c_1 \leq 2h_0, \quad (8)$$

При невыполнении данного условия слева, величину c_1 принимают равной h_0 , в случае невыполнения условия справа – $2h_0$.

Усилия в продольной растянутой арматуре в месте пересечения ее наклонной трещиной вычисляют по формуле:

$$V_s = M_u \frac{1-K}{c_1} - q_{sw.inc} (c_1 + c_2) \sin^2 \theta - v_{Rdc} S_{segm}; \quad (9)$$

где значение (K) вычисляют при совместном действии сосредоточенных сил и равномерно-распределенной нагрузки и при действии сосредоточенных сил по формулам (10, 11) соответственно:

$$K = 1 - \frac{c_1}{a} + \frac{c_1}{\frac{2V_{sup}}{q} - a}, \quad (10)$$

$$K = 1 - \frac{c_1}{a}, \quad (11)$$

$$v_{Rdc} = C_{Rd.c} \cdot k(100\rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k \cdot \sigma_{cp}, \quad (12)$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0, \quad \rho_1 = A_s / \pi R^2, \quad (13)$$

$$S_{segm} = 0,5R^2 (\alpha - \sin \alpha), \quad (14)$$

$$\sin \alpha = c / (2R), \quad (15)$$

$$c = \sqrt{2x_1 R - x_1^2}, \quad (16)$$

Усилия в продольной арматуре:

$$N_s = N_b - 0,5q_{sw.inc} (c_1 + c_2) \sin 2\theta \pm N, \quad (17)$$

$$N_s \leq f_{yd} A_s, \quad (18)$$

При этом должно выполняться условие:

$$V_s \approx M_{u1} \frac{1-K}{5c_1}, \quad (19)$$

Порядок расчета:

- определение предельного изгибающего момента при заданных величинах деформаций и предварительном обжатия от осевого усилия N выполняют по приложению А [6]; величина M_{u1} , соответствующая максимуму на диаграмме состояния сечения $M - \varepsilon_{c(1)}$ соответствует величине несущей способности железобетонного кругового сечения;

- выполняем проверку $M_{u1} \geq M$;

- по формулам (6, 7) вычисляем значение c_1 и проверяем выполнение условия $h_0 \leq c_1 \leq 2h_0$;

- определяем усилия в продольной растянутой арматуре в месте пересечения ее наклонной трещиной (нагельный эффект) по формулам (12-16);

- проверяем выполнение условий (18, 19);

- если условие (19) не выполняется, необходимо увеличить интенсивность поперечного армирования;

- интенсивность поперечного армирования, удовлетворяющую условию (19) вычисляют по формуле:

$$q_{sw.inc}^* = (V_s - M_{u1} \frac{1-K}{5c_1}) / c_1, \quad (20)$$

- расчетный шаг хомутов при заданной площади $A_{sw.inc}$ вычисляют по формуле:

$$s_{sw.inc} = f_{sw.inc} \cdot A_{sw.inc} / q_{sw.inc}^* \quad (21)$$

С целью экспериментального подтверждения приведенной методики расчета были проведены исследования оценки влияния внецентренно приложенного продольного усилия обжатия, догружающего сжатую зону, на несущую способность элементов круглого сечения при действии поперечных сил.

Исследования проводили на колоннах круглого сечения, изготовленных из бетона класса С 25/30, диаметром 190 мм с продольным армированием в виде шести стержней арматуры $\varnothing 10$

A240C и поперечным спиральным армированием из арматурной проволоки $\varnothing 4B1$, установленной с шагом 100 мм, Пролет среза при испытании колонны был равен двум диаметрам колонны за вычетом защитного слоя бетона 30 мм. Длина образцов колонн составляла 1000 мм. Было испытано по три образца каждой серии, с уровнем поперечного обжатия не более $0.25P_{разд.}$ при сжатии. Величина эксцентриситета составляла 4 см. Величина усилия обжатия составляла 150 кН. Продольный изгиб от предварительного обжатия колонн осуществляли в ту же сторону, что и последующий поперечный изгиб от прикладываемой поперечной силы.

Проведение испытаний проводили на специальной установке, рис. 3.

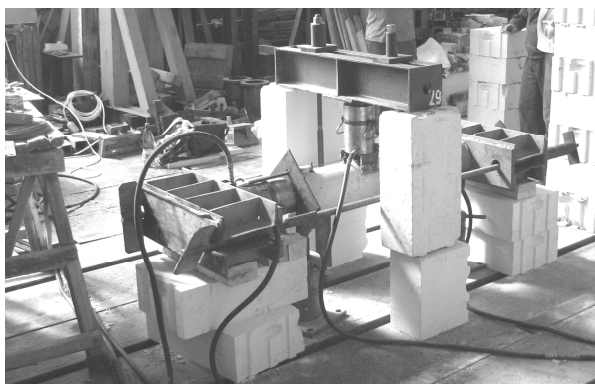


Рис. 3. Установка для проведения испытаний колонн с предварительным обжатием.

Для создания усилия предварительного обжатия колонн использовали довольно жесткую раму, состоящую из двух траверс, двух направляющих, шарнирного устройства для установки эксцентриситета приложения нагрузки, домкрата. Для создания поперечного усилия в вертикальном направлении использовали жесткую траверсу, две направляющие, которые закрепляли с одной стороны в ручьях силового пола, а с другой стороны направляющие крепили гайками за траверсой. Железобетонный элемент кругового сечения устанавливали на специальные шарнирные опоры, изготовленные из половин стальных труб по диаметру колонны, с опиранием на 2 опорные винтовые стойки, с регулировкой по высоте. Второй гидравлический домкрат устанавливали вертикально между траверсой и колонной. Нагружение как в горизонтальном, так и в вертикальном направлении осуществляли с помощью специальной

насосной станции. Исследование деформаций бетона в зоне поперечного изгиба выполняли с помощью индикаторов часового типа с ценой деления 10^{-3} мм. Прогиб измеряли индикатором часового типа с ценой деления 10^{-2} мм.

Результаты испытаний показали, что при нагрузке от обжатия деформации не превышали упругих значений. При дальнейшем, после предварительного обжатия колонны, поперечном изгибе первыми появлялись нормальные трещины в растянутой зоне в месте приложения усилия при нагрузке, примерно, $0,42 R_{\text{разр}}$, и деформации в сжатой зоне $\varepsilon_{\text{в}} = 152 \times 10^{-5}$, что, примерно, в два раза превышало деформации в сжатой зоне элементов без предварительного обжатия в момент появления нормальных трещин.

Далее с раскрытием нормальной трещины в месте приложения поперечной силы происходило уменьшение высоты сжатой зоны над этой трещиной и образование наклонной трещины. Процесс разрушения происходил по наклонному сечению, со сдвигом от предварительного обжатия, рис. 4.



Рис. 4. Разрушение колонны с предварительным обжатием по наклонному сечению.

Процесс деформирования колонн при поперечном изгибе до момента образования наклонной трещины подобен процессу деформирования при изгибе. Как следует из опытов, наклонная трещина появляется после значительного уменьшения высоты сжатой зоны, перед моментом разрушения элемента. Предварительное обжатие с одной стороны догружает сжатую зону колонны и, тем самым, увеличивает деформации сжатия, а с другой стороны сдерживает раскрытие наклонной трещины, препятствуя повороту одной части сечения относительно другой, как это происходит при

обычном поперечном изгибе (до момента достижения предельных деформаций в сжатой зоне). В результате разрушение колонн с предварительным обжатием происходит по наклонному сечению с продольным раскалыванием бетона сжатой зоны.

Сопоставление зависимостей «момент-кривизна» для колонн с поперечным обжатием и без поперечного обжатия, полученных по результатам испытаний, приведены на рис.5.

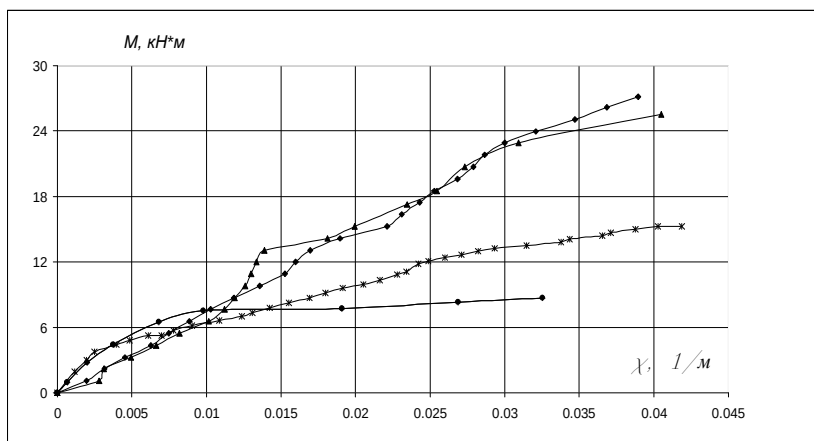


Рис. 5. Сопоставление зависимостей «момент-кривизна» для колонн при поперечном изгибе и пролете среза, $a = 2h_0$.

◆, ▲ - колонны с предварительным обжатием;
 ✕ - колонны без предварительного обжатия с поперечной арматурой;
 ■ - колонны без предварительного обжатия и без поперечной арматуры.

Как видно из рис. 5, предварительное обжатие увеличивает несущую способность колонн кругового сечения по сравнению с колоннами, испытанными при поперечном изгибе без предварительного обжатия при том же пролете среза ($a=2h_0$) и идентичном поперечном и продольном армировании - на 43,7 %. Сопоставление колонн кругового сечения, испытанных при поперечном изгибе без предварительного обжатия показало, что несущая способность колонн без поперечного армирования оказалась на 43,3 % ниже, чем для колонн с поперечным армированием.

Выводы.

Приведенные выше зависимости позволяют определить напряженно деформированное состояние и несущую способность наклонных сечений железобетонного элемента при любом уровне нагружения, а данный метод, с точки зрения критерия исчерпания сопротивления материала, практически полностью увязан с деформационным методом расчета прочности нормальных сечений.

Испытания колонн с предварительным обжатием соответствует реальной расчетной схеме зданий, загруженных вертикальными и горизонтальными усилиями. Полученные результаты экспериментальных исследований подтверждают сформулированные расчетные предпосылки предложенного метода расчета сжато-изогнутых элементов кругового сечения при поперечном изгибе.

Литература.

1. Шеина С.Г., Сибиль В.Г., Лиджиев М.Д., Сосоржавын Э., Толокнова Н.Н.// Методика испытания железобетонных элементов на внецентренное сжатие с поперечной силой. В кн.: Вопросы расчета железобетона. Ростов н/Д, 1982, с. 139-142.

2. Шеина С.Г. Сопротивление поперечной силе наклонных сечений внецентренно сжатых железобетонных элементов// В кн.: Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона. - Ростов н/Д, 1980, с. 160-163.

3. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. А. Бамбура, А. Барашиков, О. Давиденко, О. Голишев, Кривошеев П. – Київ. – Мінрегіонбуд. – 2009. – 97 с.

4. СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного преднапряжения арматуры. — М. : ФГУП ЦПП, 2004. — 53 с.

5. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / А.Б. Голышев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук, А.В. Харченко, И.П. Руденко / Под ред. А.Б. Голышева. - 2-е изд. перераб. и доп. – К.: Будивельник, 1990. – 544 с.: ил. – (Б-ка проектировщика).

6. ДСТУ Б В.2.6-156:2010, Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. А. Бамбура, М. Безбожна, О. Гурківський, О. Дорогова, Т. Мірошник, П. Кривошеев. – Київ. – Мінрегіонбуд. – 2010. – 118 с.

УДК 624.014:624.074.7:624.953

**КОНСЕРВАЦИЯ УСТАЛОСТНЫХ ДЕФЕКТОВ СТЕНОК
МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ РЕЗЕРВУАРОВ
ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫМИ ФИБРО-
ПЛАСТИКОВЫМИ МАТЕРИАЛАМИ**

Дзюба С.В. (Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса)

**STRENGTHENING OF FATIGUE SENSITIVE ELEMENTS
OF METALLIC CYLINDRICAL RESERVOIR'S WALLS BY
PRESTRESSED FIBER REINFORCED POLYMERS**

Dzyuba S.V. (Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa)

Рассматриваются причины, достигаемый эффект и возможный метод расчета усиления усталостных дефектов стенок металлических цилиндрических резервуаров с использованием предварительно напряженных фибропластиковых элементов

Ключевые слова: металлические цилиндрические резервуары, методы усиления усталостных дефектов элементов стенок резервуаров, фибропластиковые системы

The reasons, the effects and the possible estimating method of the fatigue strengthening of metallic cylindrical reservoir's walls by prestressed fiber reinforced polymers are examined

Keywords: metallic cylindrical reservoirs, the strengthening methods of the fatigue sensitive elements of reservoir's walls, fiber reinforced polymer (FRP) systems

Причины, определяющие необходимость усиления. Сложившийся отечественный парк металлических цилиндрических резервуаров характеризуется сравнительно длительными сроками эксплуатации: по состоянию на начало 2000-х годов около 75% таких сооружений находились в работе более 20 лет, а 40% — более 30 лет [1]. Длительная эксплуатация резервуаров обуславливает существенный физический износ их конструкций и сопутствующую аварийность. К числу наиболее опасных дефектов стенок металлических резервуаров, развивающихся в процессе эксплуатации, относят усталостные трещины вертикальных стыковых соединений листовых элементов, являющиеся следствием геометрических несовершенств сборки конструкций, со-

провожаемых появлением значительных по величине местных напряжений [2, 3]. Уже после 15...20 лет эксплуатации, т.е. $5 \times 10^3 \dots 10^4$ рабочих циклов, во многих вертикальных стыках стенок резервуаров, изготовленных из рулонированных заготовок с толщиной листов 16 мм и более, зарождаются усталостные трещины [4], что при практически монопольном положении рулонного способа изготовления отечественных резервуаров стало причиной аварийного состояния большого количества сооружений, работающих в режиме интенсивного малоциклового (1...2 цикла налива-слива в сутки) нагружения [5]. Возможные аварии, связанные с разрушением вертикальных стыков полотнищ стенки резервуаров, особенно опасны, поскольку потенциально ведут к лавинообразному разрушению сооружений [1].

Традиционные методом борьбы с подобными усталостными дефектами предусматривают устройство внешних горизонтальных усиливающих ребер [6], ограничивают возможное количество циклов эксплуатации сооружений [7-9] или предполагают радикальный уход от совмещенного стыка стенки путем сварки по всей высоте сооружения специальных «гребенчатых» вставок [3, 4, 10]. Современной альтернативой данным решениям, сопряженным с рядом конструктивно-технологических сложностей, является начальная консервация развития усталостных дефектов стенок резервуаров внешними слоями предварительно напряженных фибропластиковых элементов конечной или, при сплошном усилении поясов конструкций, непрерывной длины.

Консервация дефектов фибропластиковыми элементами. Применение предварительно напряженных фибропластиковых элементов, устанавливаемых на усталостные дефекты элементов листовых конструкций, позволяет понизить амплитуду действующих растягивающих напряжений $\Delta\sigma$ (см. рис. 1) и уменьшить степень концентрации напряжений в зоне расположения дефектов, путем частичной передачи усилий внешним слоям комплексной конструкции. Кроме того важным фактором является то, что создающие усилия сжатия металлических элементов σ_{sp} предварительные напряжения фибропластиков σ_{fp} в значительной степени снижают коэффициент асимметрии напряжений во времени

$$R = \frac{\sigma_{min} - \sigma_{sp}}{\sigma_{max} - \sigma_{sp}}, \quad (1)$$

замедляя и, в конечном итоге, останавливая развитие соответствующих дефектов.

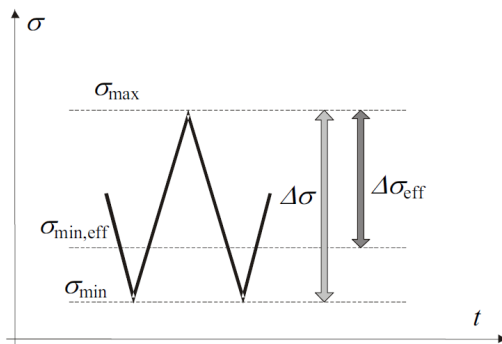


Рис. 1. Изменение напряжений во времени: σ_{min} — минимальные напряжения за расчетный период времени, σ_{max} — максимальные напряжения за расчетный период времени, $\sigma_{min,eff}$ — минимальная величина эффективных напряжений, определяющих блокирование развития усталостных дефектов [11]

Возможные методы расчетов. Теоретические решения, позволяющие осуществлять рассматриваемые усиления, могут быть получены на концептуальной основе теории механики разрушений с учетом результатов исследований [12-19], обобщенных и систематизированных в [11]. Адаптация данного метода применительно к листовым конструкциям стенок цилиндрических резервуаров позволяет получить величину предварительного напряжения фибропластиковых элементов усиления σ_{fp} , обеспечивающего необходимый уровень начальных напряжений стальных элементов σ_{sp} , блокирующий развитие возможных усталостных трещин.

Снижение диапазона действующих в металлических элементах напряжений $\Delta\sigma$ может быть оценено параметром

$$\rho = \frac{E_s A_s}{E_s A_s + E_f A_f}, \quad (2)$$

где: $E_s A_s$, $E_f A_f$ — продольные жесткости стальной и фибропластиковой частей усиленного сечения стенки резервуара: при непрерывном усилении фибропластиками по высоте нижних поясов конструкции, соответственно равные $E_s t_s$, $E_f t_f$ (t_s , t_f — толщины стальной и фибропластиковой составляющих сечения).

Приведенное в [11] выражение амплитуды напряжений

$$\Delta\sigma = \frac{\eta(1-R_{th})\sigma_0\alpha}{2R_{th}\gamma_{Rd}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{\Delta K_{eff,th}}{\gamma_s} \frac{4R_{th}(1+\alpha)}{\alpha^2\sigma_0\rho\sqrt{\pi a}}} \right), \quad (3)$$

где: $\sigma_0 = (f_{yd} + f_{td})/2$ — среднее значение напряжений текучести и временной прочности усиливаемой стали, α — ограничивающий пластическую работу коэффициент, величина которого может быть принята равной $\sqrt{2\sqrt{2}} = 1,68$, a — длина ветви трещины, условно равная половине ее общей длины (см. рис 2), η , γ_{Rd} , γ_s — частные коэффициенты, соответственно определяемые средой и продолжительностью эксплуатации фибропластиковых усиления, характером напряженного состояния и особенностями использованных сталей (см. [11]),

дает возможность получить методом подбора, с использованием широко распространенных расчетных программ (например, *Microsoft Excel*), граничную величину коэффициента асимметрии напряжений R_{th} .

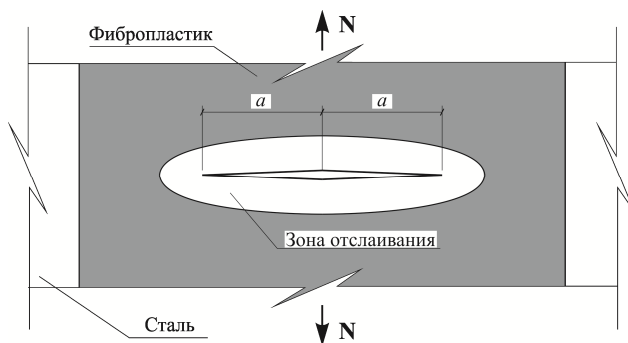


Рис. 2. Зона отслаивания усиливающих фибропластиков по контуру усталостных трещин стальных элементов

Используемая при подборе необходимой величины коэффициента асимметрии напряжений R_{th} граничная величина параметра амплитуды изменения интенсивности напряжений в усталостном цикле $\Delta K_{eff,th}$, определяющая блокирование процесса разрушения, зависит от особенностей примененных в усиливаемой конструкции материалов. Как отмечают авторы метода, современные стали демонстрируют изменчивость граничной величины данной амплитуды от $90 \text{ Н/мм}^{3/2}$

(для коэффициента асимметрии напряжений $R = 0,7$) до $190 \text{ Н/мм}^{3/2}$ (для величины $R < 0,15$). Старые стали показывают большие значения допустимой амплитуды: так при коэффициенте асимметрии напряжений $R = 0,7$ зафиксированные изменения рассматриваемой величины находились в диапазоне $145 \dots 180 \text{ Н/мм}^{3/2}$. Учитывая вышесказанное, при практических расчетах рекомендации [11] предлагают использовать значение, соответствующее консервативной оценке и составляющее $100 \text{ Н/мм}^{3/2}$.

Необходимая величина напряжений сжатия в металле σ_{sp} , обеспечивающая граничное значение коэффициента асимметрии напряжений R_{th} и останавливающая дальнейший процесс усталостного разрушения, может быть определена выражением

$$\sigma_{sp} = \frac{\rho}{\gamma_{Rd}(1-R)} (\sigma_{min} - R_{th}\sigma_{max}) , \quad (4)$$

где: $R = \sigma_{min}/\sigma_{max}$ — коэффициент асимметрии действующих напряжений.

Величина предварительного напряжения фибропластиков σ_{fp} , обеспечивающая необходимое обжатие усиливаемых элементов листовой конструкции стенки резервуара и определяющая появление напряжений σ_{sp} , в дальнейшем может быть найдена в соответствии с обычными условиями совместности работы слоев цилиндрической оболочки резервуара.

В случае использования предварительно напряженных фибропластиковых элементов конечной длины, устанавливаемых в виде отдельно стоящих накладок, требуется проверка их адгезионных соединений с основным материалом усиливаемой конструкции, исключающая возможное отслаивание под действием заданных усилий.

Места соединений, соответствующие концам фиброармированных пластиков, а также точкам геометрического прерывания адгезионных соединений по сторонам существующих дефектов стальных конструкций (усталостных трещин), являются выраженными концентраторами напряжений, которым также присущ процесс усталостного разрушения. Достаточно точные и опробованные расчетные модели, позволяющие оценивать такое усталостное разрушение адгезионных соединений, в настоящее время отсутствуют. При невозможности получения соответствующих экспериментальных данных, усталостный лимит работоспособности рассматриваемых соединений может быть оценен как отвечающий 20...30% статического предела их прочности [11]. В

случае необходимости, проблема недостаточной несущей способности адгезионных соединений по концам фиброармированных элементов усиления конечной длины может быть решена с помощью соответствующих механических креплений, нашедших достаточно широкое использование в существующих системах предварительного напряжения фибропластиков (например, приведенных в [20-25]). Концентрация же напряжений по сторонам дефектов-трещин не приводит к непосредственному разрушению элементов усиления, но способствует местному их отслаиванию в прилегающей зоне (рис. 2), останавливаемому по мере приближения внешней длины границы участка отслаивания к необходимой ширине сопряжения фибропластиковых элементов, обеспечивающей требуемую передачу усилий в подобных соединениях.

Вывод. Адаптация приведенной методики консервации усталостных трещин установкой предварительно напряженных фибропластиковых элементов применительно к стенкам металлических цилиндрических резервуаров позволяет продлевать их работоспособность, но требует дальнейших исследований, обеспечивающих необходимую экспериментальную апробацию теоретических решений и определяющих степень практической рациональности подобных усилениях.

Литература

1. Стан та залишковий ресурс фонду будівельних металевих конструкцій в Україні / А.В. Перельмутер, В.М. Гордеев, Є.В. Горохов та ін.; За ред. д.т.н. Перельмутера А.В. – К.: Сталь, 2002. – 166 с.
2. Почтовик П.Г., Шаршунов Г.К. Повышение надежности резервуаров нефтеперекачивающих станций путем проведения промежуточных обследований // Металлические конструкции. Сб. тр. МИСИ им. Куйбышева. – М.: МИСИ, 1984. – С. 127-132.
3. Барвинко Ю.П., Голинько В.М., Барвинко А.Ю., Перельмутер А.В., Кулеба Г.В. Повышение работоспособности вертикальных монтажных сварных соединений стенки стальных цилиндрических резервуаров, построенных из рулонных заготовок // Автоматическая сварка, 2001, №7(589). – С. 27-32.
4. Барвинко Ю.П., Голинько В.М., Барвинко А.Ю. О работоспособности вертикальных монтажных стыков стенки цилиндрических резервуаров большой емкости, построенных из рулонных заготовок // Нові рішення в проєктуванні та будівництві металевих резервуарів / Зб. тез міжнародного колоквіуму. – К., Одеса: ІАСС, 2000. – С. 11-12.

5. Билецкий С.М., Голинько В.М., Барвинко Ю.П. Пути повышения эксплуатационной надежности сварных цилиндрических резервуаров, изготавливаемых из рулонизируемых заготовок // Автоматическая сварка, 1990, №3. – С. 50-52.

6. РД 39-30-1331-85. Инструкция по усилению вертикальных монтажных стыков стенок резервуаров РВС-20000. — Введ. с 01.01.86 по 01.01.91. – М., 1985. – 6 с.

7. О допусках на угловые деформации вертикальных сварных стыков в резервуарах вместимостью 10...50 тыс. м³ для хранения нефти и нефтепродуктов / Ю.П. Барвинко, С.М. Билецкий, В.М. Голинько, В.В. Якубовский // Автоматическая сварка, 1991, №4. – С. 20-23.

8. О допусках на угловые деформации вертикальных стыков стенок нефтерезервуаров / Б.В. Поповский, Г.А. Ритчик, Ю.П. Барвинко, С.М. Билецкий, В.М. Голинько // Монтажные и специальные работы в строительстве, 1991, №5. – С. 11-12.

9. ВСН 311-89. Монтаж вертикальных цилиндрических резервуаров для хранения нефти и нефтепродуктов вместимостью от 100 до 50000 м³. – М.: Минмонтажспецстрой СССР, 1990. – 60 с.

10. Лялин К.В. Некоторые аспекты совершенствования конструкций и технологии сборки и сварки цилиндрических резервуаров // Монтажные и специальные работы в строительстве, 1997, №7. – С. 10-13.

11. CNR-DT 202/2005 Guidelines for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures. Metallic structures. Preliminary study. ROME – CNR, June, 2007. – 57 p.

12. Albrecht, P. Fatigue Strength of Adhesively Bonded Cover Plates // ASCE Journal of Structural Engineering, 1987, no. 113(6). – P. 1236-1250.

13. Bassetti, A., Nussbaumer, A., Hirt, M. Crack Repair and Fatigue Life Extension of Riveted Bridge Members using Composite Materials // In Proc., Bridge Engineering Conference, ESE-IABSE-FIB, 26-30 March 2000, Sharm El Sheik (Egypt).

14. Bassetti, A. Lamelles Precontraintes en Fibres de Carbone pour le Renforcement de Ponts Rievetes Endammaees Endommages par Fatigue. Ph.D. Thesis no. 2440. Swiss Federal Institute of Technology, EPFL, Lausanne, Switzerland, 2001.

15. Jones, S.C. and Civjan, S.A. Application of Fiber Reinforced Polymer Overlays to Extend to Steel Fatigue Life // ASCE Journal of Composites for Construction, 2003, no. 7(4). – P. 331-338.

16. Malta, F., Karbhari, V.M., Tinazzi, D., Vitaliani, R. Static and fatigue behaviour of steel // CFRP adhesive bonds for the rehabilitation of metallic bridges. In Di Tommaso A, editor. *Mechanics of masonry structures strengthened with FRP — materials modelling, testing, design, control*. Padova (1): Libreria Cortina, 2004. – P. 411-420.
17. Miller, T.C. *The Rehabilitation of Steel Bridge Girders Using Advanced Composite Materials* // M.S. Thesis, University of Delaware, Newark, DE, 2000. – P. 58-79.
18. Nussbaumer, A., Bassetti, A., Colombi, P. Elements en acier sous charges de fatigue renforcés par des lamelles précontraintes en matériau composite. *Construction Metallique*, 2004, no. 3. – P. 3-13.
19. Tavakkolizadeh, M. and Saadatmanesh, H. Fatigue Strength of Steel Girders Strengthened With Carbon Fiber Reinforced Polymer Patch // *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 2003, no. 2(129). – P. 186-196.
20. *FRP Design Guide*, S&P Clever Reinforcement Company, Brunnen, Switzerland, June 2000. – 70 p.
21. M. Ali and R. El-Hacha. Prestressing system for FRP strengthening steel-concrete composite girders // *Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE2008)*, 22-24 July 2008, Zurich, Switzerland.
22. Review of strengthening techniques using externally bonded fiber reinforced polymer composites. Report 2002-005-C-01. Project Leader Dr. Sujeeva Setunge. – CRC Construction innovation, 2002. – 67 p.
23. Ragab, N., & El-Hacha R. Effectiveness of various repair Systems for flexural strengthening of steel-concrete composite girders // *Proceedings of the 7th International Conference on short and Medium Span Bridges, SMSB-VI*, August 23-25, 2006, Montréal, Quebec, Canada. – P. RR-107.
24. Miller, T., Chajes, M., Mertz, D., and Hastings, J. Strengthening of a steel bridge girder using CFRP plates // *Journal of Bridge Engineering*, Nov./Dec. 2001. – P. 514-522.
25. Sen, R., Liby, L. & Mullin, G. Strengthening Steel Bridge Sections using CFRP Laminates // *Journal of Composites Part B: Engineering*, Vol. 32, No. 4, 2001. – P. 309-322.

УДК 624.014:624.074.7:624.953

ПРОБЛЕМЫ УСИЛЕНИЯ СТЕНОК МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ РЕЗЕРВУАРОВ

Дзюба С.В., Стоянов В.В. (Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса)

THE PROBLEMS OF WALL STRENGTHENING OF METALLIC CYLINDRICAL VERTICAL RESERVOIRS

Dzyuba S.V., Stoyanov V.V. (Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa)

Рассматриваются особенности существующего в Украине парка металлических вертикальных цилиндрических резервуаров, анализируются причины и характер износа их стенок, а также традиционные методы усиления, предлагается концепция возможного усиления с использованием высокопрочных фибропластиковых материалов

Ключевые слова: металлические цилиндрические вертикальные резервуары, методы усиления стенок резервуаров, фибропластиковые системы

The characteristics of the Ukrainian metallic vertical cylindrical reservoirs are examined, the causes and ways of the wall destructions, and also the traditional methods of wall strengthening, are analyzed, the rehabilitation conception with the use of high-strength fiber reinforced materials is offered

Keywords: metallic cylindrical vertical reservoirs, methods of wall strengthening of reservoirs, fiber reinforced polymer (FRP) systems

Настоящая статья продолжает серию работ [1-13], рассматривающих усиление металлических конструкций фиброармированными пластиками, выполненных на кафедре Металлических, деревянных и пластмассовых конструкций Одесской государственной академии строительства и архитектуры.

Существующий парк резервуаров. Парк вертикальных металлических резервуаров в Украине весьма обширен. Являясь основными сооружениями для хранения нефти и различных нефтепродуктов, цилиндрические резервуары по состоянию на начало 2000-х годов по различным оценкам насчитывали в стране 17...20 тысяч штук с общим

весом конструкций около 1 млн. тонн и вместимостью порядка 15,0...18,0 млн. м³, из которых более 360 штук, с общим весом стали порядка 85 тыс. тонн, характеризовались емкостями 2000...50000 м³ [14]. Сложившаяся отечественная техническая практика предусматривает довольно продолжительные сроки фактической эксплуатации резервуаров: по состоянию на тот же период времени около 75% из их числа находились в работе более 20 лет, что превышает нормативных срок службы, а 40% (общей вместимостью порядка 6 млн. тонн) — более 30 лет. В настоящее же время ситуация только усугубилась.

Длительная эксплуатация листовых конструкций является одной из основных причин, определяющих их физический износ и сопутствующую аварийность. В этой связи показательными являются статистические данные аварий, происходящих с резервуарами, расположенными на территории Российской Федерации [15] (возведенными по аналогичным проектам и отличающимися той же культурой изготовления, монтажа и эксплуатации, что и отечественные), в соответствии с которыми в среднем в течение года с подобными сооружениями происходит 4 серьезных аварии, составляющих 7% общего числа регистрируемого их количества. При этом в период 1980...2000 годов среди данных аварий было насчитано 46 случаев полного или частичного разрушения резервуаров [16].

Характер и причины износа стенок резервуаров. Основной причиной физического износа стенок резервуаров малой и средней вместимости (до 5000 м³) является коррозия [14, 17]. Средняя скорость ее реального проявления в большинстве случаев составляет около 0,015 мм/год (при стандарте 0,0037 мм/год), а в отдельных случаях, например при хранении сероводородсодержащей нефти или легких бензинов плотностью 750 кг/м³ и меньше, может достигать до 0,5 мм/год, имея тенденцию к кратному повышению в локальных зонах.

Даже при относительно небольших средних скоростях коррозии, малые толщины стенок подобных резервуаров, составляющие преимущественно 4...10 мм, способствуют существенной повреждаемости длительно эксплуатируемых конструкций. Результаты статистической оценки [14] свидетельствуют, что общий коррозионный износ стенок отечественных цилиндрических резервуаров в среднем может быть определен в пределах от 4%, для конструкций эксплуатируемых 10...20 лет, до 12%, для сооружений, находящихся в эксплуатации более 40 лет. Кроме того, современные исследования [18, 19] указывают на то, что коррозия тонкостенных листовых элементов кроме уменьшения их толщин ведет и к существенному снижению прочности используемого металла.

Обычно проблема прочностного отказа цилиндрических резервуаров, обусловленного коррозионными воздействиями, актуальна для сооружений вместимостью 1000 м³ и более. Проведенный анализ надежности эксплуатации [14] показывает, что после 20 лет службы их дальнейшее использование сопряжено с повышенными рисками, а после 30 лет — требует понижения проектного уровня наполнения.

Работоспособность стенок металлических резервуаров больших размеров (емкостью более 5000 м³) в значительно меньшей степени определяется коррозией, так как их более значимая толщина приводит к меньшим относительным утратам материала. Однако для таких конструкций гораздо более сложную проблему составляет усталость используемого металла. При среднем количестве заполнений и сливов резервуаров, составляющем $10^4 \dots 10^5$ циклов, проявляются усталостные трещины в местах концентрации напряжений. Одним из таких наиболее критических мест является вертикальный стык рулонированных листов стенки, где при толщинах листов, превышающих 12 мм, вследствие геометрических несовершенств появляются значительные по величине местные изгибающие моменты [20, 21].

Накопленный опыт эксплуатации резервуаров большой вместимости показывает, что заложенные в их проектах предпосылки, определяющие равнопрочность совмещенного в одну линию по всей высоте стенки монтажного стыка с аналогичным заводским, на практике не подтверждаются. Результаты технической диагностики данных монтажных соединений в отечественных резервуарах [21], построенных из рулонированных заготовок с толщиной стали нижних поясов стенки, составляющей 16 мм и более, демонстрируют их низкое качество, обуславливаемое недопустимо большими угловыми деформациями и значительными смещениями кромок, резко снижающими работоспособность сооружений. Уже после 15...20 лет эксплуатации, т.е. $5 \times 10^3 \dots 10^4$ рабочих циклов, в большей части подобных вертикальных стыков зарождаются усталостные трещины [22]. Интенсивный их рост наблюдается при сочетании угловой деформации сварного соединения с низким качеством сварки и смещением свариваемых кромок. При практически монопольном положении рулонного способа изготовления отечественных резервуаров и длительном отсутствии альтернативы в виде изготовления стенки из отдельных листов, это со временем стало причиной аварийного состояния большого количества сооружений, работающих в режиме интенсивного малоциклового (1...2 цикла налива-слива в сутки) нагружения [23].

Полученные при расследовании аварий резервуаров данные позволяют сделать вывод о том, что потеря устойчивости берегов дефекта

— вертикальной трещины в нижнем поясе резервуаров, при действии гидростатического давления наступает уже при его длине, превышающей 1000 мм [24].

Аварии, связанные с разрушением вертикальных сварных стыков полотнищ стенки резервуаров, особенно опасны, поскольку потенциально способны вести к лавинообразному разрушению сооружений

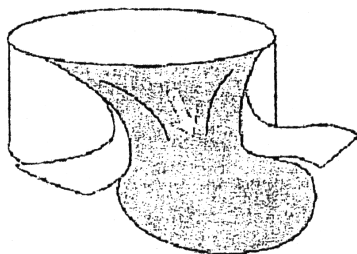


Рис. 1. Разрушение корпуса резервуара по схеме «бурный поток» [14]

(см. рис. 1), как это имело место на резервуаре №3 Одесской нефтебазы, когда при аналогичных дефектах корпус был вскрыт вдоль стыка по всей высоте и смещен вытекающим потоком более чем на 30 м, а ударная волна жидкости значительно повредила близлежащие объекты [14].

Традиционные методы усиления стенок резервуаров. Ремонтные работы, проводимые на стенках стальных цилиндрических резервуаров, кроме устранения отдельных локальных повреждений, обычно преследуют следующие основные цели: обеспечивают герметичность, препятствуют коррозии и восстанавливают утраченную в ее следствии несущую способность, а также исключают развитие наиболее опасных дефектов, связанных с усталостным разрушением стыковых соединений листовых элементов.

Методы, обеспечивающие герметичность стенок резервуаров, традиционно сводятся к использованию сварки или эпоксидных составов [25]. Наиболее эффективным средством борьбы с протечками является сварка. Для ее выполнения обычно резервуары приходится надолго выводить из эксплуатации: сливать, дегазировать, зачищать от скопившейся на дне грязи (составляющей в крупных резервуарах сотни тонн), производить последующую пропарку, а также выполнять жесткие требования по пожарной защите аналогичных близлежащих сооружений. Подобный технологический процесс сопряжен с существенными материальными затратами и надолго выводит резервуары из эксплуатации. Не смотря на то, что в настоящее время уже разработаны способы, позволяющие производить герметизацию швов сваркой без вывода из эксплуатации резервуаров, хранящих некоторые виды нефтепродуктов (например, метод, описанный в [24]), используются они

относительно не часто, во многом ограничиваются правилами производства огневых работ, а также требуют определенного изменения технологии производства, предусматривая последовательные циклы повышения, а затем и понижения верхнего уровня налива резервуаров.

Устранение дефектов герметичности без применения сварки в основном предполагает использование различных эпоксидных составов [25], что в значительной мере упрощает технологию подобных работ и обычно не требует полного вывода сооружений из эксплуатации. В этом случае герметизация дефектных мест осуществляется с наружной стороны конструкции без дегазации резервуаров, но требует понижения уровня хранимого продукта ниже уровня производства работ. В зависимости от размеров дефектов традиционные способы подобной заделки предусматривают нанесение составов, как без армирования, так и с использованием слоев армирующих тканей (стекловолоконных, бязи и др.). При этом достигаемый эффект ограничивается герметизацией, вопрос повышения прочности конструкций обычно не рассматривается.

Проблема борьбы с коррозией стенок резервуара, решаемая широко распространенными лакокрасочными методами защиты [26], сохраняет свою актуальность, во многих случаях ограничивая ресурс работоспособности конструкций. К числу наиболее эффективных современных методов борьбы с этим процессом и способам «пассивного» усиления стенок цилиндрических резервуаров, увеличивающим степень надежности сооружений и в незначительной мере повышающим их комплексную несущую способность, в настоящее время относят системы толсто пленочного (2...3 мм) эпоксидосодержащего покрытия, включающего слои стекловолокна [27, 28]. Такие системы, размещаемые на внутренних поверхностях корпусов резервуаров и обычно называемые «стакан в стакане», позволяют перекрывать пораженные коррозией места нижних поясов наливных сооружений, в том числе и имеющие сквозные отверстия, значительно продлевая срок их службы. Действенно защищая от процесса коррозии, данные системы не являются результативными при силовом усилении.

Коррозия нижних поясов стенок цилиндрических резервуаров, характеризующая группами раковин глубиной до 1,5...2,0 мм, переходящая в сплошные полосы и точечные углубления осповидного типа, обычно заставляет применять радикальные методы усиления, сводящиеся к последовательной замене их отдельными участками, имеющими длину до 3000 мм и ширину, превышающую зону дефектов не менее чем на 100 мм [25, 29]: дефектные области вырезаются и затем с наружной стороны резервуара подгоняются нахлесточные полосовые

накладки, свариваемые между собой встык, а со стенкой — внахлестку (рис. 2). К обычным ограничениям технологий производства сварочных работ на стенках резервуаров в этих случаях добавляется необходимость гидравлических испытаний наливом воды до расчетного уровня. Устанавливаемые нахлесточные накладки, являясь потенциальными концентраторами местных напряжений, неспособны значительно продлевать сроки эксплуатации сооружений, находящихся в режимах малоцикловых нагружений, приводя к процессам усталости металла сварных швов и прилежащих к ним зон стенки. Напряженное состояние соединений и самих накладок осложняется усадкой выполняемых сварных швов и сопутствующими остаточными напряжениями, приводя в отдельных случаях к появлению выпуклостей в нижних, наиболее нагруженных зонах стенки резервуара.

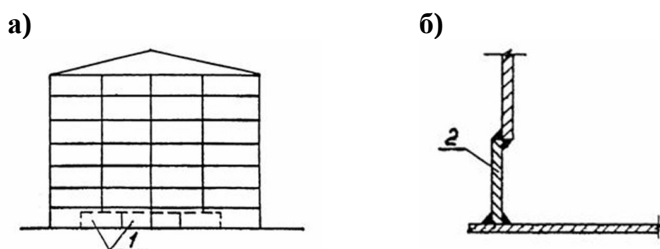


Рис. 3. Замена поврежденных коррозией нижних поясов стенок цилиндрических резервуаров [25, 29]: а — положение дефектных мест, б — вварка накладок; 1 — размечаемые границы усиливаемых участков, 2 — листовая накладка

При равномерном коррозионном износе в пределах нижних четырех поясов стенки эксплуатируемых резервуаров, не превышающем 20% от первоначальной толщины ее листов, с целью восстановления несущей способности может производиться бандажирование [25, 29, 30], выполняемое в резервуарах полистовой и рулонной сборки разъемными стальными кольцами, состоящими из 4...6 полос, стянутых резьбовыми соединениями. В зависимости от коррозионного износа металла и геометрических сечений стальных полос на сооружения устанавливают 10...20 усиливающих колец. Бандажирование отдельными, отстоящими друг от друга кольцами, вызывает появление местных изгибающих моментов, действующих в направлении вертикальной оси резервуара, приводя к комплексу проблем, связанных как с возможной усталостью материала и сопутствующим трещинообразованием в горизонтальных, совмещенных в одну линию сварных швах, так и к воз-

можному появлению признаков потери местной устойчивости прокорродировавших участков стенки. Дальнейшая эксплуатация сооружений, усиленных таким образом и прошедших необходимые гидравлические испытания, также имеет свои особенности [31].

Наиболее опасными дефектами стенок металлических цилиндрических резервуаров являются усталостные трещины вертикальных стыковых соединений листовых элементов. Задача повышения надежности вертикальных стыков рулонированных стенок резервуаров большой вместимости, подверженных усталостному разрушению, является актуальной уже более 35 лет [32]. Первоначально, в качестве меры ее решения, предлагалась система усиления стенок с геометрическими дефектами в виде существенных угловых искривлений, провоцирующих появление местных напряжений и усталость сварных швов, предусматривавшая установку на части длины стыков различных горизонтальных ребер жесткости, зависящих от величин угловых несовершенств и уменьшающих напряженное состояние сварных соединений [33], что отчасти снижало остроту проблемы. Более поздним альтернативным вариантом решения стал дифференцированный подход к количеству циклов нагружения резервуаров, увязывавший величины угловых деформации с допустимым количеством последовательных наливов-сливов этих сооружений [34, 35]. В нормативные документы были введены таблицы, позволявшие определять остаточный ресурс конструкций в виде количества допустимых циклов эксплуатации, зависящих от величин угловых деформаций стыков стенок, толщин листов и марок их стали [36].

Изготовление вертикальных стыков рулонированных стенок новых резервуаров, не имеющих серьезных дефектов формы и качества, а также усиление листовыми вставками вертикальных зон уже существующих конструкций, усталостный ресурс которых близок к исчерпанию, требует применения специального оборудования и сложных технологических операций, обеспечивающих правильное геометрическое совмещение элементов по всей высоте резервуаров при их сварке. С этой целью используются особые формообразователи или дорогостоящие системы типа гидравлический пуансон – матрица, придающие элементам стенки у стыка геометрическую форму, близкую к проектной [37]. Однако существующий опыт монтажа показывает, что применение данных технологий далеко не всегда гарантирует получение стабильных результатов, что обуславливается различием толщин листов стенки по поясам и большой податливостью их полотнищ [21].

Учитывая реальную опасность усталостного разрушения вертикальных стыков элементов рулонированных стенок ряда существую-

щих резервуаров и отсутствие по сей день абсолютно надежного решения данной проблемы, в ряде стран, в том числе и в Украине, идет активный поиск приемлемых конструктивных форм соответствующих усилений [38]. Обычно в этом случае упор делается на уход от совмещенного стыка и превращение монтажного соединения в рядовой участок стенки с разбежкой швов по поясам, что выполняется путем сварки по всей высоте сооружения специальных листов-вставок [21, 22, 37]. Вварка таких «гребенчатых» вставок (рис. 3), являясь сложной технологической задачей, требует предварительного придания кромкам выреза стенки, по всей высоте его выполнения, необходимого проектного положения, что осложняется наличием изгибающих моментов, активно стремящихся выгнуть листы конструкции во внутрь резервуара [21]. Также требуется качественная подгонка элементов вставки и надлежащая фиксация их положения. Процесс вварки вставку в стенку сталкивается со сложностями, обуславливаемыми наличием предварительных напряжений вдоль кромок соединений, и требует применения специальных технологий сварки по «жесткому» контуру. Кроме этого он осложняется существенными поперечными усадками выполняемых швов (до 2 мм), стремящимися компенсироваться за счет изменения кривизны прилегающих участков стенки резервуара.



Рис. 3. Усиление специальными листовыми вставками, размещаемыми в зоне прямолинейного монтажного стыка, стенки резервуара вместимостью 20 тыс. м³ [21]

Внешнее усиление стенок цилиндрических резервуаров высокопрочными направленно ориентированными материалами. Описанные выше традиционные методы усиления стенок цилиндрических резервуаров, давая приемлемые результаты, в тоже время сопряжены с целым рядом конструктивных и технологических недостатков, нередко приводящих к тому, что полная замена сооружений рассматривается в качестве более эффективного решения, нежели производство работ по соответствующему усилению. Избежать многих недостатков конст-

рукций усиления, значительно упростить технологию и уменьшить сроки производства работ становится возможным при использовании методов внешнего армирования стенок цилиндрических резервуаров высокопрочными материалами, направленно воспринимающими действующие усилия.

Следует отметить, что внешнее направленное усиление имеет актуальность и большие конструктивные резервы также и при реконструкции существующих резервуаров. Так при модернизации производственных мощностей нередко встает проблема повышения вместимости цилиндрических резервуаров, в том числе и относящихся к крупным [39], решаемая увеличением толщины стенок, в нижних их поясах, способом подрачивания: по периметру сооружений размещаются подъемные гидродомкраты, отрезается нижняя часть стенки, зачищается уторный стык и производится монтаж новых окраек с последующим подъемом стенки и монтажом следующего нижнего пояса. Подобная технология сравнительно сложна и требует длительного периода вывода сооружения из эксплуатации. Значительно упростить процесс данной реконструкции становится возможным при внешнем усилении существующих нижних поясов стенок с наращиванием верхних частей сооружений.

Идея непрерывной навивки на сплошные металлические оболочки цилиндрических резервуаров высокопрочных проволок или лент (рис. 4), преимущественно устанавливаемых с предварительным напряжением различной величины, не нова [40, 41]. При ее осуществлении могут использоваться механизмы, подобные тем, что применяются в отношении обматываемых конструкций железобетонных резервуаров. В этом случае работы по усилению стенок металлических резервуаров не требуют полного слива хранимого продукта, дегазации, зачистки внутренних поверхностей и пропарки, также уменьшается и продолжительность производимых работ. В зависимости от конструктивных решений, применяемых усиливающих материалов и монтажных механизмов возможен различный характер предварительного напряжения: его величина может быть относительно небольшой (конструктивной), обеспечивающей простую совместность работы элементов комплексных стенок резервуаров, или весьма существенной, позволяющей в полной мере использовать преимущества высокопрочных усиливающих материалов. В процессе навивки с заданным усилием проволоки или лент на стенки резервуаров, последние получают предварительное сжатие, а усиливающие элементы — растяжение. Под действием внутреннего давления составляющие данной конструкции работают совме-

стно с полным использованием своей несущей способности, что позволяет снизить их материалоемкость.

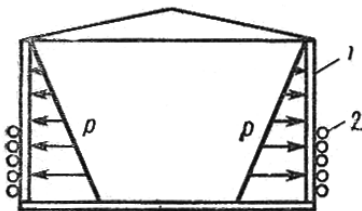


Рис. 4. Усиление вертикальных цилиндрических резервуаров обмоткой высокопрочной проволокой: 1 — оболочка резервуара, 2 — обмотка

Существующие разработки габаритных цилиндрических резервуаров и аппаратов высокого давления, предварительно напряженных обмотками высокопрочной проволоки, свидетельствуют о принципиальной возможности снижения их веса на величину до 35...45% [41]. Полученные в последней четверти прошлого века проектные решения металлических вертикальных цилиндрических резервуаров вместимостью от 30 до 100 тыс. м³ (рис. 5) с предварительно напряженной стен-

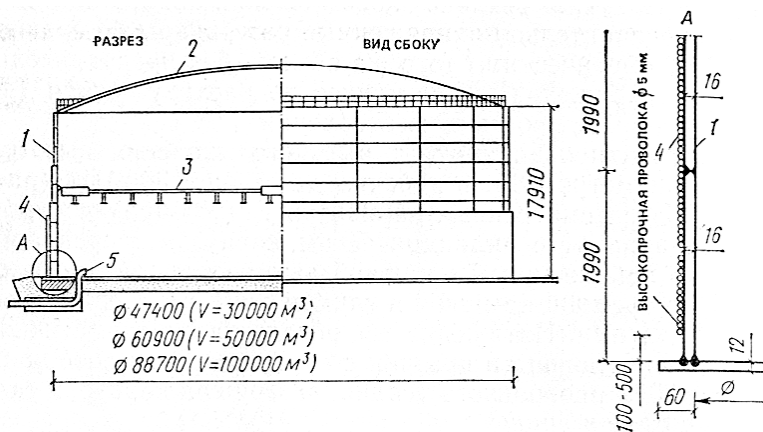


Рис. 5. Проектные решения вертикальных цилиндрических резервуаров с предварительно напряженной стенкой [40, 41]: 1 — стенка, 2 — покрытие, 3 — понтон, 4 — обмотка, 5 — патрубки

кой, предусматривавшей ее постоянную толщину в обматываемой зоне и переменный шаг или диаметр усиливающей проволоки, показали удельное снижение стоимости возведения подобных сооружений, составившее на тот период времени в зависимости от вместимости резервуаров 19...41% (см. [41]).

Фибропластиковое направленно-ориентированное усиление стенок цилиндрических резервуаров. Эффективность усиления стенок резервуаров направленно ориентированными высокопрочными материалами определяется упругими и прочностными свойствами используемых элементов внешнего армирования. Ряд современных материалов, находящихся возрастающее применение в строительстве, превосходят сталь по соотношению показателей прочности и упругости. К числу наиболее перспективных их образцов относят фиброармированные материалы на основе полимерных матриц (фибропластики): композиты, отличающиеся гетерогенно-анизотропной природой, проявляющие преобладающее линейно-упругое деформирование вплоть до момента разрушения [42-53]. Обладая рядом преимуществ (малый вес, высокие прочностные свойства, устойчивость к коррозии и т.д.) фибропластики с середины 80-х годов прошлого века нашли успешное применение для повышения несущей способности и жесткости железобетонных конструкций. Внедрение данных материалов для усиления металлических конструкций совпало с началом текущего века [42, 54-57].

Таблица 1

Типичные показатели свойств армирующих волокон и матриц фибропластиковых материалов в сравнении со сталью [53]

Материал	Модуль упругости, E , ГПа	Прочность при растяжении, σ , МПа	Относительная деформация при разрыве, ε , %	Коэффициент линейных температурных деформаций, α , $10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	Плотность, ρ , гр./см ³
1	2	3	4	5	6
Е-стекловолокно	70...80	2000...3500	3,5...4,5	5...5,4	2,5...2,6
S-стекловолокно	85...90	3500...4800	4,5...5,5	1,6...2,9	2,46...2,49
Высокомодульное углеродное волокно	390...760	2400...3400	0,5...0,8	-1,45	1,85...1,9
Высокопрочное (нормально-модульное) углеродное волокно	240...280	4100...5100	1,6...1,73	-0,6...-0,9	1,75

1	2	3	4	5	6
Арамидные волокна	62...180	3600...3800	1,9...5,5	-2	1,44...1,47
Полимерные матрицы	2,7...3,6	40...82	1,4...5,2	30...54	1,10...1,25
Сталь	206	230...400 – предел текуче- сти; 350...600 – предел прочности	20...30	10,4	7,8

Изготавливаются фибропластики из полимерных матриц и армирующих волокон (табл. 1, рис. 6). Из всех видов применяемой армирующей фибры наибольшими величинами прочности и модуля упругости обладают углеродные волокна, являясь с конструкционной точки зрения более эффективными для усиления металлических элементов. Тем не менее, определенные преимущества и недостатки имеют все виды широко используемых армирующих волокон и для усиления стенок резервуаров небольшой вместимости, воспринимающих относительно небольшие внутренние усилия, при наличии предварительного напряжения с успехом могут использоваться значительно более дешевые стекловолоконные и арамидоволоконные пластики.

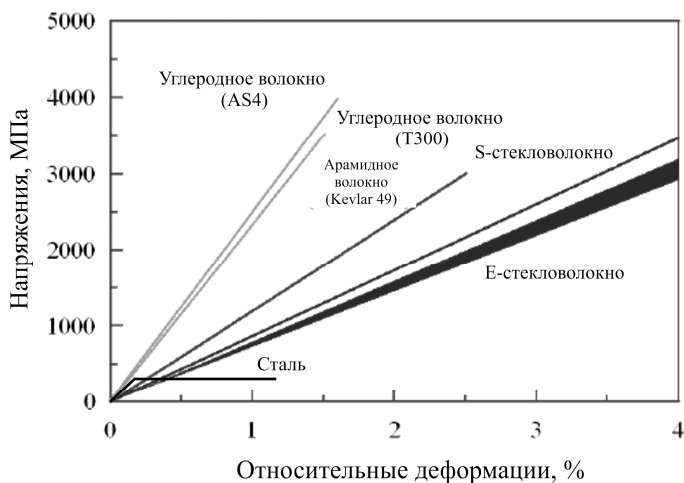


Рис. 6. Характерные зависимости напряжений и относительных деформаций армирующих волокон в сравнении с показателями конструкционных сталей; адаптировано по [53]

В качестве матриц, обеспечивающих передачу усилий от основного материала конструкции к элементам внешнего фибропластикового армирования, теоретически могут использоваться термореактивные смолы (эпоксидные, полиэфирные, винилоэфирные и т.д.) или термопласты [42-53]. Однако в качестве наиболее эффективных и хорошо зарекомендовавших матриц фибропластиков, усиливающих металлические конструкции, в настоящее время наибольшее распространение получили эпоксидосодержащие составы.

При направленной модернизации стенок резервуаров навивкой традиционными высокопрочными материалами (стальными проволоками или лентами), находящие разрешение проблемы ограничиваются только силовым усилением, компенсирующим коррозионные утраты и останавливающим процесс развития усталостных дефектов металла, но не решающими вопрос требуемой герметизации сооружений. Фибропластиковые же материалы, сочетающие в своей природе высокую прочность растягиваемых волокон, а также герметизирующие и коррозионно-защитные свойства традиционно используемых с этой целью эпоксидных составов, представляют комплексное решение усиления стенок подобных сооружений. Дополнительным преимуществом выступает низкий вес данных усиливающих элементов, практически не влияющий на рост внутренних усилий по высоте стенки резервуаров.

Немаловажным также является конструктивная возможность выполнения усиления в зонах локальных повреждений стенок резервуаров направленными фибропластиковыми накладками конечной длины, гарантирующими безопасность эксплуатации конкретных стыковых соединений и при определенных условиях способными консервировать развитие их усталостных дефектов.

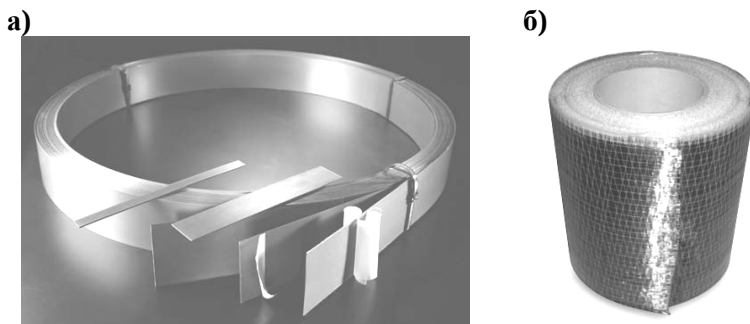


Рис. 7. Элементы внешнего фибропластикового усиления: а — углеволоконные ламинаты заводской готовности [58], б — однонаправленные углеволоконные ткани [59]

Усиление стенок металлических резервуаров направленно ориентированными фибропластиковыми системами внешнего усиления может производиться с использованием как предварительно отвержденных элементов заводской готовности (рис. 7, а), произведенных методами пултрузии или ламинации и приклеиваемых к поверхностям конструкций, так и путем изготовления по месту усиления (с использованием так называемых «мокрых» систем), выполняемых укладкой армирующих «сухих» волокон, лент или тканей (рис. 7, б) в одном или нескольких направлениях с дальнейшей их пропиткой матричными составами непосредственно на поверхности конструкции стенки резервуара [42, 46-48, 51, 53, 54, 57-60]. Указанные технологии, особенно в случаях применения высокомодульных фибропластиковых элементов, устанавливаемых без предварительного напряжения, позволяют в значительной степени упростить процесс производства работ, в отдельных случаях допуская усиление стенок без полного вывода резервуаров из эксплуатации.

а)



б)



Рис. 8. Усиление железобетонных конструкций цилиндрической формы внешним углеволоконным фибропластиковым армированием: а — элементов башни *Qafco Prill Tower*, Катар [59], б — опор силосов, Российская федерация [61]

Работоспособность усиления конструкций замкнутой геометрической формы, осуществленных внешним армированием высокопрочными фибропластиковыми материалами, оценена в инженерной практике уже относительно давно. Одними из первых получаемыми преимуществами воспользовались военные, активно использовавшие

фибропластики для снижения веса переносных ствольных установок. Так, например, с конца 70-х годов прошлого века в Великобритании массово производили недорогие переносные ракетные установки *LAW 80*, при производстве стволов которых до трех четвертей металла цилиндрической оболочки, работающей на внутреннее давление, заменялось поперечной навивкой арамидных волокон [62]. В строительстве широкое применение фиброармированных пластиков для внешнего поперечного усиления железобетонных колонн, существенно ограничивающего поперечные деформации бетона и значительно повышающего несущую способность таких элементов, ведется с конца 80-х годов и в настоящее время подкрепляется соответствующей экспериментально-теоретической базой [46, 53, 60, 63-70]. Наконец, в начале 2000-х годов появились первые крупномасштабные воплощения усиления различных железобетонных цилиндрических конструкций (рис. 8), и в частности резервуаров (рис. 9), внешним фибропластиковым армированием.

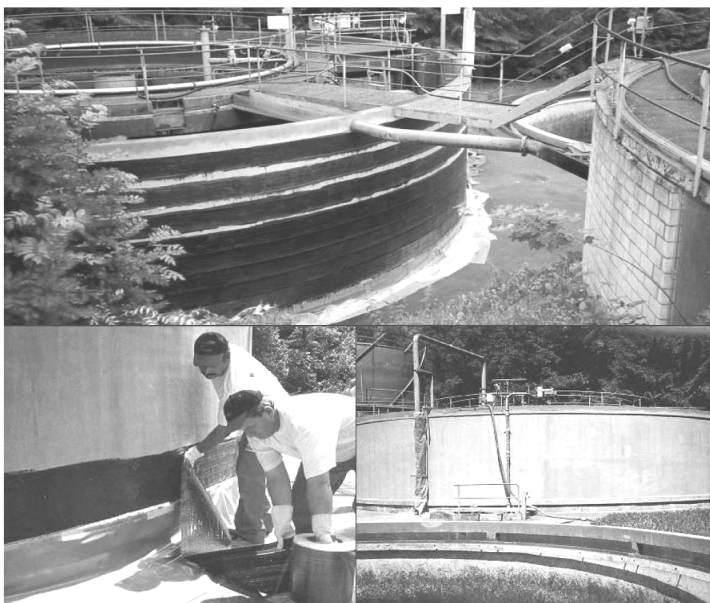
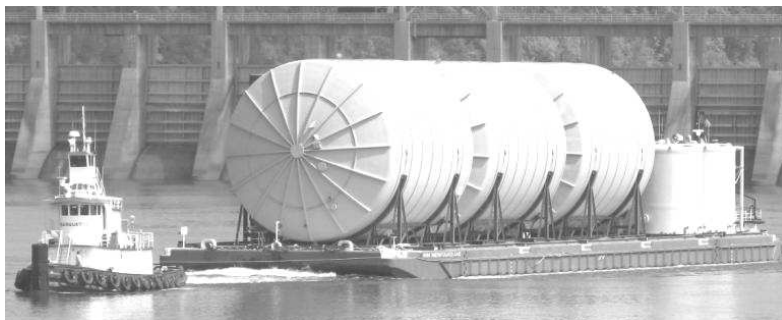


Рис. 9. Усиление железобетонных вертикальных цилиндрических резервуаров внешним углеволоконным фибропластиковым армированием на заводе по очистке сточных вод в городе Цумикон, Швейцария [59]

В настоящее время самостоятельное использование фибропластиков как материалов для цилиндрических оболочек, работающих в сложных и агрессивных условиях эксплуатации, приобретает нарастающие масштабы. Из них выполняют ответственные элементы труб большого диаметра (рис. 10, б), изготавливают резервуары (рис. 10, а) и проектируют сосуды для хранения под высоким давлением сжиженных газов (рис. 10, в). Однако использование фибропластиков в сочетании с металлическими элементами, в силу сравнительно непродолжительного применения подобных решений, сталкивается с рядом трудностей.

а)



б)



в)

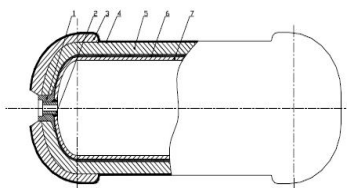


Рис. 10. Современные фибропластиковые цилиндрические оболочки: а — транспортировка вертикальных фибропластиковых резервуаров диаметром 14 м и высотой 17 м [71], б — стекловолоконные трубы диаметра 1200 мм и рабочего давления 10 атм. на Нововоронежской АЭС-2 [72], в — мобильный фибропластиковый резервуар, армированный углеволокном, предназначенный для хранения под высоким давлением сжиженного водорода [73]

Сложившаяся нормативная база усиления железобетонных конструкций фибропластиков достаточно обширна, существуют национальные и межгосударственные документы, достаточно полно охватывающие данный вопрос. На постсоветском пространстве лидером в разработке подобной документации является Российская федерация, где официально приняты серии отраслевых стандартов по расчету систем усиления железобетонных конструкций [74-79] и подготовлен проект свода соответствующих строительных правил [80], основой которых явились опробованные европейские и американские нормативные документы расчета и проектирования соответствующих конструкций.

В отношении металлических конструкций, усиление которых фибропластиков началось практически на 20 лет позже, определяющие нормативные документы отсутствуют. Существующие же в мире рекомендации по расчету и проектированию строительных конструкций, сочетающих металл и фибропластиковые материалы, имеют весьма ограниченное число и охватывает далеко не все случаи возможной их работы [42, 54-57, 81-86]. Проблему осложняют принципиальные отличия в характере работы и разрушений усиленных металлических конструкций от, например, железобетонных (в первом случае разрушение обычно происходит по адгезионному шву, во втором — по бетону вокруг него), а также невозможность применения в чистом виде решений, опробованных в авиастроении и космонавтике, что объясняется существенными отличиями в размерах сечений несущих элементов, характере действующих внутренних усилий, величинах и продолжительности прикладываемых нагрузок, невозможности эмпирического подхода с проведением множественных серий экспериментальных исследований полномасштабных элементов строительных конструкций и особенностями применения более дешевых армирующих и, что особенно важно, матрично-адгезионных материалов.

Серьезной сложностью при проектировании усиленных металлических конструкций и при стыковке фибропластиковых элементов конечной длины является крайняя форма анизотропии продольно армированных пластиков, прочностные свойства которых фактически обеспечиваются только в одном направлении и только при работе на растяжение, что провоцирует появление значительных концентраций напряжений по концам клеевых соединений, часто делающих бессмысленным продольное наращивание подобных сопряжений, и практически определяющих несущую способность усиленных конструкций. Относительно низкая для металлических конструкций адгезионная несущая способность широко используемых клеевых соединений яв-

ляется доминирующим фактором при определении эффективности реализуемых усиления стенок резервуаров фибропластиковыми элементами конечной длины.

Рассмотрение существующей теоретической базы усиления металлоконструкций фиброармированными пластиками ставит ряд задач при рассмотрении стенок цилиндрических резервуаров. В настоящее время остро требуется соответствующая систематизация и адаптация существующей мировой практики усиления фибропластиками металлоконструкций (при фактически полном отсутствии отечественной практики), применительно к работе цилиндрических оболочек резервуаров. Необходима разработка методик усиления стенок металлических резервуаров в условиях отсутствия рабочих нагрузок, а также при предварительном напряжении усиливающих элементов, устанавливаемых на конструкции в процессе непрерывной эксплуатации сооружений. Требуется определение степени влияния температурных напряжений на работу цилиндрических оболочек резервуаров, составленных из слоев, материалы которых имеют значительные отличия в величинах коэффициентов линейных температурных деформаций (например, выполненных из стали, усиленной углеволокнами фибропластиком).

До сих пор остаются неопределенными показатели рациональности усиления стенок вертикальных цилиндрических резервуаров фибропластиками с учетом отличий в геометрии сооружений, толщинах металлических листовых элементов и величинах действующих в них нагрузок, а также физико-механических свойствах используемой фибры. Отсутствуют ясные параметры рациональности использования фибропластиков, изготовленных на основе армирующих волокон различных видов с использованием «сухих» и «мокрых» технологий производства работ, при усилении ненагруженных конструкций и при использовании предварительного напряжения, а также в процессе производства работ на непрерывно эксплуатируемых сооружениях различной вместимости.

Нерешенными также остаются вопросы ограничения несущей способности фибропластиковых усиления стенок металлических цилиндрических оболочек резервуаров условиями передачи усилий в стыковых соединениях их элементов. Требуемыми необходимой доработки и экспериментального обоснования в отношении рассматриваемых конструкций являются существующие методы расчета усиления усталостных трещин в стальных элементах с использованием углеволокнистых накладок конечной длины, а также определения влияния пред-

варительного напряжения данных накладок на процесс консервации трещин.

Вывод. Модернизация стенок металлических цилиндрических резервуаров высокопрочными направленно ориентированными фиброармированными пластиками по высоте наиболее нагруженных поясов стенок или в пределах их локальных зон позволяет осуществлять комплексное усиление, решающее проблему восполнения материала, утраченного в процессе коррозии, и консервирующего дефекты, обусловленные процессами усталостного разрушения соединений листовых элементов, а также сочетающего герметизирующую и антикоррозионную функции. Осуществление данных усилений в настоящее время сопряжено с рядом нерешенных теоретических проблем.

Литература

1. Стоянов В.В. Новые подходы в управлении несущей способностью конструкций // Современные строительные конструкции из металла и древесины / Сб. науч. тр. ОГАСА. – Одесса: ОГАСА, 2001. – С. 164-167.
2. Стоянов В.В. Проблемы совершенствования комбинированных строительных конструкций с целью повышения их несущей способности // Современные строительные конструкции из металла и древесины / Сб. науч. тр. ОГАСА. – Одесса: ОГАСА, 2003. – С. 4-11.
3. Стоянов В.В. Новые подходы обеспечения несущей способности строительных металлических конструкций в полном объеме срока эксплуатации // Сб. XII Украинского НТК «Металлические конструкции». –К.: Сталь, 2004. – С. 280-292.
4. Стоянов В.В. Металлические резервуары — некоторые проблемы проектирования и реконструкции // Сб. науч. тр. УАМК. – Донецк: УАМК, 2007. – С. 45-49.
5. Стоянов В.В. «Консервация» трещин как способ продления срока работоспособности // Промислове будівництво, інженерні споруди, 2009, №4.
6. Стоянов В.В., Мазин Ж. Алаид. Испытания на выносливость растянутых металлических образцов с нормальной искусственной трещиной // Современные строительные конструкции из металла и древесины / Сб. науч. тр. ОГАСА. – Одесса: ОГАСА, 2009. – С. 51-58.

7. Стоянов В.В. Прогнозирование динамической усталости элементов металлических конструкций при циклическом нагружении // Современные строительные конструкции из металла и древесины / Сб. науч. тр. ОГАСА. – Одесса: ОГАСА, 2010. – С. 1-11.

8. Стоянов В.В., Мазин Ж. Алаид. Долговечность металлических составных подкрановых балок при местном усилении углепластиком // Современные строительные конструкции из металла и древесины / Сб. науч. тр. ОГАСА. – Одесса: ОГАСА, 2010. – С. 258-263.

9. Стоянов В.В., Алаид М.Ж. Элементы металлических конструкций, усиленных углепластиком, при статическом и циклическом нагружении // Эффективные строительные конструкции / Сб. науч. тр. ЛГТУ. – Липецк: ЛГТУ, 2009. – С. 105-111.

10. Стоянов В.В. Восстановление прочности и деформативности составных двутавровых балок ослабленных трещинами на поясах // Вісник ОДАБА, вип. 34 / 36. наук. праць. – Одеса: ОДАБА, 2009. – С. 50-53.

11. Мазин Алаид Жержос. Несущая способность составных металлических балок усиленных углепластиком при циклическом нагружении / Диссертация на соискание степени канд. тех. наук. – Одесса: ОГАСА, 2010. – 132 с.

12. Stojanov V.V., Alaid M.J. Tests of endurance of stretched metal samples with normal artificial cracks / International conference UACEG Science & Practice “We build the infrastructure of Bulgaria”, Sofia, October, 2009. – P. 52.

13. Хоменская А.В. Прочность и деформативность элементов металлических конструкций, усиленных углепластиком, при статических и циклических нагружениях / Диссертация на соискание степени канд. тех. наук. – Одесса: ОГАСА, 2012. – 196 с.

14. Стан та залишковий ресурс фонду будівельних металевих конструкцій в Україні / А.В. Перельмутер, В.М. Гордеев, Є.В. Горохов та ін.; За ред. д.т.н. Перельмутера А.В. – К.: Сталь, 2002. – 166 с.

15. Добромыслов А.Н. Анализ аварий промышленных зданий и инженерных сооружений // Промышленное строительство, 1990, №9. – С. 9-10.

16. Шадунц К.Ш., Ещенко О.Ю. Проблемы строительства резервуаров на слабых грунтах в сейсмических районах // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2001, №4. – С. 19-23.

17. Егоров Е.А., Анализ надежности стальных резервуаров для хранения товарных нефтепродуктов // Современные строительные

конструкции из металла и древесины / Сб. науч. тр. ОГАСА. – Одесса: ОГАСА, 1999. – С. 61-65.

18. Егоров Е.А. Исследования и методы расчетной оценки прочности, устойчивости и остаточного ресурса стальных резервуаров, находящихся в эксплуатации / Сб. науч. тр. – Днепропетровск: ПГАСА, 1996. – 99 с.

19. Егоров Е.А. Некоторые результаты и проблемы технического диагностирования стальных резервуаров для хранения нефтепродуктов // Зб. наук. праць Придніпровської ДАБА та Варшавського технічного ун-ту. – Дніпропетровськ: ПДАБА, 1999. – С. 77-82.

20. Почтовик П.Г., Шаршунов Г.К. Повышение надежности резервуаров нефтеперекачивающих станций путем проведения промежуточных обследований // Металлические конструкции. / Сб. тр. МИСИ им. Куйбышева. – М.: МИСИ, 1984. – С. 127-132.

21. Барвинко Ю.П., Голинько В.М., Барвинко А.Ю., Перельмутер А.В., Кулеба Г.В. Повышение работоспособности вертикальных монтажных сварных соединений стенки стальных цилиндрических резервуаров, построенных из рулонных заготовок // Автоматическая сварка, 2001, №7(589). – С. 27-32.

22. Барвинко Ю.П., Голинько В.М., Барвинко А.Ю. О работоспособности вертикальных монтажных стыков стенки цилиндрических резервуаров большой емкости, построенных из рулонных заготовок // Нові рішення в проектуванні та будівництві металевих резервуарів / Зб. тез міжнародного колоквиуму. – К., Одеса: ІАСС, 2000. – С. 11-12.

23. Билецкий С.М., Голинько В.М., Барвинко Ю.П. Пути повышения эксплуатационной надежности сварных цилиндрических резервуаров, изготавливаемых из рулонизируемых заготовок // Автоматическая сварка, 1990, №3. – С. 50-52.

24. Розенштейн И.М. Ремонт стенок вертикального стального резервуара без вывода его из эксплуатации // Нові рішення в проектуванні та будівництві металевих резервуарів / Зб. тез міжнародного колоквиуму. – К., Одеса: ІАСС, 2000. – С. 24-25.

25. Правила технической эксплуатации резервуаров и инструкции по их ремонту. – М.: «Недра», 1988. – 182 с.

26. Сборник инструкций по защите резервуаров от коррозии. – М.: «Недра», 1982.

27. Поповский Б.В. Резервуаростроение начала XXI века // Нові рішення в проектуванні та будівництві металевих резервуарів / Зб. тез міжнародного колоквиуму. – К., Одеса: ІАСС, 2000. – С. 28-29.

28. Ушанов С.М., Масютина Е.У. Об антикоррозионной защите нефтерезервуаров // Нові рішення в проектуванні та будівництві металевих резервуарів / Зб. тез міжнародного колоквиуму. – К., Одеса: ІАСС, 2000. – С. 28-29.

29. Рекомендации по усилению и ремонту строительных конструкций инженерных сооружений. – М.: ЦНИИПромзданий, 1990.

30. Рекомендации по восстановлению несущей способности цилиндрических резервуаров способом усиления стенки стальными кольцевыми бандажами. – Астрахань: ЦНИЛ, 1984.

31. Рекомендации по эксплуатации резервуаров, усиленных методом постановки кольцевых бандажей. – Астрахань: ЦНИЛ, 1984.

32. Поповский Б.В., Джур Ю.Ф. Этапы решения задачи сборки вертикальных стыков стенок резервуаров // Монтажные и специальные работы в строительстве, 2000, №10. – С. 4-7.

33. РД 39-30-1331-85. Инструкция по усилению вертикальных монтажных стыков стенок резервуаров РВС-20000. — Введ. с 01.01.86 по 01.01.91. – М., 1985. – 6 с.

34. О допусках на угловые деформации вертикальных сварных стыков в резервуарах вместимостью 10...50 тыс. м³ для хранения нефти и нефтепродуктов / Ю.П. Барвинко, С.М. Билецкий, В.М. Голинько, В.В. Якубовский // Автоматическая сварка, 1991, №4. – С. 20-23.

35. О допусках на угловые деформации вертикальных стыков стенок нефтерезервуаров / Б.В. Поповский, Г.А. Ритчик, Ю.П. Барвинко, С.М. Билецкий, В.М. Голинько // Монтажные и специальные работы в строительстве, 1991, №5. – С. 11-12.

36. ВСН 311-89. Монтаж вертикальных цилиндрических резервуаров для хранения нефти и нефтепродуктов вместимостью от 100 до 50000 м³. – М.: Минмонтажспецстрой СССР, 1990. – 60 с.

37. Лялин К.В. Некоторые аспекты совершенствования конструкций и технологии сборки и сварки цилиндрических резервуаров // Монтажные и специальные работы в строительстве, 1997, №7. – С. 10-13.

38. О работоспособности вертикальных цилиндрических резервуаров вместимостью 50 тыс. м³ из стали 16Г2АФ / А.Ю. Барвинко, Ю.П. Барвинко, В.М. Голинько, В.Г. Тулин // Трубопровод. трансп. нефти, 1999, №9. – С. 24-27.

39. Белоев М., Костадинов Й., Георгиев Д. Способ увеличения вместимости резервуаров путем подрачивания стенки // Нові рішення в

проектуванні та будівництві металевих резервуарів / Зб. тез міжнародного колоквіуму. – К., Одеса: IACC, 2000. – С. 12-13.

40. Беленя Е.И., Астряб С.М., Рамазанов Э.Б. Предварительно напряженные металлические листовые конструкции. – М.: Сиройиздат, 1979. – 192 с.

41. Металлические конструкции: Спец. курс / Е.И. Беленя, Н.Н. Стрелецкий, Г.С. Веденников и др.; Под ред. Е.И. Беленя. – М.: Стройиздат, 1991. – 687 с.

42. Strengthening and rehabilitation of civil infrastructures using fibre-reinforced polymer (FRP) composites. Edited by L.C. Hollaway and J.G. Teng. – Woodhead Publishing Limited and Maney Publishing Limited on behalf of The Institute of Materials, Minerals & Mining, 2008. – 398 p.

43. Композиционные материалы: справочник. Под. ред. В.В. Васильева, Ю.М.Тарнопольского. – М.: Машиностроение, 1990. – 512 с.

44. Handbook of Composites. Edited by Peters, S.T. Second edition. – London: Chapman & Hall, 1998. – 1118 p.

45. Bryan Harris. Engineering Composite Materials. – London: The Institute of Materials, 1999. – 194 p.

46. FRP Design Guide, S&P Clever Reinforcement Company, Brunnen, Switzerland, June 2000. – 70 p.

47. Cripps, A., Harris, B. and Ibell, T. Fibre-reinforced polymer composites in construction, C564. – London: CIRIA, 2002.

48. Shcnoi, R.A., Moy, S.S.J., Hollaway, L.C. Advanced polymer composites for structural application. – Thomas Telford, 2002.

49. Mortensen A. Concise Encyclopedia of Composite Materials. – Pergamon, 2007. – 958 p.

50. High-Performance Construction Material. Edited by Caijun Shi and Y.L. Mo. –World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd., 2008. – 431 p.

51. Fibrous and composite materials for civil engineering applications. Edited by R. Figueiro. – Woodhead Publishing Limited, 2011. – 401 p.

52. Advanced fibre-reinforced polymer (FRP) composites for structural applications. Edited by Jiping Bai. – Woodhead Publishing Limited, 2013. – 906 p.

53. CNR-DT 200/2004 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures. Materials, RC and PC structures, masonry structures. ROME – CNR, July 13th, 2004. – 144 p.

54. CNR-DT 202/2005 Guidelines for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures. Metallic structures. Preliminary study. ROME – CNR, June, 2007. – 57 p.
55. Moy, S.S.J. FRP Composite: Life Extension and Strengthening of Metallic Structures: ICE Design and practice guide. – London: Thomas Telford, 2001.
56. Cadei, J.M.C., Stratford, T.J., Hollaway, L.C., and Duckett, W.G. Strengthening Metallic Structures Using Externally Bonded Fiber-Reinforced Composites, C595. – London: CIRIA, 2004.
57. Xiao-Ling Zhao. FRP-Strengthened Metallic Structures. – CRC Press, Taylor & Francis Group, 2014. – 247 p.
58. MBraceTM Composite Strengthening System. Carbon, Aramid and Glass Composite Reinforcement to Extend the Life of Concrete and Masonry Structures. – BASF The Chemical Company. – 12 p.
59. SST Carbon Reinforcing Systems. FRP Sheets Laminate. Prestressed Laminate Epoxies. C-FRP-2013/14 APACME. – Simpson Strong-Tie Asia Ltd. – 24 p.
60. ACI 440.2R-08. Guide for Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. – American Concrete Institute. – 2008.
61. ЗАО «Холдинговая компания «Композит»». Системы внешнего армирования FibARM // Composites without borders. I International Conference, Moscow, 31 October – 2 November, 2013 / Презентация. – М.: Холдинговая компания «Композит». – 26 с.
62. Hinton, M.J., Cook, J., Groves, A., Hayman, R. and Howard, A. Overwrapped Structures: A Modern Approach? // Repairing Structures using Composite Wraps / – London: Kogan Page Limited, 2003. – P. 105-129.
63. Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. – Seismic Design of Bridge Piers – Research Report 84-2, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand, 1984. – 442 p.
64. M.J.N. Priestley, F. Seible and E. Fyfe: - Column Seismic Retrofit Using Fiberglass/Epoxy Jackets – Proceedings 1st International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, 1992. – P. 287-298.
65. American Concrete Institute – Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95) – Detroit, Michigan, 1995.

66. Seismic Design and Retrofit of Bridges, M.J.N. Priestley, F.Seible and G.M. Calvi, 1996.

67. Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. – Theoretical stress-strain model for confined concrete – Journal of Structural Division, ASCE, vol 107, No. ST11, 1998. – P. 2227-2244.

68. Wang Yung-Chih – Retrofit of Reinforced Concrete Members Using Advanced Composite Materials – Research Report 2000-3, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, February 2000.

69. Kohzo Kimura, Hideo Katsumata. Applications of Retrofit and Repair using Carbon Fibers // Repairing Structures using Composite Wraps / – London: Kogan Page Limited, 2003. – P. 61-71.

70. CNR-DT 204/2006 Guidelines for the Design and Construction of Fiber-Reinforced Concrete Structures. ROME – CNR, November, 2007. – 57 p.

71. Guy Schneider. DERAКANE™ Epoxy Vinyl Ester. DERAКANE™ Based Solutions for Metal Processing Industries Communications // Composites without borders. II International Conference, Moscow, October 14-16, 2014 / Презентация. – ASHLAND®. – 22 с.

72. Завод по производству стеклопластиковых труб ООО «Амитек» // Composites without borders. II International Conference, Moscow, October 14-16, 2014 / Презентация. – М.: ООО «Амитек». – 29 с.

73. Fangming Kai, Zhongqiang Liu, Qiang Fu, Jinyang Zheng, Changpin Chen. State-of-the-art of fiber-reinforced high-pressure tanks // Journal of Pressurized Equipment and Systems, 2 (2004). – P. 59-63.

74. СТО-01-2011. Усиление пролетных строений мостов материалами на основе однонаправленных высокопрочных углеродных волокон. – Волгоград: Управление автомобильных дорог, 2011. – 55 с.

75. СТО 13613997-001-2011. Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. – М.: Зика Россия, 2011. – 55 с.

76. СТО 70386662-101-2012. Применение системы внешнего армирования MBace для усиления главных балок железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов. – М.: Общество с ограниченной ответственностью «БАСФ Строительные системы», 2012. – 16 с.

77. СТО 2256-002-2011. Системы внешнего армирования из полимерных композитов FibARM для ремонта и усиления строительных конструкций. – М.: ЗАО «Препрег-СКМ», 2012. – 54 с.

78. Рекомендации по расчету усиления железобетонных конструкций системой внешнего армирования из полимерных композитов FibARM. – М.: НИИЖБ, 2012. – 29 с.

79. СТО НОСТРОЙ 126-2013. Повышение сейсмостойкости существующих многоэтажных зданий. – М.: Национальное объединение строителей, 2013. – 64 с.

80. ПРОЕКТ. Строительные нормы и правила. Усиление железобетонных конструкций композитными материалами (первая редакция). – М.: ОАО «НИЦ «Строительство» – НИИЖБ им. А.А.Гвоздева, ЗАО «Триада-Холдинг», ЗАО «ХК Композит», 2012. – 61 с.

81. Sen, R., and Liby, L. Repair of steel composite bridge sections using CFRP laminates. Final report. Florida and U.S. Department of Transportation. Springfield, VA: National Technical Information Service, 1994, August.

82. Oehlers, D.J., and Seracino, R. Design of FRP and steel plated RC structures: Retrofitting beams and slabs for strength, stiffness and ductility. – Oxford: Elsevier, 2004.

83. Moy, S.S.J., Clark, J. and Clarke H. The Strengthening of Wrought Iron Using Carbon Fiber Reinforced Polymer Composites. ACIC-2004. – Guildford, 2004.

84. Dawood, M., Rizkalla, S., Schnrchr, D. Design guidelines for the use of HM strips – strengthening of steel-concrete composite bridges with high modulus carbon fiber reinforced polymer (CFRP) strips, 2005.

85. Schnrchr, D., Dawood, M., Rizkalla, S. Design guidelines for the use of HM strips: strengthening of steel-concrctc composite bridges with high modulus carbon fiber reinforced polymer (CFRP) strips, Technical Report IS-06-02, Department of Civil, Construction and Environmental Engineering, North Carolina State University, 2006.

86. JSCE 2012. Advanced technology of repair and strengthening of steel structures using externally-bonded FRP composites (in Japanese). Hybrid Structure Reports 05. – Tokyo: Japan Society of Civil Engineers, 2012.

УДК 624.014:624.074.7:624.953

**УСИЛЕНИЕ СТЕНОК МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ
РЕЗЕРВУАРОВ НАПРАВЛЕННО-ОРИЕНТИРОВАННЫМИ
ФИБРОПЛАСТИКОВЫМИ МАТЕРИАЛАМИ**

Дзюба С.В., Стоянов В.В. (Одесская государственная академия
строительства и архитектуры, г. Одесса)

**THE WALL STRENGTHENING OF METALLIC
CYLINDRICAL RESERVOIRS BY THE DIRECTIONALLY-
ORIENTED FIBER REINFORCED POLYMERS**

Dzyuba S.V., Stoyanov V.V. (Odessa State Academy of Civil Engineering
and Architecture, Odessa)

Рассматривается расчет стенок металлических цилиндрических резервуаров, усиленных предварительно напряженными фибропластиковыми элементами, а также особенности определения расчетных параметров их усиливающих элементов. Определяются направления необходимых исследований

Ключевые слова: металлические цилиндрические резервуары, методы усиления стенок резервуаров, фибропластиковые системы

The estimation of wall strengthening of metallic cylindrical reservoirs by the prestressed fiber reinforced polymer systems, and also features of determination of parameters of the strengthening elements, are examined. Directions of necessary researches are determined

Keywords: metallic cylindrical reservoirs, methods of wall strengthening of reservoirs, fiber reinforced polymer (FRP) systems

Проблемы, решаемые при направленно-ориентированном фибропластиковом усилении стенок резервуаров. Комплексное усиление стенок металлических цилиндрических резервуаров внешним армированием высокопрочными фибропластиковыми материалами непрерывной длины, размещаемым по высоте наиболее нагруженных поясов перпендикулярно оси сооружения и направленно воспринимающими действующие усилия, позволяет осуществлять эффективное восполнение материала, утраченного в процессе коррозии, а также консервацию дефектов, обусловленных процессами усталостного разрушения соединений листовых элементов, тем самым существенно продлевая срок службы данных конструкций. Немаловажной также является сопутствующая «не силовая» реабилитация, обеспечивающая

герметизацию и необходимую антикоррозионную защиту внешних поверхностей стенок резервуаров.

Установка фибропластиковых элементов внешнего усиления, прочность армирующих волокон которого на порядок превосходит прочность строительных сталей [1-12], может осуществляться как с использованием предварительного напряжения, так и при его отсутствии, что достигается применением фибропластиков на основе высокомодульных углеродоволоконных материалов, демонстрирующих кратное превышение модуля упругости над соответствующей характеристикой стали. При необходимости использования методов предварительного напряжения начальные усилия могут создаваться механизмами, подобными тем, что применяются в отношении обматываемых конструкций железобетонных резервуаров [13, 14] или поперечно армируемых фибропластиками железобетонных колонн большого диаметра [1, 15, 16].

В ряде случаев, определяемых использованием высокомодульных волокон или установкой предварительно напрягаемых фибропластиковых элементов, производство работ по усилению может осуществляться при неполном сливе хранимого продукта. Подобное усиление, в отличие от методов, предусматривающих поэлементную замену дефектных участков стенок, также не требует предварительной дегазации, внутренней зачистки и пропарки резервуаров, что существенно упрощает технологию и уменьшает продолжительность производства работ.

Расчет усиления стенок резервуаров, выполненных с использованием направленно-ориентированных фибропластиков. Расчету цилиндрических оболочек, воспринимающих внутреннее давление и составленных из совместно работающих слоев разномодульных и разнотвердых материалов, допускающих гетерогенно-анизотропную природу своих механических свойств, посвящен ряд трудов, из которых классическими принято считать работы Беленя Е.И., Астряба С.М. и Ромазанова Э.Б. [13, 14, 17-22], дающие четкие и относительно опробованные решения. Однако, применительно к внедрению внешнего фибропластикового усиления металлических цилиндрических конструкций, возникает ряд проблем, в составе которых одной из основных является значительное отличие в термическом деформировании традиционных строительных сталей и фиброармированных пластиков. Как известно коэффициент линейного температурного деформирования сталей составляет величину $10,4$, в тоже время для высокопрочных фибропластиков данная величина колеблется от положительной величины $5,4$, соответствующей материалам на основе Е-

стекловолокна, до отрицательной величины $-2,0$, соответствующей материалам на основе арамидных волокон, наиболее же прочные и высокомодульные углеродоволоконные пластики демонстрируют отрицательное температурное деформирование с соответствующими коэффициентом, находящимися в диапазоне $-0,6...-1,45$ [1, 10-12]. Так же немаловажным фактором, учет которого необходим при рассмотрении работы усиливаемых стенок эксплуатируемых резервуаров, является возможность наличия начального внутреннего давления, создаваемого частичным заполнением сооружения.

С целью определения параметров напряженного состояния стальной стенки цилиндрического резервуара, находящейся под действием начального давления P' , усиливаемой непрерывно располагаемыми по ее высоте предварительно напрягаемыми фибропластиковыми элементами и испытывающей последующее повышение внутреннего давления на величину ΔP , рассмотрим расчетную модель, представленную на рисунке 1.

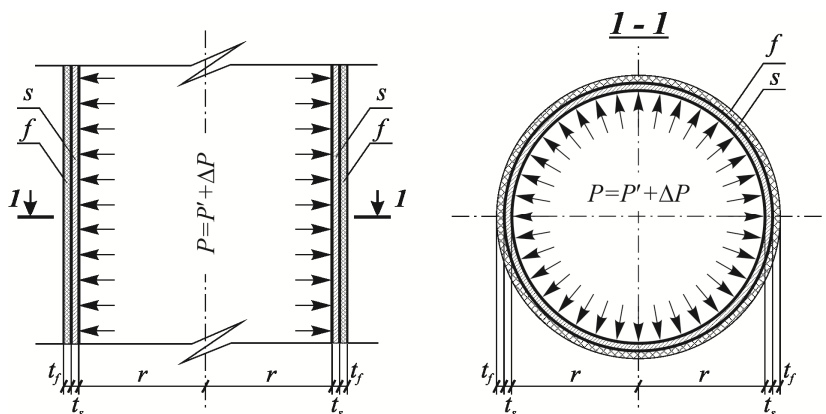


Рис. 1. Расчетная схема стальной цилиндрической оболочки резервуара, усиленной внешним поперечным фибропластиковым армированием: s — стальная оболочка резервуара, f — слой внешнего поперечного фибропластикового усиления

При наличии в резервуаре начального внутреннего давления P' , усилия, приходящиеся на единицу ширины сечений его стенки, проведенных вдоль и поперек оси сооружения, соответственно составят

$$N'_{(x)} = t_s \sigma'_{s0(x)} = P' r, \quad N'_{(z)} = t_s \sigma'_{s0(z)} = P' r / 2, \quad (1)$$

где: r , t_s , $\sigma'_{s0(x)}$, $\sigma'_{s0(z)}$ — соответственно, радиус и толщина стальной оболочки резервуара, а также действующие в ней кольцевые и продольные напряжения.

Размещение по внешнему контуру резервуара слоя поперечно направленных фибропластиковых элементов, установленных с предварительным усилием, составляющим на единицу ширины сечения величину, равную

$$N_{f0} = \sigma_{f0} t_f, \quad (2)$$

где: σ_{f0} , t_f — соответственно, напряжения и толщина слоя фибропластикового усиления,

приводит к изменению кольцевого усилия в металлической оболочке сооружения (см. рис. 2), т.е.

$$N_0 = N'_{(x)} - N_{f0} \quad \text{или} \quad \sigma_{s0} t_s = \sigma'_{s0(x)} t_s - \sigma_{f0} t_f = P' r - \sigma_{f0} t_f. \quad (3)$$

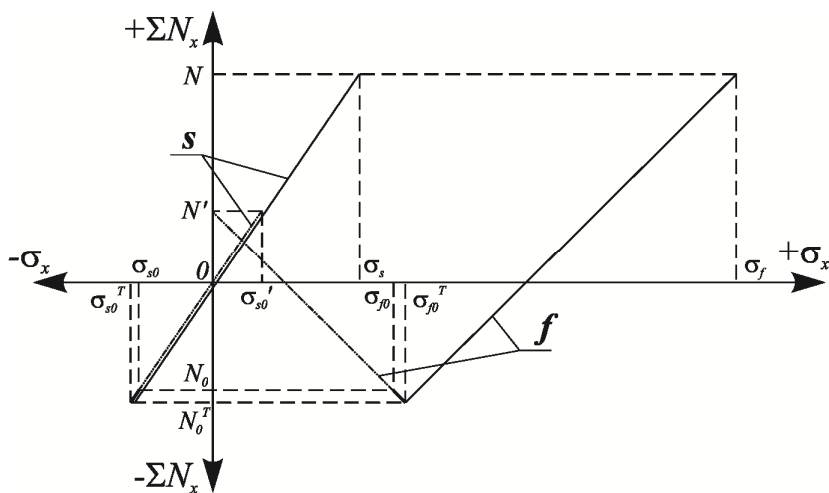


Рис. 2. Взаимозависимости суммарных кольцевых усилий (ΣN_x) и напряжений (σ_s) стальной оболочки резервуара от напряжений в поперечных фибропластиковых элементах внешнего усиления (σ_f): s — изменение кольцевых напряжений в стальной оболочке резервуара, f — изменение напряжений во внешнем слое поперечного фибропластикового усиления

Возможные колебания температур материалов стальной оболочки резервуара и внешнего фибропластикового усиления при независимой их работе вызывают соответствующие относительные деформации

$$\varepsilon'_{s(\Delta T)} = \alpha_s \Delta T_s, \quad \varepsilon'_{f(\Delta T)} = \alpha_f \Delta T_f, \quad (4)$$

где: α_s, α_f — коэффициенты линейного температурного деформирования стали и слоя усиливающего фибропластика; $\Delta T_s, \Delta T_f$ — изменения температур соответствующих слоев оболочки резервуара.

Изменение температур материалов при совместной работе составляющих слоев оболочки вызовет дополнительное усилие в фибропластиках, обжимающее металлическую составляющую конструкции с интенсивностью, приходящейся на единицу ширины сечения, равной

$$\begin{aligned} N_{f(\Delta T_1)} &= t_f \Delta \sigma_{f(\Delta T_1)} = t_f E_f (\varepsilon'_{s(\Delta T_1)} - \varepsilon'_{f(\Delta T_1)}) = \\ &= t_f E_f (\alpha_s \Delta T_{s1} - \alpha_f \Delta T_{f1}), \end{aligned} \quad (5)$$

где: $\Delta \sigma_{f(\Delta T_1)}$ — прирост обжимающих напряжений, E_f — модуль упругости фибропластика, ΔT_{s1} и ΔT_{f1} — наиболее невыгодные изменения температур стальной и фибропластиковой составляющих оболочки, вызывающие дополнительное обжатие конструкции.

Данное усилие распределится между слоями оболочки резервуара

$$\begin{aligned} N_{f(\Delta T_1)} &= \sigma_{f(\Delta T_1)} t_f + \sigma_{s(\Delta T_1)} t_s \quad \text{или} \\ t_f E_f (\alpha_s \Delta T_{s1} - \alpha_f \Delta T_{f1}) &= \sigma_{f(\Delta T_1)} t_f + \sigma_{s(\Delta T_1)} t_s. \end{aligned} \quad (6)$$

Учитывая совместность деформирования слоев конструкции

$$\varepsilon_{f(\Delta T_1)} = \varepsilon_{s(\Delta T_1)}, \quad \text{т.е.} \quad \sigma_{f(\Delta T_1)} / E_f = \sigma_{s(\Delta T_1)} / E_s, \quad (7)$$

где: $\sigma_{f(\Delta T_1)}$ и $\sigma_{s(\Delta T_1)}$ — температурные напряжения в слоях фибропластика и стали при изменениях температур, вызывающих наиболее невыгодное обжатие конструкции, E_f и E_s — соответствующие модули упругости,

из предыдущего выражения возможно получить величину приращения напряжений в стальных элементах при изменении температур

$$\sigma_{s(\Delta T_1)} = \frac{t_f E_f E_s (\alpha_s \Delta T_{s1} - \alpha_f \Delta T_{f1})}{t_s E_s + t_f E_f}. \quad (8)$$

Аналогичным образом, наибольшее усилие, создающее возможный распор в металлической составляющей оболочки и способное догрузить фибропластиковые элементы, составит на единицу ширины сечения величину, равную

$$\begin{aligned} N_{s(\Delta T_2)} &= t_s \Delta \sigma_{s(\Delta T_2)} = t_s E_s (\varepsilon'_{s(\Delta T_2)} - \varepsilon'_{f(\Delta T_2)}) = \\ &= t_s E_s (\alpha_s \Delta T_{s2} - \alpha_f \Delta T_{f2}), \end{aligned} \quad (9)$$

где: $\Delta \sigma_{s(\Delta T_2)}$ — прирост напряжений распора, ΔT_{s2} и ΔT_{f2} — наиболее невыгодные изменения температур стальной и фибропластиковой составляющих оболочки, вызывающие распор конструкции.

Усилие распора $N_{s(\Delta T_2)} = \sigma_{f(\Delta T_2)} t_f + \sigma_{s(\Delta T_2)} t_s$ распределяется между слоями стенки резервуара в соответствии с условием совместного деформирования $\sigma_{f(\Delta T_2)}/E_f = \sigma_{s(\Delta T_2)}/E_s$, что позволяет получить величину температурных напряжений в фибропластике

$$\sigma_{f(\Delta T_2)} = \frac{t_s E_s E_f (\alpha_s \Delta T_{s2} - \alpha_f \Delta T_{f2})}{t_s E_s + t_f E_f}. \quad (10)$$

Суммарные кольцевые усилия, приходящиеся на единицу ширины сечения фибропластикового и стального слоя предварительно напряженной стенки резервуара, при изменении температур составят (см. рис. 2)

$$N_{f0}^T = N_{f0} + N_{\Delta T_2} \quad \text{или} \quad \sigma_{f0}^T t_f = (\sigma_{f0} + \sigma_{f(\Delta T_2)}) t_f, \quad (11)$$

$$\begin{aligned} N_0^T &= N_0 - N_{\Delta T_1} = N'_{(x)} - N_{f0} - N_{\Delta T_1} \quad \text{или} \\ \sigma_{s0}^T t_s &= (\sigma_{s0} - \sigma_{s(\Delta T_1)}) t_s = \sigma'_{s0(x)} t_s - \sigma_{f0} t_f - \sigma_{s(\Delta T_1)} t_s = \\ &= P' r - \sigma_{f0} t_f - \sigma_{s(\Delta T_1)} t_s. \end{aligned} \quad (12)$$

Дальнейший рост внутреннего давления в резервуаре на величину ΔP увеличивает усилия в слоях его стенки. Суммарные кольцевые усилия в фибропластиковом и стальном слоях, а также продольное усилие в стальном слое стенки, возникающее от действия давления на торцы резервуара, определяемые на единицу ширины сечений, соответственно составят

$$\begin{aligned} N_f &= N_{f0}^T + N_{f(\Delta P)} = N_{f0} + N_{\Delta T_2} + N_{f(\Delta P)} \quad \text{или} \quad \sigma_f t_f = (\sigma_{f0}^T + \sigma_{f(\Delta P)}) t_f = \\ &= (\sigma_{f0} + \sigma_{f(\Delta T_2)} + \sigma_{f(\Delta P)}) t_f, \end{aligned} \quad (13)$$

$$\begin{aligned} N_{(x)} &= N_0^T + N_{s(\Delta P)} = N'_{(x)} - N_{f0} - N_{\Delta T_1} + N_{s(\Delta P)} \quad \text{или} \\ \sigma_{s(x)} t_s &= (\sigma_{s0}^T + \sigma_{s(\Delta P)}) t_s = \sigma'_{s0(x)} t_s - \sigma_{f0} t_f - \sigma_{s(\Delta T_1)} t_s + \sigma_{s(\Delta P)} t_s = \end{aligned}$$

$$= P'r - \sigma_{f0}t_f - \sigma_{s(\Delta T1)}t_s + \sigma_{s(\Delta P)}t_s, \quad (14)$$

$$N_{(z)} = N'_{(z)} + N_{s(\Delta P)(z)} \text{ или } \sigma_{s(z)}t_s = (\sigma'_{s0(z)} + \sigma_{s(\Delta P)(z)})t_s = \\ = P'r/2 + (\Delta P)r/2 = P'r/2. \quad (15)$$

Для определения приращений напряжений в слоях фибропластика $\sigma_{f(\Delta P)}$ и стали $\sigma_{s(\Delta P)}$ от роста внутреннего давления в резервуаре ΔP , воспользуемся принципами, изложенными в классических работах [13, 14]. Нагрузка, воспринимаемая единицей ширины сечения двухслойной стенкой резервуара, составит

$$N_{(\Delta P)} = N_{f(\Delta P)} + N_{s(\Delta P)} \text{ или } \Delta P \times r = \sigma_{f(\Delta P)}t_f + \sigma_{s(\Delta P)}. \quad (16)$$

где: $\sigma_{f(\Delta P)}$, $\sigma_{s(\Delta P)}$ — приращение кольцевых напряжений в слоях фибропластика и стали от роста нагрузки ΔP .

Из условия совместности деформаций

$$\sigma_{f(\Delta P)}/E_f = (\sigma_{s(\Delta P)} - \mu \times \sigma_{s(\Delta P)(z)})/E_s, \quad (17)$$

с учетом вышеприведенного значения усилия $N_{(\Delta P)}$ могут быть определены приращения кольцевых напряжений

$$\sigma_{f(\Delta P)} = (\Delta P)r \frac{m(1-\mu/2)}{t_s+t_fm}, \quad (18)$$

$$\sigma_{s(\Delta P)} = (\Delta P)r \frac{(1+m\frac{t_f}{t_s}\frac{\mu}{2})}{t_s+t_fm}, \quad (19)$$

где: μ — коэффициент Пуассона стальной составляющей стенки резервуара; $m = E_f/E_s$ — соотношение модулей упругости соответствующих составляющих слоев стенки.

Окончательные величины кольцевых напряжений в элементах фибропластикового усиления и стальной части стенки резервуара составит

$$\sigma_f = \sigma_{f0} + \frac{m[N_{f-x,z}+t_sE_s(\alpha_s\Delta T_{s2}-\alpha_f\Delta T_{f2})]}{t_s+t_fm}, \quad (20)$$

$$\sigma_s = \frac{P'r}{t_s} - \sigma_{f0}\frac{t_f}{t_s} + \frac{N_{s-x,z}+t_fE_f(\alpha_f\Delta T_{f1}-\alpha_s\Delta T_{s1})}{t_s+t_fm}, \quad (21)$$

где: $N_{f-x,z} = (\Delta P)r(1 - \mu/2)$, $N_{s-x,z} = (\Delta P)r \left[1 + m \frac{t_f}{t_s} \frac{\mu}{2} \right]$ — условные кольцевые усилия единицы сечения фибропластикового и стального слоев стенки резервуара, возникающие при изменении внутреннего давления в резервуаре на величину ΔP , определенные с учетом действия кольцевых и продольных напряжений в стальной части конструкции.

Анализ полученных формул свидетельствует о том, что их состав, обуславливающий кольцевые усилия, возникающим при росте внутреннего давления ΔP в резервуаре с предварительно напряженной оболочкой стенки, соответствует классическим определениям [13, 14]. Однако полученный учет значительных различий температурных деформаций фибропластиков и стальных элементов отличается от ранее использовавшегося для подобных конструкций [13, 23], зависевшего от температурного деформирования обоих материалов и продольной жесткости сечения только основной стальной составляющей стенки. Дальнейший анализ существующих методик расчета комплексных металло-фибропластиковых элементов показал, что используемый подход к учету температурных напряжений дает в данном случае результаты идентичные тем, что формулируются современными рекомендациями [24], обобщающими европейскую практику рассмотрения совместной работы данных материалов. При абстрагировании от величин начальных нагрузок и усилий предварительного напряжения, предшествующих изменению действующих температур, а также предполагая наличие одинакового температурного режима эксплуатации слоев конструкции (т.е. $\Delta T_s = \Delta T_f$), полученные выражения напряжений, действующих в фибропластиковом усилении σ_f и стальной части стенки резервуара σ_s , примут вид, соответствующий работе усиленной фибропластиками металлической пластины, описанной в [24].

Расчетные характеристики усиливающих фибропластиков. Учет расчетных характеристик сечений усиливающих фибропластиковых составляющих металлических конструкций зависит от способа их изготовления. Использование систем, основанных на применении предварительно отвержденных элементов заводской готовности, изготавливаемых методами пултрузии или ламинации и приклеиваемых к поверхностям металлических конструкций, позволяет учитывать фактические размеры сечений усиливающих фиброармированных элементов с приведением их механических характеристик в соответствии с объемным содержанием рабочего волокна. Ввиду крайне незначительного влияния связующих матриц на рассматриваемую работу данных

материалов, их наличие при определении параметров напряженного состояния может не учитываться, а необходимые показатели свойств фибропластиков ограничиваются упруго-прочностными характеристиками армирующих волокон [12, 1, 5, 7, 11, 25-27]. Модуль упругости и сопротивление таких материалов, определяемые вдоль направления рабочей фибры, составят:

$$E_f = \frac{V_{fib}}{V} E_{fib} , \quad f_f = \frac{V_{fib}}{V} f_{fib} , \quad (22)$$

где: E_{fib} , f_{fib} — соответственно, модуль упругости и сопротивление растяжению используемого армирующего волокна;
 V_{fib} , V — соответственно, объем армирующей фибры и общий объем фибропластикового элемента.

В случае использования так называемых «мокрых» систем усиления конструкций, предусматривающих укладку «сухих» армирующих материалов (волокон, лент или однонаправленных тканей), пропитываемых матричными составами непосредственно по месту усиления, механические характеристики конечных фибропластиковых элементов обычно назначаются в соответствии с аналогичными величинами армирующего волокна, а в качестве их расчетных толщин используется суммарная толщина условных монослоев армирующих материалов (например, однонаправленной ткани), разделенных матрично-адгезионными слоями [12, 1, 5, 7, 11, 25-27]. При этом использование «мокрых» фибропластиков, включающих несколько армирующих слоев волокон, заставляет учитывать неравномерность деформирования их сечений, обусловленную пониженными модулями упругости разделительных матричных швов. Так для наиболее высокомодульного и прочного углеволоконного армирования распределение усилий по слоям материала при циклических воздействиях может отличаться в несколько раз (рис. 3), что делает малоэффективными углеволоконные фибропластиковые элементы, составленные более чем из трех-пяти слоев армирующей фибры [27-31].

В соответствии с фактической неравномерностью участия отдельных слоев фибропластиков «мокрых» систем углеволоконного усиления стальных листовых элементов в общей работе конструкций, определение их расчетных толщин может осуществляться с использованием коэффициентов неравномерности рабочих деформаций k_i , описанных в [27-31] и практически устанавливающих степень загруженности рассматриваемых слоев данного материала, т.е.

$$t_f = \frac{t_{f1}}{n} \sum_{i=1}^n k_i , \quad (23)$$

где: $n = 1 \dots 5$ — количество равных по толщине монослоев армирующей фибры; t_{f1} — толщина отдельного монослоя армирующей фибры; k_i — коэффициенты неравномерности загрузки слоев, равные

— для «нормально модульных» углеродных волокон:

$$k_1 = 1,0, \quad k_2 = 0,73, \quad k_3 = k_4 = k_5 = 0,17,$$

— для «высоко модульных» углеродных волокон:

$$k_1 = 1,0, \quad k_2 = 0,78, \quad k_3 = k_4 = k_5 = 0,56.$$

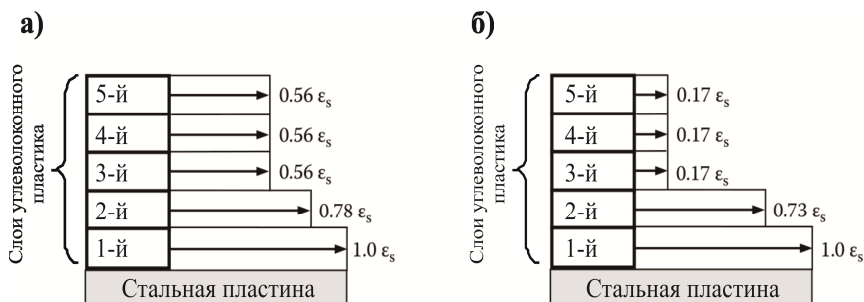


Рис. 3. Распределение относительных деформаций в углеволоконных «мокрых» фибропластиковых системах усиления стальных листовых элементов: а — использующих «высоко модульные» углеродные волокна, б — использующих «нормально модульные» углеродные волокна; адаптировано по [27]

Необходимые исследования. Требуют дальнейшего определения показатели рациональности усиления стенок цилиндрических резервуаров направленно ориентированными фибропластиковыми элементами непрерывной длины с учетом отличий в геометрии сооружений, толщинах усиливаемых металлических листов, величинах начальных нагрузок, технологии усиления и расчетных характеристиках используемой фибры. Очевидной также является необходимость исследования влияния ограничений несущей способности продольных стыковых соединений непрерывно усиливающих фиброармированных элементов на рациональность получаемых конструктивных решений.

Выводы. Приведенные основные принципы определения параметров напряженного состояния элементов предварительно напряженных

стенок стальных цилиндрических резервуаров, внешне усиленных в процессе эксплуатации направленно-ориентированными фибропластиковыми элементами непрерывной длины, учитывающие возможные переменности температурных режимов и неравномерности распределения напряжений в составе сечений многослойных элементов усиления, позволяют выполнять восстановление несущей способности данных конструкций, частично утраченной в процессе коррозии, и консервировать дефекты, обусловленные процессами усталостного разрушения стыковых соединений их листовых элементов.

Литература

1. Strengthening and rehabilitation of civil infrastructures using fibre-reinforced polymer (FRP) composites. Edited by L.C. Hollaway and J.G. Teng. – Woodhead Publishing Limited and Maney Publishing Limited on behalf of The Institute of Materials, Minerals & Mining, 2008. – 398 p.
2. Композиционные материалы: справочник. Под. ред. В.В. Васильева, Ю.М.Тарнопольского. – М.: Машиностроение, 1990. – 512 с.
3. Handbook of Composites. Edited by Peters, S.T. Second edition. – London: Chapman & Hall, 1998. – 1118 p.
4. Bryan Harris. Engineering Composite Materials. – London: The Institute of Materials, 1999. – 194 p.
5. FRP Design Guide, S&P Clever Reinforcement Company, Brunnen, Switzerland, June 2000. – 70 p.
6. Cripps, A., Harris, B. and Ibell, T. Fibre-reinforced polymer composites in construction, C564. – London: CIRIA, 2002.
7. Shcnoi, R.A., Moy, S.S.J., Hollaway, L.C. Advanced polymer composites for structural application. – Thomas Telford, 2002.
8. Mortensen A. Concise Encyclopedia of Composite Materials. – Pergamon, 2007. – 958 p.
9. High-Performance Construction Material. Edited by Caijun Shi and Y.L. Mo. –World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd., 2008. – 431 p.
10. Fibrous and composite materials for civil engineering applications. Edited by R. Figueiro. – Woodhead Publishing Limited, 2011. – 401 p.
11. Advanced fibre-reinforced polymer (FRP) composites for structural applications. Edited by Jiping Bai. – Woodhead Publishing Limited, 2013. – 906 p.
12. CNR-DT 200/2004 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures. Mate-

rials, RC and PC structures, masonry structures. ROME – CNR, July 13th, 2004. – 144 p.

13. Беленя Е.И., Астряб С.М., Рамазанов Э.Б. Предварительно напряженные металлические листовые конструкции. – М.: Сиройиздат, 1979. – 192 с.

14. Металлические конструкции: Спец. курс / Е.И. Беленя, Н.Н. Стрелецкий, Г.С. Веденников и др.; Под ред. Е.И. Беленя. – М.: Стройиздат, 1991. – 687 с.

15. Review of strengthening techniques using externally bonded fiber reinforced polymer composites. Report 2002-005-C-01. Project Leader Dr. Sujeeva Setunge. – CRC Construction innovation, 2002. – 67 p.

16. Kohzo Kimura, Hideo Katsumata. Applications of retrofit and repair using carbon fibers // Repairing Structures using Composite Wraps / – London: Kogan Page Limited, 2003. – P. 61-71.

17. Астряб С.М. Исследование прочности тонкостенных предварительно напряженных цилиндрических оболочек, работающих под равномерным внутренним давлением // Труды III Международной конференции по предварительно напряженным металлическим конструкциям. СССР, т. 1. –М.: 1971.

18. Астряб С.М., Гусев Б.М. Экспериментально-теоретическое исследование прочности предварительно-напряженной цилиндрической оболочки // Труды НИИХИММаш, №56. –М.: 1972.

19. Беленя Е.И. Предварительно-напряженные несущие металлические конструкции. –М.: 1975.

20. Беленя Е.И., Купалов К.К., Соболев Ю.В. Изыскание рациональной предварительно-напряженной конструкции аппарата высокого давления с цилиндрическим корпусом // Труды III Международной конференции по предварительно напряженным металлическим конструкциям. СССР, т. 2. –М.: 1971.

21. Беленя Е.И., Сафарян М.К., Рамазанов Э.Б. Экспериментальные исследования предварительно-напряженного стального резервуара // Экспрессинформация Мингазпрома, №23. –М.: 1968.

22. Ищенко Ю.К., Зайцева Л.Л., Астряб С.М. Опыт усиления стенки стального резервуара вместимостью 1000 м3 путем обмотки проволокой // Исследования новых методов сварки и процессов монтажа резервуаров / Труды ВНИИМСС, № 20. –М.: 1977.

23. Амелянчик А.В. Расчет на прочность металлических и пластмассовых цилиндрических сосудов, армированных навивкой из высокопрочного материала // Прочность и динамика авиационных двигателей, вып. 1. – М.: 1964.
24. CNR-DT 202/2005 Guidelines for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures. Metallic structures. Preliminary study. ROME – CNR, June, 2007. – 57 p.
25. Moy, S.S.J. FRP Composite: Life Extension and Strengthening of Metallic Structures: ICE Design and practice guide. – London: Thomas Telford, 2001.
26. Cadei, J.M.C., Stratford, T.J., Hollaway, L.C., and Duckett, W.G. Strengthening Metallic Structures Using Externally Bonded Fiber-Reinforced Composites, C595. – London: CIRIA, 2004.
27. Xiao-Ling Zhao. FRP-Strengthened Metallic Structures. – CRC Press, Taylor & Francis Group, 2014. – 247 p.
28. Fawzia, S. Bond characteristics between steel and carbon fibre reinforced polymer (CFRP) composites. PhD thesis, Department of Civil Engineering, Monash University, Melbourne, Australia, 2007.
29. Liu, H.B. Fatigue behaviour of CFRP reinforced steel plates. PhD thesis, Department of Civil Engineering, Monash University, Melbourne, Australia, 2008.
30. Liu, H.B., Al-Mahaidi, R., and Zhao, X.L. Experimental study of fatigue crack growth behaviour in adhesively reinforced steel structures // Composite Structures, 90(1), 2009. –P. 12–20.
31. Liu, H.B., Xiao, Z.G., Zhao, X.L., and Al-Mahaidi, R. 2009. Prediction of fatigue life for CFRP strengthened steel plates // Thin-Walled Structures, 47(10), 2009. –P. 1069–1077.

УДК 684.4.04

**КІНЕТИЧНА МОДЕЛЬ ТРИВАЛОЇ МІЦНОСТІ
ПОРИСТИХ КОМПОЗИЦІЙНИХ МАТЕРІАЛІВ
НА ОСНОВІ ДЕРЕВИНИ**

**KINETIC MODEL OF LONG DURABILITY OF POROUS
COMPOSITE MATERIALS BASED ON WOOD**

Кульман С.М., к.т.н. (Науково виробнича фірма «Компанія ІНТЕРДИЗАЙН»)

Kulman S.M. (Scientific and Production Company "InterDesign Company")

Бойко Л.М. к.т.н. (Національний університет біоресурсів і природокористування України)

Boiko L.M. (National University of Life and Environmental Sciences of Ukraine)

Розроблено нові математичні моделі структурно-неоднорідних середовищ, процесів деформування, накопичення пошкоджень та руйнування. На основі обчислювальних експериментів встановлені закономірності еволюції дефектних структур. Виявлено залежності властивостей міцності пористих деревних композитів від структурних параметрів.

A new mathematical model of structurally heterogeneous environments, processes, deformation, accumulation of damage and destruction were developed. Based on computational experiments established patterns of evolution of defect structures.

Актуальність застосування стружкових плит (СП) дозволяє сформулювати комплекс показників якості, необхідних для використання плит у тих чи інших конструкціях.

Стружкові плити відносяться до структурно неоднорідних композиційних матеріалів, однак для аналізу їх роботи у конструкціях, як правило, застосовуються методи механіки суцільних деформованих середовищ.

Однією із головних задач механіки СП є встановлення закономірностей зміни інтегральних показників механічних властивостей, залежно від їх структури [1]. При цьому, як правило, приймаються такі характеристики які формують структуру СП: пошарова щільність, кількість в'язучого, розміри деревних частинок та їх взаємне розташування.

Облік всіх перерахованих вище характеристик у рамках стохастичної моделі деформування та руйнування структурно-неоднорідних середовищ призводить до значного ускладнення розрахункових співвідношень внаслідок наявності досить великої кількості граничних умов [2].

Мета дослідження – побудова моделі еволюції неоднорідного пористого середовища у рамках кінетичної теорії міцності.

Метод дослідження полягав в об'єднанні кінцево-елементного розгляду полів напружень та деформацій, розрахунку довговічності перенапружених елементів структури у рамках термоактиваційного аналізу та підсумовування пошкоджень за критеріями принципу Бейлі.

Результати досліджень. Альтернативний підхід до аналізу механічних властивостей СП, у тому числі довговічності, можливий під час розгляду моделі тривалої міцності композиційних матеріалів на основі деревних наповнювачах у вигляді нелінійно-пористого середовища.

Оцінку накопичення пошкоджень у композиційному матеріалі у цьому випадку можна здійснити виходячи із принципу суперпозиції на основі кінетичної термоактиваційної концепції еквівалентних пошкоджень. Руйнування у цьому випадку розглядається як незворотний кінетичний процес накопичення пошкоджень, які прискорені температурою та механічним навантаженням.

Згідно кінетичної концепції передбачається, що існує позитивна, зростаюча в часі функція пошкодження $D(t)$, приріст якої пропорційний часу перебування матеріалу під впливом термомеханічної навантаження. Руйнування композиційного матеріалу настає, коли $D(t)$, досягає характерного для матеріалу руйнуючого значення D_f .

Для процесів, що протікають у часі може бути використаний адитивний за часом критерій тривалої міцності Бейлі, згідно з яким:

$$D(t) = \int_0^{t_f} \frac{dt}{\tau[\sigma(t), T(t), \gamma(t)]} = 1, \quad (1)$$

$$\tau = \tau_m \exp \left[\frac{U_0 - \gamma \sigma}{R} (T^{-1} - T_m^{-1}) \right] \quad (2)$$

де, τ – час до руйнування (довговічність), с; τ_m , U_0 , γ , T_m – фізичні параметри, які визначаються за результатами проведення випробовувань; τ_m – мінімальна довговічність (період коливання кінетичних одиниць – атомів, груп атомів, сегментів) ($T = T_m$), с; U_0 –

максимальна енергія активації руйнування, кДж/моль; γ – структурно – механічний параметр, кДж/(мольМПа); T_m – гранична температура існування твердого тіла (температура деструкції), К; R – універсальна газова стала, кДж/(мольК); σ – напруження, МПа; T – температура, К.

Термоактиваційні параметри (ТАП), τ_m , U_0 , γ , T_m визначаються для кожного матеріалу експериментально за стандартною або прискореною методикою [3]. Для СП із захисно-декоративним покриттям та щільністю $\rho = 800 \text{ кг / м}^3$ ці значення [3]: $\tau_m = 10^{-0,33} \sim 10^{1,4} \text{ с}$, $U_0 = 193 \sim 257 \text{ кДж/моль}$, $\gamma = 8,5 \sim 11,4 \text{ кДж/(мольМПа)}$, $T_m = 421 \sim 486 \text{ К}$.

Модель локально однорідного нелінійного пористого середовища створена у програмі твердотільного параметризованого моделювання *SolidWorks* наведено на рис.1.

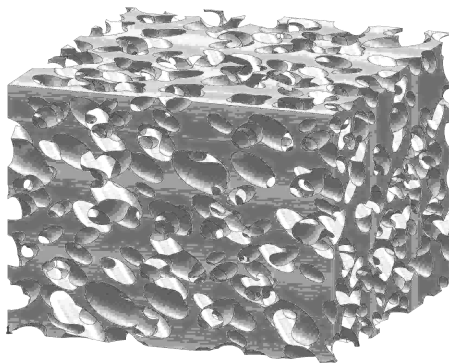


Рис. 1. Фрагмент твердотільної моделі однорідного нелінійного пористого середовища.

Пористість $P = 40 \%$, щільність $\rho = 700 \text{ кг/м}^3$.

Особливість створення моделі полягає у тому, що вона може бути створена з необхідною пористістю за даною середньою щільністю.

У даний час міцність та довговічність СП, як правило, пов'язують безпосередньо з її щільністю спираючись на парадигму механіки деформування суцільних середовища.

Однак пористість можна розглядати як елемент структури. Саме пористість, як і щільність визначається кількістю в'язучого, розмірами деревних частинок та їх взаємним розташуванням.

Пористість може бути прийнята об'єднуючим показником середовища неоднорідної структури, яка володіє локальною однорідністю із постійною щільністю, рівної середньої щільності середовища. Це дозволяє знизити розмірність фазового простору, тобто кількість змінних факторів під час побудови моделі середовища.

Моделювання тривалої міцності середовища виконуємо шляхом її опису поведінки у часі під час додавання вертикального рівномірно розподіленого навантаження $q = 10$ МПа, навколишній температурі $T = 293$ К°. Характеристики середовища приймемо для кашированого СП щільністю $\rho = 700$ кг/м³, модуль пружності $E = 2200$ МПа, межа міцності $[\sigma] = 18$ МПа, $\tau_m = 10^{-1,4}$ с, $U_0 = 204$ кДж/моль, $\gamma = 8,5$ кДж/(молМПа), $T_m = 455$ К [3].

Дослідження проведемо із використанням методу кінцевих елементів (МКЕ) у програмі SolidWorks Simulation. На Рис. 2 наведено розрахункову сітку кінцевих елементів. На Рис. 3 епюра еквівалентних внутрішніх напружень за Мизесом у момент часу t_i .

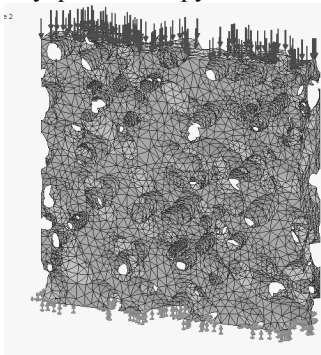


Рис. 2. Розрахункова сітка кінцевих елементів

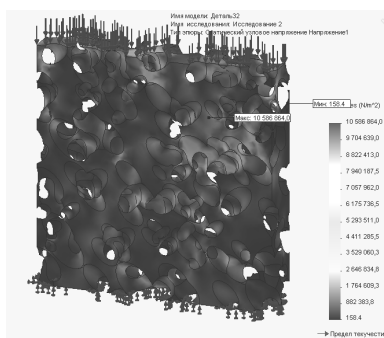


Рис. 3. Епюра внутрішніх напружень у момент t_i

Дослідження №1 проводили на моделі з пористістю $\Pi = 40$ %. Під час першого випробування № 1 максимальне напруження в окремій локальній області виявилося рівним $\sigma_{1 \max} = 229$ МПа. Що набагато більша ніж $[\sigma] = 18$ МПа. Тому цілком логічно припустити, що ця локальна область повинна вважатися зруйнованою. Програма твердотільного моделювання дозволяє, не змінюючи структури всього тіла, вилучити з нього цю локальну область. Після чого можна провести нове випробування № 2 із тими ж граничними умовами.

На рис 4 наведена епюра внутрішніх напружень після чергового випробування. На рис. 5 наведена локальна область максимального напруження після випробування.

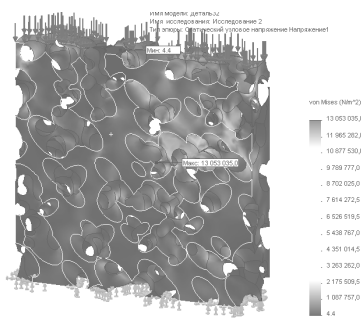


Рис. 4. епюра випробування №11

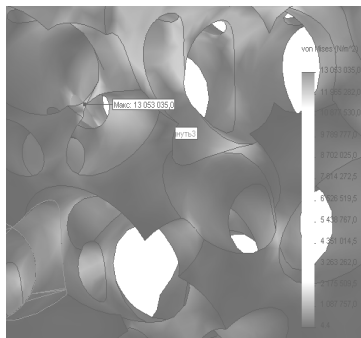


Рис. 5. Розташування області σ_{11max}

Епюра випробування № 2 показала перерозподіл напружень всередині тіла між рештою локальними областями та нову локальну область із максимальним напруженням, рівним $\sigma_{2max} = 71$ МПа.

Поступаючи аналогічно випробуванню № 1, ця область була вилучена, тобто вона не несе навантаження.

Після восьмого випробування $\sigma_{8max} = 17,6$ МПа, що менше $[\sigma] = 18$ МПа. У такому стані дана локальна область перебуватиме до руйнування певний час, величина якого може бути оцінена згідно формули (2).

Таким чином, тіло поступово втрачає несучу здатність аж до моменту глобального руйнування, тобто до об'єднання локально зруйнованих областей у безперервний перколяційний кластер. При цьому поверхня руйнування може бути або планарно, або фрактально об'ємною.

Дослідження № 2 вели на моделі із пористістю $\Pi = 20$ % аналогічно дослідженню № 1.

На рис. 6 наведена величини максимальних внутрішніх напружень у локальних областях залежно від пористості для кожного випробування.

На рис. 7 наведено криві пошкодження в одиницях нормованого часу.

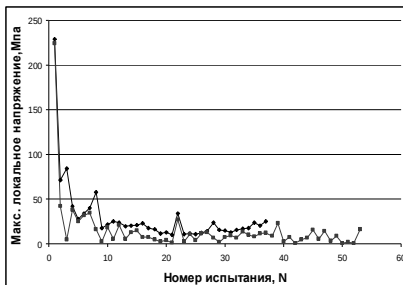


Рис. 2. Зміна локальних
максимальних напружень під
час випробування. $\Pi = 40 \%$, Π
 $= 20 \%$

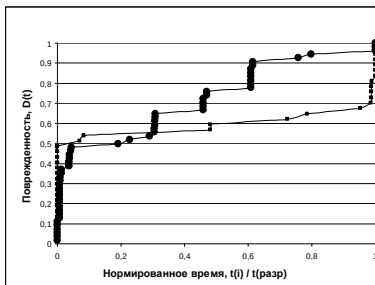


Рис. 3. Інтегральні криві
пошкодження залежно від
величини нормованого часу

Як впливає із результатів експериментів, під час зміни пористості змінюється характер руйнування. Це проявляється у зміні форми інтегральної кривої пошкодження. Криві пошкодження у часі якісно нагадують криві тривалої міцності СП при постійному навантаженні [3, 4, 5, 6]. При пористості $\Pi = 20 \%$ час до руйнування збільшується приблизно у три рази. При цьому знижується розмах коливальних величин локальних максимальних еквівалентних напружень.

Інтегральні криві пошкодженості залежно від величини нормованого часу значно відрізняються за динамікою процесу руйнування залежно від пористості.

Так при пористості $\Pi = 40 \%$ інтегральна крива пошкодженості за формою якісно порівнянна з формою кривої тривалої міцності кашированого СП [3]. Вона має швидкий початковий період пружних деформацій, квазістатичний основний період перебування тіла під час навантаження, який у момент перед руйнування переходить у режим із загостренням.

При пористості $\Pi = 20 \%$ інтегральна крива пошкодження за формою порівнянна із кривою тривалої міцності, але вже менш пористого матеріалу, – МДФ. При цьому в плинні її квазістатичного режиму відбувається кілька періодичних каскадів послідовних руйнувань.

Аналіз епюр внутрішніх напружень пористого тіла, та результатів послідовного поведінки величини $\sigma_{i \max}$ показує, що при значному, стрибкоподібному зміні цієї величини, значення величини середнього напруження змінюється незначно тільки до певного

моменту, під час якого процес руйнування з квазістатичного переходить у режим із загостренням.

Висновки

Запропоновано метод твердотілого моделювання локально однорідних пористих матеріалів фрактальної структури.

Запропоновано спосіб кінетичного моделювання тривалої міцності локально однорідних пористих матеріалів. Спосіб полягає у використанні кінцево-елементних моделей для випадків довільного розташування дефектів, кінетики їх накопичення із урахуванням термоактиваційного характеру руйнування матеріалів.

Список літератури

1. Лапшин Ю.Г. Механика древесных плит/ Ю.Г. Лапшин, О.Е. Поташев.– М.: Лесная пром-сть, 1982.– 203 с.

2. Соколкин Ю.В., Ташкинов А.А. Механика деформирования и разрушения структурно-неоднородных тел / Ю.В. Соколкин, А.А. Ташкинов. - М.: Наука, 1984. – 115 с.

3. Бойко Л.М. Довговічність личкованих стружкових плит у конструкціях меблів [Монографія]/ Л.М. Бойко, І.Г. Грабар, С.М. Кульман. – К.: Освіта України, 2013.– 210 с.

4. Кульман С.М. Нелінійна динаміка деформування та руйнування композиційних матеріалів на основі деревини / Кульман С.М. // Науковий вісник НУБіП України / Серія “Лісівництво та декоративне садівництво. – 2012. – Вип. 171, ч. 2. – С. 200 – 207.

5. Кульман С.М. Кінетика тривалої міцності композиційних матеріалів на основі деревини / С.М. Кульман // Збірник наукових праць Подільського державного аграрно-технічного університету. Спеціальний випуск до VI науково-практичної конференції «Сучасні проблеми збалансованого природокористування». – Кам'янець–Подільський: ПДАТУ, 2011. – С. 196 – 206.

6. Кульман С.М. Нелінійна динамічна модель деформування та руйнування композиційних матеріалів на основі деревини / Кульман С.М. // Науковий вісник НУБіП України / Серія “Лісівництво та декоративне садівництво. – 2013. – Вип. 185, ч. 2. – С. 312 – 319.

7. Петров В.А. Физические основы прогнозирования долговечности конструкционных материалов. / В.А. Петров, А.Я. Башкарев, В.И. Веттергенъ. – СПб.: Политехника, 1993. – 475 с.

ПЕРСПЕКТИВЫ УЧЕТА СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ СТАЛЬНОГО КАРКАСА ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ С МОСТОВЫМ КРАНОМ

Купченко Ю.В.

*(Одесская Государственная Академия Строительства и
Архитектуры)*

При расчете стальных каркасов промышленных зданий (рис. 1) крановые мосты рассматриваются только как нагрузка и их совместная работа с каркасом здания не принимается во внимание. В действительности же мост крана участвует в работе каркаса, перераспределяя усилия между непосредственно нагруженными и ненагруженными элементами.



Рис. 1. Стальной каркас промышленного здания

Это является определенным несоответствием действительной работы каркаса с краном и принимаемыми в расчетах схемами, так как кран является дополнительной связью, обладающей некоторой податливостью в узлах примыкания к колоннам. Поэтому необходимы исследования совместной работы каркаса здания с мостом крана.

В качестве теоретической предпосылки исследования можно принять исходную расчетную схему поперечной рамы с дополнительной связью, создаваемой краном в уровне подкрановых путей. Связь можно принимать как упругую или жесткую, в зависимости от вида нагрузки и способа крепления кранового рельса к подкрановой балке. При современных способах крепления рельса,

один из которых подробно исследовался кафедрой «Металлических, деревянных и пластмассовых конструкций» ОГАСА (рис. 2) возможен учет моста крана как жесткой связи.



Рис. 2. Крепление рельса к верхнему поясу подкрановой балки

Кинематическое условие совместной работы поперечной рамы с мостом крана в однопролетном цехе (рис. 3) при действии горизонтальной силы, приложенной к колонне на уровне кранового моста можно выразить следующим соотношением:

$$\Delta_{\kappa 2} = \Delta_{\kappa 1} - \Delta_{\kappa 1-\text{колеса}} - \Delta_{\text{крановый мост}} - \Delta_{\kappa 2-\text{колеса}}, \quad (1)$$

где:

$\Delta_{\kappa 2}$ ($\Delta_{\kappa 1}$) – полное горизонтальное смещение колонн $\kappa 2$ ($\kappa 1$) на уровне подкрановых путей относительно первоначального положения;

$\Delta_{\kappa 1-\text{колеса}}$ ($\Delta_{\kappa 2-\text{колеса}}$) – полная деформация в узле между колонной $\kappa 1$ ($\kappa 2$) и колесами крана;

$\Delta_{\text{крановый мост}}$ – полная деформация кранового моста вследствие его удлинения или укорочения под нагрузкой.

Планируется провести исследования совместной работы пространственного каркаса с мостом как неподвижного так и перемещающегося крана, при свободном от груза кране и кране с грузом посередине или по краям.

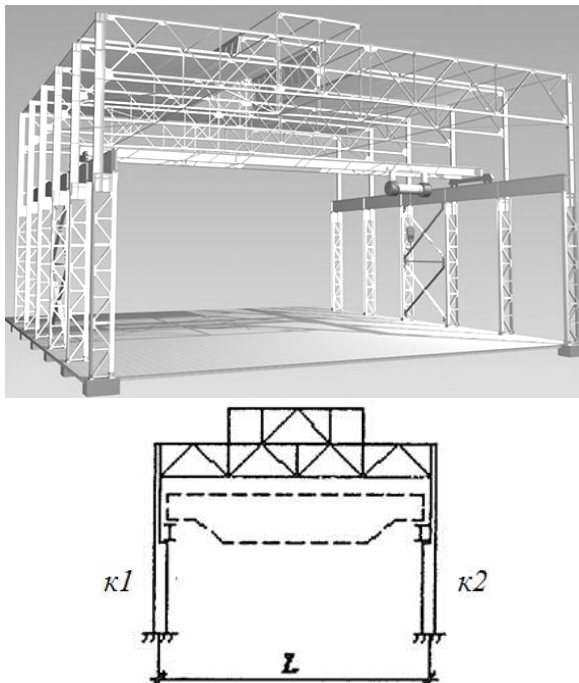


Рис. 3. Каркас и поперечная рама однопролетного промышленного здания, работающие совместно с крановым мостом

Вывод: Мост крана как связь между колоннами поперечной рамы повышает эффект пространственной работы каркаса. Поэтому применяемый в практике проектирования метод расчета рам на крановые нагрузки без учета совместной работы каркаса и моста крана не полностью отражает действительную работу поперечной рамы. Для расчета поперечной рамы стального каркаса на горизонтальные и вертикальные крановые нагрузки, а также при загрузке каркаса внешними нагрузками необходимо исследовать возможность учета мостового крана как жесткой или упруго-податливой связи.

Литература

1. ДБН В.2.6 – 163 «Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу»/ Мінрегіонбуд України, Київ, 2010.
2. О.О. Нілов, В.О. Пермяков, О.В. Шимановський, С.І. Білик, Л.І. Лавріненко, І.Д. Белов, В.О. Володимирський «Металеві конструкції»/ 2-е видання. Київ, «Сталь», 2010. – 869 с.

АНАЛІЗ РИНКУ ДЕРЕВНИХ ПЛИТНИХ МАТЕРІАЛІВ

STATE WORLD AND NATIVE WOOD-BASED PANELS MARKETS

д.т.н. проф. Пінчевська О.О., (Національний університет біоресурсів і природокористування України)

д.т.н. проф. Грабар І.Г., (Житомирський національний агроекологічний університет)

Pinchevska O.O. (*National University of Life and Environmental Sciences of Ukraine*)

Hrabar I.H. (*Zhytomyr National Agroecological University*)

Анотація

Приведено аналіз ринків деревних плитних матеріалів в регіонах Європейської Економічної Комісії ООН, висвітлені проблеми вітчизняного ринку

Summary

The analysis of wood-based panels markets in European Economic Commission OON regions are given, problems of native wood market are shown

В сучасних умовах розвитку дерев'яного домобудування каркасного типу відслідковується тенденція до збільшення обсягу споживання деревних плитних матеріалів – фанери та плит OSB. В той же час облаштування меблями вибудовано житла вимагає збільшення виробництва деревиностружкових плит (ДСП) та деревиноволокнистих плит середньої щільності (MDF).

Динаміка попиту листових плитних матеріалів в 2013-2014 рр в світі була неоднаковою. В Північній Америці спостерігалось зростання внаслідок збільшення попиту на нове житло, в Європі попит був незначним, а в СНД попит зростав високими темпами [1].

Виробництво фанери, як нейтрального з точки зору екології матеріалу сьогодні поступається плитам OSB внаслідок складності та недосконалості отримання вихідної продукції – лущеного шпону. В Європейському регіоні давно спостерігається скорочення питомої ваги

фанери в загальному обсязі споживання листових деревних матеріалів, яке сьогодні складає 7,9%. Загальне виробництво фанери зменшилося на 7,2%, причому обсяги випуску з хвойних порід збільшилися на 0,9%, а з листяних – зменшилися на 13,9%. Найбільшими виробниками фанери з листяних порід в Європі є Фінляндія, Латвія, Польща, Італія, з хвойних порід – Фінляндія, Австрія, Франція, Португалія, Чехія.

Щодо плит OSB, то в Європейському регіоні їх виробництво зросло на 9,9 % в 2013 році. Найбільшими виробниками є Німеччина, Румунія – по 1,3 млн м³/рік, найбільшими експортерами за минулий рік були Румунія, Німеччина, Чехія, Латвія. Основна частина плит OSB експортується в країни Близького Сходу та Африки. Споживання цих плит в минулому році зросло на 14,6 % завдяки збільшеному попиту будівельної галузі (54% проти 50% в 2013 р), а найбільшими споживачами були Німеччина, Румунія і Франція. Хоча кон'юнктура на ринку листових матеріалів європейського регіону після періоду стагнації поступово покращується, виробники стикаються з проблемою підвищення цін на смоли та енергію – рис.1.

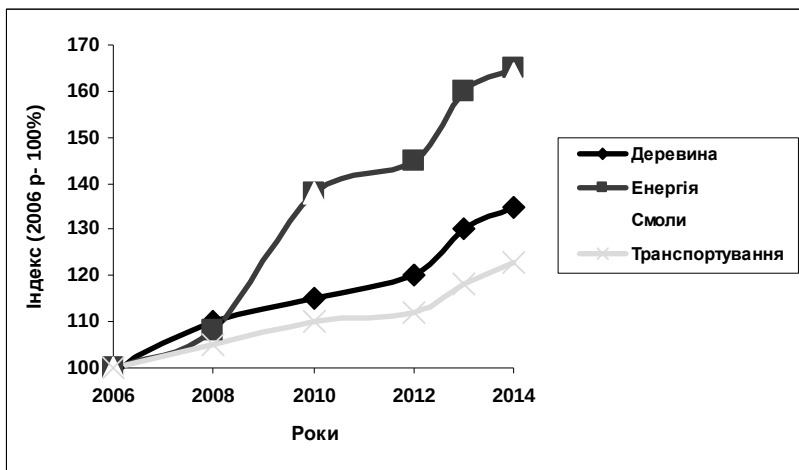


Рисунок 1. Індеси первинних витрат на виробництво деревних листових матеріалів в Європі

Популярність фанери, особливо в секторі ремонту житлових будівель, в Північній Америці не зменшується, не зважаючи на

зростаючий попит та відкриття нових заводів з виробництва OSB в Канаді та США – рис.2. Протягом 2013 р ціни на плити OSB впали вдвічі, а на фанеру – на 10 %.

Найбільш популярним деревним композиційним матеріалом в Росії є фанера, обсяг випуску якої не лише займає 90 % серед плит, що виготовляються, ще й збільшується з кожним роком. Основні виробники фанери зосереджені в Республіці Комі, Костромській та Вологодській областях. Серед країн СНД Росія є також найбільшим виробником плит OSB. В 2013 р. відкрито три потужні підприємства: ДОК «Калевала» (м. Петрозаводськ), заводи в Новгородській та Кіровській областях, що дозволило збільшити виробництво OSB на 24%.

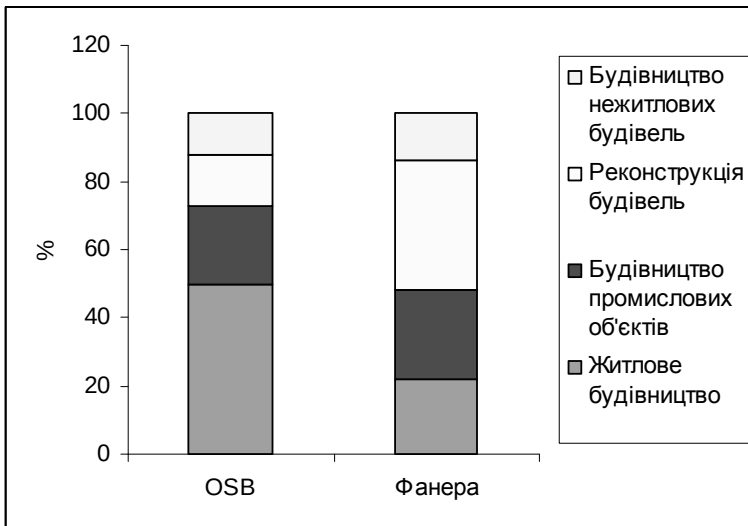


Рисунок 2. Попит на фанеру та OSB в основних сегментах Північноамериканського ринку

Обсяг виробництва фанери клесної в Україні протягом останніх трьох років майже не змінювався і становив в середньому 179 тис.м³, причому значна частина з нього експортується. Найбільшим заводом є ТзОВ «Одек Україна» (Оржів, Рівненська обл.),

де в 2013 р. виготовлено 84 тис. м³ фанери. На другому місці – ТзОВ «Костопільський ФЗ» (Рівненська обл.) з обсягом виробництва за той самий період – 30 тис.м³ фанери. Всього в країні виготовляють фанеру та гнуто клеєні деталі сім заводів, серед яких, як досить потужні та стабільно працюючі слід відмітити ПАТ «Фанплит» (Київ) та ТзОВ «Солідвуд» (Корюківка, Чернігівська обл.). Плити OSB імпортують з Польщі, Чехії Румунії, Австрії («Еггер»), Словаччини («Бучина»). Дані про обсяги виготовлення вітчизняних плит OSB відсутні, хоча підприємство «Кроно» в Кам'янці Бузькій на Львівщині з 2011 року декларує про випуск плити OSB/3.

Динаміка виробництва стружкових плит ДСП в Європейському регіоні за минулий рік мала неоднозначну тенденцію, хоча в середньому обсяг збільшився на 1.3 %. У Німеччині, Словаччині та Італії обсяги виробництва зменшилися, а в Румунії, Польщі, Туреччині та Об'єднаному Королівстві – збільшилися на 0,6 %, що викликало швидким економічним підйомом та інвестиціями і розширенням виробничих потужностей. Відповідно збільшилося споживання плит MDF, питома вага обсягу виробництва яких складає 21,2 % і займає друге місце після стружкових плит. Найбільшими виробниками є Німеччина, Туреччина і Польща.

В Північноамериканському регіоні встановлені найбільш жорсткі норми виділення формальдегіду з плит ДСП – 0,09 % та MDF – 0,11 %. Попит на плитні матеріали з низьким обсягом виділення формальдегіду почав зростати, що спричинило збільшення кількості заводів з їх виготовлення. Сьогодні в США стружкові плити випускають 16 заводів, а плити MDF 13 заводів; в Канаді 6 і 5 заводів, відповідно.

Виробництво плит MDF в Росії зросло на 3,2 % (рис.3) в 2013 р., а стружкових знизилося на 2,5%. Майже половина підприємств з виробництва деревино волокнистих плит середньої щільності розташовано в центральній частині («Кроноспан» і «Кроностар»), 19 % – в Сибіру і 19% - у Волзькому регіоні. Крім внутрішнього споживання Росія експортує плити MDF в Узбекистан, який забирає 49% всієї продукції, а також у Францію, Латвію, Монголію і в Таджикистан. Ціни на ці плити в 2013 році виросли порівняно з попереднім роком на 60% .

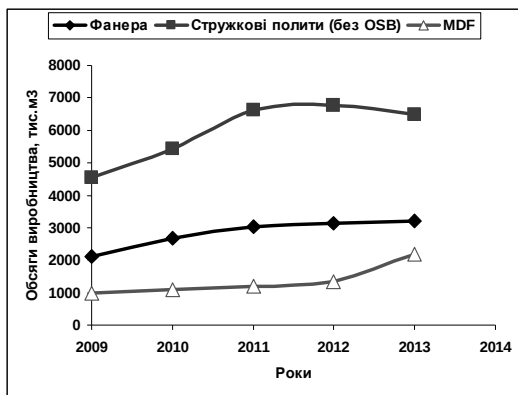


Рисунок 3. Динаміка виробництва деревних композиційних матеріалів в Росії

В Україні виробництво основного конструкційного матеріалу для меблів – деревностружкових плит має складну історію. Наростивши обсяги з 2003 по 2008 роки в 2,3 рази і досягнувши в 2008 році обсягу 1622 тис.м³. В 2009 році виробництво зменшилось на 20,1% зупинившись на рівні 1295 тис.м³/рік, і досі так і не досягнуло до кризових значень, не зважаючи на те, що додатково було введено в експлуатацію завод ДСП потужністю 200 тис.м³ плит за рік. До 2014 року деревностружкові плити виготовляли сім заводів. Сьогодні лідерами ринку є чотири заводи: ТзОВ «Кроно-Україна», ТзОВ «Свіспан Лімітед», ТзОВ «ЛК Інтерплит Надвірна» та ТзОВ «Кроноспан УА».

Особливе значення для розвитку меблевої галузі має створення виробництва ламінованих деревностружкових плит. Ще в 90-ті роки в Україні воно було практично відсутнє, що унеможливлювало розвиток конкурентоздатної меблевої промисловості. Сьогодні 75% всього обсягу виготовленої ДСП ламінується. В асортименті це плити 10 товщин і понад 50 видів кольорів, текстур та структур, що в повній мірі забезпечує потреби меблевого виробництва.

Проте, останнім часом спостерігається падіння виробництва плитних матеріалів. Так в 2012 році темп виробництва плит ДСП до попереднього року склав 98%, а в 2013 році –87% відповідно. Головним чинником цього є зменшення обсягів реалізації готової продукції її виробниками, що пов'язано з постійним зростанням цін на основні складові собівартості та неможливістю знизити ціну продукції через зростання собівартості виробництва – рис. 4.

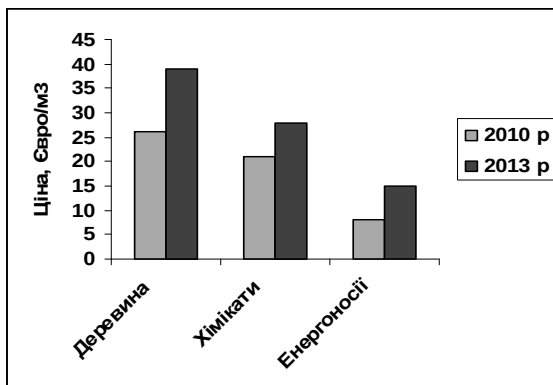


Рисунок 4. Динаміка зміни цін на складові у виробництві стружкових плит в Україні

Оскільки інвестиційний клімат в Україні поки досить низький, а ризики капіталовкладень в економіку великі, іноземні інвестиції в деревообробку спрямовані в Румунію, Білорусь та Росію. Так, в Румунії поряд з кордоном України побудовано новий завод ДСП компанії «Egger» (Австрія), інший потужний завод ДСП побудовано компанією «Кастамона», який знаходиться в безпосередній близькості від кордону України. Ці виробництва створюють серйозну конкуренцію українським виробникам ДСП [2]. Проте, прийнятий в квітні цього року законопроект про заборону експорту круглого лісу терміном на 10 років дає надію на розвиток вітчизняної меблевої промисловості, значну частину собівартості виробів якої складають стружкові плити.

Список літератури

1. Forest Products Annual Market Review, 2013-2014 www.uncece.org/fpamr2014.html
2. Сагаль С.Г. Анализ современного состояния мебельной и деревообрабатывающей промышленности Украины // С.3.Сагаль. – Оборудование и инструмент для профессионалов.– 2014. – №1(163). – С.44-45.

РОЗРАХУНОК НАДІЙНОСТІ МАГІСТРАЛЬНОГО ТРУБОПРОВОДУ ПРИ КАПІТАЛЬНОМУ РЕМОНТІ

DETERMINATION OF RELIABILITY OF MAIN PIPELINE DURING THE OVERHAUL

*д.т.н., проф., Пічугін С.Ф., к.т.н., ст. викл. Зима О.Є., аспірант
Винников П.Ю. (Полтавський національний технічний університет
імені Юрія Кондратюка)*

*DrSc., Prof. Pichugin S.F., PhD, senior lecturer Zyma O.E., post graduate
Vynnykov P.Yu. (Poltava National Technical Yuriy Kondratyuk University)*

Анотація

В статті розглянуто чинники, що впливають на надійність сталевих магістральних трубопроводів під час виконання робіт із капітального ремонту з заміною його ділянки. Пропонується методика оцінювання надійності таких конструкцій під час капітального ремонту (визначення ймовірності відмови та параметру надійності магістрального трубопроводу).

Abstract

Factors affecting the reliability of steel pipelines during the overhaul with the replacement of its areas are under consideration in the paper. The method for estimating the reliability of such structures during the overhaul is suggested (the determination of the probability failure and reliability parameter of the pipeline).

Вступ. На кожному з етапів життєвого циклу конструкція магістрального трубопроводу має певний рівень надійності [1]. Будемо вважати, що одразу після закінчення монтажу підземного магістрального трубопроводу та запуску його в експлуатацію, його надійність відповідає проектному рівню – рис. 1. У нормальному режимі роботи під дією зовнішніх впливів елементи конструкції зношуються, а загальна надійність трубопроводу поступово знижується. Тому для підвищення безпеки конструкції протягом терміну експлуатації проводяться поточні ремонти, котрі пов'язані із заміною ізоляції магістрального трубопроводу.

Однак з часом дефекти та пошкодження труби накоплюються, а фізичний знос самої труби досягає того рівня, при якому неможливо

забезпечити мінімальний рівень надійності конструкції при заданому режимі роботи. Визначення цього моменту є складною та неоднозначною задачею [2], котра пов'язує питання теорій міцності, надійності та технічного керування ризиками з практикою проведення різного рівня технічних обстежень конструкцій та встановлення їх якісного технічного стану споруди. У такому випадку необхідно проводити капітальний ремонт магістральних трубопроводу шляхом заміни зношених ділянок його основного несучого елемента – труби.

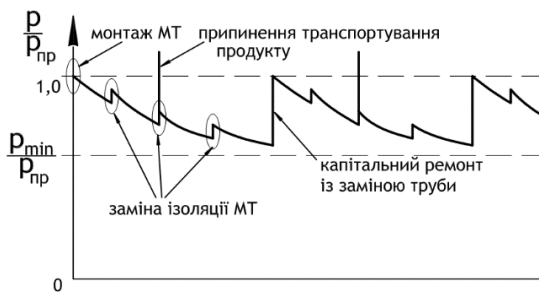


Рисунок 1. Схема зміни відносної надійності магістрального трубопроводу протягом його життєвого циклу: P – імовірність безвідмовної роботи початкова; $P_{пр}$ – імовірність безвідмовної роботи проектна; P_{min} – імовірність безвідмовної роботи мінімальна

Цей етап життєвого циклу має за мету відновлення проектного рівня надійності магістрального трубопроводу (або його ділянки). Він характеризується значною трудомісткістю робіт та капітальними витратами на замінювані елементи. Крім цього, з огляду на те, що проведення капітального ремонту пов'язане з втручанням в існуючу конструкцію, можна вважати, що надійність усього магістрального трубопроводу залежить від характеру прикладання зовнішніх навантажень до замінюючої та існуючої ділянок під час виконання монтажних операцій.

Огляд останніх джерел досліджень. На сьогоднішній день в основному розраховується експлуатаційний напружено-деформований стан конструкції трубопроводу, при цьому стану конструкції у нестационарних умовах роботи достатня увага не приділяється. Останнім часом ведуться спроби по оцінці надійності магістральних трубопроводів [3, 4, 6].

Виділення не вирішених раніше частин загальної проблеми. Певну кількість праць присвячено питанням капітального ремонту та міцності конструкції під час його проведення [5], але майже не

дослідженням залишається питання оцінки надійності магістральних трубопроводів під час проведення робіт із капітального ремонту. Тому **метою роботи** є оцінити надійність конструкції магістрального трубопроводу під час проведення капітального ремонту та отримати числові значення імовірності безвідмовної роботи в цих умовах.

Основний матеріал і результати досліджень. Капітальний ремонт магістрального трубопроводу шляхом заміни ізоляційного (антикорозійного) покриття – специфічний етап життєвого циклу магістрального трубопроводу. Під час виконання необхідних для цього технологічних операцій у конструкції трубопроводу виникають додаткові напруження від згину під дією маси трубопроводу та продукту, що транспортується (у випадку проведення ремонту без зупинки перекачування). Такі напруження не притаманні трубопроводу під час його нормальної експлуатації. Оскільки на їх величину значною мірою впливає прийнята технологічна схема проведення ремонту (наприклад, у випадку збереження положення трубопроводу), то урахування цього фактору на етапі проектування є досить складною задачею, що залежить від багатьох факторів.

Зміна рівня надійності конструкції магістрального трубопроводу на цьому етапі його життєвого циклу взагалі не враховується. Розрахункові схеми проведення ремонту приймаються досить приблизно.

Очевидно, що оцінка фактичного рівня надійності магістрального трубопроводу, яка дає можливість застосувати теорію керування ризиками, дає змогу об'єктивно встановити необхідні параметри розрахункової схеми і розробити економічно доцільну технологічну карту на проведення даного рівня робіт. Враховуючи значну кількість подібних робіт, які щорічно проводяться на магістральних трубопроводах України, запропонований підхід дасть значний економічний ефект.

В якості прикладу виконаємо ймовірнісний розрахунок для ділянки магістрального трубопроводу з наступними параметрами: зовнішній діаметр магістрального трубопроводу складає $D_{зовн} = 1020$ мм, товщина стінки трубопроводу – $\delta = 9$ мм.

З урахуванням усіх перерахованих вимог технологічних параметрів при проведенні капітального ремонту магістральних трубопроводів було визначено деформовану схему нової ділянки конструкції трубопроводу (рис. 2).

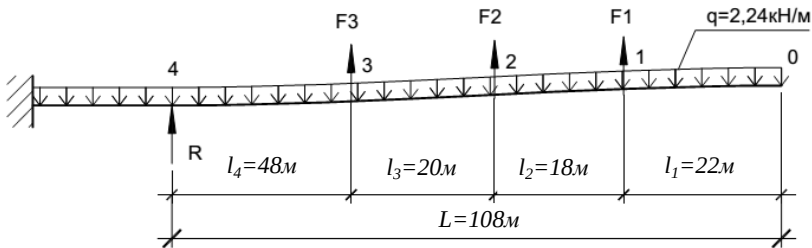


Рисунок 2. Розрахункова схема магістрального трубопроводу під час капітального ремонту

Оцінку надійності магістрального трубопроводу будемо проводити на основі аналізу резерву міцності з умови:

$$\tilde{Y} = \tilde{R} - \tilde{S} = \tilde{\sigma}_y - \tilde{\sigma} \geq 0,$$

де $\tilde{\sigma}_y$ – випадкова величина межі текучості сталі трубопроводу;

$\tilde{\sigma}$ – функція випадкової величини напружень від зовнішнього навантаження і впливів об'ємного напружено-деформованого стану трубопроводу.

Розрахунковими випадковими величинами у розглядуваній задачі надійності є:

- 1) межа текучості сталі трубопроводу $\tilde{\sigma}_y$;
- 2) відстань між трубоукладачами ТУ-1 та ТУ-2, що складає від 20 до 25 м;
- 3) відстань між трубоукладачами ТУ-2 та ТУ-3, що складає від 15 до 25 м.

Таким чином, функція надійності для сталевих магістральних трубопроводів під час капітального ремонту має вигляд:

$$\tilde{Y}(\tilde{\sigma}_y, \tilde{l}_2, \tilde{l}_3) = \tilde{\sigma}_y - \left(\begin{aligned} & -\frac{qx^2}{2} + (-F_1 l_1 + F_1 x) + (-F_2 (l_1 + \tilde{l}_2) + F_2 x) + \\ & + (-F_3 (l_1 + \tilde{l}_2 + \tilde{l}_3) + F_3 x) \end{aligned} \right) / W. \quad (2)$$

Для подальшого аналізу отриманої функції необхідно визначитися із значеннями статистичних параметрів розрахункових величин. Для цього окреслимо вихідні дані до розрахунку надійності сталевих трубопроводів.

Матеріалом трубопроводу є сталь марки 17Г1С-Т з нормативним значенням опору $R_t'' = 589$ МПа і розрахунковим опором за методикою СНиП 2.05.06-85 $R_t = 379$ МПа. Коефіцієнт варіації для

трубних сталей рівний $V_R = 0,1$, що визначає математичне очікування і стандарт для розглядуваної сталі $\bar{R} = 704,55 \text{ МПа}$; $\hat{R} = 70,46 \text{ МПа}$.

Середнє значення відстані між трубоукладачами ТУ-1 та ТУ-2 $\bar{l}_2 = 22,5 \text{ м}$. Вважаючи, що величина цієї відстані практично не може бути більше вказаних значень, можна визначити стандарт та коефіцієнт варіації відстані між трубоукладачами ТУ-1 та ТУ-2: $\hat{l}_2 = (l_{\max} - \bar{l}_2) / 3 = 0,833 \text{ м}$; $V_{l_2} = \hat{l}_2 / \bar{l}_2 = 0,037$.

Середнє значення відстані між трубоукладачами ТУ-2 та ТУ-3 $\bar{l}_2 = 20 \text{ м}$, що, приймаючи вищевказані припущення, визначає стандарт та коефіцієнт варіації: $\hat{l}_3 = 1,67 \text{ м}$; $V_{l_3} = \hat{l}_3 / \bar{l}_3 = 0,083$.

Приймаємо, що всі випадкові величини, які впливають на загальний резерв міцності розглядуваного трубопроводу, мають нормальний закон розподілу. Для параметра відстані між трубоукладачами це виходить із припущення про те, що на практиці прагнуть встановити техніку у відповідності з проектом (на відстані зі значенням математичного очікування), але внаслідок дії випадкових факторів технологічного або природного характеру можливе відхилення від передбачених параметрів. Причому це відхилення ймовірно відбудеться як у сторону збільшення, так і в сторону зменшення.

Зважаючи на вищесказане, функція надійності $\tilde{Y}$ також має нормальний характер. При нормальному законі розподілу для визначення імовірності відмови необхідно обчислити характеристику безпеки за формулою $\beta = \bar{Y} / \hat{Y}$.

$$\text{Математичне очікування } \bar{Y} = Y(\bar{\sigma}_y, \bar{l}_2, \bar{l}_3), \quad \text{стандарт} \\ \hat{Y} = \sqrt{A_1^2 \hat{\sigma}_y^2 + A_2^2 \hat{l}_2^2 + A_3^2 \hat{l}_3^2}, \quad \text{де } A_1 = \left. \frac{\partial Y}{\partial \sigma_y} \right|_{\sigma_y = \bar{\sigma}_y}, \quad A_2 = \left. \frac{\partial Y}{\partial l_2} \right|_{l_2 = \bar{l}_2}, \quad A_3 = \left. \frac{\partial Y}{\partial l_3} \right|_{l_3 = \bar{l}_3}.$$

Після обчислення розглянутих статистичних параметрів для розглядуваної задачі $\bar{Y} = 426,55 \text{ МПа}$.

Для визначення стандарту $\hat{Y}$ спочатку обчислимо необхідні розрахункові коефіцієнти:

$$A_1 = \frac{\partial Y}{\partial \sigma_y} = 1; \quad A_2 = -0,016 \text{ МПа} / \text{м}; \quad A_3 = -0,0082 \text{ МПа} / \text{м}.$$

Підставимо отримані значення у формулу для обчислення $\hat{Y}$, будемо мати

$$\hat{Y} = \sqrt{1^2 \cdot 70,45^2 + (-0,016)^2 \cdot 0,74^2 + (-0,0082)^2 \cdot 1,67^2} = 70,45 \text{ МПа.}$$

Значення характеристики безпеки для розглядуваного трубопроводу рівне: $\beta = \bar{Y} / \hat{Y} = 6,05$, що відповідає ймовірності безвідмовної роботи $Q(\beta = 6,05) = 8,87 \cdot 10^{-10}$.

Висновок. В статті показано, що створення такого специфічного та нетипового напружено-деформованого стану конструкції, який виникає при капітальному ремонті, змінює надійність магістрального трубопроводу. Для оцінки фактичного рівня надійності конструкції на цьому етапі необхідно проводити принципово інший розрахунок надійності, котрий відрізняється від проектного як складом вихідних даних, так і за значеннями статистичних параметрів розрахункової схеми.

Список літератури:

1. Владимиров, В. И. Промышленная безопасность и надежность магистральных трубопроводов / В. И. Владимиров, В. Я. Каршенбаум. – М. : Нац. институт нефти и газа, 2009. – 696 с.
2. Использование категоризации напряжений и деформационных критериев при оценке прочности магистральных трубопроводов / И. В. Орыняк, А. В. Богдан, М. В. Бородий, В. В. Розгонюк, С. Ф. Билык // Экотехнологии и ресурсосбережение. – 2007. – №4. – С. 12 – 23.
3. Pichugin S. F. Calculation of the reliability of steel underground pipelines / S. F. Pichugin, A. V. Makhin'ko // Strength of Materials.– Springer Science, 2009. – Vol. 41, Number 5. – P. 541 – 547.
4. Pichugin, S. Method for reliability estimation of the main pipeline steelwork structure / S. Pichugin, O. Zuma // Металеві конструкції. – Том 20. – № 2. – Макіївка, 2014. – С. 77 – 87.
5. Капитальный ремонт подземных нефтепроводов / А. Г. Гумеров, А. Г. Зубаиров, М. Г. Векштейн, Р. С. Гумеров, Х. А. Азметов – М. : 000 «Недра-Бизнесцентр», 1999. – 525 с.: ил.
6. Зима О.С. Надійність сталеві конструкції магістрального трубопроводу: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Зима О.С. – Полтава: ТОВ «Фірма «Техсервіс», 2014 – 24 с.

ЕФЕКТ ЗАСТОСУВАННЯ СУЧАСНИХ МОСТОВИХ КРАНІВ У ВИРОБНИЧИХ БУДІВЛЯХ

EFFECT OF USING OF MODERN BRIDGE CRANES IN INDUSTRIAL BUILDINGS

д.т.н., проф. Пічугін С.Ф., студ. Швадченко К.О. (Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка, м. Полтава)

Dr. Sc., Prof. Pichugin S.F., Stud. Shvadchenko K.O. (Poltava National Technical University named in honour Yuri Kondratyuk, v. Poltava)

Анотація. Виконаний аналіз характеристик мостових кранів, який виявив суттєве зниження навантажень на конструкції від сучасних закордонних кранів порівняно з вітчизняними кранами. Це відкриває перспективний напрямок підвищення економічності виробничих будівель, що проектуються, та продовження безаварійної експлуатації існуючих промислових цехів.

Abstract. The analysis of characteristics of bridge cranes is executed; it exposed the substantial decline of loading on structures from modern foreign cranes as compared to native cranes. It opens perspective direction of economy increase of the designed industrial buildings and continuation of accident-free exploitation of existent industrial workshops.

На сьогоднішній день гостро стоїть питання підвищення економічності каркасів виробничих будівель. Оскільки значна частина вартості конструкцій металевих каркасів припадає на вартість сталі, ефективними є такі конструктивні схеми будівель і форми несучих елементів, які мають найменшу масу металевого каркасу.

На конструктивну схему будівлі найбільший вплив чинить технологія виробництва, яка визначає габарити будівлі та наявність внутрішньоцехового транспорту. Технологічний процес більшості виробничих підприємств пов'язаний з необхідністю механізувати операції по вертикальному і горизонтальному транспортуванню вантажів з великим діапазоном ваги. Цю механізацію разом з іншими транспортними засобами здійснюють за допомогою мостових (опорних) кранів. Кранові навантаження є найбільш впливовими, оскільки вони є динамічними, багатоциклічними впливами із великими

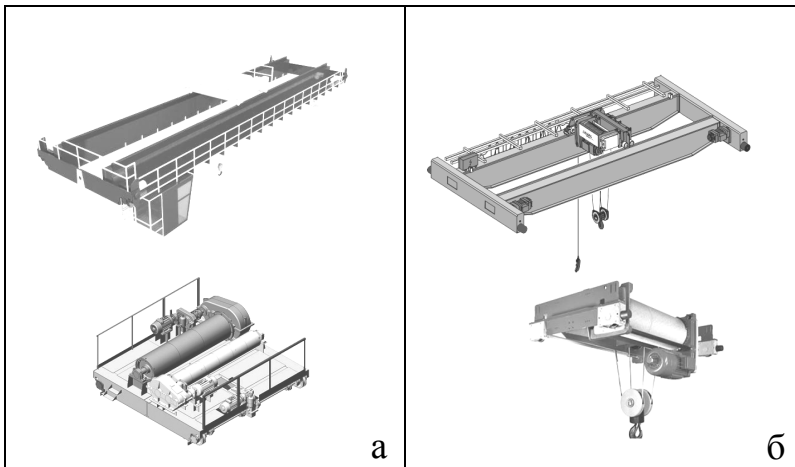


Рисунок 1 – Мостові крани загального призначення:
а) вітчизняні мостові крани за ГОСТ 25711-83; б) мостові крани фірми
«Demag Cranes & Components»

абсолютними значеннями. Тому мостові крани багато в чому визначають як об'ємно-планувальні, так і конструктивні рішення виробничих будівель [1, 2].

Вітчизняне виробництво мостових кранів, що досягло високого рівня у радянські часи, за останні 20 років опинилося у стані занепаду, у зв'язку з чим на наш крановий ринок спрямувалися ведучі закордонні компанії. Серед них слід виділити німецьку фірму «Demag Cranes & Components», яка починаючи з 30-х років 19-го сторіччя займає провідні позиції у світовому виробництві мостових кранів [3].

Ці результати були досягнуті фірмою Demag за допомогою ряду ефективних конструктивних рішень (рис. 1, б) [6]:

- ретельно продумана геометрія дозволяє зменшити не тільки вагу самого крану, але й габаритні розміри надкранової частини поперечної рами каркасу;
- оптимальне використання простору досягається завдяки компактній конструкції візка (малий розмір підходу і великий хід гака);
- особливо велика висота підйому досягається за рахунок того, що вантажний гак може підніматися між крановими балками.

Для того, щоб мостовий кран плавно й безперешкодно пересувався по рейках з мінімальними динамічними впливами, забезпечується проектна геометрія балок крана і ретельно вивіряється положення ходових коліс в плані і профілі. Велике значення при цьому відіграє вибір конструктивного виконання з'єднання головних і кінцевих балок. Фірма Demag вирішила це завдання за рахунок відмови від застосування зварювання, запровадивши для з'єднання головних і кінцевих балок різноманітні конструкції на високоміцних болтах. Це дозволило уникнути порушення геометрії крана від теплових деформацій, які неминуче виникали від застосування зварювання на монтажі [6].

Закордонні фірми підйомно-транспортного обладнання, зокрема фірма Demag, значну увагу приділяють зниженню власної ваги мостових кранів та зменшенню їх дії на поперечні рами, доказом цього є порівняння їх вагових характеристик та навантажень на несучі конструкції. Для порівняння були вибрані мостові крани ZKKE загального призначення фірми Demag вантажопідйомністю 50 – 200 кН з висотою підйому гака 12 м та вітчизняні мостові крани за ГОСТ 25711-83 [5], дію якого актуалізовано 1.12.2013 р. з такими ж характеристиками

Аналіз вагових характеристик мостових кранів показав, що у порівнянні з ГОСТ 25711-83 сучасні крани Demag конструктивно досконаліші: мости легші на 50 – 62 %, візки – легші на 66 – 91 %. В результаті цього, перерізи підкранових балок можуть бути зменшені на 18 – 27 % [4].

Для більш детального визначення ефекту застосування мостових кранів Demag у порівнянні з кранами за ГОСТ [5], були розраховані конструкції сталевих каркасів, обладнаних мостовими кранами вантажопідйомністю 50 – 200 кН, і виконане порівняння одержаних результатів, деякі із яких ілюструються рис. 3 (для кранів вантажопідйомністю 200 кН).

Граничний розрахунковий тиск на колону, до якої наближений візок крана, для кранів Demag менший на 6 – 20 % в порівнянні з кранами за ГОСТ 25711-83, а граничний розрахунковий тиск на протилежну колону – на 5 – 25%.

Також зменшуються граничні розрахункові горизонтальні навантаження на колеса кранів, а також на колони рами, спрямовані поперек кранової колії – на 6 – 20%. Слід відмітити, що згідно з діючими ДБН [7], горизонтальними крановими навантаженнями є бічні сили, приклад схеми прикладення цих сил до колес крану та колон поперечної рами наведений на рис. 2.

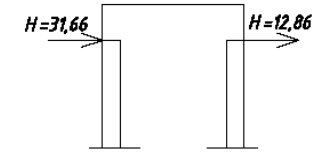
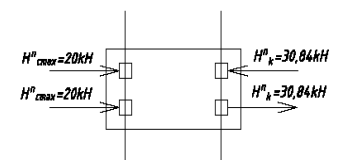
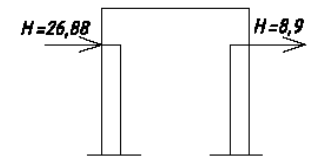
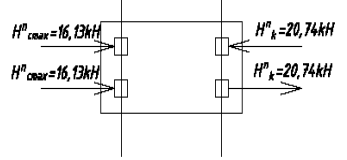
Тип крану	Схема навантаження на раму	Схема навантаження на колеса крану
ГОСТ 20 тс		
Demag 20 тс		

Рисунок 2. Схеми прикладення та величини бічних сил мостових кранів

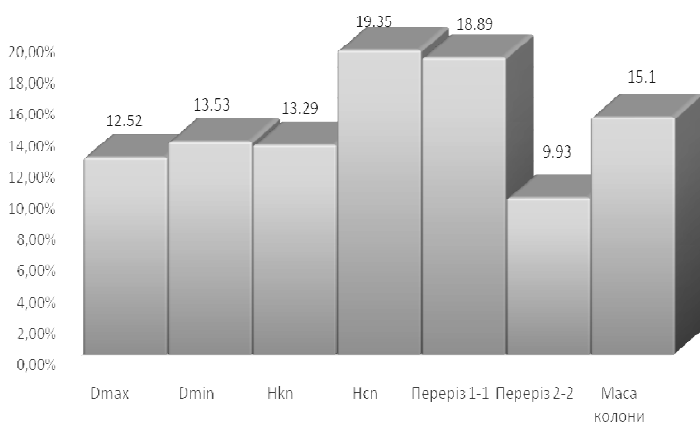


Рисунок 3 – Зменшення навантаження на поперечну раму, перерізів і маси колон при використанні кранів фірми «Demag Cranes & Components» в порівнянні з вітчизняними кранами.

У розрахунках колон, крім кранових навантажень, враховувались постійне навантаження від легкої покрівлі, снігове і вітрове навантаження для відповідних регіонів України. Було виявлено, що заміною мостових кранів за ГОСТ на сучасні крани Demag досягається зменшення перерізів верхніх і нижніх ділянок ступінчастих колон відповідно на 10 і 19 %. Колони розглянутих каркасів полегшуються на 15 %.

Висновки. Обґрунтований вибір мостових кранів з урахуванням світових тенденцій їх розвитку відкриває можливості суттєвого підвищення економічності конструкцій виробничих будівель.

Список літератури

1. Пичугин С.Ф. Крановые нагрузки на строительные конструкции: Монография / Пичугин С.Ф. – Полтава: ООО «АСМИ», 2014. – 504 с.
2. Пичугин С.Ф. Технология производства и крановые нагрузки на строительные конструкции / Пичугин С.Ф., Швадченко К.А. // Вісник ОДАБА. Вип. № 53. – Одеса: Зовнішрекламсервіс, 2014. – С. 297 – 301.
3. Пичугин С.Ф. Развитие краностроения – определяющий фактор эволюции промышленных зданий / Пичугин С.Ф., Дримко Я.А. // Соврем. конструкции из металла и древесины: Сб. науч. тр. №18. – ОГАСА, Одесса: ООО «Внешрекламсервис», 2014. – С. 141 – 153.
4. Пічугін С.Ф. Застосування сучасних мостових кранів – шлях до ресурсоекономічності каркасів виробничих будівель / Пічугін С.Ф., Дрімко Я.О. // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. Вип. 29. – НУВГтаП: Рівне, 2014. – С. 475 – 482.
5. ГОСТ 25711-83. Краны мостовые общего назначения грузоподъемностью от 5 до 50 тонн. – М.: Госстандарт СССР, 1983. – 20 с.
6. Журнал компании «Демаг» «Cranevision» [Електронний ресурс] – Режим доступу: www.cranevision.com.
7. ДБН В.1.1-2: 2006. Навантаження і впливи / Мінбуд України. – К.: Вид-во «Сталь», 2006. – 59 с.

**ВЫСОКОМОДУЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ
В МАССИВНЫХ КЛЕЕДОЩАТЫХ КОНСТРУКЦИЯХ**

**HIGH MODULUS MATERIALS USED IN THE
CONSTRUCTIONS OF MASSIVE GLUED TIMBER**

А.А. Погорельцев к.т.н, С.Б. Турковский д.т.н, В.О. Стоянов асп.
(ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко)

T.Sc.C. A.A.Pogoreltsev, T.Sc.D. S.B.Turkovsky, P.G. V.O.Stoianov
(*V.A. Kucherenko TSNIISK*)

Аннотация

В работе раскрываются возможности использования высокомодульных полимеров в виде лент, холстов или тонких металлических сеток для повышения несущей способности массивных клеедощатых конструкций.

Annotation

The article reveals the possibility of using high-modulus polymers in the form of tapes, webs or thin metal grids to increase the carrying capacity of the massive glued timber constructions.

Рассматривая массивные клеедощатые конструкции, мы имеем в виду большепролетные здания и сооружения. Такие несущие конструкции из досок пролетом 100м и более, высотой сечения 150 см и более, успешно используются как за рубежом [1], так и в России [2].

В конце девяностых и начале двухтысячных годов стали довольно широко использовать высокомодульные материалы [3]. В частности, в этот период начали применять углеволоконные материалы с механическими характеристиками, значительно превосходящими свойства стали [4,5,6]. Это ленты разных видов толщиной 1,0 – 1,4 мм (Sika Carbo Dur –марок S, M, H), у которых величина модуля упругости более 16500, 210000, 300000, и 640000 МПа или холсты углеродные высокопрочные (прочность на растяжение 3500 МПа) толщиной 0,13мм при модуле упругости 230000МПа (холст углеродный Sika Wrap Hex-230).

Применение отмеченных выше высокомодульных материалов позволяет усовершенствовать массивные клеодощатые конструкции (МКДК), значительно уменьшив высоту их сечения и собственный вес. Например, высота сечения МКДК 140см может быть уменьшена до 100см при сохранении необходимых значений моментов инерции (I) и сопротивления (W). Для этого понизу и поверху сечения в 100см наклеивают углепластиковые ленты толщиной 4 – 5 мм с модулем упругости E_y , превышающим в 60 раз модуль упругости древесины E_d .

Холсты типа Sika Wtap Hex-230 минимизированной толщины углеродных волокон- 0,13мм могут быть проложены между пластинами смежных досок по методу плоского армирования (МПА), о котором расскажем ниже. В случае использования углепластиковых лент или тонких холстов рекомендуется использовать клей Sika Dur 30, но вполне возможно использование эпоксидного клея российского производства, с которым мы давно работаем при изготовлении деревянных конструкций.

Следует отметить, что высокомодульные материалы не рассматривались нами в экспериментах с различными деталями массовых КДК. Потребуется раскрывать их физико-механические характеристики при различных нагрузках постоянного и динамического воздействия.

Однако, несмотря на многие достоинства углепластика, в первую очередь больший в 2 – 3 раза модуль упругости по сравнению с металлом, высокая стоимость этого материала может сдерживать его широкое применение.

Рассмотрим метод послойного армирования (МПА) металлической сеткой массивных клееных деревянных конструкций (МКДК). Здесь МПА заключается в послойной укладке металлической сетки толщиной 1,0 или 2,0мм между досками при формировании клеодощатого массива конструкции.

Металлическая сетка, находящаяся в зоне клеевой композиции между пластинами досок, подвергается давлению не менее 0,6-0,7 МПа, что обеспечивает нормальное склеивание слоев. При этом металлическая сетка частично вдавливаясь в древесину, что обеспечивает в зоне клеевого шва не просто участок модифицированной древесины, а армированной модифицированной древесины на смежных пластинах досок, связанных между собой металлической сеткой. Такое технологическое решение позволяет

исключить развитие поперечных трещин в отдельных досках клеевого пакета.

В процессе изучения метода послойного армирования было рекомендовано использовать сетку толщиной 1-2 мм, что практически не нарушает существующего ныне технологического процесса на заводах, выпускающих клеодощатые конструкции. Ширину сетки выбирают на 1-2 мм меньше ширины сечения конструкции, что позволяет соединять крупноразмерные элементы на строительной площадке без какой-либо дополнительной обработки стыкуемых поверхностей.

Один из важных моментов применения металлических сеток в МПА – это возможность их корродирования в процессе эксплуатации клееных армированных конструкций, особенно на открытом воздухе или в складах калийных солей и др. агрессивных материалов. Для предупреждения коррозии рекомендуется использовать оцинкованные сетки из низкоуглеродистой проволоки круглого профиля, которые соответствуют европейскому стандарту Aisi 304.

Компания «AkzoNobel» рекомендует использовать для МПА меламино-мочевинный клей 1249 и отвердитель 2579.

Проведены испытания натурной конструкции [6]. Была изготовлена двенадцатиметровая двутавровая балка надземного перехода с применением МПА с использованием вышеуказанных сетки и клея. Балка испытывалась в реальных условиях на открытом воздухе при воздействии длительной равномерно распределенной нагрузки в течение 18 месяцев. Для определения прочности клеевого соединения после выдержки под нагрузкой в течение 18 месяцев из балки были вырезаны образцы согласно ГОСТ 15613.1–84 [6]. Испытания образцов показали хороший результат – показатели прочности составили 7,0–7,4 МПа, что свидетельствует о целесообразности применения МПА в несущих конструкциях в производственных условиях и исключает развитие поперечных трещин в клеевом пакете.

Выводы

1. Применение в массивных клеодощатых конструкциях высокомодульных материалов позволяет значительно увеличить их эффективность за счет повышения качества и снижения стоимости.

2. Целесообразно провести сравнительные экспериментальные исследования лабораторных и натурных МКДК с использованием различных высокомодульных материалов.
3. Натурные образцы МКДК для сравнительных испытаний следует изготавливать с применением МПА металлическими сетками толщиной 1 – 2 мм.

Литература

1. К. Гетц и др. Атлас деревянных конструкций.- М.: Стройиздат, 1985, 270с.
2. С.Б. Турковский, А.А. Погорельцев. Клееные деревянные конструкции с узлами на клеенных стержнях в современном строительстве (система ЦНИИСК). – М.: ЦНИИСК, 2013, 300с.
3. Strengthening of structures with CERP streps Sika Carbo Dur Convention, 1997.
4. ACJ 440. 2R-08. Guide for Design and Construction of Externally Bonded FRP System for Strengthening Concrete structures. – American Concrete Institute. - 2008.
5. Стоянов В.О. и др. Патент UA 87286 E04с 3/12 Деревянная балка. - 2005, бюл. изобр. №13.
6. Стоянов В.В., Окунь И.В., Глебов С.В. Испытание деревянных клеевых соединений с послойным армированием // В сб. научных трудов «Современные строительные конструкции из металла и древесины». – Одесса, ОГАСА, изд. ВРС, 2013, с. 3-8.

ВЛИЯНИЕ ТЕМПЕРАТУРНО-ВЛАЖНОСТНЫХ РЕЖИМОВ НА ПРОЧНОСТЬ ДРЕВЕСИНЫ ПОСЛЕ ДЛИТЕЛЬНОЙ ЕЕ ЭКСПЛУАТАЦИИ

INFLUENCE OF TEMPERATURE AND HUMIDITY ON THE STRENGTH OF WOOD AFTER A LONG OPERATION

к.т.н. доц. *Прыгунков А.В.*, ассист. *Васильев А.Ю.* (Харьковский национальный университет строительства и архитектуры)

PhD, Associate Professor *Prygunkov A.V.*, assist. *Vasilev A.Y.* (Kharkiv National University of Construction and Architecture)

Аннотация

В статье приводятся данные по исследованию прочности древесины эксплуатируемой длительный срок при различных температурно-влажностных воздействиях.

Введение

В процессе длительного срока эксплуатации деревянные конструкции подвергаются влиянию различных факторов внешней среды. В течение годового цикла, возможны интенсивные увлажнения и значительные перепады температур, которые оказывает влияние на изменение прочностных свойств. Существующие нормы рекомендуют формулу для определения расчетного сопротивления, приведенную к 12% влажности, предложенную в [2,3]:

$$R_{12} = R_w [1 - k(W - W_{12})] \quad (1)$$

где k - поправочное число, W - влажность.

Область применения этой формулы соответствует влажности от 8 до 28%, при этом считается, что в случае дальнейшего увеличения влажности прочность не снижается.

Для получения уравнений связи было намечено рассмотреть различные кривые в виде полиномиального и степенных рядов, рекомендуемых в ряде зарубежных норм [4,5].

$$R = aW^2 + bW + c \quad (2)$$

$$R = aW^k \quad (3)$$

Экспериментальное исследование изменчивости прочности цельной древесины

Целью эксперимента являлось установление изменчивости прочностных свойств от влажностных и температурных факторов путем моделирование реальных условий эксплуатации в весенне-осеннем цикле (влажнонасыщение, замораживание, оттаивание).

Отбор образцов проводился на различных объектах из конструкций междуэтажных перекрытий и элементов стропильных систем. Изготавливались стандартные образцы для определения предела прочности на сжатие, изгиб и скалывание. Общее количество образцов в каждой серии по виду напряженного состояния составляло от 20 до 40 шт. Образцы изготавливались в соответствии с ГОСТ 16483.10-73*. Экспериментальные исследования проводились в несколько этапов:

- испытание контрольной серии стандартных образцов с влажностью 9-12%;
- вторая серия образцов выдерживалась длительное время в воде, при этом оценивалась скорость влажнонасыщения и сравнивались показатели влажности с данными по свежесрубленной древесине;
- третья серия из двадцати образцов на каждый вид напряженного состояния была заморожена в морозильной камере в течение 24 часов при температуре (от -5 до -10°C);
- четвертая серия после глубокого увлажнения (80-90%), была немедленно подвергнута испытаниям.

Половина образцов 3й серии (по десять штук) подвергнутая замораживанию на 24 часа, была немедленно испытана, другая половина этой серии из десяти образцов, выдержанная в морозильной камере, подвергалась оттаиванию и сушке при комнатной температуре, после чего подверглась испытаниям.

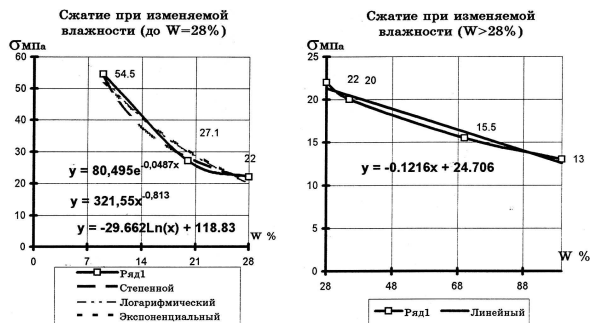
Контрольная (первая) серия образцов дала результаты по пределам прочности в пределах доверительного интервала.

Вторая группа образцов, не была доведена до полного разрушения. При приложении нагрузки происходило выдавливание влаги, сопровождавшиеся значительными деформациями, характерными практически для всех образцов. Фиксировалась остановка стрелки манометра прессы, что, отвечает обычно моменту разрушения. После десятидневной выдержки практически разрушенных образцов в условиях лаборатории ($t=18 \pm 2^{\circ}\text{C}$), они были испытаны повторно, при этом их пределы прочности повысились на 35-40%, относительно первоначальных значений в водонасыщенном состоянии.

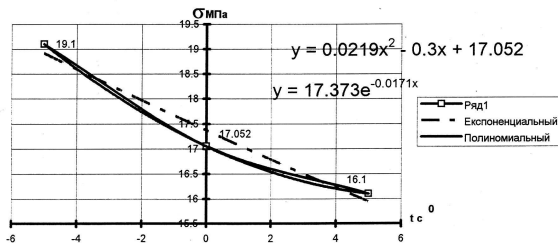
Третья группа образцов после глубокого замораживания испытывалась в течение одного дня, температура образцов колебалась в преде-

лах от -5 до $+5^{\circ}\text{C}$.

Четвертая серия образцов была испытана с учетом изменения величины влажности. Нагрузки прикладывались ступенчато, с выдержкой около 10 минут и шагом нагружения до 3кН. Отмечено, что при снятии нагрузки происходило выпучивание центральных зон, которые имели влажность намного выше чем контурные зоны. Проведенные исследования показали, что при вымачивании от 4 до 48 часов «старая» древесина достигала влажности до 80%. Столь же быстро древесина отдавала влагу. Результаты проведенных исследований приведены на рис.1.



а)



б)

Рис.1. Влияние температурно-влажностных режимов на прочностные показатели «старой древесины»: а) испытания с переменной влажностью; б) испытания влагонасыщенных замороженных образцов

Выводы

1. Установлено, что прочностные характеристики цельной древесины снижаются и при влажности, превышающей точку насыщения волокон ($W=30\%$), что характерно для конструкций, работающих в условиях открытого воздуха. Но в этом случае, зависимость между влажностью и прочностью близка к линейной.
2. При влажности меньшей точки насыщения волокон эта зависимость носит экспоненциальный характер и может определяться по формуле 1.
3. Отрицательные температуры увеличивают несущую способность древесины: при этом - сухой незначительно, а увлажненной - весьма существенно.

Список литературы

1. ДСТУ 4922:2008. Лісоматеріали та пилопродукція. Методи визначення вологості. Держпоживстандарт України.- К. -2009, 12с.
2. Леонтьев Н.Л. Влияние влажности на физико-механические свойства древесины. М.-1962.-114с.
3. Мартинец Д.В. Влияние влажности на прочность древесины. Сб. тр. МИСИ №13, М.-1958.,с 41-59.
4. Справочное руководство по древесине. Лаборатория деревянных конструкций США. -М.:” Лесная промышленность”.-1979.-549с.
5. EN-408: 2010 Timber structures – Structural timber and glued laminated timber – Determination of some physical and mechanical properties.
6. Green, D.W., and D.E. Kretschmann, “Moisture Content and the Properties of Clear Southern Pine,” Research Paper FPL-RP-531, Forest Products Laboratory, U.S. Department of Agriculture, 1994.

РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКУ СТІЙКОСТІ НАВІСУ НАД ТРИБУНАМИ СТАДІОНУ НСК «ОЛІМПІЙСЬКИЙ»

RESULTS OF CALCULATION OF STABILITY OF SHED OVER TRIBUNES OF STADIUM OF NSC «OLIMPIYSKIY»

к.т.н., доц. **Сіянов О.І.** (Вінницький національний технічний університет)
Cand. Sc. (Eng.), Assist. Prof. **A. Siyanov** (the Vinnytsia National Technical
University)

Здійснено перевірки стійкості і проаналізовано результати скінченно-елементних розрахунків конструкції навісу над трибунами стадіону НСК «Олімпійський».

Ключові слова: стадіон НСК «Олімпійський», навіс над трибунами, стійкість, розрахунок.

Verifications of stability are carried out and the results of certainly-element calculations of shed construction above the tribunes of stadium of NSC «Olimpiyskiy» are analyzed.

Key words: stadium of NSC «Olimpiyskiy», shed over tribunes, stability, calculation.

Вступ

Розробка проекту покриття стадіону НСК «Олімпійський» в м. Києві належить знаній в Європі німецькій компанії Schlaich Bergermann und Partner (м. Штутгарт).

Комплекс робіт з проектування об'єкту виконано в найкоротші терміни з дотриманням сучасних європейських вимог. Основні задачі проекту розв'язано за допомогою новітньої комп'ютерної техніки і потужного програмного забезпечення. Виконання робіт здійснено досить якісно з урахуванням світових тенденцій будівництва.

Згідно з наданими із закордону проектними рішеннями споруда стадіону перекрита значним за розмірами і складним в конструктивному відношенні вантово-тентовим навісом [1].

Методика роботи над проектом

На підставі багаторічного досвіду роботи з іноземними колегами фахівцями ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» в рамках вітчизняних норм виконано перевірочні розрахунки.

Основні етапи роботи передбачали визначення навантажень і впливів та їх комбінацій, скінчено-елементне моделювання, здійснення низки чисельних розрахунків конструкції навісу і аналіз отриманих результатів. Кожний етап починався з вирішення важливих організаційних питань і супроводжувався постійним контактом з колективом проєктантів. Втім окремі питання (інформація про матеріал і розміри конструкції, умови закріплення, типи елементів, дані про навантаження) [1, 2] не потребували зайвих обговорень та були вирішені одразу на підставі використання отриманого пакета матеріалів і власних розробок.

Далі виконана ретельна перевірка вихідних положень і розрахункових станів, в яких можливе перебування системи.

Проведений аналіз геометрії показав, що навіс має складну структуру і утворений із великої кількості різнотипних елементів. Однак, внаслідок значної габаритності та істотного вильоту споруди, об'єкт чутливий до деформування.

З метою виявлення ступеня уразливості покриття до зміни форми та виконання запланованих розрахунків стійкості конструкції створено скінчено-елементну модель [1–3] (рис. 1).

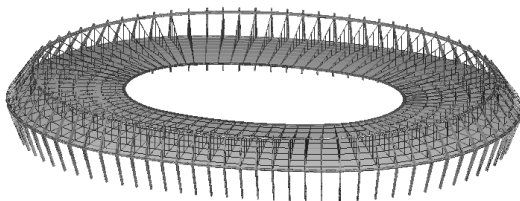


Рис. 1. Схема моделі навісу

Розрахункова схема навісу складена із окремих стержнів і тросів та перевірена по Ейлеру з підтвердженням очікуваного факту локальної стійкості.

В результаті виконаних розрахунків встановлено, що елементи споруди здатні надійно працювати в межах заданих комбінацій навантажень. Між тим відомо, що стійкість окремих елементів не гарантує стійкості всієї системи. Тому створена схема пройшла повну перевірку з виявленням характеру можливого викривлення форми покриття.

Здійснено розрахунок на власні значення і побудовано власні моди з урахуванням сил попереднього напруження та сил тяжіння усіх елементів. Для реалізації розрахункової перевірки використано лінійну теорію стійкості [4], яка наочно продемонструвала свою достатність і адекватно дозволила виявити особливості роботи конструкції.

Встановлено, що з усіх отриманих результатів практичний інтерес викликало перше власне число ($\lambda_1=5.921128$) і відповідна йому мода втрати стійкості (рис. 2).

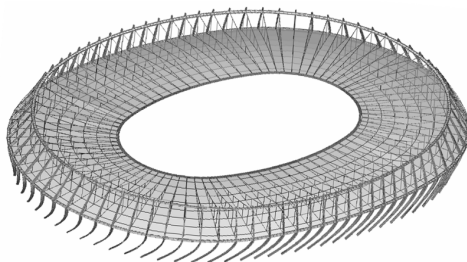


Рис. 2. Перша мода загальної втрати стійкості навісу

Проте для повного аналізу загальної стійкості конструкції визначено два наступних власних значення ($\lambda_2=8.719051$, $\lambda_3=10.36507$) з характерними для них модами (рис. 3, 4).

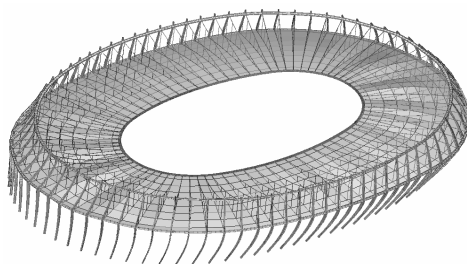


Рис. 3. Друга мода загальної втрати стійкості навісу

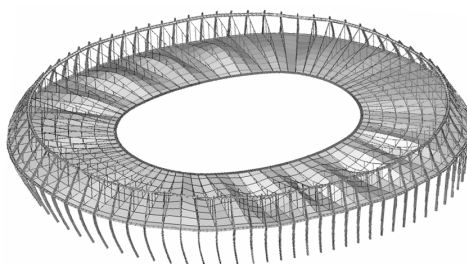


Рис. 4. Третя мода загальної втрати стійкості навісу

Наведені дані показали, що значна величина першого власного числа λ_1 гарантує достатній запас загальної стійкості. Вичерпання несучої здатності конструкції можливе лише у випадку перевищення зусиль в елементах у 5.921128 рази. Причому відповідна мода втрати стійкості утворена шляхом плоского повороту покриття відносно вертикалі осі. Наступні моди практичного значення не мали. Однак характерний для них зсув системи вздовж більшої сторони і комбінований зсув у вигляді повороту та лінійного переміщення вузлів дозволили проаналізувати можливість деформування покриття.

Висновки

Викладено особливості вирішення організаційних питань та наведено результати скінчено-елементних розрахунків стійкості конструкції навісу над трибунами стадіону НСК «Олімпійський».

Реалізовано комплекс запланованих перевірок і виявлено характер можливого викривлення форми покриття.

Підтверджено здатність системи безпечно працювати в межах заданих комбінацій навантажень.

Здійснено порівняльний аналіз власних значень і мод з урахуванням сил попереднього напруження та сил тяжіння усіх елементів.

Обґрунтовано числові значення розрахункових параметрів і виявлено достатній запас загальної стійкості конструкції.

Список літератури

1. Лебедич И. Н. Вантово-подвесное покрытие над трибунами стадиона «Олимпийский» в г. Киеве / И. Н. Лебедич, Ю. И. Серегин // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2010. – № 3, С. 8–13.

2. Сіянов О. І. Розрахункові стани конструкції навісу над трибунами стадіону НСК «Олімпійський» / О. І. Сіянов // Современные строительные конструкции из металла и древесины : Сб. науч. тр. – Одесса : ОГАСА, 2012. – С. 239–242.

3. Гуляев В. И. Исследование конструкций навеса над трибунами национального спортивного комплекса «Олимпийский» / В. И. Гуляев, В. В. Гайдайчук, С. Н. Худолий // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2010. – № 3, С. 18–23.

4. Алфутов Н. А. Основы расчета на устойчивость упругих систем / Н. А. Алфутов. – М. : Машиностроение, 1991. – 334 с.

КЛЕЕНАЯ МНОГОСЛОЙНАЯ ДРЕВЕСИНА С РАЗНЫМ РАСПОЛОЖЕНИЕМ СЛОЁВ ДОСОК

GLUED LAMINATED TIMBER WITH A DIFFERENT ARRANGEMENT OF LAYERS OF BOARDS.

*Д.т.н., проф. Стоянов В.В. (Одесская государственная академия
строительства и архитектуры г. Одессы)*

*Dts .. prof. Vladimir Stoyanov (Odessa State Academy of Construction and
Architecture Odessa)*

Аннотация

В работе рассматриваются изделия из клееной многослойной древесины. Это в первую очередь новые плиты с перекрестным расположением слоев досок, их достоинства и недостатки. Указывается на возможность использования многослойной древесины в воде косога настила, который использовался ранее разных конструкций в т.ч. для большепролётных сводов.

Annotation

The paper discusses the product of laminated multilayer timber. This is primarily a new slab cross the layers of boards, their advantages and disadvantages. It points to the use of wood in the water mngosloynoy oblique flooring that has been used previously in different designs in TG to-span arches.

1. Клееная многослойная древесина с перекрёстным расположением слоев (КМД) [1]

В работе [1] FPInnovations под редакцией Пабло Креспелл и Сильвиан Ганьон специальной выпуске 52 (2010г.) довольно подробно

раскрыто многостороннее исследование КМД.

В начале 90х годов прошлого столетия в Европе приступили к разработке клееной многослойной древесины. К 2010г. ведущими странами по применённым КМД стали Австрии, Германия, Швейцария, Норвегия и Великобритания с объемом в 0,3 млн. построенных кв.м жилых домов и зданий, и прогнозом в 0,6 до 1,0 млн. кв.м к 2015г. [1].

Не будем описывать детально работу [1], а приведём только описание продукта КМД.

Это многослойная деревянная панель из досок. Слои досок расположены крест – накрест по отношению друг к другу (Рис. 1) В панели может быть от трех до семи слоев, где симметрично расположенный средний слой может быть низкого качества, а материал более высокого качества используется для внешних слоев [1] Размер панелей – ширина 0,1; 1,2; 2,95 м. (до 4м), а длиной может достигать 24 м, а толщина 0,5м.

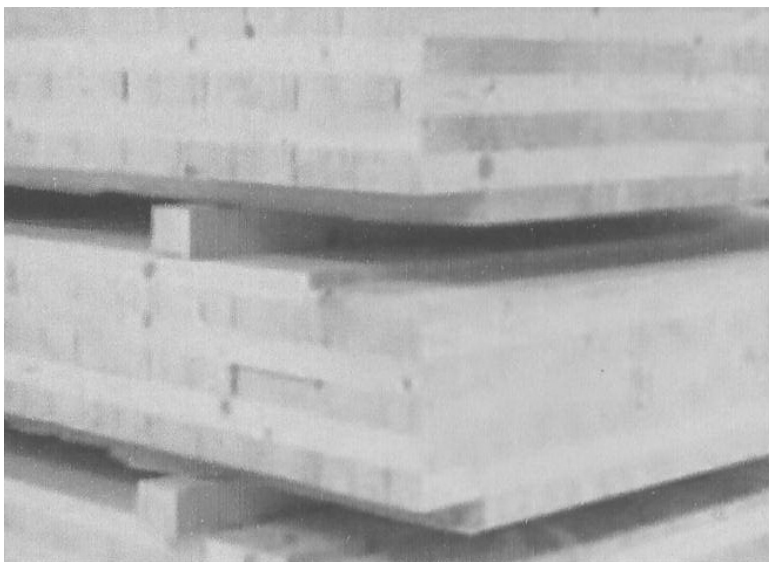


Рис. 1 [1] Фрагмент панели КМД из семи слоев досок

Поскольку нас интересует только конструктивные решения панели КМД укажем на эти детали:

1.1. В частности, рассматривая балочный вариант КМД при поперечном нагружении, когда в несущей способности участвуют лишь доски расположенные вдоль пролёта между опорами, а доски поперечного слоя не работают.

1.2. Панели КМД в стеновом варианте требуют большого расхода материала по той же причине как в п.1, но кроме, того средней слой разрешенном выборе низкого качества и результатами этого станут дополнительным расходом.

1.3. Отдельные слои досок в случае значительных сдвигающих усилий потребуют большие соединительных элементов.

Указанные недостатки лишь свидетельствуют о возможности улучшить конструктивные решения КМД., что мы предлагаем дальше.

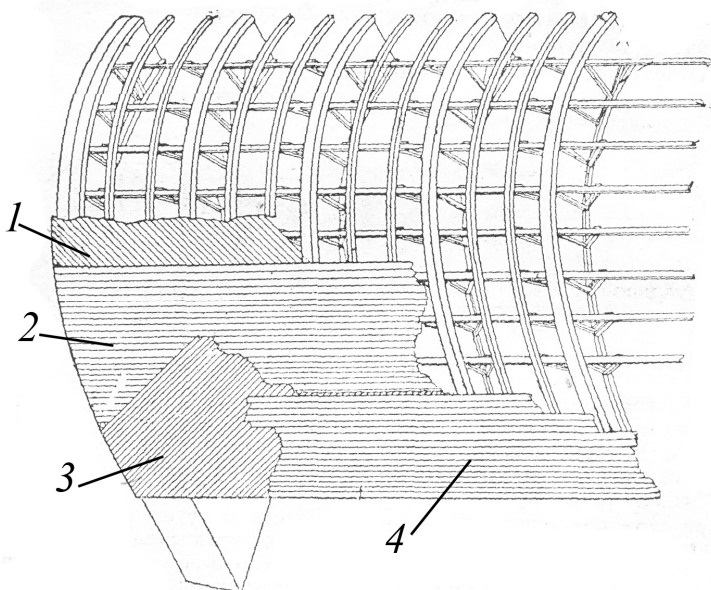


Рис.2 [2]

Многослойная древесина с прямолинейным сплошным и косым настилом покрытия ребристого свода-оболочки

1 – нижний косой настил, 2 – верхний продольный сплошной настил, 3 – верхний косой настил, 4 – нижний продольный настил.

2. Клееная многослойная древесина с прямолинейным и косым расположением слоев досок

Давно еще в прошлом веке, в деревянных конструкциях широко использовались продольные сплошные или разряженные настилы с покрытием косыми (одного или двойного) слоя под углом $30-45^{\circ}$ [2].

Отметим, что соединенные косога настила может быть выполнен с гвоздевым забоем см. [2] или с выбором некоторого клеевого соединения. На рис.2 показан фрагмент покрытия деревянного ребристого свода-оболочки [2], где успешно используются двойной косой настил. В 30-х годах такие ребристые своды пролетом 100 м были возведены под Москвой и уничтожены во время второй мировой войны в 40-х годах. При кажущейся простоте конструкции двойной перекрестный настил весьма оригинален.

Косые двойные настилы использовались для стенок двутавровых деревянных балок, устройства не только оболочечных покрытий, но и плоских.

Отметим, что клееная многослойная древесина с прямолинейным и косым расположением досок может быть использоваться в отдельных случаях наряду с известными панелями КМД при работе конструкций при изгибе и сдвиге.

Литература

1. Пабло Креспелл, Сильвиан Ганьон - FPINNOVATIONS вып. 52 2010г.
2. В.М. Коченов - Деревянный ребристый свод – оболочка Москва 1935 с 174.

ПЕРЕВІРОЧНИЙ РОЗРАХУНОК МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ПІШОХІДНОГО МОСТУ

VERIFICATION CALCULATION METAL STRUCTURES FOOTBRIDGE

Стоянов В.В., д.т.н. проф. (Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Арсірій А.М., к.т.н. доц. (Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Stoyanov V. (Odessa State Academy of Building and Architecture)

Arsirii A. (Odessa State Academy of Building and Architecture)

Анотація

В статті розглянуті розрахункові параметри, збір навантаження та конструктивні особливості сталевих конструкцій існуючого пішохідного мосту в м. Одеса

Summary

Considered in the article design parameters, collect load and design features steel structures of the existing footbridge in Odesa.

Співробітниками кафедри проводився перевірочний розрахунок металевих конструкцій існуючого пішохідного мосту в м. Одеса.

Міст являє собою трьохпрогонову рамно-підкісну сталеву систему (рис. 1.1). Середній прогін має довжину 52 м, крайні - 42 м. Головна балка та стояки виконані коробчастого, змінного по довжині поперечного перерізу. Опирання головної балки на берегові опори - шарнірно рухоме, опирання стояків - шарнірно нерухоме.

Геометричні параметри мосту:

- довжина мосту між опорними частинами берегових опор - 136 м;
- ширина проїзної частини - 6,0 м;

Головна балка - сталева суцільнозварна коробчастого перетину шириною 1550 мм з консольними звисами проїжджої частини 2,4 м. Балка виконана змінної висоти - від 1,5 м (по середині середнього прогину і на берегових опорах) до 2,4 м в місцях з'єднання зі стояками. Товщина нижнього пояса балки і стінок всіх монтажних блоків становить 12 мм.

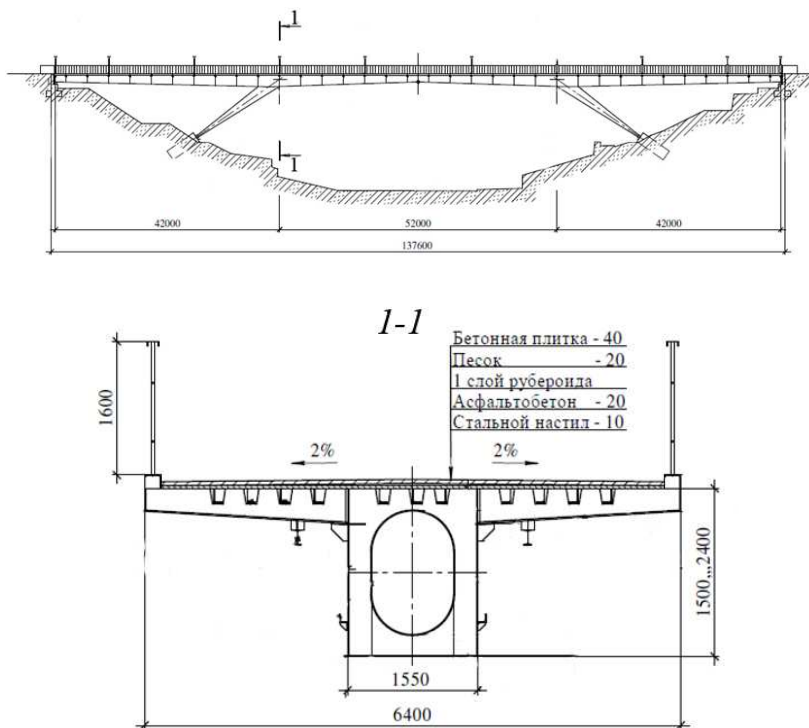


Рисунок 1 - Геометричні параметри пішохідного мосту

Верхній пояс головної балки виконаний у вигляді ортотропної плити і складається з наступних елементів:

- настил завтовшки 10 мм,
- поздовжні ребра відкритого типу з прокатних кутиків;
- поперечні балки із сталевго листа з кроком 4 м у вигляді вертикальних стінок-діафрагм.

Поздовжні ребра конструктивно не зв'язані з поперечними балками і розташовуються в вирізах останніх.

Звиси головної балки виконані у вигляді консольних балок таврового перетину з кроком 4 м і розташовані в площині поперечних балок ортотропної плити. Конструктивно стінки консольних балок не пов'язані зі стінкою головної балки. Балки поверху з'єднані

зварюванням з настилом ортотропної плити і опираються на зварні столики.

Похилі стояки виконані парними, що розходяться між собою під кутом 30° , коробчастого змінного перерізу. Кут нахилу стійок до осі головної балки становить 35° .

Була розроблена трьохвимірна комп'ютерна модель пішохідного мосту з використанням програмного комплексу «ЛІРА-САПР».

Розрахункова схема мосту прийнята у вигляді просторової системи, яка складається із оболонкових елементів, які моделюють роботу сталевих листових конструкцій, а також стрижневих елементів, що моделюють роботу підкосів на берегових опорах та анкерних тяг та допоміжних елементів при моделюванні шарнірної опори похилих стояків.

Графічне відображення елементів розрахункової схеми в характерних вузлах конструкції наведено на рис. 2-4.

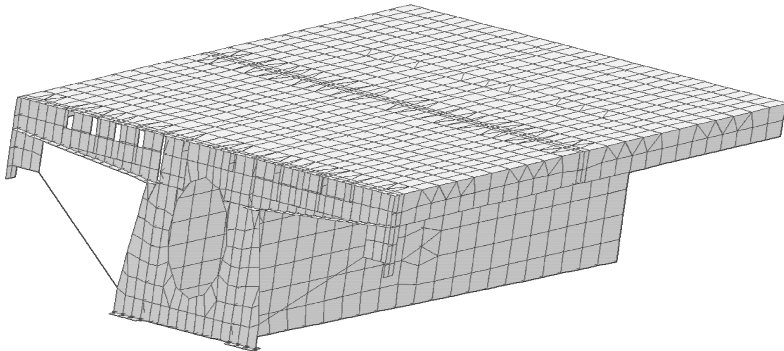


Рисунок 2 - Берегова опорна частина мосту

Враховувалися такі навантаження: власна вага несучих конструкцій, вага огорожувальних перил та покриття, навантаження від натовпу, рухоме навантаження (проїзд технологічного транспорту), вітрове, температурне та сейсмічні навантаження.

Для визначення напружень в конструктивних елементах відповідно до вимог ДБН [1], [2] та [3] складено 34 розрахункових сполучення навантажень (РСН), куди увійшли як статичні, так і динамічні завантаження.

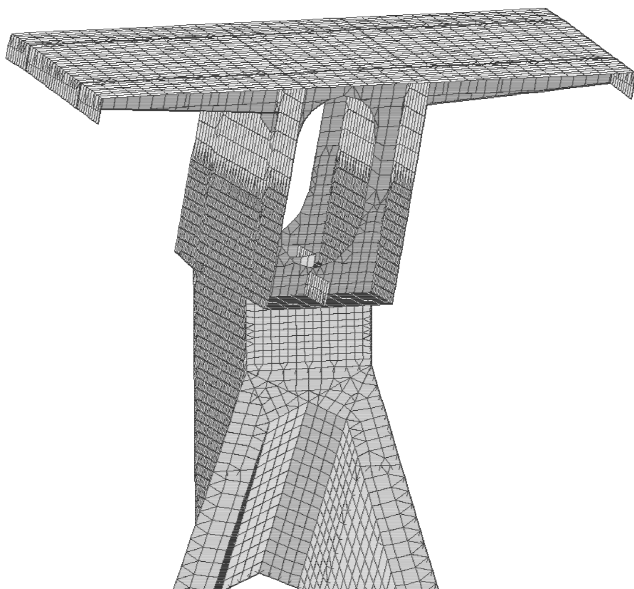


Рисунок 3 - Місце сполучення похилих стояків з головною балкою

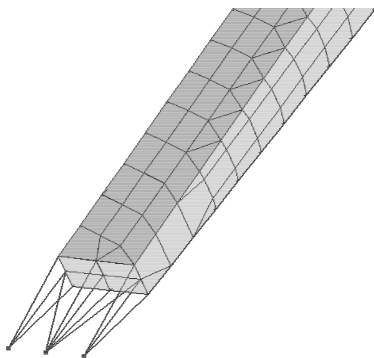


Рисунок 4 - Шарнірне опирання похилих стояків

Аналіз результатів розрахунку

Максимальні напруження виникають від основного РСН, включаючи температурне навантаження в місці сполучення похилих стояків з головною балкою (рис. 5) та в деяких скінченних елементах перевищують межу текучості сталі.

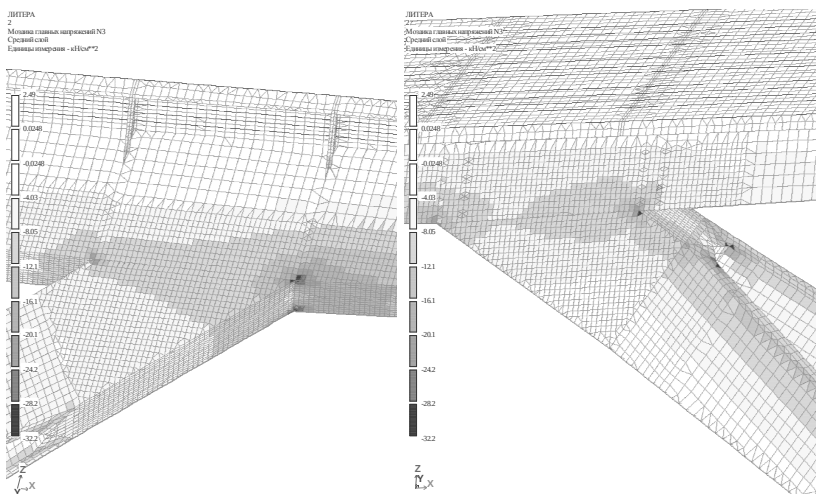


Рисунок 5 – Головні напруження в місті сполучення похилих стояків з головною балкою

Концентратори напружень в розрахунковій моделі обумовлені геометричною формою конструкції та в деякій мірі, можуть бути викликані особливостями математичного алгоритму метода скінчених елементів, та допущеннями, прийнятими при складанні розрахункової моделі.

Список літератури

1. ДБН В.1.2-14:2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ / Мінрегіонбуд України. – Київ: 2009 г. – 43 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи / Мінрегіонбуд України. – Київ: 2006 г. – 60 с.
3. ДБН В.1.2-15:2009. Мости і труби. Навантаження і впливи / Мінрегіонбуд України. – Київ: 2009 г. – 83 с.
4. ДБН В.2.3-:2009. Мости і труби. Основні вимоги проектування / Мінрегіонбуд України. – Київ: 2009 г. – 73 с.
5. ДБН В.2.6-198:2006. Сталеві конструкції. Норми проектування / Мінрегіонбуд України. – Київ: 2014 г. – 199 с.

МЕТОДИ ІНТЕНСИФІКАЦІЇ ПРОЦЕСУ СКЛЕЮВАННЯ ФАНЕРИ

METHODS OF PLYWOOD BONDING PROCESS INTENSIFICATION

Форос В.В., аспірант* (Національний університет біоресурсів і природокористування України)

Foros V.V., PhD student (National University of Life and Environmental Sciences of Ukraine)

Проаналізовано наявні методи скорочення тривалості основних технологічних процесів під час склеювання фанери. Наведено нові, можливі варіанти інтенсифікації процесу пресування фанери з одночасним збільшенням якісних показників.

The existing methods of duration reducing of the main technological processes of plywood bonding were analyzed. The classification of new options for plywood pressing process intensification with simultaneous increase of quality indicators was demonstrated.

Актуальність роботи. Виготовлення сучасних будівельних конструкцій має тенденцію до максимального використання матеріалів природного походження, а також вдалого їх поєднання з традиційними. Одним з природних матеріалів які широко використовуються у будівництві, є деревина та її похідні матеріали, до яких можна віднести різного роду композиційні матеріали у тому числі фанеру та схожого за специфікою виробництва матеріалу – LVL брус, котрі широко використовуються у дерев'яному домобудуванні, виготовленні опалубок та конструкцій перекриття.

Поява нових плитних матеріалів на ринку деревообробної галузі підвищує конкуренцію за даний сегмент. В даний час виробництво фанери має низку проблемних питань, які заважають у подальшому підвищенні конкурентоспроможності даного виду продукції у порівнянні з іншими плитними матеріалами, а в особливості з плитами

* Науковий керівник - доктор технічних наук, професор П.А. Бехта

OSB та QSB, через специфіку одержання вихідної продукції – лущеного шпону.

Одним з шляхів подальшого підвищення ефективності виробництва фанери є інтенсифікація виробничих процесів за рахунок застосування нових технологій та зміни наявних технологічних режимів.

Мета дослідження – проаналізувати основні методи інтенсифікації процесу склеювання фанери з метою збільшення продуктивності фанерних виробництв та запропонувати альтернативний процес скорочення тривалості пресування фанери.

Результати дослідження. Склеювання фанери - самий трудомісткий процес, адже на виробництво 1 м³ фанери, трудомісткість, яка відноситься до ділянки склеювання фанери, складає – 22,2%. Такий високий відсоток трудовитрат пояснюється специфікою даного технологічного процесу, до якої потрібно віднести немеханізований спосіб збирання пакетів, порівняно тривалий час пресування фанери, невеликий формат листів фанери, досить тонкі листи шпону і т.д.

Одним із шляхів підвищення технічного рівня на ділянці склеювання фанери, який дозволяє на 25-30% підвищити виробничу потужність діючих пресів, є впровадження технології попереднього холодного підпресування зібраних пакетів [1] перед завантаженням їх в прес. У цьому випадку тільки за рахунок зменшення величини проміжків між плитами преса число поверхів може бути збільшено з 15 до 22. Не зважаючи на те що даний метод був запропонований доволі таки давно, ряд підприємств і до сьогодні його не застосовують.

Значні трудовитрати на технологічній ділянці склеювання фанери призводять до постійного прагнення знизити їх шляхом застосування різних способів і засобів. Тому, велика увага приділяється створенню автоматизованих способів ребросклеювання шпону на форматні листи, автоматизованому способу збирання пакетів з склеєного шпону, а також склеювання зібраних пакетів в багатоповерхових пресах більшого формату.

Одним з варіантів може стати застосування різних по товщині серединок і “сорочок” шпону [1] при склеюванні фанери поза як це дає можливість вдало комбінувати набір пакету фанери по товщині. Тобто, застосування тонких “сорочок” із застосуванням серединок більшої товщини, що дозволяє раціонально використовувати сировину для збільшення виходу високосортної фанери і знизити час пресування фанери. Крім того, через обмежені можливості отримання з деревини високих сортів шпону, даний метод дозволяє використовувати

якісніший шпон для “сорочок” фанери, а для серединки менш якісний. Що викликають необхідність лущити сировину вищого сорту на шпон меншої товщини, що веде до збільшення об’ємного виходу шпону вищих сортів та раціонального використання низькосортного шпону.

Даний результат можна досягнути двоступеневим лущінням, тобто після операції оциліндрування, чурбаки вищої якості подають на інший лущильний верстат для лущення шпону товщиною 1,15 мм. Склеювання фанери з використанням товстих серединок може стати ефективним способом інтенсифікації процесу пресування.

Принцип складання пакетів шпону, з часу винайдення фанери, залишився незмінним. Разом з тим, вище наведений приклад показує, що застосування товстої серединки значно прискорює процес склеювання фанери. Якщо взяти ще більш товсту серединку при виготовленні багатошарової фанери, то це дозволить ще більше інтенсифікувати процес. До такого способу можна віднести - пошаровий спосіб склеювання фанери, який ґрунтується на тому, що на готову фанеру поступово нашаровується шпон по одному листу з кожного боку. Тобто, по центру пакета ставиться не лист шпону, а вже попередньо склеєна фанера.

Наприклад, в якості вихідної, модульної фанери використана тришарова, яку необхідно личкувати шпоном з обох боків. Припустимо, що личкування проводиться шпоном товщиною 1,5 мм, тоді після нашарування листів шпону на 4 мм лист фанери, він стає товщиною 7 мм., після чого дану операцію можна знову повторити і отримати фанеру товщиною вже 10 мм і т. д. Таким способом, можна отримати фанеру будь якої необхідної товщини.

Якщо технічно вирішити можливість склеювання фанери шляхом її послідовного нашарування, то можна отримати значні переваги, які впливають з нового інтенсифікованого способу склеювання фанери. Наведений метод склеювання фанери, який полягає в послідовному нашаруванні шпону на фанеру вихідної товщини, дозволяє значно збільшити продуктивність праці і устаткування при склеюванні фанери.

В основі п’єзотермообробки закладено принцип одночасного підведення тепла та притискання поверхонь одна до одної, що є передумовою формування міцного клейового з’єднання. Але швидкість прогрівання при контактному способі є довготривалою та має ряд суттєвих недоліків, що є основою для пошуку альтернативних способів інтенсифікації процесу склеювання фанери.

Склеювання багатошарової фанери можливо тільки при значному збільшенні часу, який зростає пропорційно квадрату

товщини фанери. Тобто, виробництво товстої багатошарової фанери значно знижує продуктивність пресо-зміни. До методів, які на практиці довели більшу ефективність прогрівання не залежно від товщини пакета шпону, можна віднести застосування струмів високих частот (СВЧ). Адже внаслідок швидкого прогрівання склеюваного пакета за всією товщиною тривалість витримки в запресованому стані може бути доведена до 1 – 5 хв. незалежно від товщини пакета, оскільки нагрівання кожної її точки відбувається одночасно зі швидкістю, яка залежить від питомої потужності, що поглинається деревиною. Наявні дослідження у напрямку використання СВЧ у виробництві фанери та LVL бруса [2] показують ефективність прогрівання саме товстих пакетів.

При склеюванні з використанням СВЧ клейовий шар внаслідок підвищеної діелектричної проникності поглинає більше електричної енергії і в результаті нагрівається значно швидше деревини. Це сприяє значному прискоренню процесу склеювання, зменшенню питомої витрати електричної енергії і дозволяє деталь що склеюється, нагрівати необхідну кількість разів без шкоди для її якості. При застосуванні СВЧ відбувається рівномірне нагрівання багатошарового пакета, клей одночасно твердне у всіх клейових шарах, що майже виключає можливість виникнення внутрішніх напружень. У порівнянні з контактним способом підведення тепла високочастотне нагрівання теоретично і експериментально довело свою більшу швидкість прогрівання багатошарових товстих пакетів шпону.

До альтернативних способів підведення тепла та джерел теплової енергії можна також віднести інфрачервоне випромінювання (ІЧ), яке широко використовується для сушіння і нагріву різного роду матеріалів, в тому числі і деревини.

Дослідження по впливу інфрачервоного випромінювання на деревину показали, що деревина є проникним матеріалом для даного виду випромінювання й сприяє виведенню з неї вологи [3]. Інфрачервоні промені здатні проникати в деревину на певну глибину залежно від породи, вологості матеріалу та довжини хвилі променю. Тривалість нагрівання залежить від потужності випромінювача, його розташування щодо нагріваючого матеріалу та його розмірів. Даний метод дозволяє пришвидшити підведення тепла до листів шпону та клейового шва безпосередньо, через радіаційний розподіл температури по товщині пакета шпону.

Прогрівання за допомогою ІЧ випромінювання може також проходити за умов вільного виходу певної частини вологи та газопарової суміші, не перешкоджаючи їх виходу. А от прогрівання в

умовах пресу, де парогазова суміш має можливість виходу лише по периметру крайок листа фанери, що безумовно сповільнює процес виведення вологи, і є передумовою збільшення часу на її виведення. Це ґрунтується на тому що підігрівання води не відбувається безмежно – для кожного тиску існує своя певна конкретна температура, при досягненні якої вона перестає змінюватися і процес з ізобарного переходить в ізобарно-ізотермічний.

Саме вище наведені теоретичні дані стали передумовою проведення пошукових досліджень щодо швидкості прогрівання пакета шпону за допомогою ІЧ випромінювачів та безпосередньо до виготовлення експериментальних зразків. Дослідження ґрунтувалися на виборі оптимальних значень: температури прогрівання ІЧ випромінюванням, тривалості прогрівання ІЧ випромінюванням та тривалості пресування пакетів шпону. Отримані результати дозволили припустити, що використання ІЧ випромінювання для попереднього прогрівання пакетів шпону дозволяє значно інтенсифікувати процес пресування фанери з одночасним підвищенням її механічних показників.

Висновки

Можливості застосування нових принципів при склеюванні фанери ще не вичерпані та їх виявлення дає нові засоби інтенсифікації процесу склеювання. Застосування цих нових можливостей в комбінації з уже відомими дозволяє зробити ще один черговий крок вперед по шляху підвищення якісних та кількісних показників виробництва фанери та LVL бруса.

Список літератури

1. Севастьянов К.Ф. Интенсификация процесса склеивания фанеры /К.Ф. Севастьянов - М.: Лесная промышленность, 1976. - 144 с.
2. Peixing Wei, Brad Jianhe Wang, Chumping Dai, Siwei Huang, Xin Rao, Wending Li, Dingguo Zhou High-frequency Heating Behavior of Veneer-based Composites: Modelling and Validation /, 2014. BioResources 9(2), 3304-3322.
3. Долацис Я.А. Воздействие ИК – излучения на древесину / Я.А.Долацис, С.Г.,Ильясов , В.В. Красников – Р.: Зинатне , 1973.- 496с.