

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

**ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ
БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ**

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ

**СУЧАСНІ БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ
З МЕТАЛУ, ДЕРЕВИНИ ТА ПЛАСТМАС**

№ 22

ОДЕССА 2018

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

Збірник наукових праць «Сучасні будівельні конструкції з металу, деревини та пластмас» №22
ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ
Одесса, ТОВ «Зовнішрекламсервіс», 2018, – 87

У збірнику представлені праці провідних вчених, які проводять теоретичні та експериментальні дослідження будівельних конструкцій з металу і деревини

Збірник призначений для наукових працівників і фахівців будівельної галузі, що займаються дослідженням, конструюванням і зведенням будівель і споруд з металу і деревини

Головний редактор - Стоянов В.В. – д.т.н., проф., ОДАБА.
Відповідальний секретар - Арсірій А.М. – к.т.н., доц., ОДАБА.

Редакційна колегія:

Клименко Є.В. – д.т.н., проф., ОДАБА, проректор з наукової роботи.

Даков Д. – д-р інж., проф., Університет з архітектури, будівництва та геодезії, професор кафедри металодерева і пластмас, Болгарія.

Білик С.І. - д.т.н., проф., КНУБА, завідувач кафедри «Металевих та дерев'яних конструкцій».

Турковський С.Б. – д.т.н., проф., ЦНДІБК ім. В.А. Кучеренко, зав. сектором дерев'яних конструкцій, РФ.

Вировий В.М. – д.т.н., проф., ОДАБА, завідувач кафедри «Виробництва будівельних виробів і конструкцій».

Пічугін С.Ф. - д.т.н., проф., ПолтНТУ, завідувач кафедри «Конструкцій з металу, дерева та пластмас».

Найчук А.Я. – д.т.н., проф., БілНДІБ, директор, Білорусь.

Давіденко О.І. – д.т.н., проф., НУБіП України, завідувач кафедри технологій та організації будівництва.

Голоднов О.І. - д.т.н., проф., заст. директора ДП «Укрпроектстальконструкція».

Сольдо Божо – докт. філол., проф. Університет Север, Хорватія

Золотков А.С. - д.т.н., проф., заступник міністра, Міністерство регіонального розвитку та будівництва, Молдова.

Друкується за рішенням
Вченої Ради ОДАБА

©Одеська державна академія
будівництва та архітектури
(ОДАБА), 2018

ЗМІСТ

Безушко Д.І. Арсірій А.М.

Етапи та принципи визначення сейсмічних ризиків в портах України 3

Дзюба С.В., Михайлов О.О., Пушкар А.В.

Підсилення корпусів металевих циліндричних резервуарів зовнішнім поперечним фібропластиковим армуванням з урахуванням впливу температурних деформацій 8

Купченко Ю.В., Сінгаївський П.М., Лесечко О.В.

Ефективні особливості підсилення сталевих ферми комбінованим способом 24

Сіянов О.І.

Розподіл температури в перерізах навісу над трибунами стадіону нск «олімпійський» в умовах локалізованого теплового впливу 27

Стоянов В.В., Жгалі.Ш.

Випробування складених оболонок типу гіперболічного параболоїда на дію статичної навантаження 32

Стоянов В.В., Коршак О.М., Бояджі А. А., Бойко О.В., Рольський С.Е.

Експериментальні дослідження полігональної аркової конструкції 51

Стоянов В.В., Коршак О.М., Бояджі А. А., Голубятнікова М. А., Германова Л. Г.

Експериментальні дослідження клеєних багатошарових дерев'яних панелей з різним розташування шарів і пошаровим армуванням 62

Стоянов В.В., Коршак О.М., Бояджі А. А., Бойко О.В., Сєвцов С.В.

Дерев'яні двотаврової балки як несучі елементи в системах відстеження положення сонця 68

Стоянов В.В., Коршак О.М., Хоменська А.В., Чучмай С.М., Бібіков А.У.

Конструювання металевих конструкцій при циклічному навантаженні з використанням методу «консервації тріщин» 72

Стоянов В.О., Коршак О.М., Чучмай С.М., Стоянов В.В.

Дослідження балки з дефектами в розтягнутій зоні, посиленою тканини на основі вуглецевих волокон 81

УДК 550.34:69.07:338.2

ЕТАПИ ТА ПРИНЦИПИ ВИЗНАЧЕННЯ СЕЙСМІЧНИХ РИЗИКІВ В ПОРТАХ УКРАЇНИ

ЭТАПЫ И ПРИНЦИПЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ СЕЙСМИЧЕСКИХ РИСКОВ В ПОРТАХ УКРАИНЫ

STAGES AND PRINCIPLES OF SEISMIC RISK DETERMINATION IN THE PORTS OF UKRAINE

*Безушко Д.І. к.т.н., доц. (Одеський національний морський університет),
Арсірій А.М. к.т.н., доц. (Одеська державна академія будівництва та архітектури)*

*Безушко Д.И. к.т.н., доц. (Одесский национальный морской университет),
Арсирый А.Н. к.т.н., доц. (Одесская государственная академия строительства и архитектуры)*

*Bezushko D.I. Cand. Sc. (Eng.), Assist. Prof. (Odessa National Maritime University)
Arsiri A.N. Cand. Sc. (Eng.), Assist. Prof. (Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture)*

Анотація. У статті представлена блок-схема моделі «сейсмічний ризик - морський порт» і сформульовані основні завдання та напрямки за визначенням сейсмічних ризиків в морських портах України. Блок-схема включає в себе етапи характерні для стадій проектування, експлуатації, виникнення землетрусу, відновлення працездатного стану. В роботі використані основні методологічні принципи, які викладені в Міжнародних стандартах з ризик-менеджменту ISO 31000: 2009 та FERMA. Розглянуто «Зовнішній фактор» - «Природні небезпеки» в термінології FERMA і розроблена методологія визначення пунктів в описі сейсмічного ризику, а саме: сфера ризику; тип ризику; зацікавлені особи; кількісне вираження ризику; прийнятність ризику; управління ризиком та механізми контролю; можливості для поліпшення; стратегічні і управлінські зміни. Сформульовано шляхи розвитку моделі визначення сейсмічного ризику з урахуванням: прогнозування землетрусів; поведінки ґрунту на конкретній ділянці і схильність його до розрідження; уразливості причалу і технологічного обладнання; прогнозування ступеня «не руйнування» конструкцій причалів і технологічного обладнання для організації вантажно-розвантажувальних робіт і мінімізації витрат. Представлений список підприємств, фізичних осіб і соціальних груп, які так чи інакше зацікавлені в працездатності підприємства в даному випадку терміналу або порту в цілому: управління портом (адміністрація морського порту); оператори терміналів; морські перевізники; транспортні компанії; мережу посередників; фінансові та страхові організації; держава; суспільство. При аналізі сейсмічного ризику для конкретної споруди або терміналу необхідно конкретизувати цей список. В системі оцінки сейсмічного ризику слід використовуватися дані інженерної геології і сейсмології, дослідження операцій, а також ризик-менеджмент для оцінки різних варіантів зниження сейсмічного ризику з точки зору фінансового ризику. Для кожного параметра враховуються, такі фінансові витрати: витрати на проектування і будівництво; витрати на ремонт пошкоджень від землетрусів; фінансові витрати порту через простої і зривів операцій під час ремонту.

Анотация. В статье представлена блок-схема вероятностно-информационной модели «сейсмический риск - морской порт» и сформулированы основные задачи и направления по определению сейсмических рисков в морских портах Украины. Блок-схема включает в себя этапы характерные для стадий проектирования, эксплуатации, возникновения землетрясения, восстановление работоспособного состояния. В работе использованы основные методологические принципы, которые изложены в Международных стандартах по риск-

менеджменту ISO 31000:2009 и FERMA. Рассмотрен «Внешний фактор» - «Естественные опасности» в терминологии FERMA и разработана методология определения пунктов в описании сейсмического риска, а именно: сфера риска; тип риска; заинтересованные лица; количественное выражение риска; приемлемость риска; управление риском и механизмы контроля; возможности для улучшения; стратегические и управленческие изменения. Сформулированы пути развития модели определения сейсмического риска с учетом: прогнозирования землетрясений; поведения грунта на конкретном участке и склонность его к разжижению; уязвимости причала и технологического оборудования; прогнозирование степени «не разрушения» конструкций причалов и технологического оборудования для организации погрузо-разгрузочных работ и минимизации расходов на простой. Представлен список предприятий, физических лиц и социальных групп, которые так или иначе заинтересованы в работоспособности предприятия в данном случае терминала или порта в целом: управление портом (администрация морского порта); операторы терминалов; морские перевозчики; транспортные компании; сеть посредников; финансовые и страховые организации; государство; общество. При анализе сейсмического риска для конкретного сооружения или терминала необходимо конкретизировать список. В системе оценки сейсмического риска следует использоваться данные инженерной геологии и сейсмологии, исследования операций, а также риск-менеджмент для оценки различных вариантов снижения сейсмического риска с точки зрения финансового риска. Для каждого параметра учитываются, следующие финансовые затраты: расходы на проектирование и строительство; затраты на ремонт повреждений от землетрясений; финансовые потери порта из-за простоев и срывов операций во время ремонта.

Anotation. The block diagram of a probability information model "seismic risk - seaport" is presented in article and the main objectives and the directions by determination of seismic risks in seaports of Ukraine are formulated. The block diagram includes stages characteristic of design stages, operation, earthquake emergence, recovery of operating state. In work the basic methodological principles which are stated in the International standards on risk management of ISO 31000:2009 and FERMA are used. "External factor" - "Natural dangers" by terminology of FERMA is considered and the methodology of definition of points in the description of seismic risk is developed, namely: sphere of risk; risk type; interested persons; quantitative expression of risk; acceptability of risk; management of risk and control; opportunities for improvement; strategic and administrative changes. Development by model of determination seismic risk are formulated taking into account: prediction of earthquakes; behavior of soil on specific section and his tendency to liquefaction; vulnerabilities of the mooring and technology equipment; prediction extent "not destruction" of constructions moorings and technology equipment for the organization work and minimization of expenses on idle time. The list of the enterprises, natural persons and social groups who are anyway interested in operability of the enterprise in this case of the terminal or port in general is submitted: management of port (administration of seaport); operators of terminals; sea carriers; transport companies; network of intermediaries; financial and insurance companies; state; society. In the analysis of seismic risk for a specific construction or the terminal it is necessary to concretize the list. In the system assessment of seismic risk follows it is used given to engineering geology and seismology, a research of operations and also risk management for assessment of different options decrease in seismic risk in terms of financial risk. For each parameter are considered, the following financial expenses: expenses on design and construction; repair costs of damages from earthquakes; financial losses of port because of idle times and failures of operations during repair.

Ключові слова: ризик, сейсмічний ризик, морський порт, причал, кран, розрідження ґрунтів.

Ключевые слова: риск, сейсмический риск, морской порт, причал, кран, разжижение грунтов.

Key words: risk, seismic risk, seaport, pier, crane, soil liquefaction.

Порты являются стратегически важными элементами национальной и международной торговли. Украина занимает второе место по грузообороту среди морских портов Черноморско-Азовского бассейна, по данным Информационно-аналитического центра BlackSeaTrans [5]. Несмотря на падение грузооборота в последние годы четыре морских порта Украины входят в топ10 Черноморских портов по грузообороту. Учитывая тот факт, что нарушение в деятельности порта может привести к значительным прямым и косвенным потерям, а возникновение сейсмического воздействия носит случайный характер и приводит к значительным разрушениям, то оценка сейсмических рисков наряду с другими факторами принятия решений, **является актуальной задачей.**

В данной работе будут использованы основные методологические принципы, которые изложены в Международных стандартах по риск-менеджменту ISO 31000:2009 [6, 7] и FERMA [8], анализ которых представлен в работе Дикань В.Л. [2]. Однако необходимо отметить тот факт, что мы не будем говорить об общей системе управления рисками, а рассмотрим только определение риска от сейсмических воздействий на сооружения в портах. Таким образом мы рассмотрим «Внешний фактор» - «Естественные опасности» в терминологии FERMA [8] и разработаем методологию определения всех пунктов в описании сейсмического риска для промышленных и гидротехнических сооружений в морских портах Украины.

Структура описания риска в соответствии с FERMA [8]:

1. *Название риска* – сейсмический риск.
2. *Сфера риска* – данный риск возникает в следствии возникновения внешнего природного фактора – землетрясения, охватывает всю территорию предприятия, носит случайный характер и описывается интенсивностью землетрясения в балах.
3. *Тип риска* – операционный (вызванный внешними факторами).
4. *Заинтересованные лица* - в данном пункте необходимо определить список предприятий, физических лиц и социальных групп, которые так или иначе заинтересованы в работоспособности предприятия в данном случае терминала или порта в целом. Далее представим далеко не полный перечень заинтересованных лиц: управление портом (администрация морского порта); операторы терминалов; морские перевозчики; транспортные компании; сеть посредников; финансовые и страховые организации; государство; общество. При анализе сейсмического риска для конкретного сооружения или терминала необходимо конкретизировать список, а именно указать название фирм с долей заинтересованности [9].
5. *Количественное выражение риска* – определяется вероятностью возникновения события и значением последствий (материальный ущерб) [3]. Именно этому пункту будет уделено значительное внимание в дальнейших исследованиях. Для решения поставленной задачи необходимо проанализировать существующие и разработать для морских портов вероятностно-информационную модель определения сейсмического риска с учетом:
 - а) прогнозирования землетрясений на основе нормативных документов и сейсмического микрорайонирования;
 - б) поведения грунта на конкретном участке и склонность его к разжижению;
 - в) уязвимости причала и технологического оборудования – на данном этапе необходимо выполнить анализ существующих конструкций причалов и оградительных сооружений в морских портах Украины, выполнить их классификацию по конструктивному решению и для каждого вида конструктивных схем определить наиболее уязвимые места и построить численную модель определения величины риска;
 - г) прогнозирование степени «не разрушения» конструкций причалов и технологического оборудования для организации погрузо-разгрузочных работ и минимизации расходов на простой.

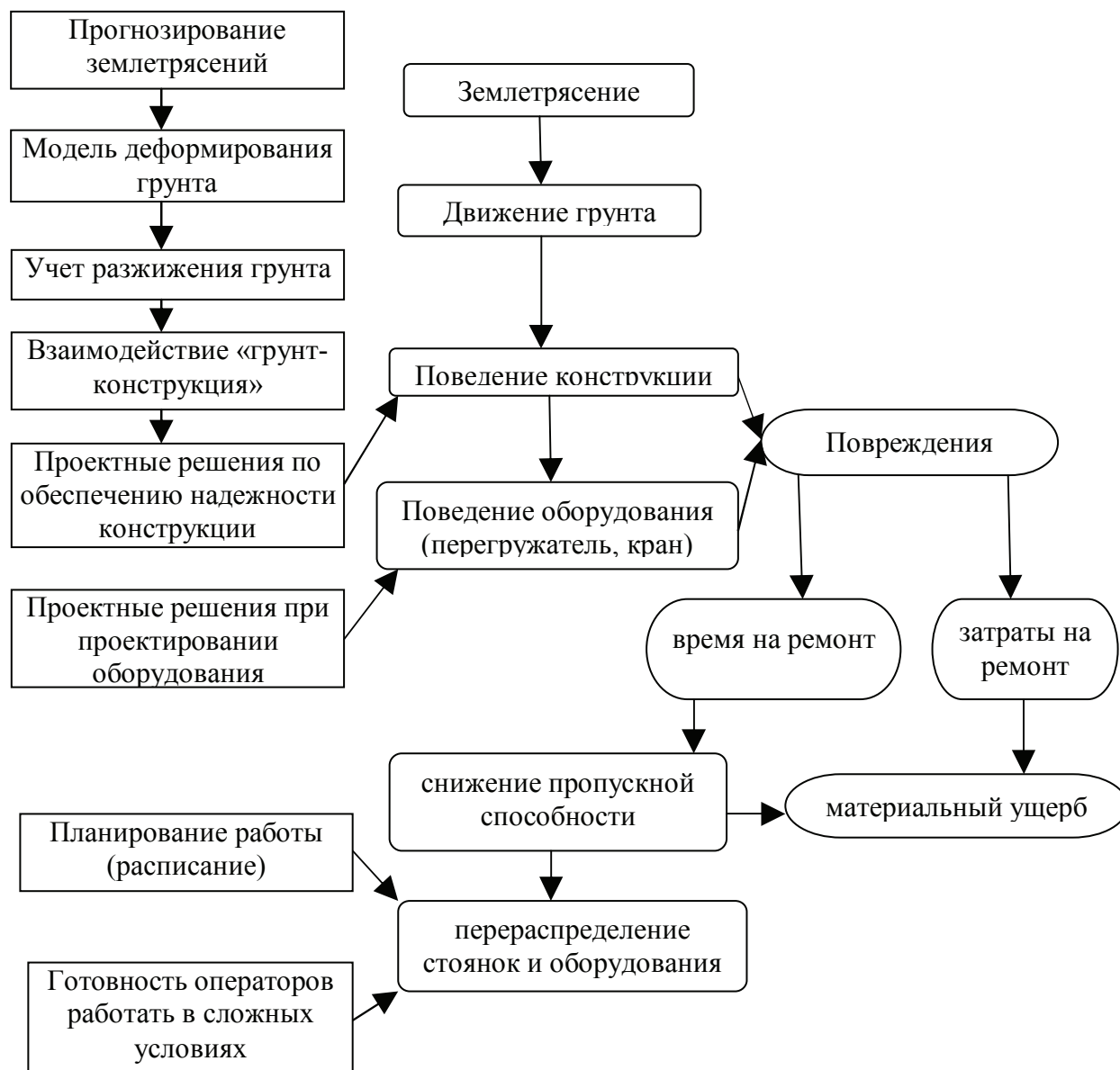


Рис.1. Блок-схема вероятностно-информационной модели «сейсмический риск - морской порт»

Блок-схема вероятностно-информационной модели «сейсмическое воздействие на морской порт» представлена на Рис.1.

6. *Приемлемость риска* – в системе оценки сейсмического риска будем использоваться данные инженерной геологии и сейсмологии, исследования операций, а также риск-менеджмент для оценки различных вариантов снижения сейсмического риска с точки зрения финансового риска. Для каждого параметра учитываются, следующие финансовые затраты:

- (а) расходы на проектирование и строительство;
- (б) затраты на ремонт повреждений от землетрясений;
- (в) финансовые потери порта из-за простоев и срывов операций во время ремонта.

Стандарт FERMA [8] дает следующие рекомендации по анализу значимости последствий.

Таблиця 1

Значимость последствий	
Высокий	Финансовые последствия не превысят \$X. Существенное влияние на стратегическое развитие и деятельность организации. Существенная обеспокоенность заинтересованных лиц
Средний	Финансовые последствия находятся в пределах \$X и \$Y. Умеренное влияние на стратегическое развитие и деятельность организации. Умеренная обеспокоенность заинтересованных лиц
Низкий	Финансовые последствия ниже \$Y. Слабое влияние на стратегическое развитие и деятельность организации. Слабая обеспокоенность заинтересованных лиц

7. *Управление риском и механизмы контроля* – мероприятия по управлению рисками направлены на обеспечение надежности и эффективности деятельности порта. При этом необходимо рассматривать все морские порта Украины, как единую систему, с возможностью перераспределения грузов и транспортных потоков.

8. *Возможности для улучшения* - Предлагаемые мероприятия внутреннего контроля должны быть оценены с точки зрения потенциального экономического эффекта, сравнивая ситуацию при отсутствии мероприятий с расходами на них, а также при необходимости дополнительной информации о риске с предположениями, которые имеются в распоряжении.

9. *Стратегические и управленческие изменения* – определение ответственных лиц и степени ответственности за внедрение стратегии управления риском.

Выводы. В статье представлена схема вероятностно-информационной модели «сейсмический риск - морской порт», которая позволит структурировать и организовать работу по определению сейсмических рисков в морских портах Украины. Вопросы рассмотренные в работе носят дискуссионный характер и направлены на обсуждение в научных кругах, что является важной частью в работе над данной проблемой.

Литература

1. Акимов В.А., Лесных В.В., Радаев Н.Н. Основы анализа и управления риском в природной и техногенной сферах. М.: Деловой экспресс, 2004. 352 с.
2. Дикань В. Л. Дослідження міжнародних стандартів управління ризиками / В. Л. Дикань, І. М. Посохов // Бізнес Інформ. - 2014. - № 1. - С. 314-319. - Режим доступа: http://nbuv.gov.ua/UJRN/binf_2014_1_58.
3. Кофф Г.Л., Рюмина Е.В. Сейсмический риск (виды, оценка, управление). М.: НИЦ «Геориск», 2003. 107 с.
4. Руководство ISO 73:2009, Риск-менеджмент - Словарь
5. Рыженкова Н. Как выглядят порты Украины на фоне черноморских конкурентов [Электронный ресурс]/ сайт «Порты Украины» – Режим доступа <http://ports.com.ua/articles/kak-vyglyadyat-porty-ukrainy-na-fone-chernomorskikh-konkurentov> – Дата обращения: 26.08.2017.
6. ISO/IEC 31010, Риск-менеджмент — Техники оценки риска
7. ISO 31000:2009 Risk management. Principles and guidelines [Электронный ресурс]. – Режим доступа : http://ddata.over-blog.com/xxxyyy/0/32/13/25/Risques/ISO_DIS_31000_E--1-.pdf
8. Risk Management Standard. FERMA 2002 [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://docs.google.com/viewer?a=v&pid=sites&srcid=ZGVmYXVsdGRvbWVpbnxoYXphcmR2aWV3fGd4OjU1MmZiYTRIYTc5NmM5ZTQ>.
9. Werner S. D. Seismic risk management for seaports / Werner S. D., Rix G. J., DesRoches R. // 4th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China. – 2008. - Режим доступа: http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/14_S30-003.PDF.

УДК 624.014:624.074.7:624.953

ПІДСИЛЕННЯ КОРПУСІВ МЕТАЛЕВИХ ЦИЛІНДРИЧНИХ РЕЗЕРВУАРІВ ЗОВНІШНІМ ПОПЕРЕЧНИМ ФІБРОПЛАСТИКОВИМ АРМУВАННЯМ З УРАХУВАННЯМ ВПЛИВУ ТЕМПЕРАТУРНИХ ДЕФОРМАЦІЙ

УСИЛЕНИЕ КОРПУСОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ РЕЗЕРВУАРОВ ВНЕШНИМ ПОПЕРЕЧНЫМ ФИБРОПЛАСТИКОВЫМ АРМИРОВАНИЕМ С УЧЕТОМ ВЛИЯНИЯ ТЕМПЕРАТУРНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ

STRENGTHENING OF METALLIC SHELLS OF CYLINDRICAL TANKS BY EXTERNAL TRANSVERSAL FRP RE-ENFORCEMENT TAKING INTO ACCOUNT INFLUENCE OF TEMPERATURE DEFORMATIONS

*Дзюба С.В. к.т.н., доц., Михайлов О.О. аспирант, Пушкарь А.В. студент
(Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса)*

*Дзюба С.В. к.т.н., доц., Михайлов А.А. аспирант, Пушкарь А.В. студент
(Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса)*

*Dzyuba S.V. Cand. Sc. (Eng.), Assist. Prof., Mikhailov O.O. graduate student, Pushkar A.V.
student (Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa)*

Анотація. Україна має великий парк металевих циліндричних резервуарів, що характеризується значним зносом несучих конструкцій. Головними причинами зносу корпусів таких споруд є корозія та втома металу вертикальних з'єднань їх рулонованих елементів.

Компенсувати корозійні втрати, а також знизити рівень діючих напружень до величин, що допускаються умовами втоми металу, можливо при зовнішньому поперечному підсиленні, здійснюваному бандажуванням або безперервною навивкою високоміцних дротів та стрічок. Сучасною альтернативою зовнішньому підсиленню металевими елементами є фібропластикове армування.

Послідовний розгляд роботи сталевих оболонок циліндричних резервуарів, підсилених безперервним зовнішнім поперечним фібропластиковим армуванням дозволяє отримати величини відповідних кільцевих напружень. Необхідне обмеження значень максимальних напружень металевих складових конструкцій дає можливість визначення коефіцієнтів зовнішнього фібропластикового армування. При цьому аналіз отриманих теоретичних результатів свідчить про обов'язкову необхідність урахування температурних деформацій елементів конструкцій, що проявляють різні температурно-деформаційні властивості, а також про істотний вплив на отримувані результати повздовжніх деформацій металевих оболонок даних споруд.

Запропоновані в статті методи розрахунку дозволяють здійснювати визначення необхідних параметрів посилення корпусів металевих циліндричних резервуарів зовнішнім поперечно спрямованим фібропластиковим армуванням, що сприймає дію кільцевих зусиль. Основними чинниками, що визначають ефективність отримуваних рішень, являються залишкова міцність матеріалу металевих оболонок резервуарів, а також модуль пружності застосованих фібропластиків.

Теоретична доцільність ефективного використання низькомодульних фіброармованих пластиків підтверджується для конструкцій, що мають високі міцносні показники металевих основ, а високо модульних — у випадках суттєвого обмеження рівня напружень металевих елементів.

Аннотация. Украина обладает обширным парком металлических цилиндрических резервуаров, характеризующимся существенным износом несущих конструкций. Основными причинами износа корпусов таких сооружений являются коррозия и усталость металла вертикальных соединений их рулонированных элементов.

Восполнить коррозионные потери, а также снизить уровень действующих напряжений до величин, допускаемых условиями усталости металла, возможно при внешнем поперечном усилении, осуществляемом бандажированием или непрерывной навивкой высокопрочных проволок и лент. Современной альтернативой внешнему усилению металлическими элементами является фибропластиковое армирование.

Последовательное рассмотрение работы стальных оболочек цилиндрических резервуаров, усиленных непрерывным внешним поперечным фибропластиковым армированием позволяет получить величины соответствующих кольцевых напряжений. Необходимое ограничение величин максимальных напряжений металлических составляющих дает возможность определения коэффициентов внешнего фибропластикового армирования данных конструкций. При этом анализ получаемых теоретических результатов свидетельствует об обязательной необходимости учета температурных деформаций элементов конструкций, проявляющих различные температурно-деформационные свойства, а также о существенном влиянии на получаемые результаты продольных деформаций металлических оболочек рассматриваемых сооружений.

Предложенные в статье методы расчета позволяют производить определение необходимых параметров усиления корпусов металлических цилиндрических резервуаров внешним поперечно направленным фибропластиковым армированием, воспринимающим действия кольцевых усилий. Основными факторами, определяющими эффективность получаемых решений, являются остаточная прочность материала металлических оболочек резервуаров, а также модуль упругости применяемых фибропластиков.

Теоретическая целесообразность эффективного использования низко модульных фиброармированных пластиков подтверждается для конструкций, имеющих высокие прочностные показатели металлических основ, а высоко модульных — в случаях существенного ограничения уровня напряжений металлических элементов.

Abstract. Ukraine possesses the vast park of metallic cylindrical tanks, which is characterized by the substantial wear of load carrying structures. Main reasons of wear of their shells are the corrosion and the fatigue of vertical connections of rolled elements.

To fill in corrosive losses, and also to bring down the levels of stresses to the assumed by the terms of metal fatigue, are possible to make by the external transverse strengthening carried out by bandaging or continuous wrapping of high-strength metallic wires and ribbons. The modern alternative to the external strengthening made by metallic elements is FRP re-enforcement.

Sequential consideration of behavior of steel shells of cylindrical tanks strengthened by continuous external transversal FRP re-enforcement allows to obtain the corresponding circular stresses. The limitation of maximal tensions of metallic constituents gives an opportunity to determinate the indispensable coefficients of the external FRP re-enforcement of these constructions. Thus the analysis of the obtained theoretical results shows the obligatory necessity of accounting of temperature deformations of construction elements which have different temperature-deformation properties, and also that the longitudinal strains of metallic shells have substantial influence to the examined coefficients.

Introduced in the article methods of calculation allow to determinate required parameters of strengthening of shells of metallic cylindrical tanks by the external transversal FRP re-enforcement, which perceiving the circular strains. The basic factors that characterize efficiency of such constructions are retained strength of metallic shells of tanks, and also Young's modulus of applied FRP.

Theoretical expediency of the effective use of low-modulus FRP has been confirmed for constructions having high strength indexes of metallic bases, and high-modulus FRP for the cases of substantial limitation of tensions of metallic elements.

Ключові слова: металеві циліндричні резервуари, методи підсилення стінок резервуарів, фібропластикові системи зовнішнього армування

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

Keywords: metallic cylindrical reservoirs, methods of wall strengthening of reservoirs, fiber reinforced plastic (FRP) systems for external usage

Вступлення. Украина обладает обширным парком металлических цилиндрических резервуаров, характеризуемым длительными сроками эксплуатации и существенным износом, в значительной степени снижающими надежность эксплуатации их конструкций [1, 2, 3].

В состав комплекса проблем, подлежащих решению при продлении сроков эффективной эксплуатации корпусов металлических резервуаров, входит восстановление утраченной несущей способности их стенок, являющейся потенциальной причиной наиболее опасных и экономически затратных аварий данных сооружений [1, 4].

Анализ проблемы. Основными причинами физического износа стенок металлических цилиндрических резервуаров являются коррозия, влияющая на работоспособность сооружений малой и средней вместимости [1, 2, 5, 6], и усталость металла, характерная для сооружений больших размеров, наиболее критично проявляющаяся в вертикальных стыках рулонированных элементов [1, 7-11].

Методы реабилитации стенок резервуаров, претерпевших существенные коррозионные повреждения, традиционно сводятся к мероприятиям по возможному восполнению утраченного материала, обеспечению герметичности сооружений и исключению дальнейших процессов проявления коррозии [12- 15].

Наиболее опасные усталостные дефекты вертикальных стыков элементов стенок требуют применения различных компенсационных методов, снижающих максимальные величины действующих в материале напряжений до безопасного уровня, либо радикальных способов вырубки частей конструкций, включающих совмещенные вертикальные стыки элементов, с последующей их заменой «гребенчатыми» вставками [7, 9, 16-18]. В последнем случае сооружения приходится выводить из эксплуатации на продолжительные периоды времени, а технология производства работ отличается крайней сложностью, обусловленной необходимостью противодействия изгибающим моментам, стремящимся выгнуть кромки вырезов стенок во внутрь резервуаров, а также требованиями точной подгонки элементов монтируемых вставок, учитывающими поперечные усадки выполняемых сварных швов [1, 9, 18].

Восполнить рабочий материал стенок резервуаров, потерянный вследствие коррозии, а также снизить уровень действующих напряжений до величин, допускаемых условиями усталости металла, становится возможным при внешнем усилении корпусов сооружений. С этой целью достаточно часто применяется бандажирование стальными разъемными кольцами [12, 14, 15], не лишенное ряда недостатков в виде проявления дополнительных местных изгибающих моментов, действующих в направлении продольной оси резервуаров и способствующих потере местной устойчивости прокорродировавших участков стенки, а также провоцирующих усталость металла уже в горизонтальных, совмещенных в одну линию, стыковых швах [4]. Кроме того наличие внешних разъемных бандажей существенно усложняет процесс антикоррозионной защиты материала и предъявляет дополнительные

требования к дальнейшей эксплуатации и гидравлическим испытаниям таких сооружений [19].

Классическим развитием способа бандажного внешнего усиления явилась идея непрерывной навивки на стенки корпусов цилиндрических резервуаров высокопрочных проволок и лент, устанавливаемых с предварительным напряжением [20-27]. Однако в силу ряда причин эта идея не нашла широкого воплощения, главным образом ограничившись натурными испытаниями экспериментальных сооружений. Главными факторами, ограничившими внедрение метода навивки, явились сложность производства работ по монтажу, отсутствие достаточно надежных конструктивных решений узлов крепления навиваемых элементов на поверхности металлических оболочек, а также значительное усложнение технологии эксплуатации конструкций, производства текущих ремонтных работ и поддержания работоспособности антикоррозионных покрытий.

Внедрение в строительство новых материалов, к числу которых относятся фиброармированные пластики, часто многократно превосходящие сталь по прочности и продольной жесткости [28-39], делает идею внешнего непрерывного армирования корпусов резервуаров вновь актуальной [4, 40-43]: возможность применения высокомодульных материалов позволяет получать эффективные решения без использования предварительного напряжения, а в случае его применения технология производства работ значительно упрощается, кроме того отсутствует необходимость в устройстве сложных узлов крепления внешнего усиления на поверхностях резервуаров. Немаловажным также является то, что подобные системы силового усиления комплексно решают вопросы обеспечения герметичности и антикоррозионной защиты сооружений на весь срок своей службы.

Относительная новизна решений, сочетающих совместную силовую работу металлических и фибропластиковых элементов в составе строительных конструкций, теоретическая нерешенность ряда вопросов расчета, а также отсутствие адекватной нормативной базы их использования [4, 39], в значительной степени сдерживают практическое внедрение методов фибропластикового усиления стальных резервуаров. Проблема в значительной степени осложняется разномодульностью возможных к применению фибропластиков, а также многократным отличием от стали их характеристик температурного деформирования, способным в отдельных случаях значительно снизить степень эффективности получаемых решений [40-43].

Цель работы — определение метода, допустимого для расчета металлических цилиндрических резервуаров, воспринимающих внутреннее давление и усиленных непрерывным внешним поперечно-направленным фибропластиковым армированием, учитывающего различия температурного деформирования используемых материалов; дефиниция общих факторов, влияющих на эффективность применяемого решения внешнего усиления.

Результаты исследований. Последовательное рассмотрение работы стальной оболочки цилиндрического резервуара, имеющей радиус r и толщину t_s , находящейся под действием начального внутреннего давления P' , усиливаемой непрерывно располагаемыми по ее высоте поперечными предварительно напрягаемыми напряжением σ_{f0} фибропластиковыми элементами толщиной t_f и испытывающей последующее повышение давления на величину ΔP (рис. 1) позволило получить величины максимальных кольцевых напряжений, соответственно, в элементах фибропластикового усиления и стальной стенки резервуара [40]:

$$\sigma_f = \sigma_{f0} + \frac{m[N_f(\alpha_s t_s + t_s E_f(\alpha_s \Delta T_{s2} - \alpha_f \Delta T_{f2}))]}{t_s + t_f m}, \quad (1)$$

$$\sigma_s = \frac{P' r}{t_s} - \sigma_{f0} \frac{t_f}{t_s} + \frac{N_s(\alpha_s) + t_f E_f(\alpha_f \Delta T_{f1} - \alpha_s \Delta T_{s1})}{t_s + t_f m}, \quad (2)$$

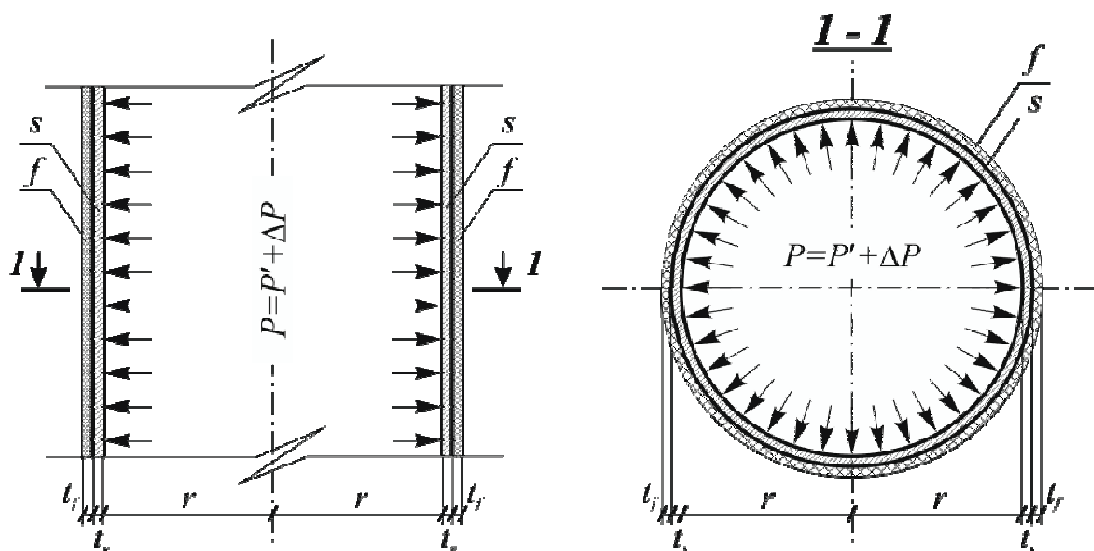


Рис. 1. Расчетная схема стальной цилиндрической оболочки резервуара, усиленной внешним поперечным фибропластиковым армированием: s — стальная оболочка резервуара, f — слой внешнего поперечного фибропластикового усиления

где: $N_{f(x,z)} = (\Delta P)r(1 - \mu/2)$, $N_{s(x,z)} = (\Delta P)r \left[1 + m \frac{t_f \mu}{t_s 2} \right]$ — условные кольцевые усилия единицы сечения фибропластикового и стального слоев стенки резервуара, возникающие при изменении внутреннего давления на величину ΔP , определенные с учетом совместного действия кольцевых и продольных напряжений в стальной части конструкции; E_s , E_f — соответственно, модули упругости стали и элементов фибропластикового усиления; $m = E_f/E_s$ — соотношение модулей упругости составляющих слоев стенки; μ — коэффициент Пуассона материала стальной составляющей стенки резервуара; σ_{f0} — предварительные напряжения в элементах фибропластикового усиления; α_s , α_f — коэффициенты линейного температурного деформирования стали и слоя усиливающего фибропластика; ΔT_{s1} , ΔT_{f1} — наиболее невыгодные изменения температур стальной и фибропластиковой составляющих оболочки, вызывающие максимальные дополнительные усилия стали; $\Delta T'_{s2}$ и $\Delta T'_{f2}$ — наиболее невыгодные изменения температур стальной и фибропластиковой составляющих оболочки, вызывающие максимальные дополнительные усилия в фибропластике.

При этом наиболее характерным случаем, определяющим температурные режимы эксплуатации абсолютного большинства металлических резервуаров, является плавное изменение температур с одинаковыми их величинами во всех слоях комплексных стенок. Таким образом в выражениях (1) и (2) становится возможным использование обобщенной величины данного фактора ΔT для различных составляющих конструкции.

В настоящее время сформировалось два принципиальных подхода к практическому рассмотрению характера работы металлических цилиндрических оболочек, усиленных внешним поперечным армированием, воспринимающим действие только кольцевых усилий.

С одной стороны классические работы [20, 21], анализирующие усиление металлических цилиндрических оболочек навивкой высокопрочных металлических проволок и лент, утверждают, что учет продольных напряжений этих конструкций приводит к незначительному увеличению толщин стальных частей стенок и уменьшению толщин усиливающих слоев, уточняя расчет не более чем на 4...5%. Таким образом, в этом случае, под влиянием соображений значительного упрощения практических вычислений, декларируется допущение предположения о применимости утверждения $N_{f(x,z)} \approx N_{s(x,z)} \approx (\Delta P)r$.

С другой стороны [42, 43] отличительными чертами использования внешнего фибропластикового армирования резервуаров от усиливающей наливки металлическими элементами являются гораздо больший возможный диапазон соотношений модулей упругости рабочих частей конструкции стенки $m = E_f/E_s$, составляющий в общем случае 0,3...3,8, а также наличие коэффициентов линейного температурного деформирования фибропластиков $\alpha_f = (-2,0 \dots +5,4) \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, обуславливающих значительный температурный прирост напряжений при совместной работе со сталью, демонстрирующей аналогичную величину, равную $\alpha_s = +10,4 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. Сказанное заставляет ограничивать применимость упрощений классического подхода, абстрагированного от деформаций стали, направленных вдоль осей оболочек резервуаров.

Решение задачи определения требуемых рабочих толщин фибропластиковых составляющих комплексных стенок рассматриваемых цилиндрических резервуаров без учета продольных деформаций металлических оболочек и с их наличием приведем ниже.

Случай абстрагирования от продольных деформаций металлических оболочек резервуаров. Совместное рассмотрение выражений, определяющих напряжения в стальной стенке резервуара и усиливающих фибропластиковых элементах (формулы (1) и (2)), абстрагированное от продольных напряжений оболочки (т.е. предполагающее $N_{f(x,z)} \approx N_{s(x,z)} \approx (\Delta P)r$) и учитывающее равномерное изменение температур ΔT материалов всех слоев конструкции, позволяет получить взаимозависимость между рассматриваемыми напряжениями следующего вида

$$\sigma_s = \sigma'_{s0(x)} + \frac{1}{m} (\sigma_f - \sigma_{f0}) - \sigma_{f0} \frac{t_f}{t_s} - \Delta\alpha \Delta T E_s, \quad (3)$$

где: $\sigma'_{s0(x)} = \frac{P'r}{t_s}$ — напряжения в стальной оболочке до начала процесса усиления, $\Delta\alpha = \alpha_s - \alpha_f$ — разность коэффициентов линейного температурного деформирования стали и слоя усиливающего фибропластика.

При отсутствии начального давления в момент усиления резервуаров (т.е. $P'=0$) и при условии размещения фибропластикового армирования без придания усилий предварительного напряжения ($\sigma_{f0}=0$) последняя взаимозависимость составит

$$\sigma_s = \frac{\sigma_f}{m} - \Delta\sigma_T, \quad (4)$$

где: $\Delta\sigma_T = \Delta\alpha \Delta T E_s$ — величина, определяющая изменение напряжений под воздействием температурных деформаций.

Ограничивая в составе последнего выражения величину напряжений стальной составляющей σ_s комплексной стенки резервуара пределом текучести материала f_{yd} или предельной величиной напряжений, допустимой из условий усталости материала соединений ее не усиленной конструкции, становится возможным получить из соотношения (4) максимальные напряжения фибропластиковой составляющей, соответствующие случаю сохранения общей работоспособности, т.е.

$$\sigma_f^{\max} = (f_{yd} + \Delta\sigma_T)m. \quad (5)$$

Учитывая условие равновесия действующих усилий

$$N_{\Delta P(x)} = \sigma_s t_s + \sigma_f t_f, \quad (6)$$

где: $N_{\Delta P(x)} = (\Delta P)r$ — условное кольцевое усилие, приходящееся на единицу сечения комплексной стенки резервуара, возникающие при изменении внутреннего давления на величину ΔP ,

и ограничивающее условие (5), становится возможным получить требуемую толщину сплошного внешнего поперечного фибропластикового армирования

$$t_f = \frac{N_{\Delta P(x)} - f_{yd} t_s}{(f_{yd} + \Delta \sigma_T) m} \quad (7)$$

Введя показатель коэффициента необходимой степени внешнего фибропластикового армирования $k_{f(t)} = t_f / t_s$, получим

$$k_{f(t)} = t_f / t_s = \frac{\frac{N_{\Delta P(x)} - f_{yd} t_s}{t_s}}{(f_{yd} + \Delta \sigma_T) m} = \frac{\Delta \sigma_{s+}}{(f_{yd} + \Delta \sigma_T) m} \quad (8)$$

где: $\Delta \sigma_{s+} = \left(\frac{N_{\Delta P(x)}}{t_s} - f_{yd} \right)$ — условное превышение напряжений над ограничивающей величиной (пределом текучести стали или максимальными напряжениями, определенными усталостью материала соединений) в металлической оболочке при отсутствии внешнего армирования.

Учитывая линейность зависимости коэффициента $k_{f(t)}$ от условной величины превышения напряжений $\Delta \sigma_{s+}$, необходимая толщина внешнего фибропластикового армирования может быть представлена как

$$t_f = k_{f1(t)} \cdot t_s \cdot \Delta \sigma_{s+} \quad (9)$$

где: $k_{f1(t)} = \frac{1}{(f_{yd} + \Delta \sigma_T) m}$ — коэффициент необходимого внешнего фибропластикового армирования при возможном единичном превышении напряжений над ограничивающей величиной, т.е. при $\Delta \sigma_{s1+} = 1$.

Случай учета продольных деформаций металлических оболочек резервуаров. Аналогично предыдущему случаю совместное рассмотрение выражений, определяющих напряжения в стальной стенке резервуара и усиливающих фибропластиковых элементах (формулы (1) и (2)), учитывающее влияние продольных напряжений в оболочке на условные кольцевые усилия $N_f(x,z) = N_{\Delta P(x)} (1 - \mu/2)$, $N_s(x,z) = N_{\Delta P(x)} \left[1 + m \frac{t_f}{t_s} \frac{\mu}{2} \right]$, а также равномерное изменение температур ΔT материалов всех слоев конструкции, позволяет получить взаимозависимость между данными напряжениями

$$\sigma_f = \frac{m}{A} \left[\sigma_s - \sigma'_{s0}(x) + \sigma_{f0} \frac{t_f}{t_s} + \Delta \alpha \Delta T E_s \frac{A t_s + t_f m}{t_s + t_f m} \right] + \sigma_{f0} \quad (10)$$

$$\sigma_s = \sigma'_{s0}(x) + \frac{A}{m} (\sigma_f - \sigma_{f0}) - \sigma_{f0} \frac{t_f}{t_s} - \Delta \alpha \Delta T E_s \frac{A t_s + t_f m}{t_s + t_f m} \quad (11)$$

где: $A = \frac{1 + m \frac{t_f \mu}{t_s^2}}{1 - \mu/2}$ — вспомогательная величина,

которые при отсутствии начального давления в момент усиления резервуаров (т.е. $\sigma'_{s0}(x) = 0$) и установке фибропластикового армирования без предварительного напряжения ($\sigma_{f0} = 0$) примут вид

$$\sigma_f = \frac{m}{A} \left[\sigma_s + \Delta \sigma_T \frac{A t_s + t_f m}{t_s + t_f m} \right] \quad (12)$$

$$\sigma_s = \frac{A}{m} \sigma_f - \Delta \sigma_T \frac{A t_s + t_f m}{t_s + t_f m} \quad (13)$$

В соответствии с выражением (12) максимальные напряжения, допустимые в фибропластиковой составляющей стенки из условия обеспечения работоспособности стальной части конструкции, составят

$$\sigma_f^{max} = \frac{m}{A} \left[f_{yd} + \Delta\sigma_T \frac{At_s + t_fm}{t_s + t_fm} \right]. \quad (14)$$

В свою очередь совместное рассмотрение условия равновесия усилий (6) и ограничения (14) позволяет получить требуемую толщину сплошного внешнего поперечного фибропластикового армирования, определенную с учетом продольных деформаций металлической оболочки резервуара

$$t_f = \frac{A}{m} \cdot \frac{N_{\Delta P(x)} f_{yd} t_s}{f_{yd} + \Delta\sigma_T \frac{At_s + t_fm}{t_s + t_fm}}. \quad (15)$$

Величина коэффициента необходимого внешнего фибропластикового армирования $k_{f(x)}$ в этом случае составит

$$k_{f(x)} = t_f / t_s = \frac{A}{m} \cdot \frac{\frac{N_{\Delta P(x)} f_{yd}}{t_s}}{f_{yd} + \Delta\sigma_T \frac{At_s + t_fm}{t_s + t_fm}} = \frac{A}{m} \cdot \frac{\Delta\sigma_{s+}}{f_{yd} + \Delta\sigma_T \frac{At_s + t_fm}{t_s + t_fm}}, \quad (16)$$

где: A — вспомогательная величина формул (10) и (11), которую возможно представить в виде

$$A = \frac{1 + m k_{f(x)} \frac{k}{2}}{1 - k/2}. \quad (17)$$

Совместное рассмотрение выражений (16) и (17) позволяет получить следующее уравнение

$$A_1 (k_{f(x)})^2 + A_2 k_{f(x)} - A_3 = 0, \quad (18)$$

где: $A_1 = m \left[(1 - k/2) f_{yd} - (k/2) \Delta\sigma_{s+} + \Delta\sigma_T \right],$
 $A_2 = (1 - k/2) f_{yd} - (1 + k/2) \Delta\sigma_{s+} + \Delta\sigma_T,$
 $A_3 = \Delta\sigma_{s+} / m.$

Значащее решение уравнения (18) определяет искомую величину коэффициента внешнего фибропластикового армирования

$$k_{f(x)} = t_f / t_s = \frac{1}{2A_1} \left[(A_2^2 + 4A_1 A_3)^{\frac{1}{2}} - A_2 \right], \quad (19)$$

в свою очередь численно равную выражению

$$k_{f(x)} = t_f / t_s = A'_3 - A_2 / A_1, \quad (20)$$

где: $A'_3 = 1/m.$

Численные исследования и сопутствующий анализ. Существенная разница в величинах коэффициентов линейного температурного деформирования фиброармированных пластиков и сталей определяет значительное влияние изменений температур эксплуатации на напряженное состояние цилиндрических резервуаров, усиленных соответствующим внешним поперечным армированием. Так результаты численного эксперимента (рис. 2), рассматривавшего изменение показателя коэффициента необходимого фибропластикового армирования $k_{f1(x)}$, получаемого при единичном превышении напряжений $\Delta\sigma_{s1+} = 1 \text{ кН/см}^2$

над ограничивающей величиной f_{yd} (пределом текучести стали или предельной величиной напряжений, определяемой усталостью материала), в диапазоне рабочих температур $\Delta T = -40 \dots +40^\circ\text{C}$, свидетельствуют о многократной его переменности.

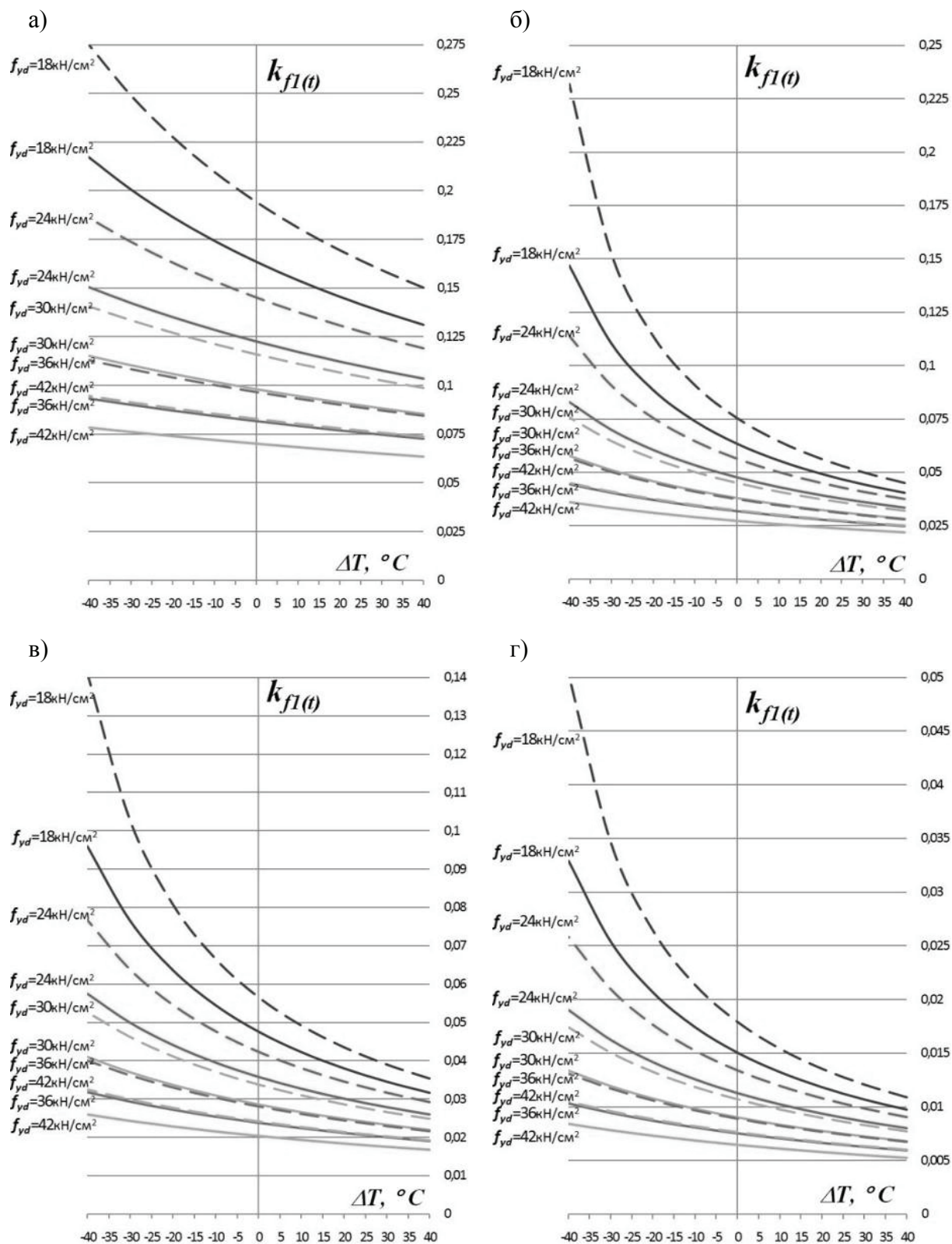


Рис. 2. Изменение величины коэффициента необходимого фибропластикового армирования $k_{f1(t)}$ при единичном превышении напряжений $\Delta\sigma_{s1+} = 1 \text{ кН/см}^2$ над ограничивающей величиной f_{yd} в диапазоне рабочих температур $\Delta T = -40 \dots +40^\circ\text{C}$

В приводимых результатах расчетов рассматривалось поперечное усиление стальных оболочек, имевших показатели ограничения прочности материала $f_{yd} = 18 \dots 42 \text{ кН/см}^2$, фибропластиками с различными продольными сопротивлениями f_{fk} , изготовленными на основе разных армирующих волокон: *Е-стекловолокна* (*E-glass fiber*, $f_{fk} = 200 \text{ кН/см}^2$, $E_f = 0,7 \times 10^4 \text{ кН/см}^2$, $\alpha_f = 5,0 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$, см. рис. 2, а), *арамидного волокна* (*aramid fiber*, $f_{fk} = 380 \text{ кН/см}^2$, $E_f = 1,8 \times 10^4 \text{ кН/см}^2$, $\alpha_f = -2,0 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$, см. рис. 2, б), *высокопрочного (нормальномодульного) углеродного волокна* (*high strength (normal modulus) carbon fiber*, $f_{fk} = 410 \text{ кН/см}^2$, $E_f = 2,4 \times 10^4 \text{ кН/см}^2$, $\alpha_f = -0,6 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$, см. рис. 2, в) и *высокомодульного углеродного волокна* (*high modulus carbon fiber*, $f_{fk} = 240 \text{ кН/см}^2$, $E_f = 7,6 \times 10^4 \text{ кН/см}^2$, $\alpha_f = -1,45 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$, см. рис. 2, г). Результаты расчетов, соответствующие случаю абстрагирования от влияния продольных деформаций металлических оболочек, представлены на указанных графиках (рис. 2) сплошными линиями, а результаты, полученные в случае их учета — прерывистыми линиями.

Анализ графиков зависимостей коэффициентов фибропластикового армирования при единичных условных превышениях допустимых напряжений $k_{f1}(t)$ от эксплуатационных температур ΔT свидетельствуют об общей тенденции наибольшего влияния на данные параметры величин модулей упругости используемых фибропластиков, а также прочностных характеристик материала стальных оболочек f_{yd} (предела текучести стали или предельной величины напряжений, определяемой условием усталости материала). Характерная степень влияния температурного фактора определяется условием ограничения прочности металлических оболочек: при использовании фибропластиков на основе различных видов конструкционных волокон температурные изменения способны многократно изменять величину рассматриваемого коэффициента $k_{f1}(t)$ в сочетаниях со стальными оболочками, отличающимися незначительной прочностью материала (рис. 2, см. кривые для $f_{yd} = 18 \text{ кН/см}^2$), в то время как аналогичные сочетания с высокопрочными сталями (рис. 2, см. кривые для $f_{yd} = 42 \text{ кН/см}^2$) практически нивелируют влияние температур.

Немаловажным является также то, что при рассматриваемом определении коэффициента $k_{f1}(t)$, классическое предположение о возможности абстрагирования от воздействия продольных деформаций стальных оболочек (рис. 2, графики, изображ. сплошными линиями), оказывается применимым только в отдельных случаях при сочетаниях высокопрочных стальных оболочек с преимущественно высокомодульными фибропластиками внешнего армирования в диапазоне температур $\Delta T = 0 \dots 40^\circ\text{C}$. В противных случаях не учет продольного деформирования стальных оболочек приводит к существенным отличиям от расчетов, выполненных с его учетом (см. рис. 2, графики, изображ. прерывистыми линиями).

Следует также отметить относительную невыгодность, с точки зрения влияния взаимных температурных деформаций, применения арамидных волокон в составе комплексных конструкций, предусматривающих сочетание с низкопрочными материалами стальных основ. Так, даже при наличии модуля упругости некоторых арамидопластиков $E_{f-ARFR} = 1,8 \times 10^4 \text{ кН/см}^2$, в два с половиной раза превышающего модуль упругости Е-стеклопластика $E_{f-GFRP} = 0,7 \times 10^4 \text{ кН/см}^2$, с учетом возможного понижения температур $\Delta T = 40^\circ\text{C}$ для этих материалов имеют место сопоставимые по величинам коэффициенты внешнего армирования $k_{f1}(t)$ (см., соответственно, рис. 2, а и рис. 2, б).

Зависимости изменения величин коэффициентов внешнего поперечного фибропластикового армирования $k_{f1}(t)$ от параметра прочности материала стальных оболочек цилиндрических резервуаров f_{yk} при рассматривавшемся наиболее невыгодном изменении температур эксплуатации $\Delta T = 40^\circ\text{C}$ представлены на рисунке 3. Сравниваются показатели, полученные для фибропластиков, изготовленных на основе *Е-стекловолокна* и *Е-стекловолокна* (соответственно: *E-glass fiber*, $f_{fk} = 200 \text{ кН/см}^2$, $E_f = 0,7 \times 10^4 \text{ кН/см}^2$,

$\alpha_f = 5,0 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ и S-glass fiber, $f_{fk} = 480 \text{ кН/см}^2$, $E_f = 0,9 \times 10^4 \text{ кН/см}^2$, $\alpha_f = 2,9 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$; см. рис. 3, а), арамидного волокна (aramid fiber, $f_{fk} = 380 \text{ кН/см}^2$, $E_f = 1,8 \times 10^4 \text{ кН/см}^2$, $\alpha_f = -2,0 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$; см. рис. 3, б), а также высокопрочного (нормально модульного) и высоко модульного углеродного волокна (соответственно: high strength (normal modulus) carbon fiber, $f_{fk} = 410 \text{ кН/см}^2$, $E_f = 2,4 \times 10^4 \text{ кН/см}^2$, $\alpha_f = -0,6 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ и high modulus carbon fiber, $f_{fk} = 240 \text{ кН/см}^2$, $E_f = 7,6 \times 10^4 \text{ кН/см}^2$, $\alpha_f = -1,45 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$, см. рис. 3, в).

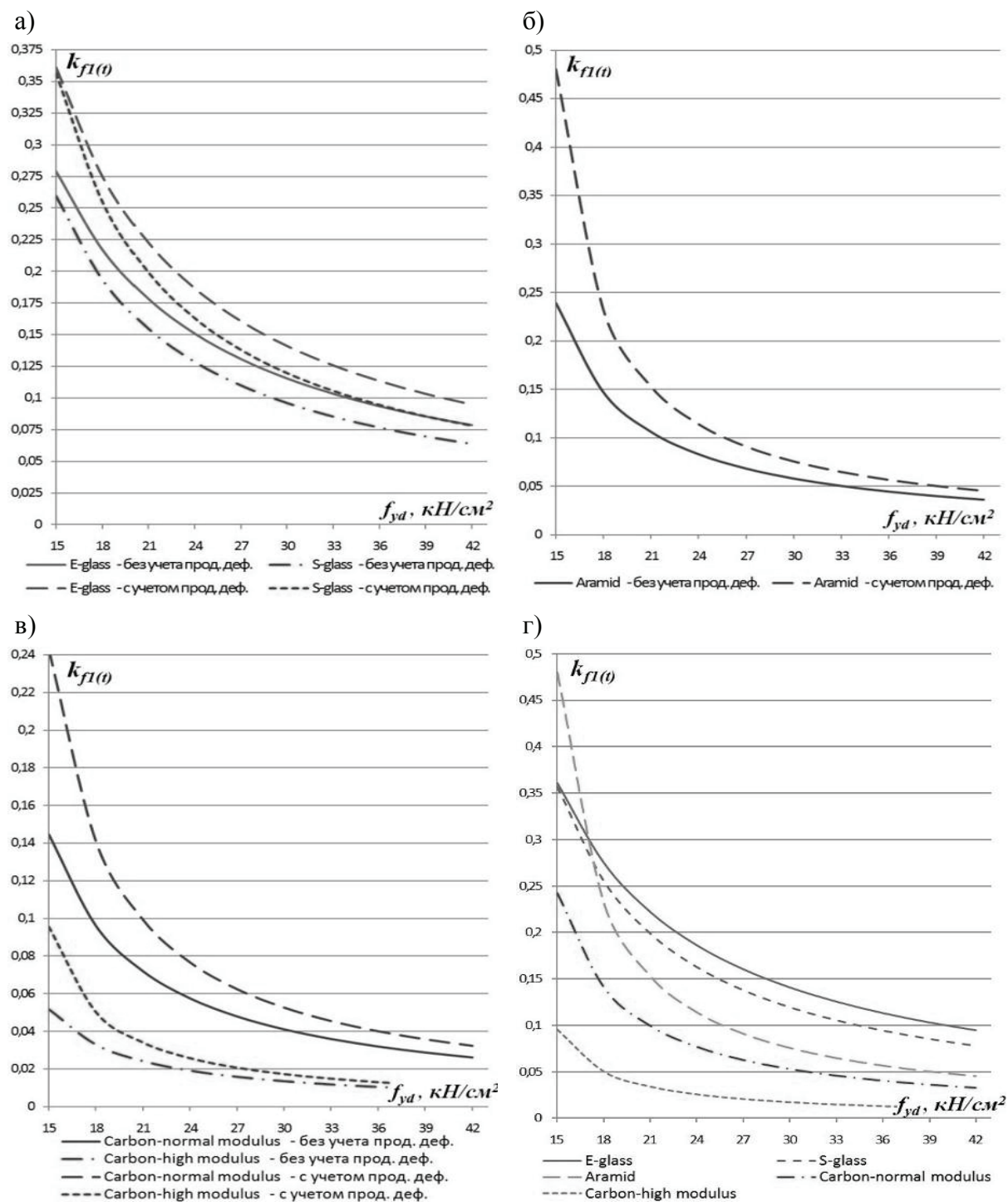


Рис. 3. Изменение величин коэффициентов необходимого внешнего поперечного фибропластикового армирования $k_{f1(θ)}$ в зависимости от параметра прочности материала стальных оболочек f_{yd} при перепадах эксплуатационных температур $\Delta T = 40^{\circ}\text{C}$

Приведенные графики (рис. 3, а-в) наглядно подчеркивают тенденцию определяющего влияния на коэффициент армирования $k_{r1(t)}$ показателей модулей упругости фиброармированных пластиков E_f , а также прочности стальных оболочек рассматриваемых резервуаров f_{ya} : с ростом указанных показателей наблюдается снижение данного коэффициента. При этом резкий рост необходимой степени армирования наблюдается при ограничении прочности материала стальных основ резервуаров величиной менее $f_{ya} = 18 \text{ кН/см}^2$, а не учет влияния фактора продольных деформаций усиливаемых оболочек оправдывается только при сочетании высокомодульных углеродоволоконных пластиков с материалом основы, имеющим показатель прочности $f_{ya} \approx 24 \dots 42 \text{ кН/см}^2$ (см. рис. 3, в).

Совместное рассмотрение зависимостей, полученных для различных материалов внешнего армирования с учетом влияния продольных деформаций резервуаров (см. рис. 3, г), позволяет сделать вывод о достаточно высокой целесообразности применения низкоимпульсных (гораздо более дешевых [39, 43]) фибропластиков для усиления конструкций, обладающих высокими прочностными характеристиками стальных основ $f_{ya} \approx 30 \dots 42 \text{ кН/см}^2$. В тоже время как для конструкций, отличающихся низкими ограничениями прочности стали $f_{ya} \approx 15 \dots 20 \text{ кН/см}^2$, эффективное внешнее армирование достигается только при использовании высокоимпульсных фибропластиков.

Для оценки влияния увеличения уровня действующих напряжений на величину коэффициента необходимого поперечного фибропластикового армирования $k_{r(t)}$ рассматриваемых конструкций введем коэффициент степени условного превышения напряжений в металлических оболочках при отсутствии соответствующего усиления

$$k_{\Delta\sigma(s+)} = \Delta\sigma_{s+} / f_{ya}, \quad (21)$$

где: $\Delta\sigma_{s+}$ — условное превышение напряжений над ограничивающей величиной f_{ya} при отсутствии внешнего армирования.

В этом случае рассмотрение работы комплексных конструкций, усиленных внешним поперечным фибропластиковым армированием, аналогичным принятому на рис. 2, при изменении эксплуатационных температур $\Delta T = -40^\circ\text{C}$, позволяет получить зависимости, представленные на рисунке 4 (*Е-стеклопластик* — рис. 4, а, *арамидоволоконный пластик* — рис. 4, б, *высокопрочный углеродоволоконный пластик* — рис. 4, в и *высокоимпульсный углеродоволоконный пластик* — рис. 4, г; графики, полученные при абстрагировании от продольных деформаций металлических оболочек, изображены сплошными линиями, а при их учете — прерывистыми линиями).

Анализ полученных взаимозависимостей свидетельствует о применимости абстрагирования от продольных деформаций металлических оболочек при изменениях температур $\Delta T = 40^\circ\text{C}$ только в случаях использования высокоимпульсных фибропластиков в сочетании с высокопрочными стальными основами при диапазоне коэффициентов $k_{\Delta\sigma(s+)} \leq 0,1$, определяющих незначительную степень необходимого внешнего армирования. В противных случаях не учет фактора продольных деформаций оболочек в условиях значительного снижения рабочих температур приводит к существенному искажению результатов расчетов. Наибольшее расхождение показателей $k_{r(t)}$ достигается при сочетании высокоимпульсных фибропластиков, демонстрирующих значительные отличия от сталей в коэффициентах продольного температурного деформирования, с низкопрочными основами усиливаемых цилиндрических оболочек стальных резервуаров при необходимости восприятия значительных дополнительных усилий, т.е. при $k_{\Delta\sigma(s+)} \geq 0,4$.

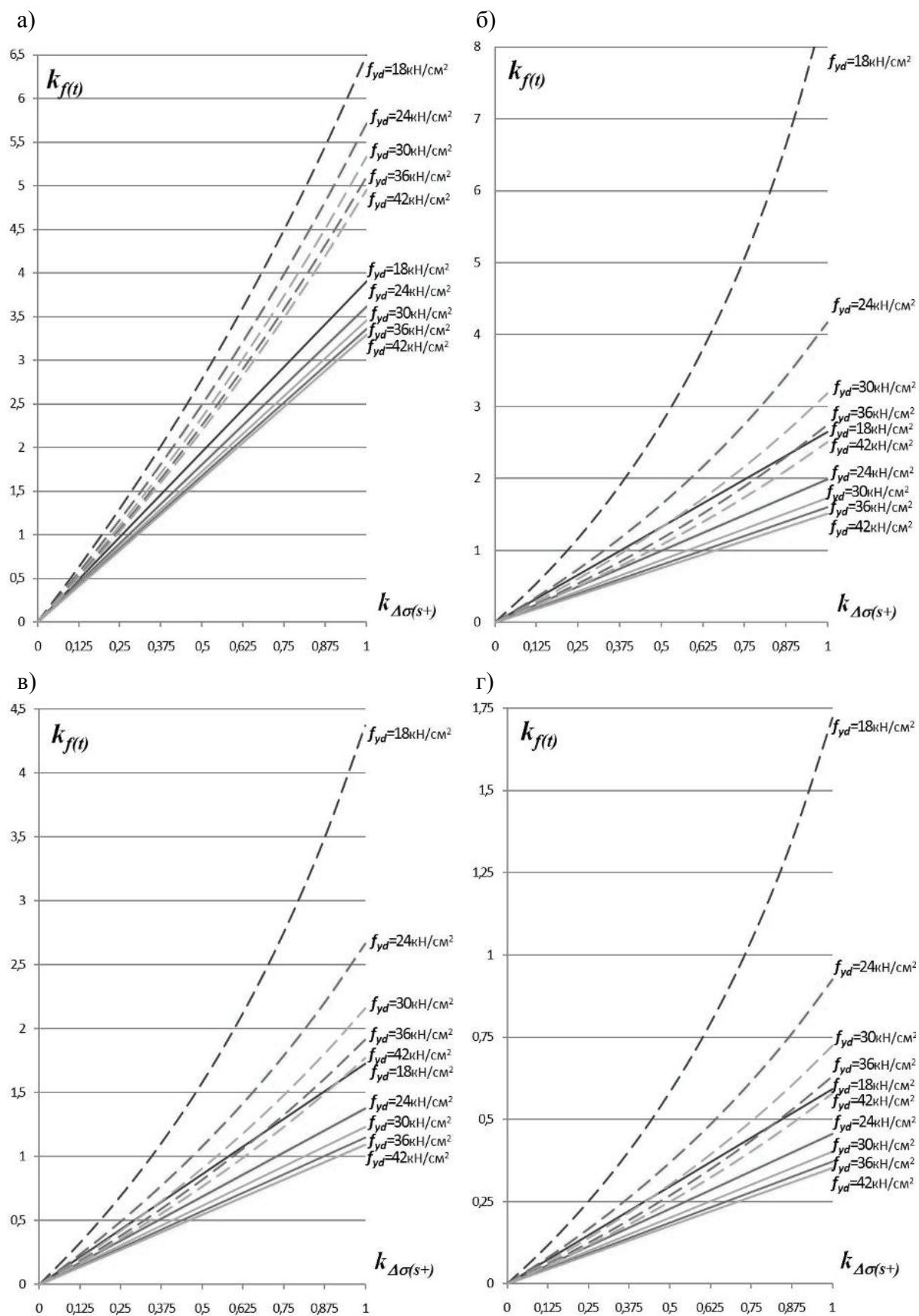


Рис. 4. Изменение величин коэффициентов необходимого внешнего поперечного фибропластикового армирования $k_{f(t)}$ в зависимости от коэффициентов степени условного превышения напряжений $k_{\Delta\sigma(s+)}$ и параметра прочности материала стальных оболочек f_{yd} при перепадах эксплуатационных температур $\Delta T = 40^\circ\text{C}$

Вывод

Предложенные методы расчета позволяют производить определение необходимых параметров усиления корпусов металлических цилиндрических резервуаров внешним поперечно направленным фибропластиковым армированием, воспринимающим действия кольцевых усилий. При этом обязательными факторами, подлежащими учету, являются температурные деформации используемых материалов, а также продольные деформации металлических составляющих комплексных конструкций. Основными факторами, определяющими эффективность получаемых решений, выступают остаточная прочность материала металлических оболочек резервуаров, а также модуль упругости применяемых фибропластиков. Теоретическая целесообразность эффективного использования низко модульных фиброармированных пластиков подтверждается для конструкций, имеющих высокие прочностные показатели металлических основ, а высоко модульных — для стенок резервуаров, отличающихся существенными ограничениями уровня допустимых напряжений их металлических оболочек.

Литература

1. Стан та залишковий ресурс фонду будівельних металевих конструкцій в Україні / А.В. Перельмутер, В.М. Гордєєв, Є.В. Горохов та ін.; За ред. д.т.н. Перельмутера А.В. – К.: Сталь, 2002. – 166 с.
2. 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.
3. Современное состояние нефтеперерабатывающей промышленности и рынка нефтепродуктов в государствах — участниках СНГ (информационно-аналитический обзор) / Исполнительный комитет Содружества независимых государств. – М., 2015. – 31 с.
4. Дзюба С.В., Стоянов В.В. Проблемы усиления стенок металлических цилиндрических вертикальных резервуаров // Современные строительные конструкции из металла и древесины / Сб. научных трудов ОГАСА. – Одеса: ОДАБА, 2015. – С. 40-65
5. 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.
6. 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.
7. 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.
8. 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.
9. 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.
10. 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.

11. 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.
12. Правила технической эксплуатации резервуаров и инструкции по их ремонту. – М.: «Недра», 1988. – 182 с.
13. Сборник инструкций по защите резервуаров от коррозии. – М.: «Недра», 1982.
14. Рекомендации по усилению и ремонту строительных конструкций инженерных сооружений. – М.: ЦНИИПромзданий, 1990.
15. Рекомендации по восстановлению несущей способности цилиндрических резервуаров способом усиления стенки стальными кольцевыми бандажами. – Астрахань: ЦНИЛ, 1984.
16. 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.
17. 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.
18. 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.
19. Рекомендации по эксплуатации резервуаров, усиленных методом постановки кольцевых бандажей. – Астрахань: ЦНИЛ, 1984.
20. Беленя Е.И., Астряб С.М., Рамазанов Э.Б. Предварительно напряженные металлические листовые конструкции. – М.: Сиройиздат, 1979. – 192 с.
21. 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.
22. 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.
23. Астряб С.М., Гусев Б.М. Экспериментально-теоретическое исследование прочности предварительно-напряженной цилиндрической оболочки // Труды НИИХИММаш, №56. – М.: 1972.
24. Беленя Е.И. Предварительно-напряженные несущие металлические конструкции. – М.: 1975.
25. 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.
26. Беленя Е.И., Сафарян М.К., Рамазанов Э.Б. Экспериментальные исследования предварительно-напряженного стального резервуара // Экспрессинформация Мингазпрома, №23. – М.: 1968.
27. 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.
28. 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.
29. Handbook of Composites. Edited by Peters, S.T. Second edition. – London: Chapman & Hall, 1998. – 1118 p.
30. Bryan Harris. Engineering Composite Materials. – London: The Institute of Materials, 1999. – 194 p.

31. FRP Design Guide, S&P Clever Reinforcement Company, Brunnen, Switzerland, June 2000. – 70 p.
32. Cripps, A., Harris, B. and Ibell, T. Fibre-reinforced polymer composites in construction, C564. – London: CIRIA, 2002.
33. Shcnoi, R.A., Moy, S.S.J., Hollaway, L.C. Advanced polymer composites for structural application. – Thomas Telford, 2002.
34. Mortensen A. Concise Encyclopedia of Composite Materials. – Pergamon, 2007. – 958 p.
35. High-Performance Construction Material. Edited by Caijun Shi and Y.L. Mo. –World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd., 2008. – 431 p.
36. Fibrous and composite materials for civil engineering applications. Edited by R. Figueiro. – Woodhead Publishing Limited, 2011. – 401 p.
37. Advanced fibre-reinforced polymer (FRP) composites for structural applications. Edited by Jiping Bai. – Woodhead Publishing Limited, 2013. – 906 p.
38. 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.
39. Дзюба С.В. Фибропластиковые системы в современном строительстве. – Одесса: ОГАСА, 2018. – 407 с.
40. Дзюба С.В., Стоянов В.В. Усиление стенок металлических цилиндрических резервуаров направленно-ориентированными фибропластиковыми материалами // Современные строительные конструкции из металла и древесины / Сб. научных трудов ОГАСА. – Одесса: ОДАБА, 2015. – С. 66-78.
41. Дзюба С.В. Консервация усталостных дефектов стенок металлических цилиндрических резервуаров предварительно напряженными фибропластиковыми материалами // Современные строительные конструкции из металла и древесины / Сб. научных трудов ОГАСА. – Одесса: ОДАБА, 2015. – С. 32-39.
42. Дзюба С.В., Михайлов А.А. Влияние термических деформаций на напряженное состояние стенок металлических цилиндрических резервуаров, усиленных направленно-ориентированными фибропластиковыми материалами // Современные строительные конструкции из металла и древесины / Сб. научных трудов ОГАСА. – Одесса: ОДАБА, 2016. – С. 39-50.
43. Дзюба С.В., Михайлов А.А. Проблемы усиления корпусов металлических цилиндрических резервуаров фибропластиковыми материалами // Сучасні будівельні конструкції з металу, деревини та пластмас / Зб. Наукових праць ОДАБА. – Одесса: ОДАБА, 2017. – С. 40-48.

УДК 624.072

**ЕФЕКТИВНІ ОСОБЛИВОСТІ ПІДСИЛЕННЯ СТАЛЕВОЇ ФЕРМИ
КОМБІНОВАНИМ СПОСОБОМ**

**ЭФФЕКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ УСИЛЕНИЯ СТАЛЬНОЙ ФЕРМЫ
КОМБИНИРОВАННЫМ СПОСОБОМ**

**EFFECTIVE FEATURES OF STRENGTHENING STEEL TRUSS WITH COMBINED
METHOD**

*Купченко Ю.В., к.т.н., доц., Сингаївський П.М., к.т.н., доц., Лесечко О.В., к.ф-м.н., доц.
(Одеська державна академія будівництва та архітектури) steelconpro@gmail.com*

*Купченко Ю.В., к.т.н., доц., Сингаевский П.М., к.т.н., доц., Лесечко А.В., к.ф-м.н., доц.
(Одесская государственная академия строительства и архитектуры)*

*Kupchenko Y.V., Cand. Sc. (Eng.), Assist. Prof., Singayevsky P. M., Cand. Sc. (Eng.), Assist. Prof.,
Lesechko A.V., Cand. Sc. (phys. mat.), Assist. Prof. (Odessa State Academy of Civil Engineering
and Architecture)*

Анотація. Підсилення існуючої сталевोї кроквяної ферми виконане комбінованим способом – за допомогою зміни її статичної схеми для стержнів верхнього поясу і решітки та збільшення перерізу для елементів нижнього поясу, а також зміною умов роботи стиснутих елементів решітки.

Аннотация. Усиление существующей стальной стропильной фермы выполнено комбинированным способом – с помощью изменения ее статической схемы для стержней верхнего пояса и решетки, увеличением сечения для элементов нижнего пояса, а также изменением условий работы сжатых элементов решетки.

Abstract. Rational use, ensuring the reliability and durability of steel structures during operation are the most important tasks in construction. Directions for the implementation of these tasks are the management of the operational period of service of buildings and structures in real conditions, the correct choice of design and technological solutions in case of strengthening the existing structure. In connection with the mechanical damage to the steel truss of the coating with rods from a pair of equally spaced corners of the operated storage facilities of the sea trading port, to ensure its carrying capacity it is necessary to execute strengthening.

For strengthening of steel truss the basic stages of works – inspection of existent construction, choice of method of strengthening, calculation and constructing of the increased construction, implementation of the developed project of strengthening were executed.

Strengthening of the existing steel truss is carried out in a combined way. For the upper belt and lattice rods, a method of amplification with a change in the static scheme of the truss is used by installing an additional spiral grating. This made it possible to reduce the calculated length in the plane of the truss of the strengthened lattice rods by a factor of two and to increase the value of the critical strength of the loss of stability of the compressed braces and rods of the upper belt. Reducing the estimated length of the rods also made it possible to change the working conditions of the compressed elements of the lattice of the steel truss, which led to a change in the value of the coefficient of operating conditions. The reinforcement of the lower belt is carried out by means of a method for increasing the cross section of round steel, located between the shelves of the reinforced corners, which allowed to maintain the position of the center of gravity of the section.

Ключеві слова: сталева ферма, підсилення, решітка, перерізи, несуча здатність.

Ключевые слова: стальная ферма, усиление, решетка, сечения, несущая способность.

Keywords: steel truss, strengthening, grate, cross-sections, bearing strength.

Вступ. Раціональне використання, забезпечення надійності і довговічності сталевих конструкцій при експлуатації є одними з найважливіших завдань в галузі будівництва України. Напрямами для реалізації цих завдань є управління експлуатаційним терміном служби будівель і споруд у реальних середовищах, правильний вибір конструктивних і технологічних рішень у випадку підсилення існуючої конструкції.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Необхідність підсилення сталевих конструкцій виникає по трьох причинах: 1) при експлуатації частина елементів конструкцій і їх з'єднань може бути пошкоджена від механічних дій, різних місцевих і загальних перенапружень, а також від атмосферної корозії і дій агресивного середовища; 2) в результаті помилок під час проектування, виготовлення і монтажу несуча здатність конструкції може виявитися нижче необхідної; 3) при реконструкції і технічному переоснащенні підприємств можуть збільшитися навантаження, що впливають на окремі елементи і на конструкцію в цілому. Відповідно, причина, що викликала необхідність підсилення, накладає певну спрямованість і на конструктивні рішення [2, 3, 4].

Метою роботи є розробка ефективного підсилення стержнів існуючої сталеві ферми.

Результати досліджень. Для підсилення сталеві кроквяної ферми із стержнями з парних рівнобоких кутиків експлуатуємої складської споруди морського торговельного порту були виконані основні етапи робіт – обстеження існуючої конструкції, вибір способу підсилення, розрахунок і конструювання підсиленої конструкції, виконання робіт. На етапі обстеження були виконані обмірочні креслення, виявлені дійсні навантаження, досліджено стан і дефекти конструкції. За результатами обстеження були складені відомості дефектів з прив'язкою місця розташування дефекту. Основний вид дефекту – це місцеві пошкодження, викривлення, втрата прямолінійності деяких стержнів в результаті локальних механічних дій підйомно-транспортного устаткування.

Якість матеріалу, з якого виготовлені досліджувані сталеві кроквяні ферми, була уточнена механічними випробуваннями зразків. Для визначення розрахункового опору сталі поясів ферми зразок для випробувань був узятий з пера поясного кутика в місці заводського стику, а для решітки ферми – в розкосі з мінімальним зусиллям (з подальшим відновленням перерізу кутика).

Статичний розрахунок існуючої кроквяної ферми з уточненими розмірами, навантаженнями і якістю матеріалу з врахуванням всіх дефектів і пошкоджень дозволив виявити елементи, несуча здатність яких виявилася нижче необхідної.

Для досліджуваної ферми на першому етапі для стержнів верхнього поясу і решітки був застосований спосіб підсилення із зміною статичної схеми ферми. Цей спосіб полягає в установці додаткової шпренгельної решітки (мал. 1), оскільки вирішальною перевіркою несучої здатності є перевірка стійкості в плоскості ферми із стержнями з парних кутиків (радіус інерції такого складеного перерізу в плоскості ферми менше ніж з плоскості). Це дозволило скоротити розрахункову довжину в плоскості ферми стержнів решітки і верхнього поясу в два рази [1]:

$$l_x = l_{ef} = \mu_x \cdot l \quad \Rightarrow \quad l_x^{\text{усиление}} = l_{ef}^{\text{усиление}} = \mu_x \cdot (0.5 \cdot l) \quad (1)$$

Скорочення розрахункової довжини дозволило в два рази збільшити значення критичної сили втрати стійкості стиснутих розкосів і стержнів верхнього поясу і підвищити несучу здатність підсилених стержнів в плоскості і з плоскості ферми на 15...17 %. Додаткова ефективність від зменшення розрахункової довжини стержнів – це зміна умов роботи

стиснутих елементів решітки сталевих ферми. Згідно з нормами [1, с. 17] для стиснутих основних елементів (окрім опорних) решітки складеного таврового перерізу з двох кутиків в зварних фермах покриттів і перекриттів при розрахунку на стійкість зазначених стержнів з гнучкістю $\lambda \geq 60$ коефіцієнт умов роботи дорівнює $\gamma_c = 0.8$. Зменшена розрахункова довжина стержнів приводить до зниження величини гнучкості ($\lambda < 60$), далі відповідно до зміни умов роботи стиснутих стержнів ферми і нового значення коефіцієнта умов роботи $\gamma_c = 1.0$.



Мал. 1. Підсилена сталева кроквяна ферма за допомогою додаткової шпренгельної решітки

Підвищення несучої здатності стержнів нижнього поясу ферми виконане за допомогою способу збільшення перерізу – приєднанням і включенням в спільну роботу додаткових елементів підсилення з метою підвищення жорсткості і міцності нижнього поясу. В якості елементів підсилення розглядалися стержні з листової сталі, кутиків, круглої сталі. При підсиленні листами зменшується гнучкість підсиленого стержня з плоскості ферми, частина швів напівствільові, тобто такий спосіб зручний для підсилюваних стержнів з невеликими викривленнями в плоскості і з плоскості ферми. Підсилення кутиками, створюючими відкритий переріз, зручно при невеликих викривленнях стержнів і при такому підсиленні також зменшується гнучкість підсиленого стержня з плоскості ферми. Основним варіантом було прийнято підсилення круглою сталлю, що розташовується між полицками підсилюваних кутиків. В цьому випадку центр ваги підсиленого перерізу не зміщується відносно центру ваги перерізу до підсилення, тобто не порушується центрівка стержнів ферми у вузлах; незначне збільшення гнучкості підсиленого стержня не вплинуло на несучу здатність розтягнутого нижнього поясу.

Висновок: Використання традиційного способу підсилення із зміною перерізу елементів і більш ефективного способу підсилення із зміною статичної схеми існуючої сталевих кроквяної ферми за допомогою додаткової шпренгельної решітки та зміною умов роботи стиснутих елементів решітки дозволило досягти економії сталі елементів підсилення до 12% порівняно із застосуванням лише способу збільшення перерізу стержнів.

Література

1. Сталеві конструкції. Норми проектування. ДБН В.2.6 – 198:2014. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 199 с.
2. Пособие по проектированию усиления стальных конструкций (к СНиП II-23-81* «Стальные конструкции. Нормы проектирования») // М.: Стройиздат, 1989. – 159 с.
3. Ребров И.С. Усиление стержневых металлических конструкций: Проектирование и расчет / И.С. Ребров / Л.: Стройиздат. Ленингр. отд-ние, 1988. – 288 с.
4. Ремонт та підсилення несучих і огорожувальних конструкцій і основ промислових будівель та споруд. ДБН В.3.1-1-2002. – К.: Держкомітет України будівництва і архітектури, 2003. – 82 с.

УДК 624.04

РОЗПОДІЛ ТЕМПЕРАТУРИ В ПЕРЕРІЗАХ НАВІСУ НАД ТРИБУНАМИ СТАДІОНУ НСК «ОЛІМПІЙСЬКИЙ» В УМОВАХ ЛОКАЛІЗОВАНОГО ТЕПЛОВОГО ВПЛИВУ

РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ТЕМПЕРАТУРЫ В СЕЧЕНИЯХ НАВЕСА НАД ТРИБУНАМИ СТАДИОНА НСК «ОЛИМПЬСКИЙ» В УСЛОВИЯХ ЛОКАЛИЗОВАННОГО ТЕПЛОВОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ

DISTRIBUTING OF TEMPERATURE IS IN SECTIONS OF SHED OVER TRIBUNES OF STADIUM NSC «OLIMPIYSKIY» IN THE CONDITIONS OF LOCAL THERMAL INFLUENCE

Сіянов О.І. к.т.н., доц. (Московський архітектурний інститут (державна академія)
VNTU-Siyanov@mail.ru

Сиянов А.И. к.т.н., доц. (Московский архитектурный институт (государственная академия)

A. Siyanov. Cand. Sc. (Eng.), Assist. Prof. (Moscow Architectural Institute (State Academy)

Анотація. Викладено результати розподілу температури в перерізах елементів навісу над трибунами стадіону НСК «Олімпійський». Розглянуто два сценарії пожежного процесу і проаналізовано його наслідки. Виявлено небезпечні ділянки колони і силових кілець при локалізованій тепловій дії. Визначено запас міцності системи у разі виникнення пожежі.

Аннотация. Изложены результаты распределения температуры в сечениях элементов навеса над трибунами стадиона НСК «Олимпийский». Рассмотрены два сценария пожарного процесса и проанализированы его последствия. Выявлены опасные участки колонны и силовых колец при локализованном тепловом воздействии. Определен запас прочности системы в случае возникновения пожара.

Abstract. The results of the temperature distribution in scenes of the elements of shed over tribunes of stadium NSC «Olimpiyskiy» are stated. We considered two scenario fire process and analyzed its consequences. Dangerous sections of the colon and of connecting rings in the case local thermal influence are identified. Reserve of strength of the system in case of fire emergence was defined.

In the framework of the established contacts resolved issues relating to the design, technological and organizational nature. The peculiarities of computer simulation are stated and aspects of the methods of fabrication and installation are analyzed. Take was into account the loads and their of dangerous combinations. The peculiarities impact on system the thermal effects localization is stated caused by of dangerous fire process. The parameters of the behavior and determined that the results work of shed.

Investigated the nature of the temperature distribution in the elements of canopy in case of fire. Background of thermal fields is presented on the basis of the localized action of the fire. It is accepted that heating experiencing only one of the eighty columns with plots of the rings. This scheme of thermal effects allowed to providing a reserve of strength system.

The purpose of visual evaluation of the calculated design parameters of the canopy provided four reference points plots column.

For the two scenarios fire process spectator seats in the area of 7×7 m light up simultaneously and fade. The only difference is that in the first scenario, the wind from the football field is missing, and the second – he acts and moves on the audience with a speed of 5 m/s.

Shown illustrative graphs of the temperature change in the height of the column.

It is determined that the influence of the thermal field in case of fire experience also and horizontal elements of the canopy. Therefore, provided four reference points of the lower connecting ring and the graphs of temperature change in the power rings.

Ключові слова: стадіон НСК «Олімпійський», навіс над трибунами, теплові впливи, сценарії пожежного процесу.

Ключевые слова: стадион НСК «Олимпийский», навес над трибунами, тепловые воздействия, сценарии пожарного процесса.

Key words: stadium NSC «Olimpiyskiy», shed over tribunes, thermal influences, scenarios of fire process.

Введение

Сегодня обновленный столичный стадион НСК «Олимпийский» имеет современное конструктивное исполнение и представляет собой грандиозный пространственный архитектурный ансамбль. На основании Еврокодов и сопутствующих нормативных документов решены вопросы функционирования сооружения и обеспечена безопасность проведения спортивных соревнований. Проект реконструкции выполнен немецкой компанией Schlaich Bergermann und Partner (г. Штутгарт).

Каркас сооружения представлен в виде огромного вантово-подвесного навеса регулярного строения. Он впечатляет своей выразительностью и глубиной проработки конструктивных решений [1]. Проект создан с учетом всех европейских требований и стандартов. На основании выполненных расчетов подготовлен комплект рабочих чертежей и сформирована пояснительная записка. Использована новейшая компьютерная техника и составлены необходимые сопроводительные документы.

Различия в нормах двух стран привели к необходимости адаптации зарубежного проекта к условиям Украины. Работа выполнена в короткие сроки сотрудниками ООО «Укринсталькон им. В.Н. Шимановского» [2]. В рамках налаженных двухсторонних контактов решены вопросы конструктивного, технологического и организационного характера. Затронуты особенности компьютерного моделирования и проанализированы аспекты методики изготовления и монтажа конструкции. Учтены нагрузки и их опасные комбинации. Изложены особенности влияния на систему локализованного теплового воздействия, вызванного опасным пожарным процессом [3]. Выявлены параметры поведения и определены результаты работы навеса.

Результаты распределения температуры при пожаре

Процесс подготовки к исследованиям предполагал построение и расчет подробной конечно-элементной модели конструкции [4–7] (рис. 1). Особый интерес представляли данные о характере распределения температуры в элементах навеса при пожаре. Фон тепловых полей представлен исходя из локализованного действия пожара. Принято, что нагрев испытывает только одна из восьмидесяти колонн с участками примыкания силовых колец. Такая схема теплового воздействия позволила обеспечить серьезный запас прочности системы.

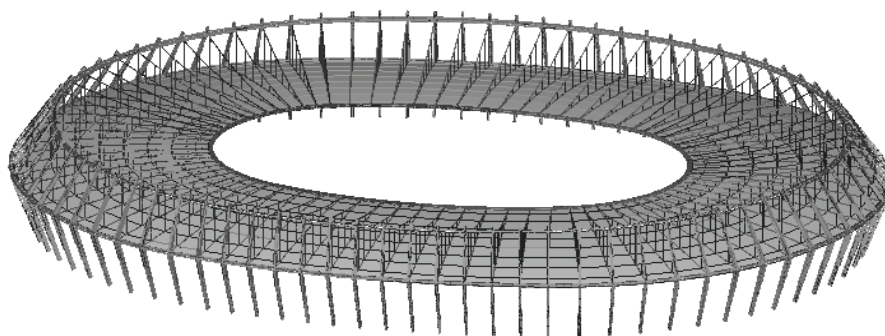


Рис. 1 Схема модели навеса

В прежней работе [8] рассмотрены сценарии пожарного процесса с разным временем горения и его локализацией. Однако в целях визуальной оценки расчетных параметров конструкции навеса указаны четыре реперные точки участков колонны (рис. 2).

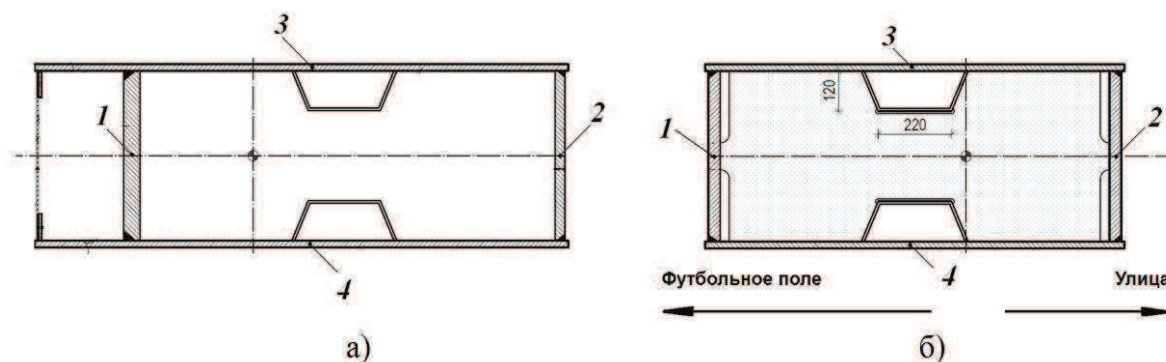


Рис. 2. Схема нумерации реперных точек сечений частей колонны:
а) – фасадной (нижней; б) – наклоненной (верхней)

Для двух сценариев пожарного процесса зрительские сидения на площади 7×7 м загораются одновременно и выгорают. Разница заключается лишь в том, что по первому сценарию ветер со стороны футбольного поля отсутствует, а по второму – он есть и движется на зрителей со скоростью 5 м/с.

На рис. 3 и 4 показаны наглядные графики изменения температуры по высоте колонны.

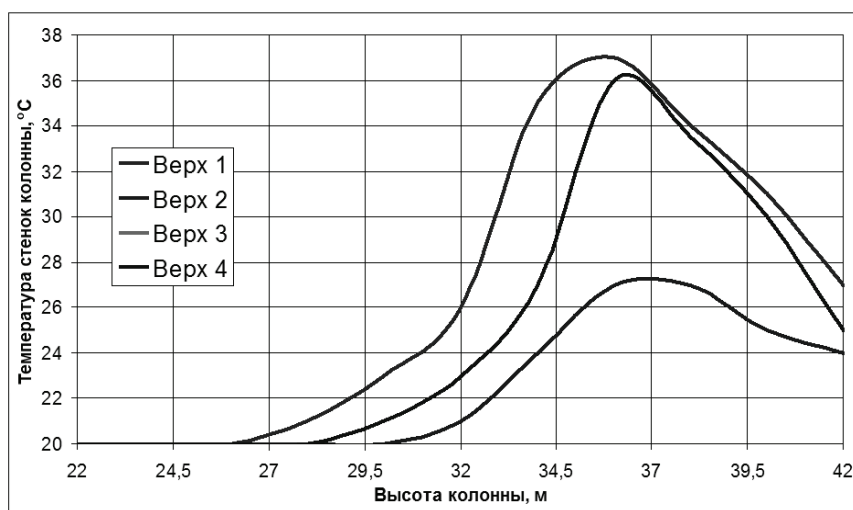


Рис. 3. График распределения температуры в верхней части колонны по первому сценарию пожарного процесса

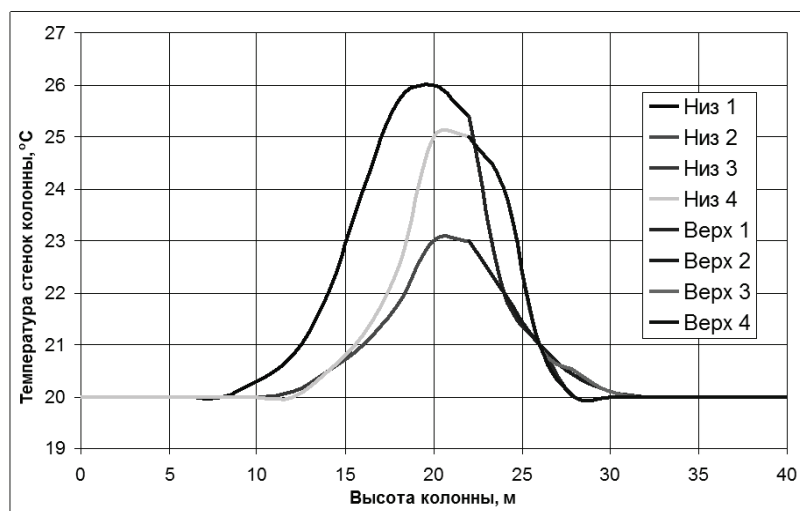


Рис. 4. График распределения температуры в реперных точках колонны по второму сценарию пожарного процесса

Кроме того, воздействие теплового поля при пожаре испытывают также и горизонтальные элементы навеса. На рис. 5 указаны четыре реперные точки нижнего силового кольца.

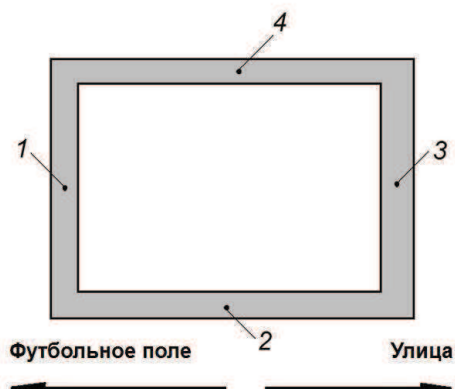


Рис. 5. Схема нумерации реперных точек нижнего силового кольца по первому и второму сценариям пожарного процесса

Графики изменения температуры в силовых кольцах показаны на рис. 6.

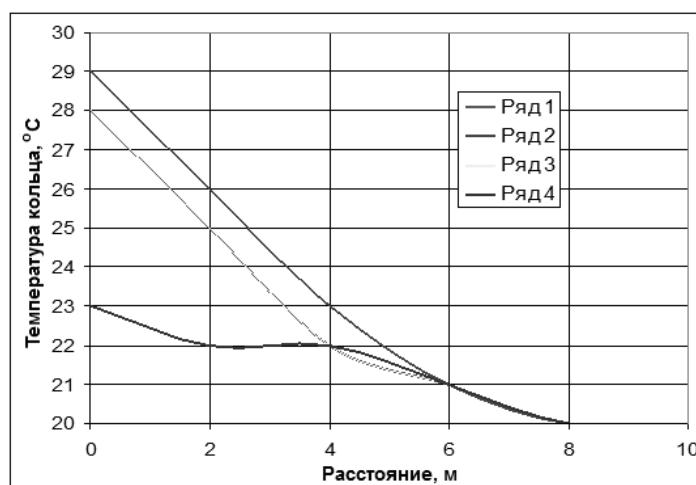


Рис. 6. График распределения температуры в реперных точках верхнего силового кольца по первому сценарию пожарного процесса

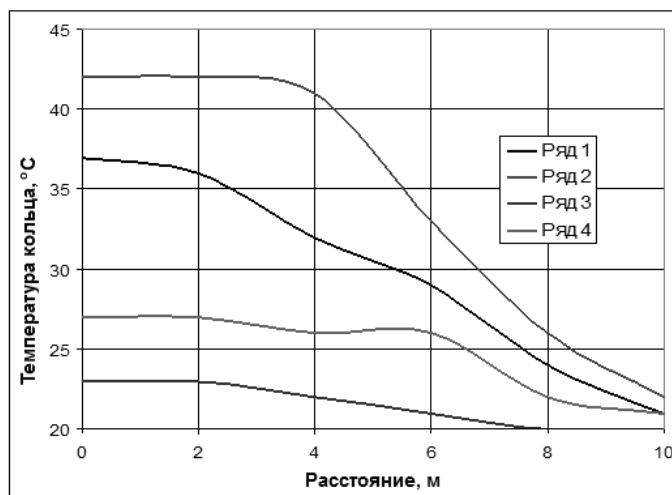


Рис. 7. Графік розподілу температури в реперних точках нижнього силового кільця по другому сценарію пожежного процесу

Представленні графіки відображають отримані поля температур у всіх вузлових точках колонни і примикаючих силових кілець.

Висновки

Изложены результаты распределения температуры в сечениях элементов навеса над трибунами стадиона НСК «Олимпийский».

Рассмотрены два сценария пожарного процесса и проанализированы его последствия.

Выявлены опасные участки колонны и силовых колец при локализованном тепловом воздействии. Определен запас прочности системы в случае возникновения пожара.

Список литературы

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. 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.
3. Гуляев В. И. Напряженно-деформированное состояние конструкции навеса НСК «Олимпийский» при локализованном тепловом воздействии / В. И. Гуляев, В. В. Гайдайчук, С. Н. Худолий, Е. И. Борщ // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2011. – № 4, С. 6–12.
4. Городецкий А. С. Компьютерные модели конструкций / А. С. Городецкий, И. Д. Евзеров. – К. : Изд-во «Факт», 2005. – 344 с.
5. Шимкович Д. Г. Расчет конструкций в MSC.visualNastran for Windows / Д. Г. Шимкович. – М. : ДМК Пресс, 2004. – 704 с. – ISBN 5-94074-238-6.
6. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций : учеб. пособие / Городецкий А. С., Шмуклер В. С., Бондарев А. В. – Харьков : НТУ «ХПИ», 2003. – 889 с.
7. Перельмутер А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – К. : Сталь, 2002. – 597 с.
8. Сіянов О. І. Робота конструкції навісу над трибунами стадіону НСК «Олімпійський» в умовах локалізованого теплового впливу / О. І. Сіянов // Современные строительные конструкции из металла и древесины : Сб. науч. тр. – Одесса : ОГАСА, 2013. – С. 243–246.

УДК 624.011

ВИПРОБУВАННЯ СКЛАДЕНИХ ОБОЛОНОК ТИПУ ГІПЕРБОЛІЧНОГО ПАРАБОЛОЇДА НА ДІЮ СТАТИЧНОЇ НАВАНТАЖЕННЯ

ИСПЫТАНИЕ СОСТАВНЫХ ОБОЛОЧЕК ТИПА ГИПЕРБОЛИЧЕСКОГО ПАРАБОЛОИДА НА ДЕЙСТВИЕ СТАТИЧЕСКОЙ НАГРУЗКИ

TESTING COMPOSITE SHELLS TYPE OF HYPERBOLIC PARABOLOID ON THE STATIC LOAD ACTION

Стоянов В.В д.т.н професор, **Жгаллі.Ш.** аспірант,
(Одеська державна академія будівництва та архітектури) sharifjgalli@gmail.com

Стоянов В.В д.т.н професор, **Жгаллі.Ш.** аспірант,
(Одесская государственная академия строительства и архитектуры)

Stoyanov V.V. Dr.Sc. (Eng.), Prof., **Jgalli .S.** post graduate,
(The Odessa State Academy of Building and Architecture)

Анотація. Серед численних сучасних просторових систем найбільш примітним по праву вважаються оболонки двоякої кривизни, які є вираженням кардинальної ідеї архітектурної конструкції «яка форма, така несуча здатність». Дійсно, тонкий сталевий лист, опертий по краях, прогинається при незначному натисканні на рукою. Той же лист, перетворений в звід, вільно несе вагу людини. Ця ідея для різних матеріалів і видів навантаження використовується в конструкціях самим різним способом.

Завдяки своїй архітектурній виразності, технологічності зведення і зручності експлуатації в практиці вітчизняного і зарубіжного будівництва все більшого поширення знаходять оболонкові конструкції, окреслені по поверхні гіперболічного параболоїда, які застосовуються в якості покриттів будівель і споруд як у вигляді індивідуальних оболонок, так і у вигляді комбінованих систем, скомпонованих з гіпару в нульовому або нормальному положеннях. При прольотах до 30 метрів такі конструкції доцільно виготовляти з клеєної деревини або композиційні матеріалів з метою створення легких покриттів, що відрізняються високою економічністю в порівнянні з залізобетонними, і тому їх вдосконалення набуває особливого значення.

Метою експериментального дослідження є вивчення особливостей поведінки тришарової конструкції гіперболічної болонки при дії на її консольну частину зосередженого навантаження, рівномірно розподіленого навантаження по всій поверхні, по чверть оболонці і половини. Щоб оцінити несучу здатність і деформативність складових оболонок в залежності від формоутворення оболонки у формі гіперболічного параболоїда, та впливу на посилення притиску поздовжніх елементів тришарових панелей поздовжніми кромками.

У статті розглядається можливість конструювати гіпара з параболічних, асиміполічних панелей та інших. Наводиться конструктивне рішення різних типів складних елементів, а також результат статистичних випробувань.

Аннотация. Среди многочисленных современных пространственных систем наиболее примечательными по праву считаются оболочки двоякой кривизны, которые являются выражением кардинальной идеи архитектурной конструкции: «какова форма, такова несущая способность». Действительно, тонкий стальной лист, опертый по краям, прогибается при незначительном нажатии рукой. Тот же лист, превращенный в свод,

свободно несет вес человека. Эта идея для разных материалов и видов нагружения используется в конструкциях самым различным способом.

Благодаря своей архитектурной выразительности, технологичности возведения и удобству эксплуатации в практике отечественного и зарубежного строительства все большее распространение находят оболочечные конструкции, очерченные по поверхности гиперболического параболоида, которые применяются в качестве покрытий зданий и сооружений, как в виде индивидуальных оболочек, так и в виде комбинированных систем, скомпонованных из гипаров в нулевом или нормальном положениях. При пролетах до 30 метров такие конструкции целесообразно изготавливать из клееной древесины или композиционных материалов с целью создания легких покрытий, отличающихся высокой экономичностью по сравнению с железобетонными, и поэтому их совершенствование приобретает особое значение.

Целью экспериментального исследования является изучение особенностей поведения трехслойной конструкции гиперболической оболочки при действии на ее консольную часть сосредоточенной нагрузки, равномерно распределенной нагрузки по всей поверхности, по четверть оболочки и половине. Дабы оценить несущую способность и деформативности составных оболочек в зависимости от формообразования оболочки в форме гиперболического параболоида, и влияния на усиление прижима продольных элементов трехслойных панелей продольными кромками.

В статье рассматривается возможность конструировать гипара из параболических, асимметрических панелей и других. Приводится конструктивное решение разных типов сложных элементов, а так же результат статистических испытаний.

Abstract. Among the numerous modern spatial systems, the double curvature shells are the most noteworthy, which are an expression of the cardinal idea of an architectural design: "what is the form, such is the carrier ability >>. Indeed, a thin steel sheet, supported at the edges, bends with a slight pressure of the hand. The same sheet, turned into a arc, freely carries the weight of a person. This idea for different materials and types of loading is used in designs in a variety of ways.

Expressive architecture, technological way of design and ease of operating domestic and foreign constructions, are the main factors that helps increasing the founding of shell structures. The curves are defined on the surface of hyperbolic paraboloid, which are used as coatings for buildings and structures both as individual shells and in the form of combined systems. When the shell spans up to 30 meters, such structures should be made of glued wood or composite materials in order to create lightweight coatings that are highly economical compared to reinforced concrete, and therefore their improvement becomes particularly important. As gypsies began to be used in the construction of later shells of other species, their static and rigidity properties, as well as the design problem, were less studied and developed. In the technical literature, the calculation of shells in the form of hypars with rectilinear edges in comparison with the calculation of cylindrical arches-shells and shells of positive gaussian curvature is not yet fully represented, especially collapsible gyps with connection on elastically compliant bonds.

The goal of the experimental study is to research the behavior of the three-layer construction of the hyperbolic shell under the action of the concentrated load on its cantilever part, the uniform distributed load on the entire surface, on the quarter shell and half. In order to assess the load-carrying capacity and deformability of composite shells, depending on the shape of the shell in the form of a hyperbolic paraboloid, and the effect of longitudinal edges on the longitudinal elements of three-layered panels.

The article examines the ability to design hypar from parabolic panels and others. The constructive solution of various types of complex elements, as well as the result of statistical tests, is presented.

Ключові слова: оболонкові конструкції, гіперболічного параболоїда, клеєної деревини, композиційні матеріали, залізобетонними, звід, експериментального дослідження, тришарової конструкції, несучу здатність, деформативність, посиленню.

Ключевые слова: оболочечные конструкции, гиперболического параболоида, клееной древесины, композиционных материалов, железобетонными, свод, экспериментального исследования, трехслойной конструкции, несущую способность, деформативности, усилению.

Keywords: shell structures, of hyparas, glued wood, Composite materials, concrete, cylindrical arches-shells, positive gaussian curvature, arc, experimental study, three-layered panels, load-ability, deformation, reinforcement.

Введение. Поскольку гипары стали использоваться в строительстве позднее оболочек других видов, их статические и жесткостные свойства, а так же проблема проектирования оказались менее изученными и разработанными [1]. В технической литературе расчет оболочек в виде гипаров с прямолинейными краями по сравнению с расчетом цилиндрических сводов-оболочек и оболочек положительной гауссовой кривизны представлен пока недостаточно полно, особенно сборно-разборных гипаров с соединением на упруго-податливых связях.

Известны подходы конструирования для двух- и трехслойных деревянных конструкций тонкостенных оболочек в форме гиперболического параболоида, где слои досок одинаковой толщины укладываются под различными углами по отношению друг к другу, причем обычно соблюдается ориентация отдельных дощатых слоев в направлениях выпуклых или вогнутых парабол. Ныне имеются возможности использовать трехслойных панелей (сэндвич-панелей) заводского изготовления [2],[3],[4],[5] в качестве типового элемента составной оболочки и ориентированные вдоль поверхности гипаров в зависимости от формообразования оболочек (рис.1).

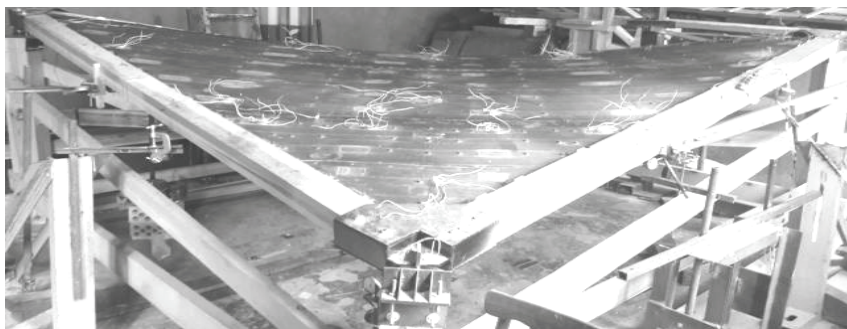


Рис.1 Вид оболочки из параболических панелей размером $3 \times 3 \times 0.035$ м в лаборатории кафедры МДиПК ОГАСА.

Таким образом многослойная оболочечная конструкция приобретает явно выраженные признаки конструктивной анизотропии, в связи с чем и обуславливается актуальность исследования оболочек макрокомполитной структуры для получения новых технических решений, создания необходимых теоретических основ моделирования и совершенствования методов их расчета по предельным состояниям.

Разнообразные возможности аппроксимации поверхности оболочки на сборные элементы, создает определенные особенности, связанные со стыковыми соединениями отдельных панелей, как правило, являются упруго-податливыми. Их жёсткость на изгибе, растяжение-сжатие и сдвиг отличается от жесткостных параметров оболочек, что может вызвать значительные деформации в направлении параболы и появление соответствующих усилий, требующих в отдельных случаях усиления бортовых элементов в горизонтальном направлении.

Анализ основных источников исследования и публикаций. Необходимо выделить ряд работ ученых, которые посвящены решению различных задач теории гиперболических

оболочек. Сюда, прежде всего, относятся работы Н.П. Абовского и И.М. Самольянова [6], [7], [8], Рассказова А.О. [9], И.Е. Милейковского и А.К. Купар [10], Ю.В. Чиненкова [11], В.В. Стоянова, [12], [13].

Заслуживают внимания результаты экспериментального исследования несущей способности моделей железобетонных оболочек, имеющих форму гиперболического параболоида, описанные А.С. Дехтярь и М.О. Рассказовым в работе [14]. В этой работе авторами подробно излагаются вопросы технологии изготовления двух серий моделей оболочек в форме гиперболического параболоида над квадратным планом, и описывается оригинальная методика испытаний с использованием пневматической системы нагружения. Выявленная в ходе предварительных испытаний схема излома, при которой поверхность оболочки расчленилась на восемь сопряженных между собой дисков, дала возможность с помощью кинематического метода определить верхнюю границу несущей способности моделей оболочечных конструкций при действии равномерно распределенной нагрузки. При этом несущая способность оболочек оценивалась в зависимости от степени их пологости, толщины оболочечной конструкции и различных условий ее закрепления по контуру. В частности, для первой серии моделей оболочек рассматривалось как шарнирное закрепление по контуру, так и опирание в угловых точках, а для второй серии оболочек в силу наличия жестких контурных ребер принималось защемление по контуру.

Одним из недостатков цитируемой работы является то, что опыты проводились на сравнительно малых моделях, для которых затруднительно обеспечить соблюдение требуемого масштаба, прежде всего в отношении толщины моделируемой конструкции. Другим недостатком работы следует назвать то обстоятельство, что в действительности железобетонные конструкции оболочек в форме гиперболического параболоида представляют собой конструкции, выполняемые из композитных материалов, и в связи с этим при выводе расчетных зависимостей необходимо было бы учитывать анизотропию свойств материала.

Практическая реализация оболочек отрицательной гауссовой кривизны. Форма оболочки типа гиперболического параболоида с прямолинейным контуром позволяет использовать различные конструктивные формы материалов для заполнения поверхности составных гипаров. Ниже представлены разновидности конструктивных решений гипаров построенные и испытанные в лаборатории кафедры МДиПК-ОГАСА в качестве экспериментальных исследование диссертационной работы под руководством Проф.д.т.н.Стоянов В.В.

1) Формообразование оболочки из плоскостными конструкциями: Сетчатые гипары, дают возможность расширить конструктивные решения применяя различные материалы и формы сечения составных элементов. Достоинство деревянных элементов выражается в способе создания поверхности путем искривления деревянных брусков или досок по образующей параболы параллельно главной диагонали гипара и обходится без скручивания (рис.2).

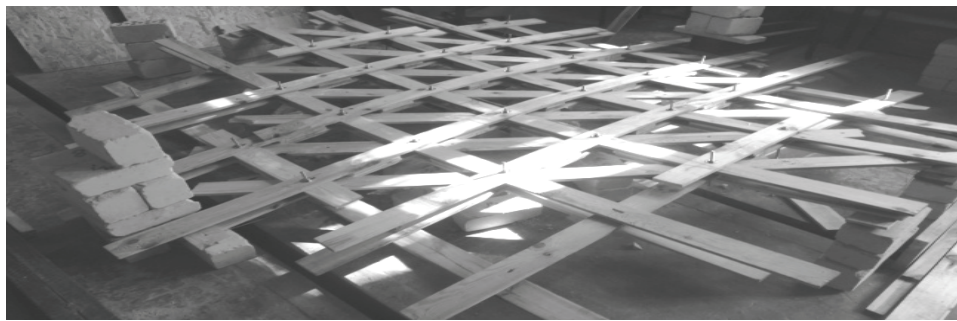


Рис.2 Сетчатый гипар из цельной древесины.

Конструктивным решением гипара с прямолинейными краями и сетчатой поверхностью с возможностью применить метод послойным армированием [15],[16],[17], где арки прямоугольного или квадратного сечения, пропускается между двумя другими

(рис.3). Особенность текущего формообразования подчеркивается максимальным радиусом изгиба деревянных элементов зависящий от расчетной сопротивлению при изгибе (формула.1).

$$R_{max} = \frac{Eh}{2R^u} \quad (1)$$

где E - Модуль упругости; h - Высота элемента; R_{max} - Максимальный радиус кривизны ; R^u - Расчетная сопротивлению при изгибе;

В соответствие с движением соотношение $\frac{E}{R^u}$ и R_{max} по классам прочности древесины в соответствии с европейской нормой EN338[39], для хвойных пород (С-класс) выгодно выбрать древесину с высокой прочностью на изгиб, а для лиственных пород (D-класс) это относится к D30, D35 или D40. Высокий класс прочности не приводит к уменьшению радиуса изгиба, соотношение R_{max} / R_{max0} увеличивается после D40.

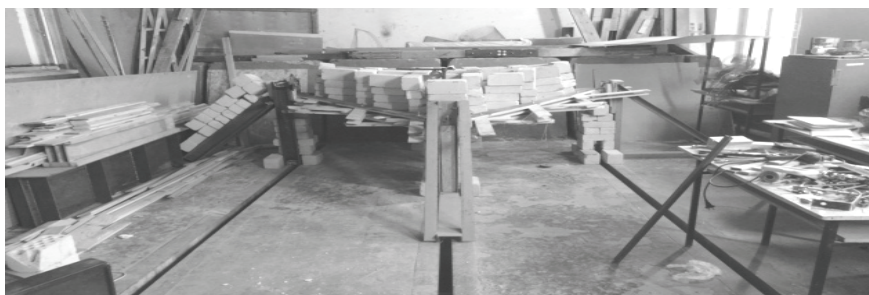


Рис.3 Испытания крупномасштабной модели 2х2м.

Такая конструкция состоит из неразрезных элементов, благодаря чему ее несущая способность значительно выше, к тому же узлового соединения конструированным решением [18] системы Мельцера с дополнительными пружинами сжатия и трубчатые шайбы для гипаров.

2) Формообразование оболочки из панелей в виде скрученного прямоугольника: С целью получения сборного элемента в виде скрученного прямоугольника поле оболочки через определенное расстояние, равное ширине элемента, рассекается в одном из направлений линий поверхности. Максимальную длину стороны сборного элемента принимаем равной длине края оболочки вдоль одного бортового элемента. Сборный элемент состоит из Продольных и поперечных ребер, направленных по асимптотическим прямым, а обшивка изогнута по гиперболической поверхности.

Чтобы при склеивании обшивки с ребрами исключить излом фанеры, необходимо скос производить по ширине верхней кромки ребра пропорционально кривизне оболочки. Величину скоса $\Delta\delta$ в любой точке ребра в зависимости от подъема f_i и толщины элемента δ можно определить таким образом:

$$\Delta\delta = \delta \cdot \frac{f_i}{r_i} \quad (2)$$

Раскрой фанерного листа для обшивки производится по отрезкам прямых линий, равным длине ребер, на которые он укладывается.

В качестве исследований данный вид формообразования, было конструировано и испытано крупномасштабную модель гипар оболочки 1.5х1.5м из панелей в виде скрученного прямоугольника (рис.4)



Рис.4 Вид оболочки из панелей в виде скрученного прямоугольника в лаборатории.

3) Формообразование оболочки из параболических панелей: Неразвертывающаяся поверхность гиперболического параболоида создает определенные трудности при аппроксимации поверхности оболочки на сборные элементы. При этом большая сопротивляемость этой формы оболочке выпучиванию объясняется тем, что главные усилия растяжения располагаются по направлению восходящих парабол, а главные усилия сжатия - по направлению нисходящих парабол. При этом продольные стыки располагаются перпендикулярно сжимающим усилиям и сосредотачиваются по диагоналям на опорные части. Увеличение активной нагрузки приводит к усилению прижима элементов продольных трехслойных панелей продольными кромками. Детали формообразования параболические панелей подробно описаны в монографии [1].

В связи с этим, было конструировано легкие металлодеревянные сборные гиперболические покрытия (рис.5), состоящие из подкрепленных трехслойных конструкций типовых панелей. Эффективность конструкций, созданных на основе тонколистовых материалов и трудносгораемых легких заполнителей, определяется их малым весом, простотой и скоростью их монтажа, высокой эксплуатационной надежностью.



Рис.5 Испытания оболочки из параболических панелей.

В последнее 10-ти летие без каркасные покрытия, возведенные с применением легких многослойных панелей, находят широкое применение в практике мирового строительства, что в определенной степени определяет актуальность их использования. Тем не менее, накопленный опыт проектирования и эксплуатации обсуждаемых конструкций является недостаточным относительно сборных параболических элементов (в виде сэндвич панелей) (рис.6). Трехслойные панели состоят из профилей обшивок внешней и внутренней, толщина которых 0,4мм, между которыми располагается изоляционный слой из пенополиуретана и через определенный шаг находятся поперечные деревянные элементы. Все панели соединяются между собой благодаря продольным деревянным элементам каркаса, состоящего из продольных и поперечных элементов направленных по нисходящей и восходящей параболам.



Рис.6 Процесс возведения панелей оболочки.

4) Формообразование оболочки из асимптотических панелей: Другой вариант формообразования оболочки было также построено и испытано в лаборатории МДиПК размерами 1.5х1.5м с применением подкрепленных трехслойных панелей в виде скрученного прямоугольника (рис.7).



Рис.7 Вид оболочки размером 1.5x1.5м.

Постановка задания. Целью настоящей работы является оценки влияния формообразования на несущую способность и деформативность оболочки в форме гиперболического параболоида. С этой целью рассматривается сравнительный анализ полученных результатов из проведенных экспериментов на составных оболочках. Ограничимся на двух вариантах гипаров (рис.8).

Для достижения поставленной цели был определен следующий круг задач:

- Разработать и изготовить конструкцию крупномасштабной модели гиперболической оболочки над квадратным планом;
- Выполнить экспериментальные исследования конструкции гиперболической оболочки при воздействии на нее локальных и распределенных нагрузок;
- Определению упругих постоянных составляющих элементов панелей;
- Провести анализ напряженно-деформированного состояния трехслойной деревянной конструкции гиперболической оболочки, находящейся под воздействием локальных и распределенных нагрузок;
- Выполнить испытания малых образцов на растяжение, сжатие и изгиб, для определения упругих постоянных материалов составных элементов панелей, необходимых для численного моделирования оболочки в условиях испытания.



Рис.8. Вид с боку оболочки из параболических панелей размером 3х3м (с лево) и из асимптотических панелей 1,5х1,5м (с право).

Основной материал и результаты. Для оценки несущей способности и деформативности трехслойной конструкции пологой оболочки над квадратным планом в форме гиперболического параболоида необходимо получить несколько расчетных зависимостей, позволяющих в первую очередь, определить величину испытательной нагрузки до проведения экспериментальных исследований на крупномасштабной модели трехслойной конструкции гиперболической оболочки. Поэтому понадобились значения жесткостей при изгибе и кручении оболочечной конструкции экспериментальным путем, следовательно испытывались пластинка, изготовленная по такому же принципу, как и трехслойная седловидная оболочка, подвергалась изгибу и скручиванию. Пластинка опиралась по двум противоположным краям, и была подвергнута изгибам посередине

линейными равномерно распределенными нагрузками различной интенсивности, сначала вдоль оси x , а затем вдоль y .

В дополнение были проведены испытания отдельных образцов, из материалов составляющих панелей конструкций, для определения их механических характеристик с целью применить численные методы расчета оболочки в качестве сравнительного подхода, с экспериментальным. Ради высокой точности применялся комбинированный метод исследования по данным, корреляции цифровых изображений (DIC) и тензометрии, на (рис.9-13) представлены данные результатов (таб.1-2).

Для испытаний материалов было подготовлено 7 серий образцов количеством по 3 штуки в каждой.

1 серия - металлических образцов, изготовленных из экспериментально подверженной испытаниями обшивки, верхний и нижний слой оболочки (металлический профилированный лист).

2 серия - металлических образцов (металлический оцинкованный лист).

с 3 до 7 серию – деревянные образцы.

Ниже представлено процесс и полученные результаты, испытываемые 1и 2 серии образцов по (DIC).

При $[\sigma_1] = 100 \text{ МПа}$

$[\sigma_3] = 180 \text{ МПа}$

$[\sigma_5] = 220 \text{ МПа}$

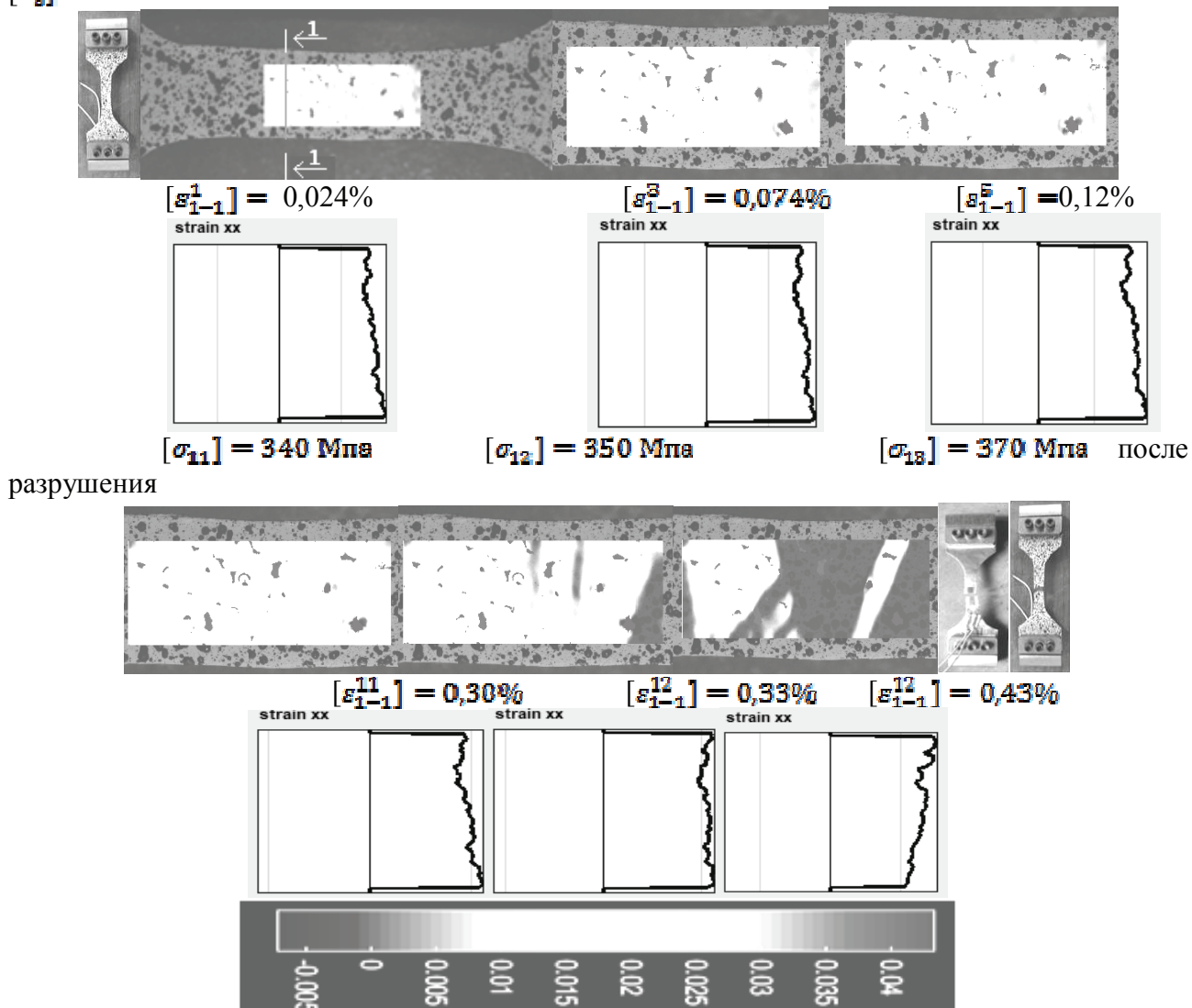


Рис.9 Испытания металлических образцов на растяжения комбинированным методом по данным, корреляции цифровых изображений и тензометрии.

1-1 – Сечения где измерялось распределение деформации под рисунками.

Таблица – 1.

Механические свойства металлического профнастила.

Металлический профилированный лист				
ρ	E	ν	f_T	f_n
[кг/м ³]	[МПа]	[-]	[МПа]	[МПа]
7850	240384,6	0,25	370	220

E – модуль упругости; ν – коэффициенты Пуансона; f_T – предел пропорциональности; f_n – предел кратковременной прочности;

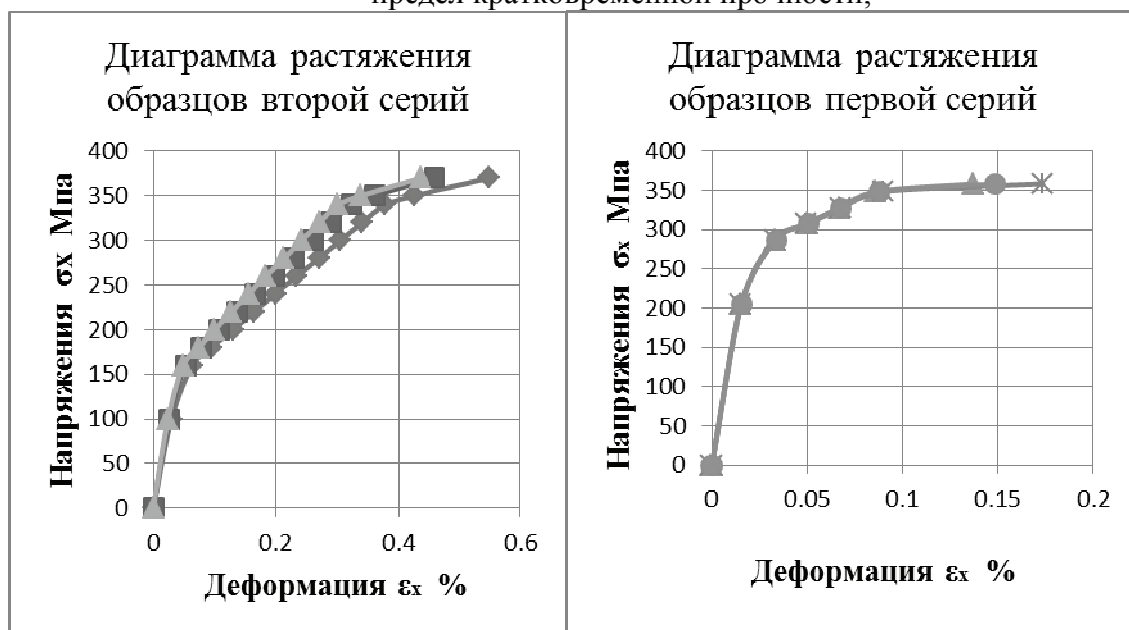


Рис.10 Диаграмма растяжения металлических образцов с применением DIC.

Стандартные образцы (рис.11) были изготовлены из брусков сечением 20x20мм для испытания на растяжение, сжатие и изгиб, вырезанных вдоль и поперек волокон древесины, из которой в дальнейшем изготавливались экспериментальный каркас и ребра подкрепленной оболочки. Образцы были отобраны чистыми, т.е. без пороков (без сучков, косослоя, завитков и т.д.). Отклонение фактических размеров от номинальных не превышало 0,5 мм; перед испытаниями с помощью штангенциркуля (линейки) были определены размеры рабочего сечения с точностью до 0,05 мм.

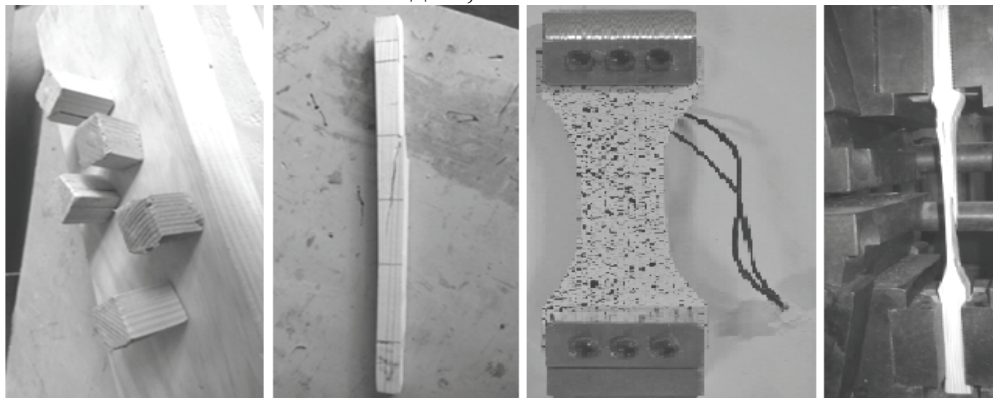


Рис.11 Некоторые деревянные образцы после разрушения.

По результатам испытаний были определены пределы прочности древесины. Сущность метода определения предела прочности заключается в определении разрушающего $F_{\text{рур}}$

усилия при растяжении, сжатии и изгибе в условиях монотонно возрастающей нагрузки. Результаты испытаний и расчетных значений как физико-механических характеристик так и зависимости σ — ϵ для основных видов сопротивления сосны полученных из серии испытаний 3-7 представлены в табл.2 и приведены в рис.12-13.

Разница отклонения опытного расчётного сопротивления от нормированного небольшая, что объясняется качеством изготовления образцов, и точностью проведения испытаний.

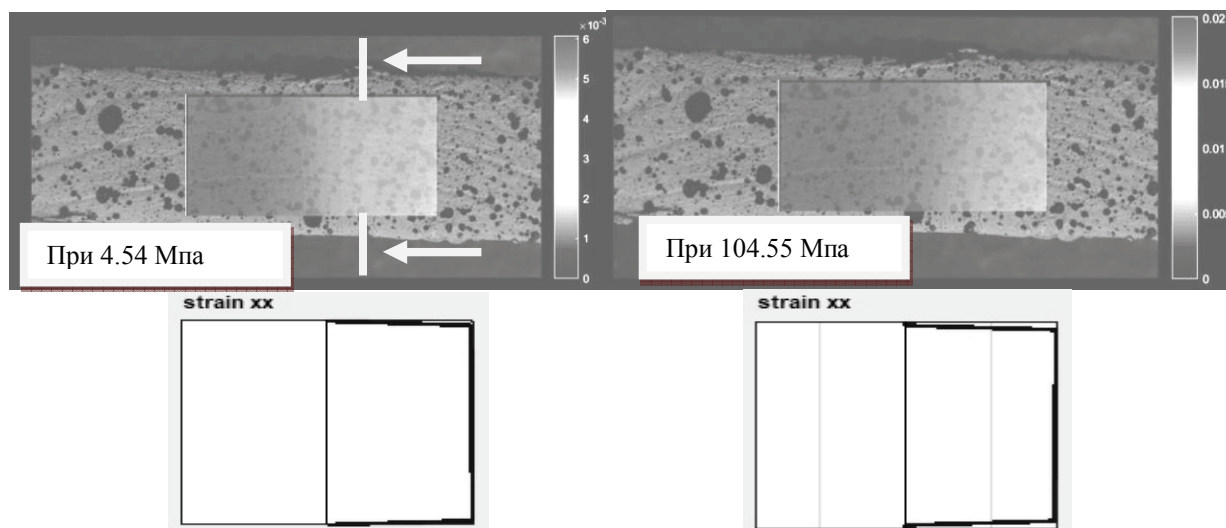


Рис.12 Испытания деревянных образцов на растяжение вдоль волокон по данным, корреляции цифровых изображений.
1-1 – Сечения где измерялось распределения деформац.

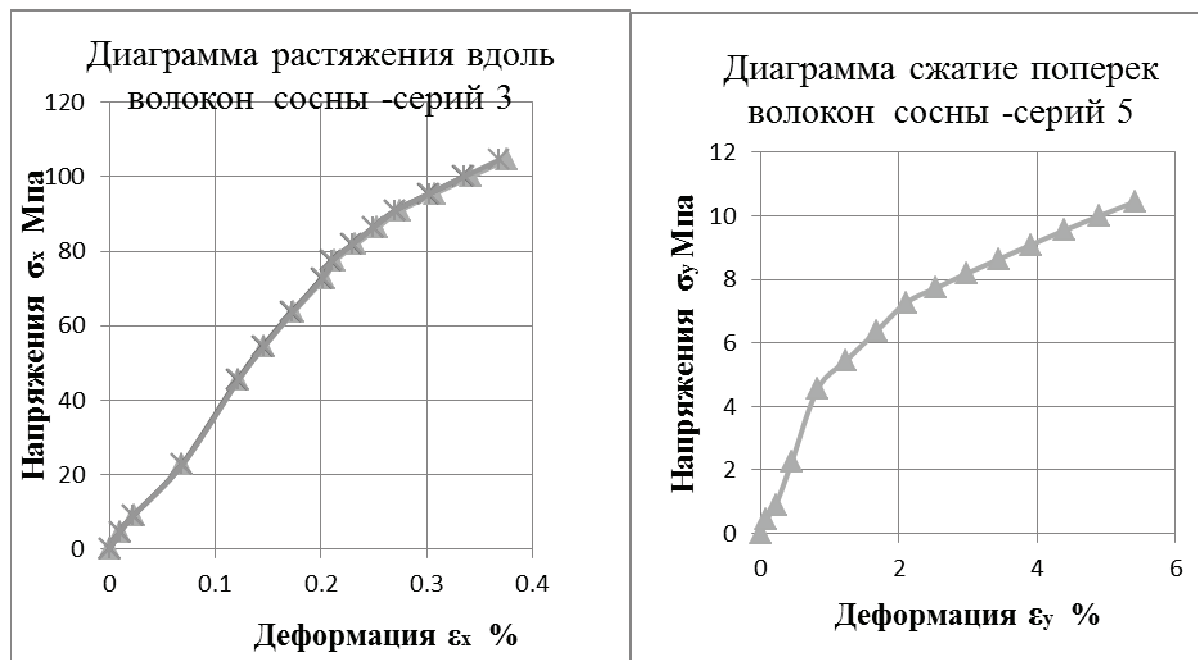


Рис.13 Зависимости σ — ϵ для сосны при растяжении вдоль волокон и сжатия поперек волокон.

В результате испытания образцов были построены графики зависимостей σ — ϵ (напряжение - деформация) (рис.12-13), на основании которых выявлено пределы прочности, соответствующее разрушающей кратковременной нагрузки; пределы пропорциональности, модули упругости, модули сдвига, и коэффициенты пуассона (таб.2).

Таблица – 2.

Результаты испытаний деревянных образцов. Механические свойства сосны.

Сосна										
ρ	E_r	E_t	E_l	G_{rt}	G_{rl}	G_{tl}	ν_{rt}	ν_{rl}	ν_{tl}	
кг/м ³	МПа	МПа	МПа	МПа	МПа	МПа	[-]	[-]	[-]	
450	942,5	502,66	12566,7	41,88	700,0	700,0	0,457	0,031	0,0183	
$f_{t,0}$	$f_{c,0}$	$f_{t,90}$	$f_{c,90}$	f_v	f_{roll}	$G_{f,0}$	$G_{f,90}$	$GF_{f,v}$	$G_{f,roll}$	N
МПа	МПа	МПа	МПа	МПа	МПа	Н/мм	Н/мм	Н/мм	Н/мм	[-]
24	36	0,7	4,3	6,9	0,5	60	0,5	1,2	0,6	0,0001

E_r – модуль упругости в радиальном направлении; E_t – модуль упругости в тангенциальном направлении; E_l – модуль упругости вдоль волокон; G_{rt} , G_{rl} , G_{tl} – модули сдвига; ν_{rt} , ν_{rl} , ν_{tl} – коэффициенты Пуансона; $f_{t,0}$ – предел прочности при растяжении вдоль волокон; $f_{c,0}$ – предел прочности при сжатии вдоль волокон; $f_{t,90}$ – предел прочности при растяжении поперек волокон; $f_{c,90}$ – предел прочности при сжатии поперек волокон; f_v – предел прочности при сдвиге скалывания; f_{roll} – предел прочности при сдвиге кручения; $G_{f,0}$, $G_{f,90}$, $GF_{f,v}$, $G_{f,roll}$ – энергия разрушения; n – фиктивный вязкий параметр.

Для экспериментального исследования оболочек, было изготовлено четыре гиперболические оболочки, две из них рассматриваются в данной статье. Первая оболочка спроектирована в натурной величине пролетом 3.0х3.0м. Для более детального экспериментального исследования была изготовлена модель покрытия в масштабе 1:2 с основными размерами в плане 1.5х1.5. Модель была выполнена с соблюдением полного геометрического подобия. Габаритные размеры, жесткостные характеристики основных элементов и нагрузки на модель рассчитывались на основе теории размерностей, исходя из критериальных условий. Для определения усилий и перемещений в натурной конструкции по результатам эксперимента были получены масштабные коэффициенты.

Распределения прогибов оболочки при нагружении модели в районе опор в пределах одной четверти поверхности гипара представлены на рис.14. Такие виды нагружения имитируют образование снеговых мешков, положение которых наблюдались и у построенной оболочки данного типа.

При нагружении одной четверти у низких опор или высоких опор появляются максимальные прогибы в середине нагруженной части, симметричная четверть по диагонали в это время выгибается или стремится к выгибанию.

Максимальный прогиб при нагружении А в случаи оболочки из параболических элементов меньше чем ее альтернативу на 0.23мм, а при нагружении Б разница равняется 2.08мм. На рис. 15-16 представлены эпюры прогибов поверхности по главным диагоналям. Отделяющие точки прогибов от выгибов, находится на расстоянии (0,3...0,5)l вдоль главной выпуклой или вогнутой диагонали зависимости от места приложения нагрузки, а по перпендикулярной главной диагонали, максимальный прогиб находится в центре оболочки.

Место максимальных прогибов по главным диагоналям находится на расстоянии 500-1000мм считая от низких опор.

Максимальный прогиб при нагружении А в случаи оболочки из параболических элементов меньше чем ее альтернативу на 0.23мм, а при нагружении Б разницу равняется 2.08мм.

На рис.15-16 представлены эпюры прогибов поверхности по главным диагоналям. Отделяющие точки прогибов от выгибов, находится на расстоянии (0,3...0,5)l вдоль главной выпуклой или вогнутой диагонали зависимости от места приложения нагрузки, а по перпендикулярной главной диагонали, максимальный прогиб находится в центре оболочки. Место максимальных прогибов по главным диагоналям находится на расстоянии 500-1000мм, считая от низких опор.

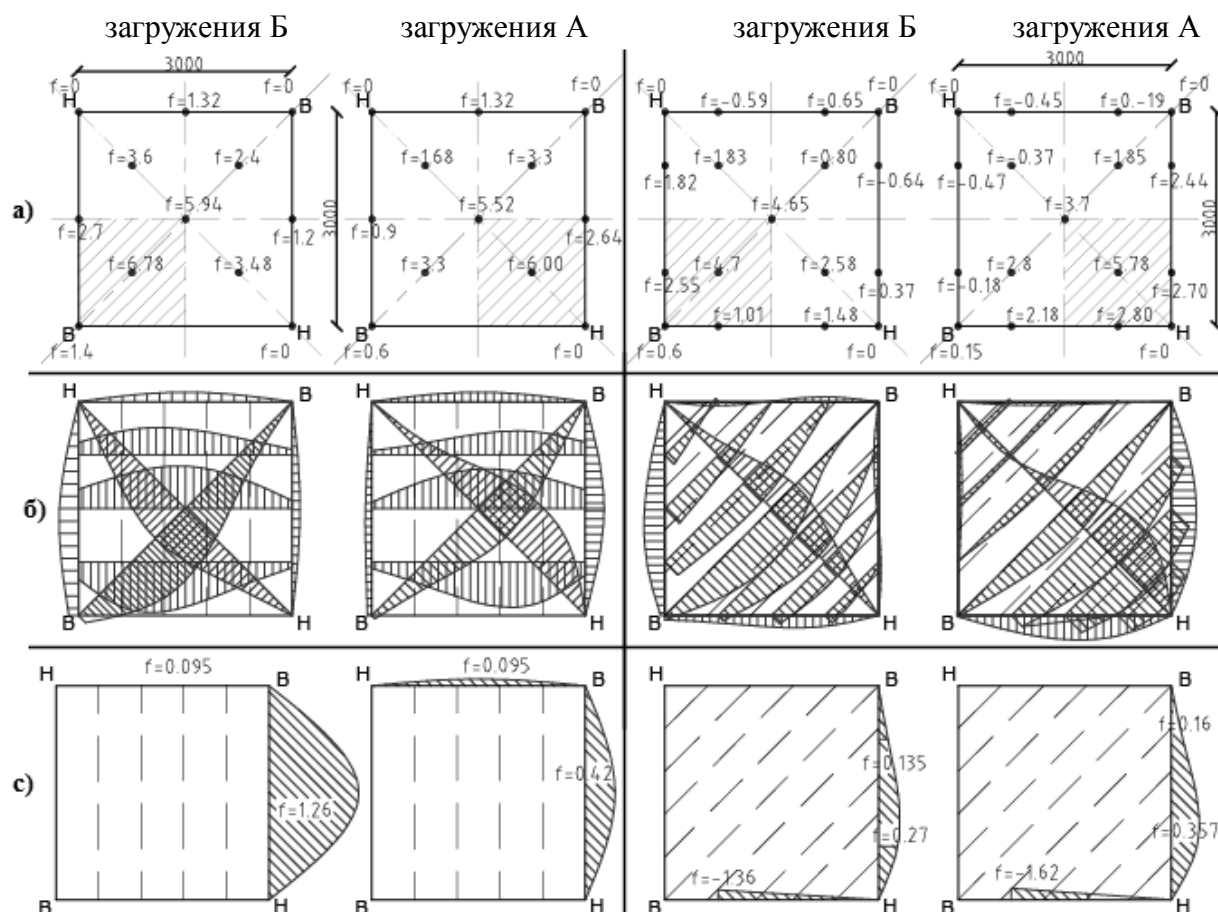


Рис.14 Эпюры перемещении при нагружении одной четверти оболочки при 1.2 кН/м^2 (Справа-гипар из параболических элементов; Слева- гипар из асимптотических элементов в виде скрученного прямоугольника).

а) прогибы оболочки ; б) эпюры вертикальных перемещений по поле оболочки; с) эпюры горизонтальных перемещений бортовых элементов.

Перемещения вдоль главной диагонали, непреходящая через нагруженную четверть, всегда симметричны относительно другой главной диагонали. Сравнивая представленные результаты с равномерно распределенной по всей поверхности при $q=1,2 \text{ кН/м}^2$ видно, что максимальные значения прогибов в центре рассматриваемого нагружения на порядок больше, чем при нагружении одной четверти №2, при этом, гипар из параболических элементов почти что во всех вариантах нагружения соблюдает значение прогибов ниже чем в случаи гипара из асимптотических элементов.

Кроме того, что касается распределения прогибов то наблюдается сохранение правильной формы в случаи гипара из параболических элементов, и особенно выражается при равномерно распределенной нагрузке по всей поверхности где отмечаться явные разделы выгибания-пригибания (рис.16).

В процессе проведения эксперимента в свою очередь замечалась разность в степени сохранения характера симметрии относительно выпуклой и вогнутой диагоналей покрытия по мере увеличения нагрузки, по мимо того, что вид нагрузки, по существу является несимметричным и симметричным.

С увеличением нагрузки увеличивается степень несимметричности. Например, при равномерном распределении нагружения по всей поверхности модель оболочки из асимптотических элементов, симметричность нарушается уже после 2.3 кН/м^2 , а другой оболочке симметричность еще соблюдается, и при дальнейшем нагружении. Относительный

прогиб по главной диагонали составляет $\frac{f}{l} = \frac{1}{500} \cdot \frac{f}{l} = \frac{1}{443}$ для ГАЭ при нагружении А-Б, а для ГПЭ последовательно $\frac{f}{l} = \frac{1}{521} \cdot \frac{f}{l} = \frac{1}{638}$.

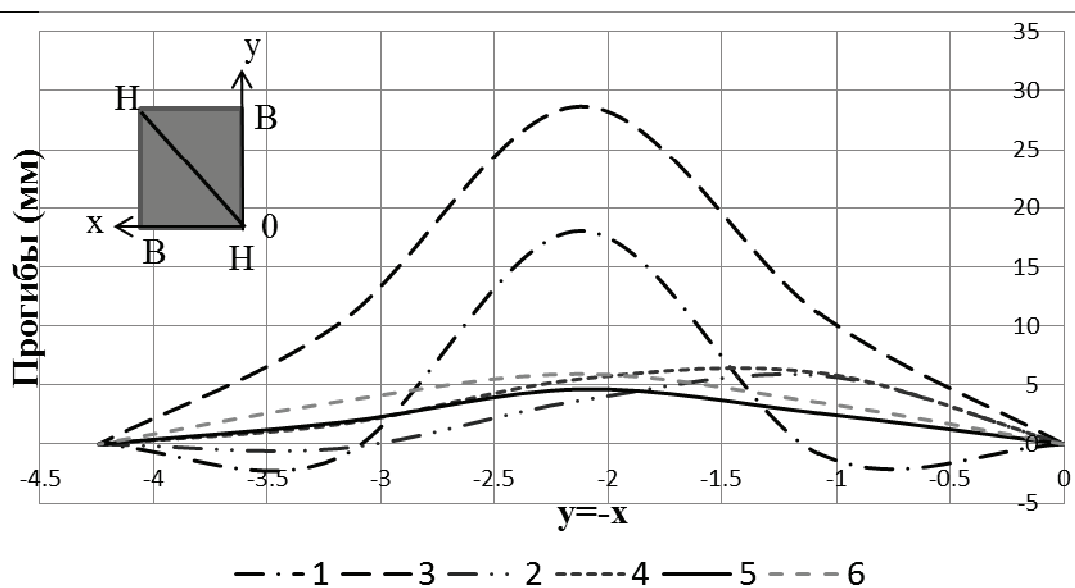


Рис. 15 Прогибы оболочки по диагонали ($y=-x$) при равномерной распределенной нагрузке на одной четверти и на вес поверхности оболочки при 1.2 кН/м^2 . 1- при равномерно распределенной нагрузке на гипар из параболических элементов (ГПЭ); 2- при распределенной нагрузке на нижней четверти ГПЭ; 3- при равномерно распределенной нагрузке на гипар из асимптотических элементов (ГАЭ); 4- при распределенной нагрузке на нижней четверти ГАЭ; 5- при распределенной нагрузке на верхней четверти ГПЭ; 6- при распределенной нагрузке на верхней четверти ГАЭ.

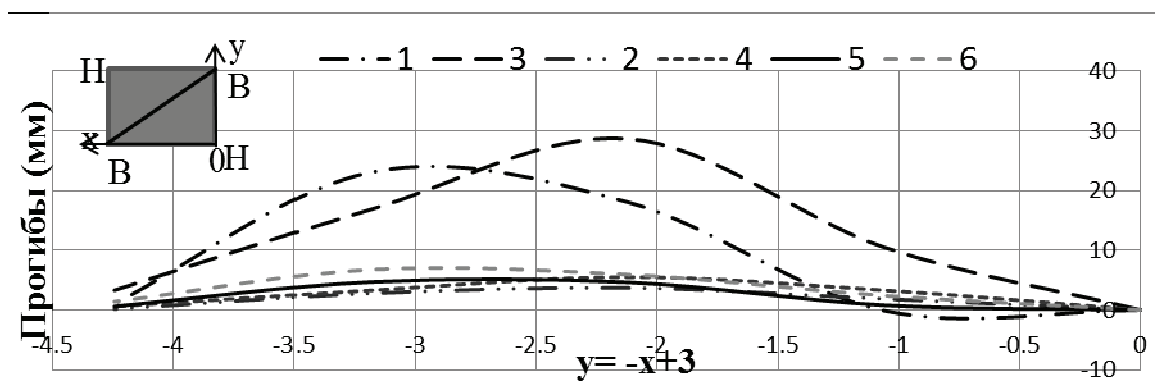


Рис.16 Прогибы оболочки по диагонали ($y=-x+3$) при равномерной распределенной нагрузке на одной четверти и на всей поверхности оболочки при 1.2 кН/м^2 . Нумерации те же что на (рис.15)

Это обстоятельство может быть вызвано некоторой неравномерностью распределенной нагрузки, неоднородностью древесины и помимо этого и действительная жесткость элементов.

Выходит, что из трех схем нагружения наибольшее перемещение наблюдается при равномерно распределенной нагрузке по всей поверхности. Так же необходимо отметить, что перемещение оболочки качественно отличаются при разных видах нагружения. Последнее обстоятельство необходимо учитывать при расчете и конструировании данного вида гипара.

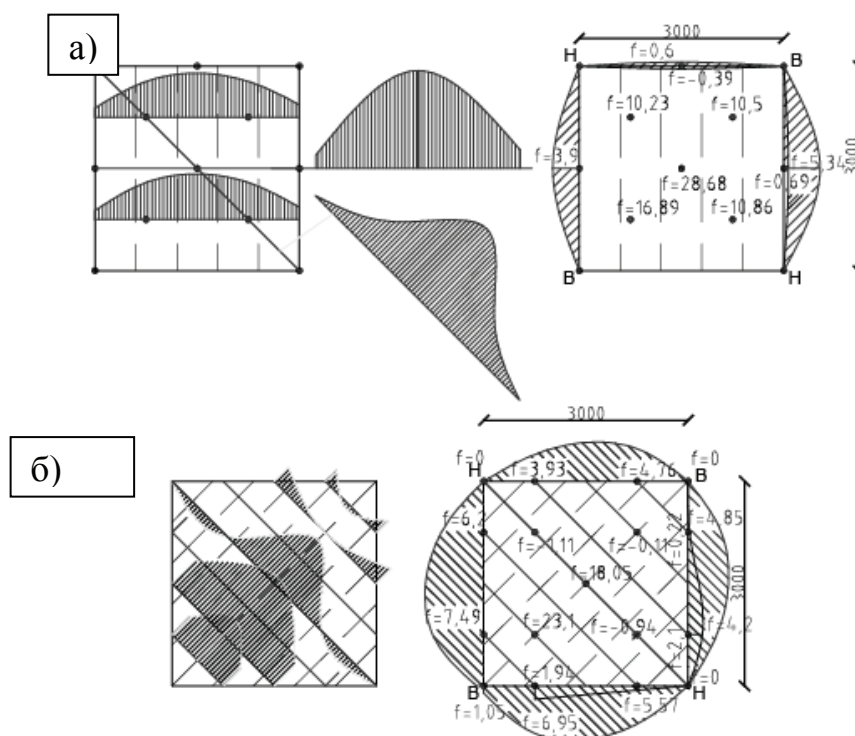


Рис.17 Эпюры перемещений при равномерно распределенной нагрузке на все поверхности оболочки при 1.2 кН/м^2 (синий цвет представляет перемещение в плоскости оболочки).
а)- гипар из асимптотических элементов ; б)- гипара из параболических элементов.

На рис.18 представлены прогибы поверхность оболочки и перемещения бортовых элементов при двух схемах нагружений. По результатам измерения перемещений видно, что самые большие перемещения возникают в средней зоне оболочки. Затухание перемещений происходит в сторону бортовых элементов.

Прогибы по абсолютной величине незначительны. При нагрузке $q=1,2 \text{ кН/м}^2$ относительный прогиб по главной диагонали составляет $\frac{f}{l} = \frac{1}{431}$, $\frac{f}{l} = \frac{1}{438}$ для ГАЭ при нагружении А-Б, а для ГПЭ последовательно $\frac{f}{l} = \frac{1}{322}$, $\frac{f}{l} = \frac{1}{357}$, симметричность картины распределения прогибов наблюдается на всех степенях нагружения, при этом место максимальных перемещений находится в районе центра оболочки.

Максимальный прогиб при нагружении В и Г располагается близко к центру оболочки. При нагружении (В) и в случае оболочки из параболических элементов, максимальный прогиб больше чем ее альтернатива на 2.34мм, а при нагружении Г разница равняется 1.25мм.

Прогибы по главным выпуклым диагоналям изображены на (рис.19). Место максимальных прогибов находится на расстоянии $X=(0,40-0,50) l$ считая от опор, а вдоль вогнутой диагонали возникают максимальные перемещения близко к середине оболочки (рис.20).

Форма распределение прогибов по выпуклой главной диагонали для ГПЭ- ГАЭ очень похожа и видно, что под нагруженной зоной идет максимальный прогибы, а на противоположенной стороне не затухание, а стремление к выгибу. Только оболочка с параболическими элементами более податлива к такому искривлению чем вторая оболочка. Этому служит в первую очередь формообразование оболочек, поэтому в случае расположения составных элементов перпендикулярно главной выпуклой диагонали, внутренние усилия стремятся быть как монолитная оболочка за счет увеличения активной

нагрузки, что приводит к усилению прижима элементов продольных панелей к продольными кромками.

Это свойство наблюдается так же на следующем графике, где в зоне нагруженной верхней опоры кривые хорошо совпадают друг с другом, и по мере отдаленности от этой зоны расходятся.

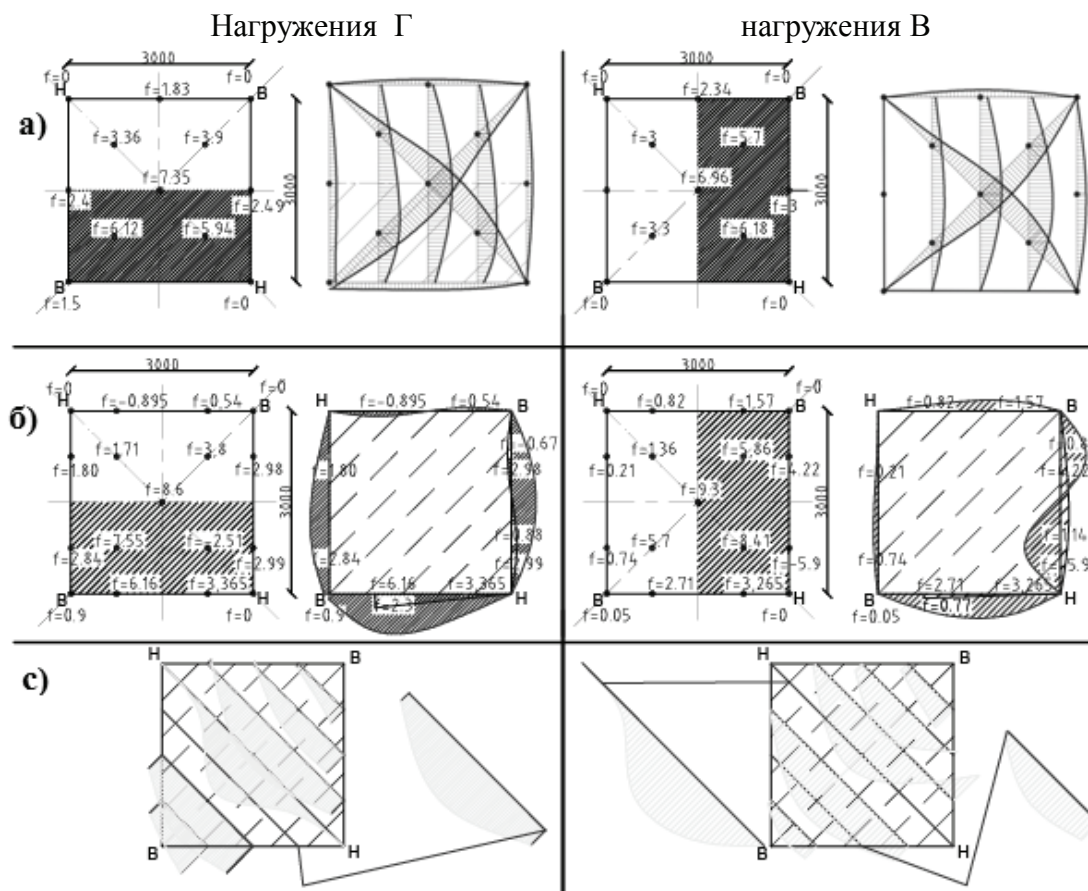


Рис.18 Эпюры перемещении при равномерно распределенной нагрузки на половине поверхности оболочке при 1.2 кН/м^2 (синий цвет представляет перемещение в плоскости оболочки).

а)- гипар из асимптотических элементов ; б)- гипара из параболических элементов ; с)- вертикальные перемещения в ГПЭ.

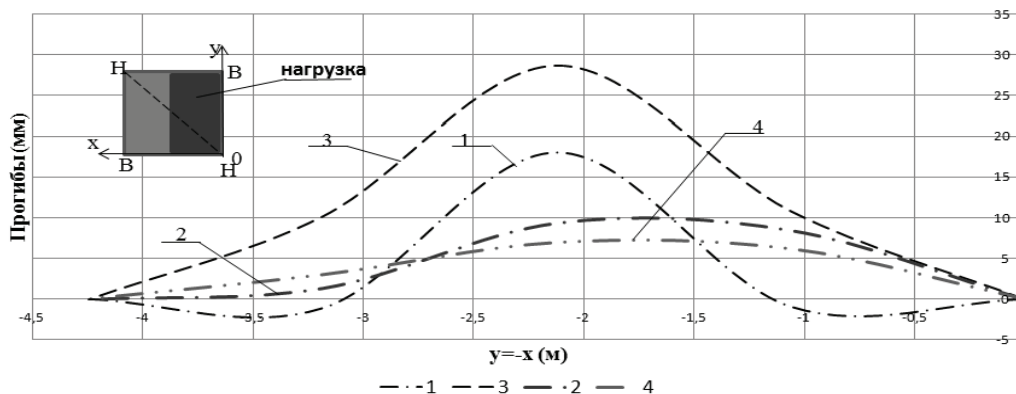


Рис.19 Прогибы криволинейной части по выпуклым диагоналям при нагружении по двум четвертям нагружения В.

1- ГПЭ при нагружении по все поверхности;2- ГПЭ при нагружении по двум четвертям;3- ГАЭ при нагружении по все поверхности;4- ГАЭ при нагружении по двум четвертям.

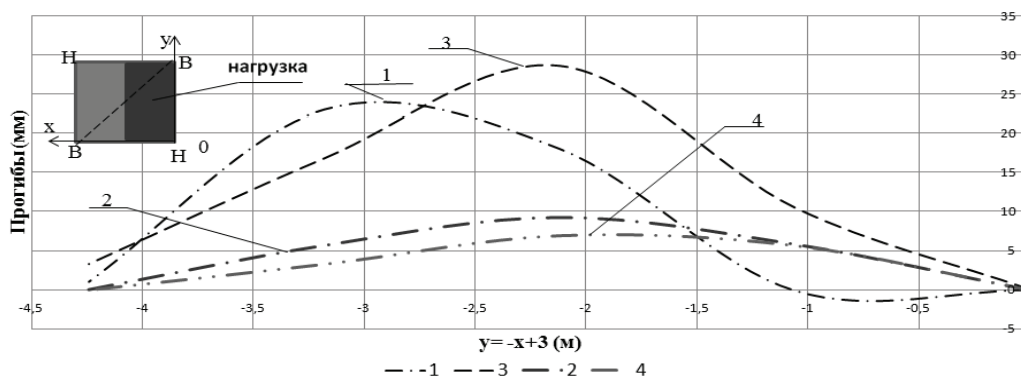


Рис.20 Прогибы криволинейной части по вогнутым диагоналям при нагружении по двум четвертям нагружения В.

1- ГПЭ при нагружении по всей поверхности; 2- ГПЭ при нагружении по двум четвертям; 3- ГАЭ при нагружении по все поверхности; 4- ГАЭ при нагружении по двум четвертям.

Прогибы бортовых элементов незначительные по сравнению с прогибами поверхности. Этот факт указывает на то, что бортовые элементы очень жесткие. На рис.21 представлены эпюры средних значений прогибов. Прогибы увеличиваются с возрастанием нагрузки. При некоторых видах нагружения высокие опоры поднимаются. Бортовые элементы нагруженной части прогибаются, а противоположные им выгибаются. Это обстоятельство следует учитывать при проектировании, здании с покрытием в виде гипара.

Максимальные величины прогибов возникают в середине бортового элемента в случае ГАЭ, а в ГПЭ ближе к опорам, причем нижняя часть выпучивается, а к высокой опоре прогибается и сходится с кривой прогиба бортового элемента при равномерно распределенной нагрузке по всей поверхности (№4-рис.22).

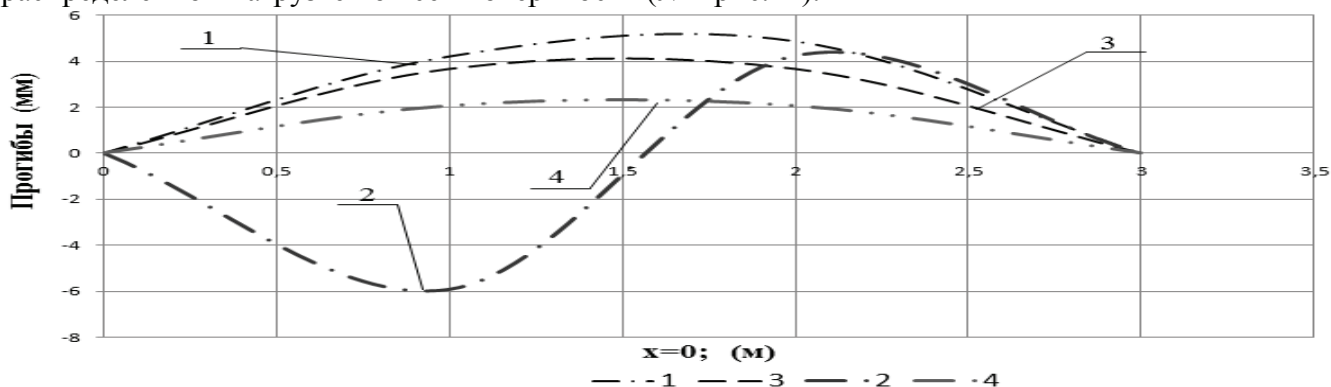


Рис.21 Прогибы бортовых элементов разных моделей при нагружения. В

1- ГПЭ при нагружении по всей поверхности; 2- ГПЭ при нагружении по двум четвертям; 3 - ГАЭ при нагружении по всей поверхности; 4- ГАЭ при нагружении по двум четвертям.

Прогибы по главным выпуклым диагоналям изображены на (рис.22), где зона максимальных прогибов располагается на расстоянии $X=0,5$ l, считая от опор, а вдоль вогнутой диагонали возникают максимальные перемещения на расстоянии $X=0,4$ l считая от верхней нагруженной опоры (рис.23).

Хорошо видно сходство кривых 2 и 4 в не нагруженной зоне, а в области под нагрузкой кривые значительно отличаются. На рис.23 отмечается высокое подобие поведения обеих конструкций с сохранением характерных отличий между 2-ой и 4-ой кривыми на рис.23.

В то время как прогиб близко к нагруженной нижней опоре при нагружении Г равняется 5.94мм в гипаре из асимптотических элементов, а в гипаре из параболических элементов равняется 2.51мм, и почти в два раза меньше имеет обратный знак, т.е выгиб. В

ненагруженной зоне кривые сходятся друг к другу причем значение в (ГПЭ) всегда меньше чем в (ГАЭ).

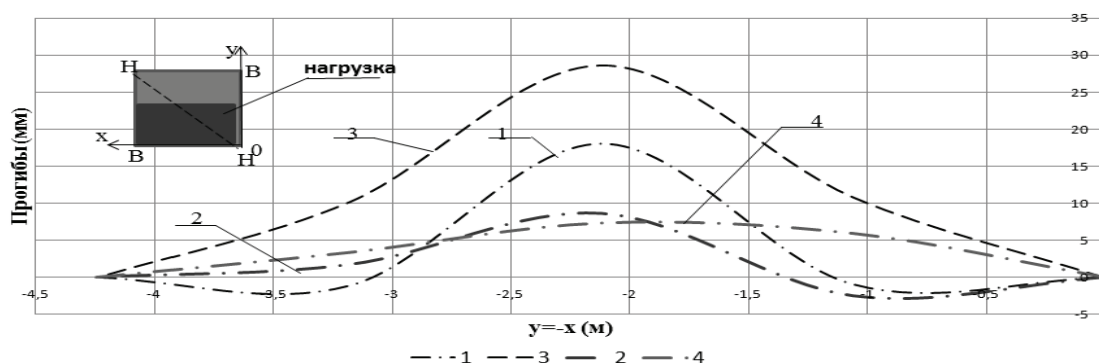


Рис.22 Прогибы криволинейной части по выпуклым диагоналям при нагружении по двум четвертям нагружения Г.

1- ГПЭ при нагружении по все поверхности; 2- ГПЭ при нагружении по по двум четвертям; 3- ГАЭ при нагружении по все поверхности; 4- ГАЭ при нагружении по двум четвертям.

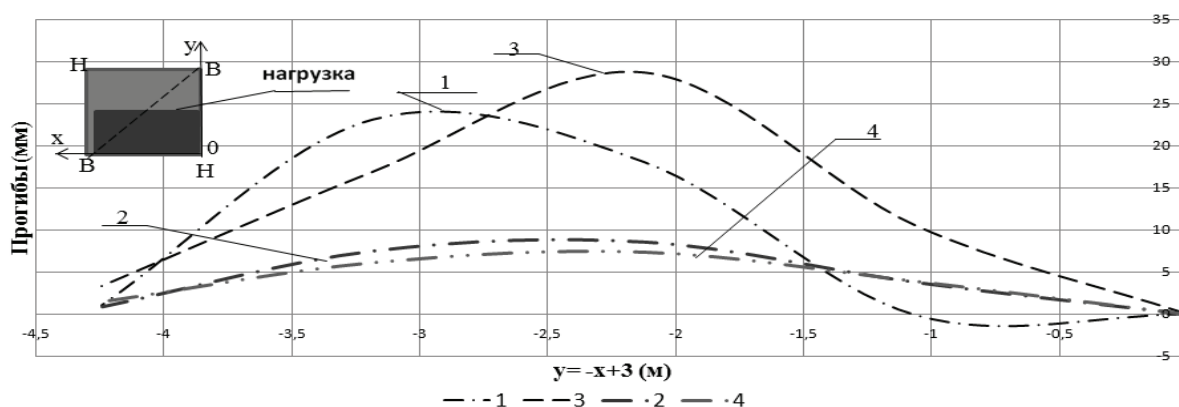


Рис.23 Прогибы криволинейной части по вогнутой диагоналям при нагружении по двум четвертям загрузения Г.

Прогибы по абсолютной величине незначительны при нагрузке $P=1.2 \text{ кН/м}^2$ (схема нагружения Е) относительный прогиб по главной диагонали составляет $[f/l] = \frac{1}{289}$ в случае гипара из асимптотических элементов, в то время как гипара из параболических элементов подвергает относительный прогиб $[f/l] = \frac{1}{355}$. Симметричность картины распределения прогибов наблюдается на всех шагах нагружения, при этом место максимальных перемещений находится в районе центра четверти низкой опоры оболочки.

Отмечаются существенные прогибы в зонах прилегающих к нагруженной часть близко к низким опорам. В средней зоне оболочки результаты прогибов почти совпадают в обеих оболочках.

По сравнению с предыдущими нагружениями, где нагрузка действует равномерно на половине оболочки рис.18-24. Отмечается не сходство в поведении оболочек в нагруженной и не нагруженной зоне. Если в случаи нагружения (В и Г) кривые демонстрирующие вертикальные перемещения почти что сходятся в не нагруженной зоне, то здесь видно как расходятся в обеих зонах.

При нагружении нескольких пролетных элементов составляющих оболочку. В обеих оболочках нагрузка передается на ненагруженную часть оболочки, по крайней мере одинаково, в случаи нагружения параллельно асимптотических элементов. Но в случаи нагружения параллельно диагонали, нагрузка передается лучшим образом при параболической формообразование оболочки.

Относительно вогнутой диагонали, прогибы сохраняют сходство в обеих оболочках, что и наблюдалось почти при всех видах нагружения.

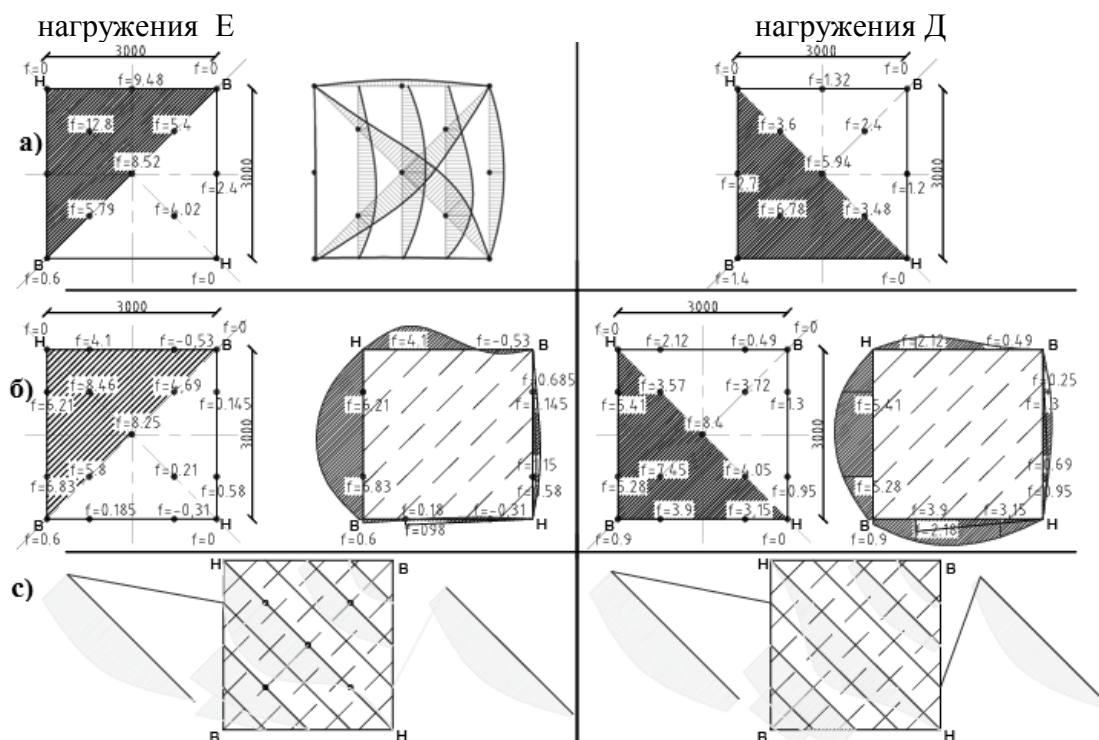


Рис.24 Эпюры перемещения при равномерно распределенной нагрузке на половине поверхности оболочки по диагонали при 1.2 кН/м^2 (синий цвет представляет перемещение в плоскости оболочки).

а)- гипар из асимптотических элементов ; б)- гипара из параболических элементов ; в)- вертикальные перемещение в ГПЭ.

Выводы.

1. Вдоль главной выпуклой диагонали, что по сути является направлением главной растягивающие усилие, все эпюры распределения прогибов аналогичные. Единственное отличие изображается между частичным нагружением поверхности и равномерно распределенной нагрузкой по всей поверхности, т.е особое влияние симметричных схем нагружения на главную растягивающую усилие не наблюдается.

2. Распределение прогибов в перпендикулярной направлении, что на первом плане представляет собой направлении главных сжимающих усилия, наблюдается большие вариации и не только в оболочки из параболических элементов (ГПЭ) поэтому в течение анализа результатов эксперимента проведенное в данном разделе авторы уделяли этому особое внимание. На первый взгляд это откосится к тому, что данной свойство играет результирующую роль в отношении множество переменных в системе эксперимента. Со второго, главных сжимающих усилий играет большой роль в работе конструкции из составных элементов. И в зависимости от формообразования оболочки, использовать дополнительные активные усилия как благоприятствующий конструктивный характер в работе сооружения, ради снижения материалоемкости, и усовершенствования фундаментов, и как следствие экономичность.

Выводы и перспективы дальнейших исследований. Данные результаты характеризуют поведение конструкции гипара, при условной предположенной распределенной снеговой нагрузке. В дальнейшем намеривается численно симулировать и моделировать процессы снегопереноса и снеготложения для более точного определения распределения снеговой нагрузки на гипаров разных конфигураций.

Литература.

1. Стоянов В.В. Конструирование легких сборных гиперболических покрытий / В.В. Стоянов // Одесса, 2000г.; – 166с.
2. Stojanov V.V. The constituent elements structures covering of hyperbolic paraboloid / V.V. Stojanov, S.J. Jgalli, V.O. Stojanov – збірник наукових праць серія: галузеве машинобудування, будівництво випуск 1 (48)' 2017, с. 311-321. с 54-62.
3. Стоянов В.В. Испытание составных оболочек типа гиперболический параболоид из параболических и асимптотических панелей на действие статических нагрузки / В.В. Стоянов, Ш. Жгалли – збірник наукових праць: сучасні технології та методи розрахунків у будівництві випуск 8 // Луцьк, 2017г, с. 228-245.
4. Жгалли. Ш. Многокритериальная оптимизация сэндвич параболических панелей под действием комбинированной нагрузки / Ш. Жгалли, А.О. Резников – збірник наукових праць: сучасні технології та методи розрахунків у будівництві випуск 6 // Луцьк, 2017г, с. 108-117.
5. Стоянов В.В. Гіперболічний параболоїд з параболічних та асимптотичних панелей / В.В. Стоянов, Ш. Жгалли – Сборник научных трудов: Современные строительные конструкции из металла и древесины выпуск 20 // Одесса, 2016г, с. 141-153.
6. Абовский Н.П. К расчету пологой оболочки типа гиперболического параболоида / Н.П. Абовский, И. И. Самольянов- Строит, механика и расчет сооружений. №6 // 1969, с. 7-12.
7. Самольянов И.И. К расчету пологих оболочек типа гиперболического параболоида и систем, составленных из них, методом сеток / И.И. Самольянов – Автореферат дисс. на соискание ученой степени канд. техн. Наук // Красноярск, 1967. -16 с.
8. Самольянов И.И. Расчет пологих оболочек типа гиперболических параболоидов с учетом жесткости затяжки / И.И. Самольянов – Строительство, механика и расчет сооружений // 1976. №6, с. 56-61.
9. Рассказов А.О. Расчет оболочек типа гиперболических параболоидов / А.О. Рассказов // Киев, 1972. –175 с.
10. Милейковский И.Е. Расчет и проектирование пологих оболочек покрытий в форме гиперболического параболоида. И.Е. Милейковский, А.К. Купар // 1977.-223 с.
11. Чиненков Ю.В. Испытания сборной оболочки в виде гиперболического параболоида на прямоугольном плане/Ю.В Чиненков- Промышленное строительство. №5 // 1964, с. 25-30.
12. Стоянов В.В., Купченко Ю.В. Сборные металлодеревянные гиперболические покрытия / В.В. Стоянов, Ю.В. Купченко – В сб.: « Металлических конструкций », Т. 1, №1 // Донецк: ДГАСА, 1998, с. 51-53.
13. Стоянов В.В. Исследование модели клеефанерной оболочки типа гиперболического параболоида / В.В. Стоянов – Изв. вузов «Строительство и архитектура», №10 // Новосибирск, 1975 – с. 25-27.
14. Дехтярь А.С. Экспериментальное исследование несущей способности оболочек типа гиперболического параболоида /А.С. Дехтярь, А.О. Рассказов – В сб.: «Пространственные конструкции в Красноярском крае», вып. IV // Красноярск. 1969 – с. 311-321.
15. Стоянов В.В. Повышение несущей способности деревянных изгибаемых элементов / В.В. Стоянов, Ш. Жгалли – Лесной журнал. Выпуск 1/349 // Россия, Архангельск, 2016, с. 115-121.
16. Стоянов В.В. Массивная клеодошатая балка с конструктивными основаниями / В.В. Стоянов, Ш. Жгалли – Збірник наукових праць, Сучасні будівельні конструкції з металу, деревини та пластмас, Випуск №21 // Одеса 2017, с. 105-113.
17. Жгалли Ш. Испытания клеодоштых деревянных балок с усилением полимерными композитными материалам / Ш. Жгалли. В.В. Волошенюк – Збірник наукових праць: Сучасні будівельні конструкції з металу, деревини та пластмас, Випуск №21 // Одеса 2017, с. 3-9.
18. Журавлев А.А. Пространственные деревянные конструкции / А.А. Журавлев, Г.Б. Вержбовский, Н.Н. Еременко – Ростов-на-дону: ОАО ИПФ <<Малыш>> // 2003. –518 с.

УДК 624.011.2

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ПОЛІГОНАЛЬНОЇ АРКОВОЇ КОНСТРУКЦІЇ

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПОЛИГОНАЛЬНОЙ АРОЧНОЙ КОНСТРУКЦИИ

EXPERIMENTAL INVESTIGATIONS OF POLYGONAL ARC CONSTRUCTION

Стоянов В.В. д.т.н., проф., **Коршак О.М.** к.т.н., доц., **Бояджі А. А.** к.т.н., ст. викл., **Бойко О.В.** асп., ас., **Рольський С.Е.** магістр,
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Стоянов В.В. д.т.н., проф., **Коршак О.М.** к.т.н., доц., **Бояджи А. А.** к.т.н., ст. пр., **Бойко А.В.** асп., асс., **Рольский С.Э.** магистр
(Одесская государственная академия строительства и архитектуры)

Stoyanov V.V. Dr.Sc. (Eng.), Prof., **Korshak O. M.** Cand. Sc. (Eng.), Assist. Prof., **Boyadzhi A. O.**, Cand. Sc. (Eng.), Assist. Prof., **Boyko A.V.** post graduate., **Rolsky S.E.** master's degree
(Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture)

Анотація. У статті досліджується напружено-деформований стан полігональної плоскої арочної конструкції з вузлами, що були розроблені авторами. Виконано аналітичний і чисельний розрахунок варіантів моделей, за результатами яких були обрані найбільш цікаві для експериментального дослідження. Експериментальне дослідження проводилося з визначенням поверхневих напружень електротензометричним методом і визначенням прогинів до повного руйнування конструкції під дією зосередженого навантаження в середині прольоту. Особливу увагу було приділено аналізу роботи раніше запропонованого авторами і використаного в досліджуваній конструкції варіанта вузла. Виконано аналіз результатів чисельних і експериментальних досліджень. Зроблено висновки.

Аннотация. В статье исследуется напряженно-деформированное состояние полигональной плоской арочной конструкции с разработанными авторами узлами. Выполнены аналитический и численный расчет вариантов моделей, по результатам которых были выбраны наиболее интересные для экспериментального исследования. Экспериментальное исследование проводилось с определением поверхностных напряжений электротензометрическим методом и определением прогибов до полного разрушения конструкции под действием сосредоточенной нагрузки в середине пролета. Особое внимание было уделено анализу работы раннее предложенного авторами и использованного в исследуемой конструкции варианта узла. Выполнен анализ результатов численных и экспериментальных исследований. Сделаны выводы.

Annotation. The article studies the stress-strain state of a polygonal flat arch structure with nodes using steel pipes. Analytical and numerical calculations of the model variants are performed, the results of which, the most interesting for the experimental study have been selected. In general, the results of the production of experimental polygonal structures with dimensions in the plan of 3.0 x 1.0 m indicate a high degree of their manufacturability, as well as the possibility of producing such structures at the operating plants of the glued wooden materials (GWM). But failure to meet the conditions for a gap between the wooden shelves of the connected I-bars can have a significant effect on the nature of the distribution and the magnitude of the stresses in the arch elements. This is

due to the occurrence of plastic deformations in the most stressed areas, as well as the complex work of contact between a steel pipe and wooden elements.

The experimental study was carried out with the determination of surface stresses by the electrotensometric method and the determination of deflections until the structure was completely destroyed under the action of a concentrated load in the middle of the span. Particular attention was paid to the analysis of the earlier version of the knot proposed by the authors and used in the studied design. The analysis of the results of numerical and experimental studies is performed, according to the results of which it was found that the critical stresses determined in the program complex are less than determined experimentally (the maximum difference is 12%). Calculation of the design with the nodes with metal pipes makes the picture of the stresses in the structure more correct, but requires additional studies in the field of contacting the nodal elements to more accurately determine the deformations of the structure.

Ключові слова. Арочна конструкція, полігональне склепіння, клеєна дерев'яна балка, двотавр, несуча здатність.

Ключевые слова. Арочная конструкция, полигональный свод, клееная деревянная балка, двотавр, несущая способность.

Keywords. Arched construction, polygonal vault, glued wooden beam, I-beam, bearing capacity.

Введение. В настоящее время в Украине наблюдается устойчивое увеличение объемов производства двутавровых деревянных балок (ДДБ) со стенкой из OSB. Это значительно снизило импорт таких изделий и наполнило отечественный строительный рынок легкими и эффективными конструкциями собственного производства. Составные балки с элементами из листа OSB все чаще используются в каркасах малоэтажных зданий, а также в качестве элементов покрытий и перекрытий в каменных зданиях. Легкость, небольшая стоимость и возможность использования в полигональных конструкциях применяя предложенные ранее авторами узлы открывает новые сферы их применения в строительстве [1].

Анализ последних исследований и публикаций. Проведенные ранее на кафедре МДиПК ОГАСА исследования прочности и деформативности двутавровых деревянных балок со стенкой из OSB [1], а также анализ различных конструктивных форм составных балок и особенностей их применения в каркасе зданий показали, что при выполнении определенных конструктивно-технологических требований к ДДБ [2, 3] (в совокупности с существующими методиками расчета таких балок) они могут быть использованы в полигональных сводчатых покрытиях пролетом 12-18 м.

Определение цели и задачи исследования. С целью изучения действительной работы предлагаемых конструкций [1], их элементов и соединений, выявления степени достоверности результатов численных исследований были проведены статические испытания полигональных арочных конструкций. Программа испытаний предусматривала кратковременные нагружения опытных образцов.

Для реализации поставленной цели решались следующие задачи:

- исследовать напряженно-деформированное состояние каждого конструктивного элемента конструкции;
- оценить степень и долю включения металлических уголков узлов в общую работу конструкции;
- определить действительную несущую способность и деформативность конструкции, выяснить место и характер разрушения;

- установить сходимость результатов теоретических и экспериментальных исследований для определения возможности применения программных комплексов и усовершенствованных методик расчета в инженерной практике;

Основная часть исследования. Для определения допустимой нагрузки и предварительного выявления характера работы разработанной конструкции в экспериментальных условиях был проведен численный расчет модели в ПК ANSYS Workbench 19.0.

Наибольшие напряжения при сосредоточенной нагрузке в середине пролета в дереве и фанере возникают в центральном элементе (двухавре) при нагрузке $P = 8 \text{ кН}$ (рис. 1)

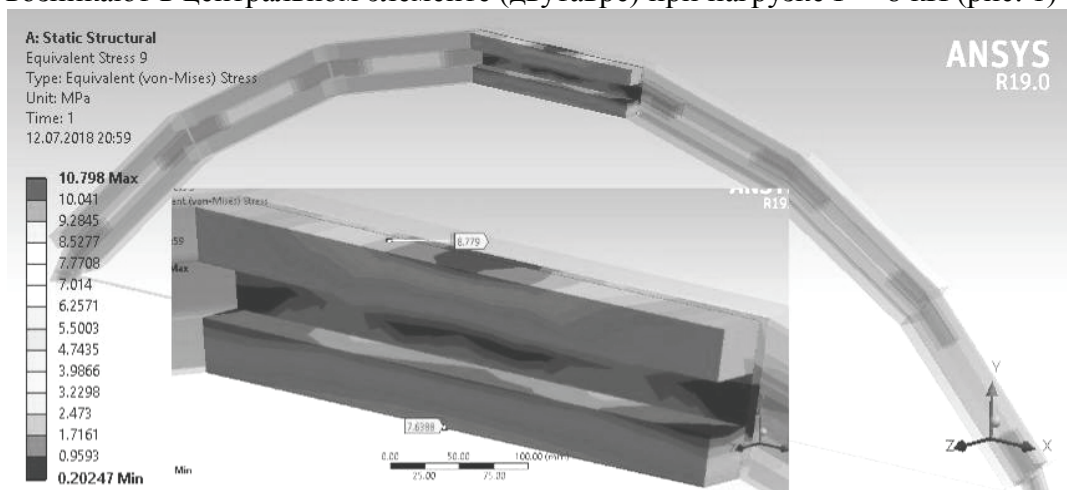


Рис. 1 Изополя эквивалентных напряжений по Мизесу в наиболее напряженном деревянном элементе 3м модели арочной полигональной конструкции

При этой же величине нагрузки наибольшие вертикальные перемещения (рис. 2) конструкции возникают в том же элементе и равняются $f = 7,7 \text{ мм}$, что составляет $f = (1/390) / L$.

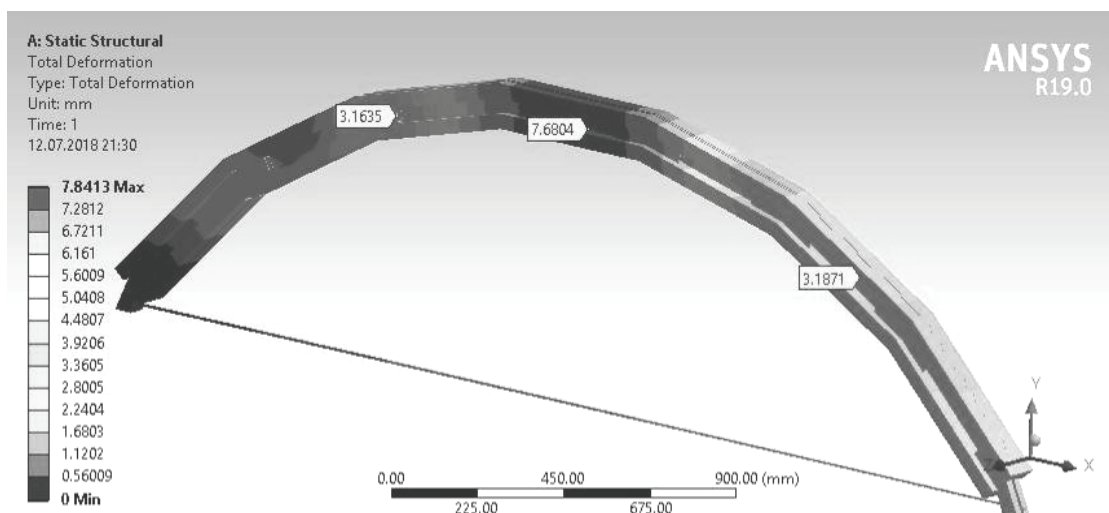


Рис. 2 Изополя вертикальных перемещений 3м модели арочной полигональной конструкции

Наибольшие напряжения в металле возникают в элементе, соединяющем центральный и соседний деревянные элементы (двухавры) и составляют $\sigma = 65 \text{ МПа}$ (рис. 3)

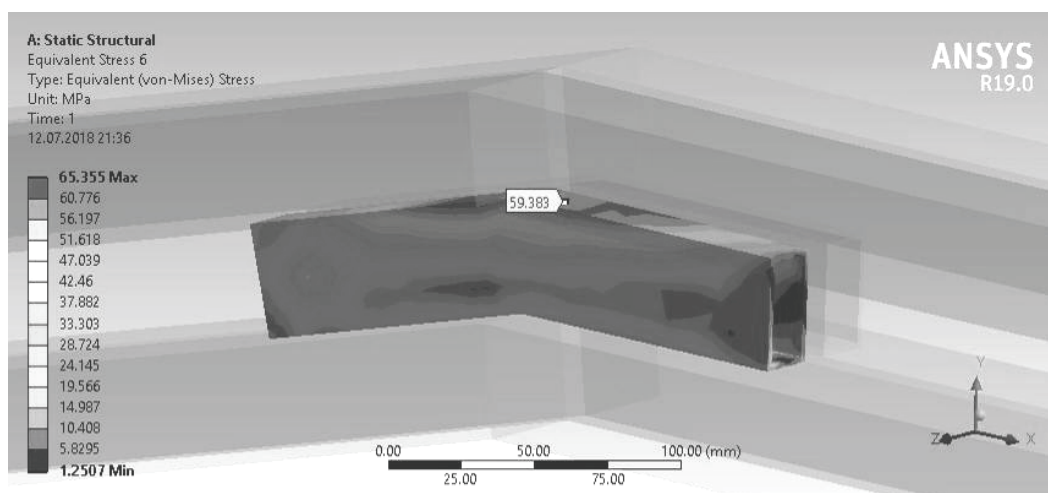


Рис. 3 Изополю эквивалентных напряжений по Мизесу в наиболее напряженном металлическом элементе 3м модели арочной полигональной конструкции

Согласно численному расчету в местах контактов элементов (дерево-дерево или металл-дерево) возникают наибольшие деформации и напряжения. В реальных условиях напряжения в конструкции будут распределяться иным образом, что связано с возникновением пластических деформаций на наиболее напряженных участках, а также сложной работой контакта стальной трубы и деревянных элементов.

Для испытаний были изготовлены две конструкции с применением ранее разработанных узлов [1]. Изготовление конструкций проводилось в соответствии с требованиями. В целом результаты изготовления опытных полигональных конструкций с размерами в плане 3,0 x 1,0 м свидетельствуют о высокой степени их технологичности, а также о возможности производства таких конструкций на действующих заводах КДК. Опытные конструкции после сборки и установки на опоры, показаны на рисунках 4 и 5.



Рис. 4 Экспериментальная модель арочной полигональной конструкции пролетом 3м

С учетом фактических размеров поперечных сечений элементов расчетная нагрузка на изготовленные конструкции, определенная по методике, изложенной в главе 3, составила $q = 8,1$ кН.

Арки нагружали в вертикальном положении сосредоточенной нагрузкой в середине пролета. Конструкции имели с одной стороны шарнирно-подвижную, с другой – шарнирно-неподвижную опоры.

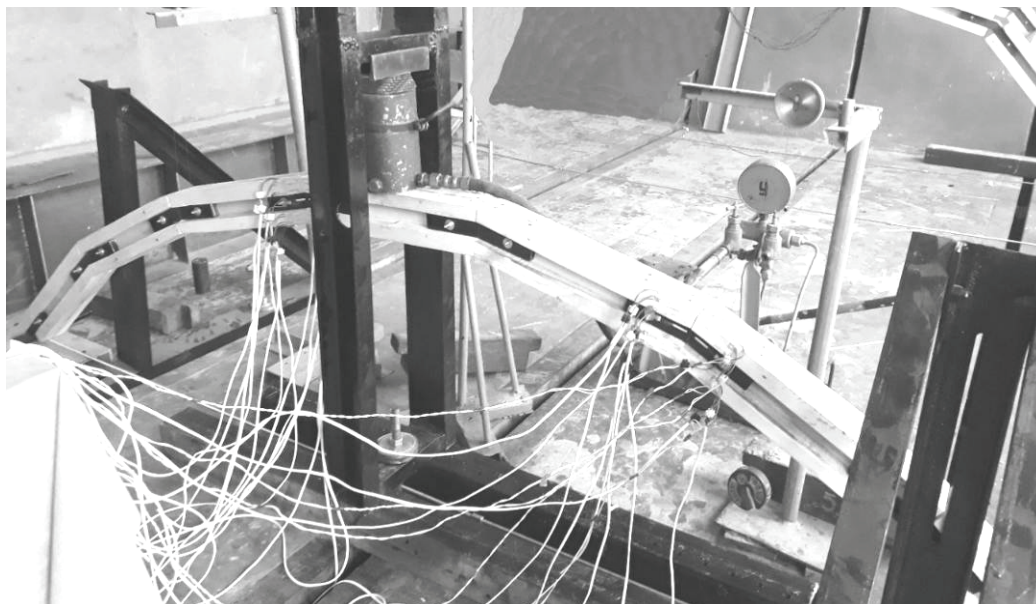


Рис. 5 Экспериментальная модель арочной полигональной конструкции пролетом 3м, установленная на опоры

Для получения четкой картины напряженно-деформированного состояния разработанных конструкций под нагрузкой при проведении испытаний измеряли основные деформации системы (прогибы арки в середине и третях пролета, изменение длины пролета) и деформации элементов. Для определения вышеуказанных деформаций приборы были установлены на элементы арочных конструкций согласно рисунку 6.

Основные деформации конструкции измеряли механическими приборами: прогибомерами Максимова и индикаторами часового типа ИЧ-10 с ценой деления шкалы 0,01 мм. Поверхностные деформации в элементах конструкции измеряли согласно общепринятой методике [4] с использованием тензорезисторов с базой 20 мм, расположенными на конструкции в соответствии со схемой, приведенной на рисунке 6.

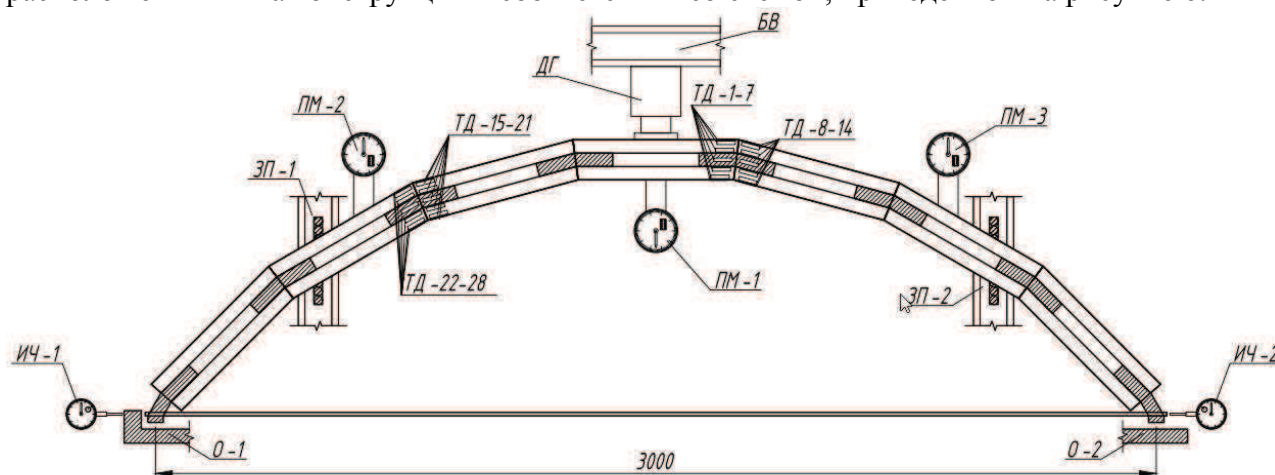


Рис. 6 Схема расположения приборов и оборудования на экспериментальной модели полигональной арочной конструкции: ТД – тензодатчики; ПМ – прогибомеры Максимова;

ИЧ – индикаторы часовые; О-1 – опора шарнирно неподвижная; О-2 – опора шарнирно подвижная; БВ – балка вспомогательная; ЗП – закрепления конструкции из плоскости; ДГ – домкрат гидравлический

Номинальное сопротивление тензорезисторов составляло $1 \approx 200$ Ом. Коэффициент тензочувствительности датчиков определялся при помощи тарировочной балки переменного поперечного сечения (постоянной жесткости).

В качестве регистрирующего устройства использовалась микропроцессорная многоканальная тензометрическая система Мост-02.

Нагрузка подавалась при помощи гидравлического домкрата и гидравлической станции высокого давления.

Всего на каждой из исследуемых арочных конструкций было установлено 28 тензорезисторов, 3 прогибомера и 2 индикатора.

Испытания полигональной плоской арочной конструкции с узлами с применением стальных труб пролетом 3,0 м и высотой подъема 0,85 м проведены в полном соответствии с вышеизложенной методикой.

Значения упругих характеристик древесины ребер и обшивки, устанавливали стандартными испытаниями на изгиб.

Значение фактического максимального прогиба конструкции в середине пролета от действия приведенной к сосредоточенной нормативной поперечной нагрузки (5,08 кН) составило в среднем 6,65 мм (рисунок 8), что соответствует величине относительного прогиба $1/451$ от расчетного пролета. При увеличении изгибной нагрузки на конструкцию до расчетного значения величина прогиба составила 11,9 мм или $1/252$. Значения прогибов при загрузке арки сосредоточенной нагрузкой отличались между собой не более чем на 3%.

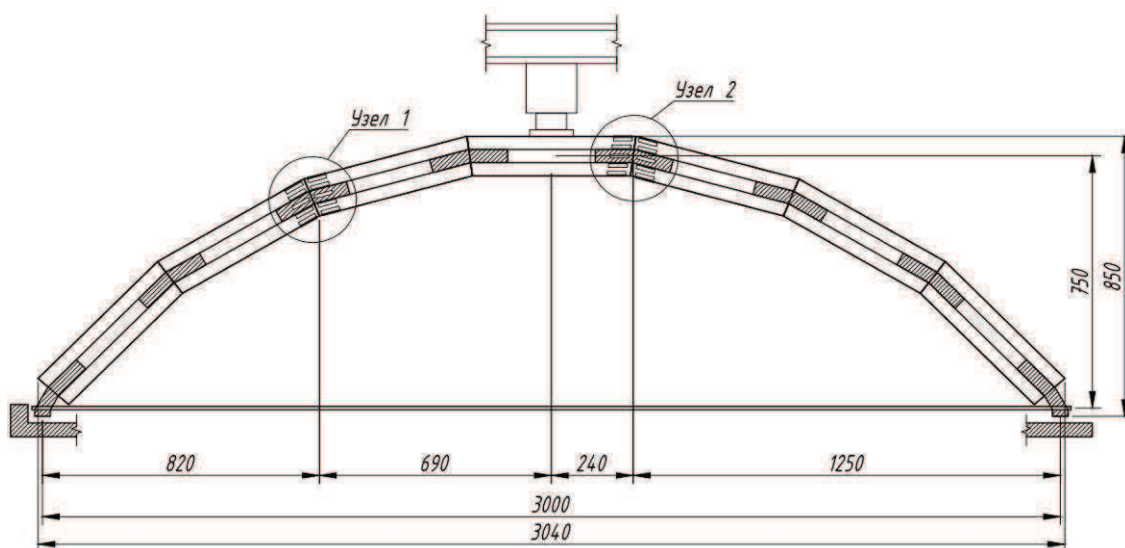


Рис. 7 Расположение исследуемых узлов на арочной полигональной конструкции

Анализ процессов деформирования элементов испытанных конструкций выявил, что в пределах расчетных значений нагрузок нарастание прогибов независимо от расположения элементов, происходило пропорционально нагрузке. Это свидетельствует об упругой работе арки и о том, что в процессе испытаний была обеспечена ее устойчивость.

Испытания опытных конструкций на различных стадиях показаны на рисунке 5, а их основные результаты приведены в рис. 9 - 12.

Напряженное состояние элементов арки оценивали по результатам тензометрирования. Зависимость сжато-изгибных напряжений от приложенной нагрузки в узле 1 (рис. 7) конструкции в исследуемом сечении представлены на рисунках 9 и 10. Работу элементов под нагрузкой изучали, наблюдая за изменениями в ней нормальных напряжений. Наиболее характерными являлись напряжения по нижним граням сечения деревянного двутавра и в стальной трубе.

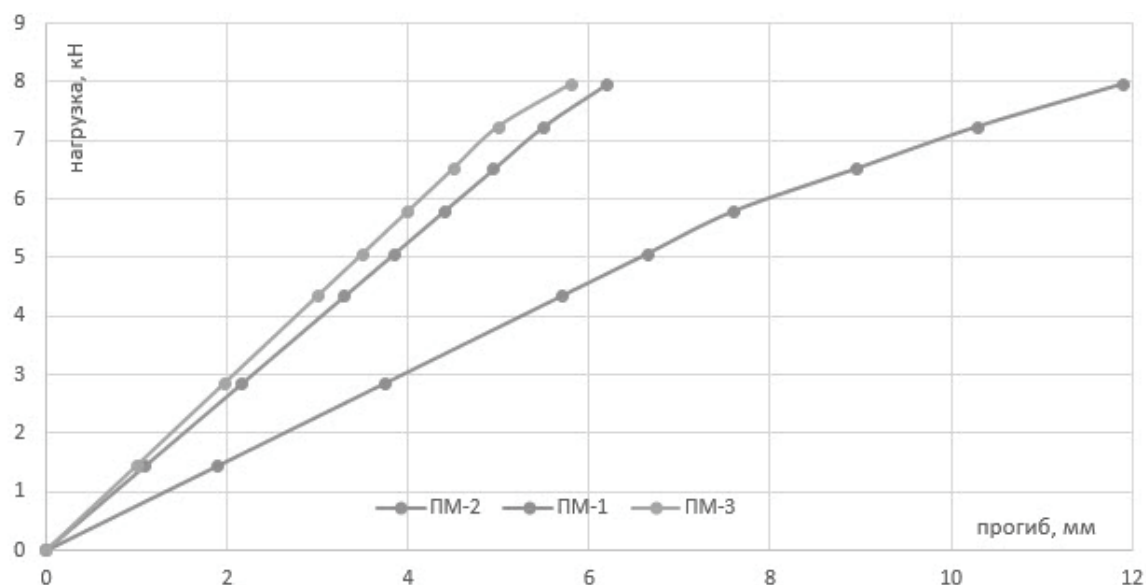


Рис. 8 График экспериментальных прогибов арочной полигональной конструкции

Из рисунков 9 и 10 видно, что в верхних точках сечения возникают сжимающие усилия, а в нижних растягивающие, при этом т.к. стальной элемент растягивается – нейтральная ось сечения смещена вверх. Максимальное нормальное напряжение в элементе слева первого узла (рис. 9) возникает в стальной трубе и составляет $1,12 \text{ кН/см}^2$, минимальное нормальное напряжение возникает в верхней полке – $0,37 \text{ кН/см}^2$. Максимальное нормальное напряжение в деревянном элементе возникает в нижней полке в верхней ее части (ТД 6) и составляет $1,01 \text{ кН/см}^2$, что можно объяснить неполной передачей перемещений по высоте сечения вследствие недостаточного сцепления материала нижней полки и фанерной стенки; в результате, вблизи узла нижняя полка работает как самостоятельный изгибаемый элемент верхние волокна которого сжимаются, а нижние растягиваются.

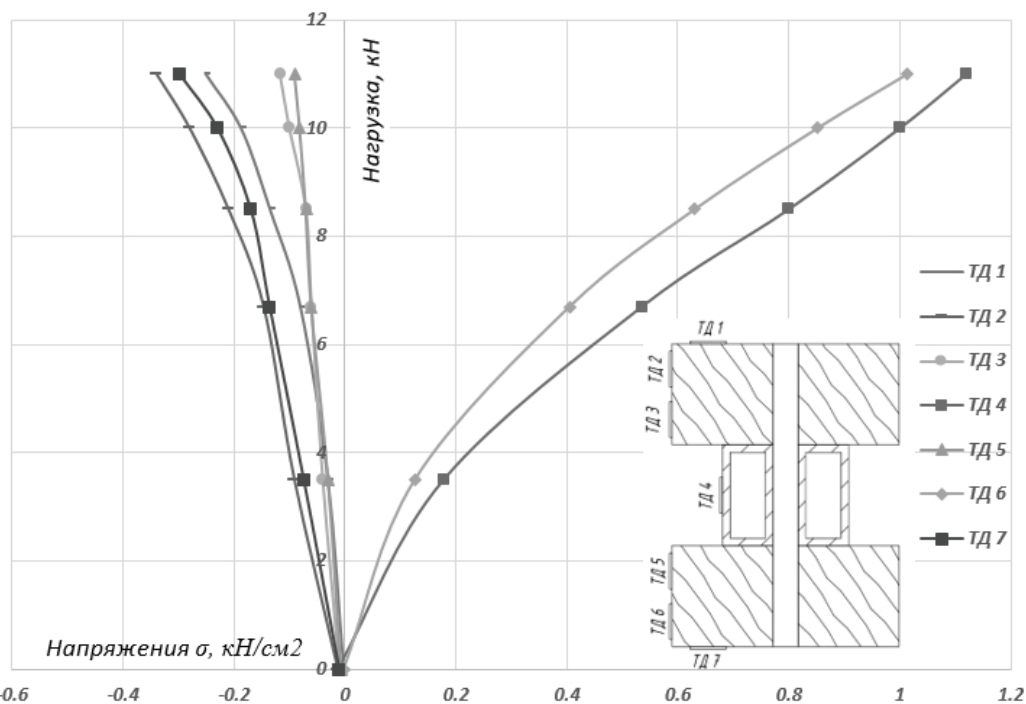


Рис. 9 График зависимости нормальных напряжений от нагрузки в узле 1, тензодатчики 1-7

В меньшей степени такое явление наблюдается и в работе правого элемента узла 1 (рис. 10) в креплении верхнего пояса к стенке (ТД 10), когда при нагрузках выше 5 кН нижняя часть бруса верхнего пояса переходит от сжатия к растяжению. Максимальное нормальное напряжение в элементе справа первого узла (рис. 10) возникает в нижнем поясе и составляет $1,98 \text{ кН/см}^2$, минимальное нормальное напряжение возникает в верхней полке – $0,32 \text{ кН/см}^2$. В стальной трубе возникают напряжения сжатия – $0,47 \text{ кН/см}^2$.

Характер распределения сжато-изгибных напряжений в 2м узле (рис. 7) конструкции в исследуемом сечении представлены на рисунках 11 и 12.

Судя по рис. 11 нейтральная линия в элементе слева 2 узла существенно ниже таковой 1 узла, что говорит о возросшем влиянии сжимающих (продольных) усилий. Максимальное нормальное напряжение в элементе слева второго узла (рис. 11) возникает в нижнем поясе (ТД 19) и составляет $2,6 \text{ кН/см}^2$, минимальное нормальное напряжение возникает в верхней полке (ТД 16) – $3,84 \text{ кН/см}^2$. В стальной трубе возникают напряжения сжатия – $0,9 \text{ кН/см}^2$. В месте расположения ТД 21 наблюдается всплеск сжимающих напряжений, что объясняется местными напряжениями, возникающими при деформации элемента в процессе передачи нагрузки от вышележащего элемента. В дальнейшем, при последующих нагружениях концентраций напряжений в месте расположения ТД 21 не наблюдалось.

По рис. 12 видно, что на протяжении всего эксперимента, практически во всех исследуемых точках монотонно увеличивались напряжения сжатия. Исключение составляет точка размещения датчика ТД28, в которой прибор регистрировал монотонное увеличение растягивающих напряжений. Объяснение такому поведению могут дать два явления: 1) на расстоянии между датчиками ТД27 (нижний датчик, регистрирующий сжатие) и ТД28 (регистрирующий растяжение) проходит нейтральная линия эпюры напряжений; 2) кручение вызывает деформацию сечения, в результате чего на столь малом участке регистрируются и сжатие, и растяжение. Максимальное нормальное напряжение в элементе справа второго узла (рис. 12) возникает в нижнем поясе и составляет $0,16 \text{ кН/см}^2$. Минимальное нормальное напряжение возникает внизу верхней полки (ТД24), что вызвано хорошим сцеплением (и, соответственно, передачей усилий) трубы и двутавра, и составляет – $1,24 \text{ кН/см}^2$. В стальной трубе возникают напряжения сжатия – $0,89 \text{ кН/см}^2$.

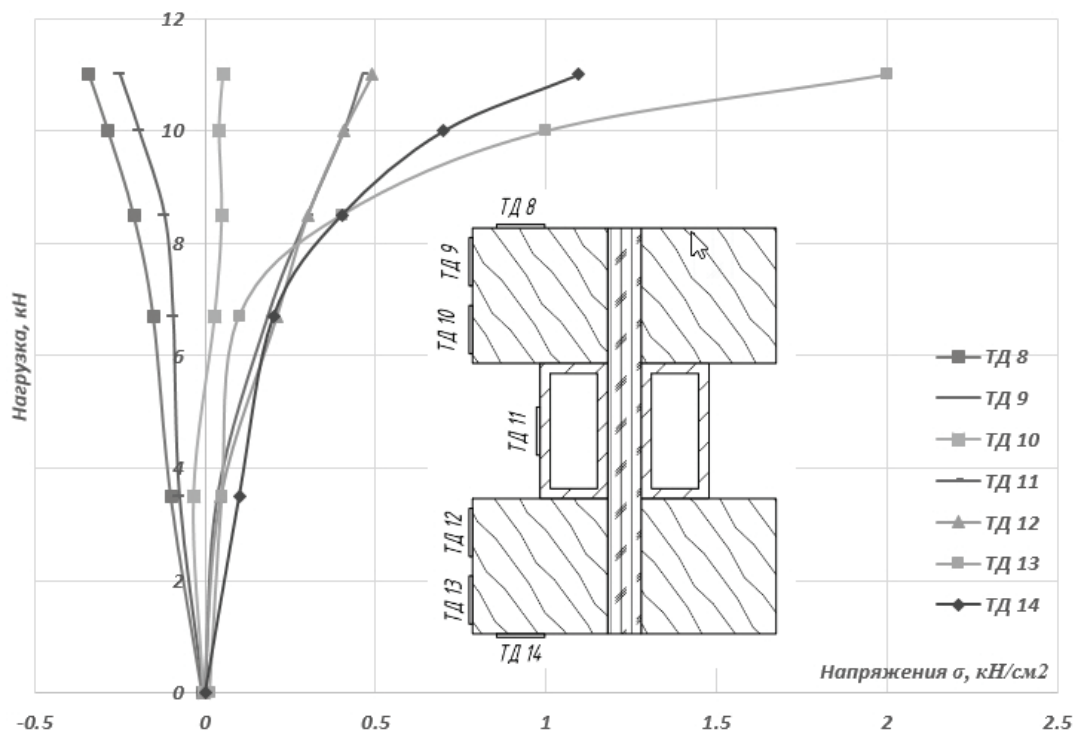


Рис. 10 График зависимости нормальных напряжений от нагрузки в узле 1, тензодатчики 8-14

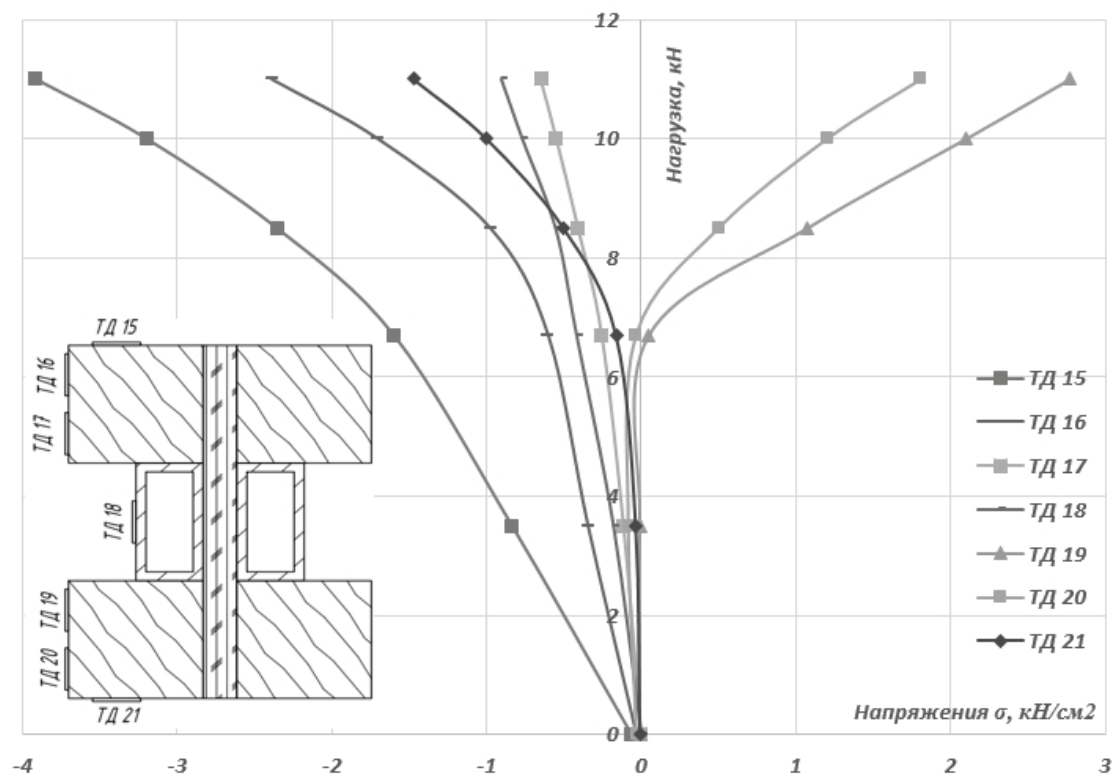


Рис. 11 График зависимости нормальных напряжений от нагрузки в узле 2, тензодатчики 15-21

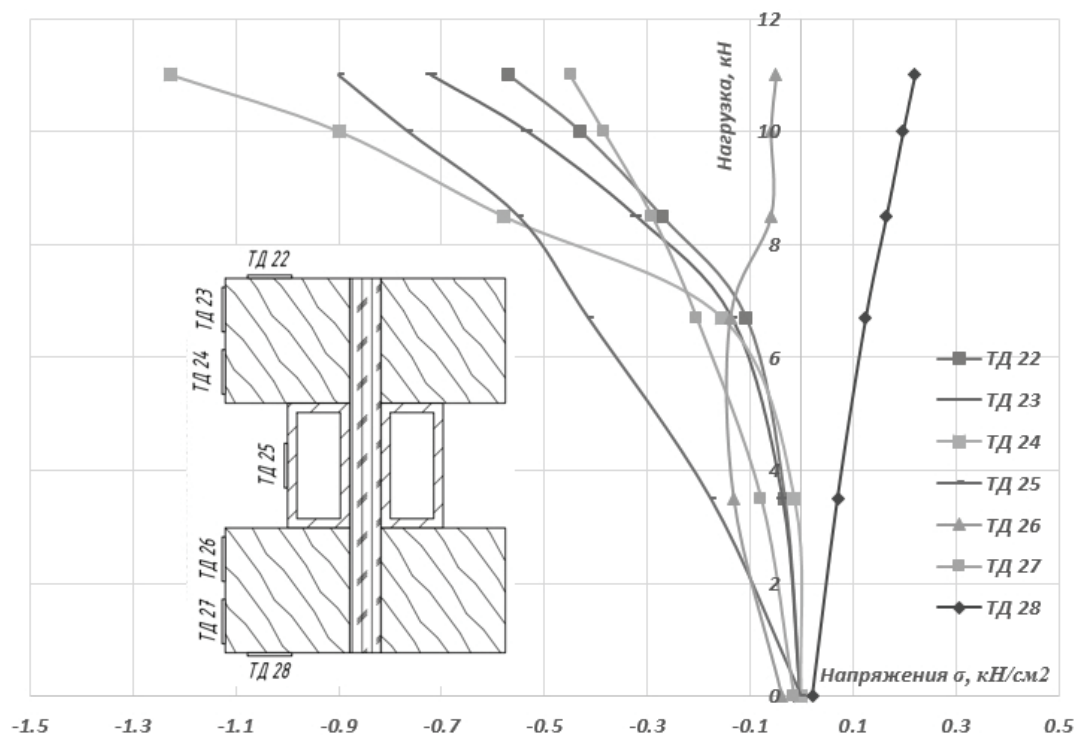


Рис. 12 График зависимости нормальных напряжений от нагрузки в узле 2, тензодатчики 22-28

Разница между значениями прогибов, определенных по программе ANSYS при действии расчетной нагрузки, и значениями прогибов полученных в ходе

экспериментальных исследований составляла не более 28% с учетом введения в результаты численных расчетов фактических модулей упругости древесины и 41% при использовании табличных характеристик. Расчет в ПК ЛИРА-САПР показал большие прогибы, а, следовательно, более близкие к эксперименту результаты. Т.о. неучитывание при расчете деформативности конструкции жестких металлических вставок – стальных труб привело к более реальной картине деформаций. Деформации, полученные по данным численных исследований в ПК ANSYS, имели меньшее значение. Такое расхождение можно объяснить тем, что при проведении численных исследований не учитывается податливость узлов и обжатие в деревянных элементах, присущие реальным конструкциям.

Также, экспериментальные прогибы в четвертях конструкции больше чем в расчете, что указывает на недостаточное натяжение или большую деформативность затяжки.

На рисунках 13 и 14 указаны эпюры распределения нормальных напряжений по высоте сечения исследуемой конструкции.

Как видно, характер распределения и величины напряжений в стальной трубе (рис. 13 а и б) практически одинаковы по результатам экспериментальных исследований и численного расчета. Напряжения, полученные в результате эксперимента незначительно выше таковых по численному расчету не более чем на 3%, объясняются меньшей степенью вовлеченности в общую работу деревянного двутавра. Также это можно заметить по напряжениям в верхней полке и стенке. Более близкого к экспериментальным данным результата расчета в ПК ANSYS можно добиться, решая контактную задачу, когда стальная труба прикреплена к стенке и полкам двутавра при помощи болтов. В настоящем исследовании между элементами был выбран контакт bonded, что обеспечивает жесткое соединение элементов по всем соприкасающимся поверхностям. Вследствие чего, напряжения в стенке по экспериментальным данным (достигающие $0,2 \text{ кН/см}^2$) ниже, полученных численным методом (до $0,35 \text{ кН/см}^2$) на 32% - 70%. Напряжения в верхней полке узла 1 по результатам эксперимента (до $0,33 \text{ кН/см}^2$) также были ниже чем полученные численным методом (до $0,38 \text{ кН/см}^2$) на 13%.

В узле 2 (рис. 13 а) разница напряжений в верхней полке по экспериментальным и численным методам достигает 64,8%. Причиной послужили местные напряжения сжатия. Для уменьшения напряжений в верхней полке модели был увеличен зазор между верхними полками смежных элементов, после чего напряжения в верхней полке составили $0,62 \text{ кН/см}^2$, что на 11% меньше расчетных величин.

Выводы

1. В целом, результаты изготовления опытных полигональных конструкций с размерами в плане $3,0 \times 1,0 \text{ м}$ свидетельствуют о высокой степени их технологичности, а также о возможности производства таких конструкций на действующих заводах КДК.

2. Критические напряжения, определенные в ПК меньше определенных экспериментально (максимальная разница 12%).

3. Расчет конструкции с узлами с металлическими трубами делает более правильной картину напряжений в конструкции, однако требует дополнительных исследований в области задания контактов узловых элементов для более точного определения деформаций конструкции.

4. Невыполнение условий к зазору между деревянными полками может оказать существенное влияние на характер распределения и величину напряжений в элементах арки.

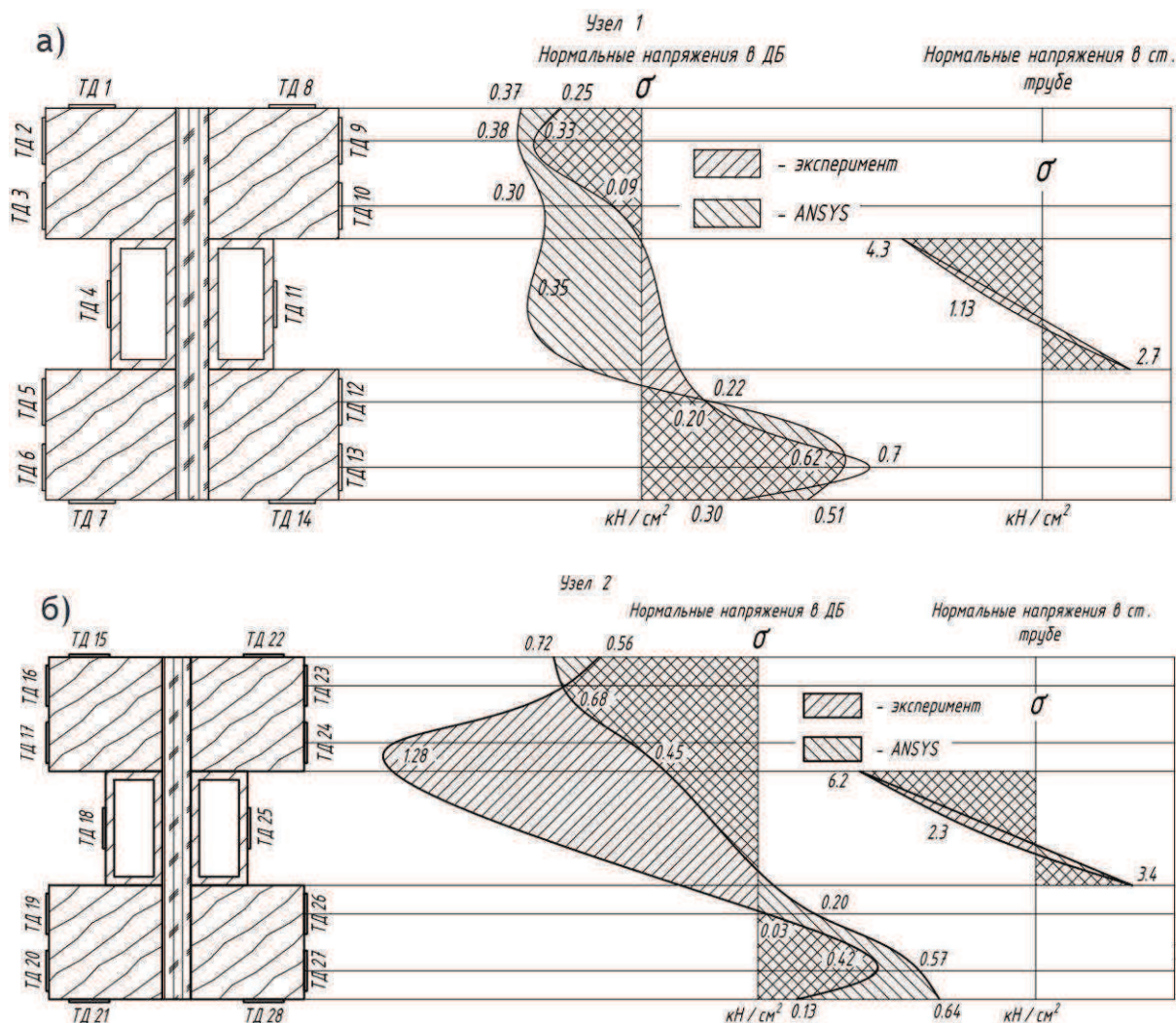


Рис. 13 К сравнению нормальных напряжений в узле 1 (а) и 2 (б) конструкции, полученных в ходе эксперимента и численным расчетом

Литература

1. Проектирование деревянных полигональных сводчатых покрытий / [О. В. Бойко, В. В. Стоянов, А. О. Бояджі та ін.]. // Збірник наукових праць УкрДУЗТ. – 2017. – №174. – С. 27–32.
2. ДБН В.2.6-161:2017 / ТОВ Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського. – Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. – 117 с.
3. Серов Е.Н., Санников Ю.Д., Серов А.Е. Проектирование деревянных конструкций//Учебное пособие. – Москва, 2011.- 534с.
4. Золотухин Ю.Д. Испытание строительных конструкций. Выс.шк.-1983 г.
5. Стоянов В.В. Конструкции из дерева и пластмасс. Курс лекций. / Владимир Стоянов. – О.: ВРС, 2005.

УДК 624.011.2

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ КЛЕЕНИХ БАГАТОШАРОВИХ ДЕРЕВ'ЯНИХ ПАНЕЛЕЙ З РІЗНИМ РОЗТАШУВАННЯ ШАРІВ І ПОШАРОВИМ АРМУВАННЯМ

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КЛЕЕНЫХ МНОГОСЛОЙНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ ПАНЕЛЕЙ С РАЗЛИЧНЫМ РАСПОЛОЖЕНИЕ СЛОЕВ И ПОСЛОЙНЫМ АРМИРОВАНИЕМ

EXPERIMENTAL STUDIES OF GLUED MULTI-LAYER WOODEN PANELS WITH VARIOUS LAYING OF LAYERS AND REINFORCEMENT

Стоянов В.В. д.т.н., проф., **Коршак О.М.** к.т.н., доц., **Бояджі А. А.** к.т.н., ст. викл., **Голубятнікова М. А.** магістр, **Германова Л. Г.** магістр
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Стоянов В.В. д.т.н., проф., **Коршак О.М.** к.т.н., доц., **Бояджи А. А.** к.т.н., ст. пр., **Голубятникова М. А.** магистр, **Германова Л. Г.** магистр
(Одесская государственная академия строительства и архитектуры)

Stoyanov V.V. Dr.Sc. (Eng.), Prof., **Korshak O. M.** Cand. Sc. (Eng.), Assist. Prof., **Boyadzhi A. O.**, Cand. Sc. (Eng.), Assist. Prof., **Holubiatnikova M. O.** masters, **Germanova L. G.** masters
(Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture)

Анотація. У статті досліджується напружено-деформований стан клеєних багатошарових дерев'яних панелей з взаємним розташуванням, що склеюються шарів під різними кутами (шари розташовуються під кутом 90 ° в першому варіанті досліджуваних конструкцій і 45 ° у другому) як з пошаровим армуванням металевою сіткою, так і без нього. Виконано аналітичний і чисельний розрахунок варіантів моделей, за результатами яких були обрані найбільш цікаві для експериментального дослідження. Експериментальне дослідження проводилося з визначенням поверхневих напружень електротензометричним методом і визначенням прогинів до повного руйнування конструкції під дією зосередженого навантаження в середині прольоту. Виконано аналіз результатів чисельних і експериментальних досліджень. Зроблено висновки.

Аннотация. В статье исследуется напряженно-деформированное состояние клееных многослойных деревянных панелей с взаимным расположением склеиваемых слоев под различными углами (слои располагаются под углом 90° в первом варианте исследуемых конструкций и 45° во втором) как с послойным армированием металлической сеткой, так и без него. Выполнены аналитический и численный расчеты вариантов моделей, по результатам которых были выбраны наиболее интересные для экспериментального исследования. Экспериментальное исследование проводилось с определением поверхностных напряжений электротензометрическим методом и определением прогибов до полного разрушения конструкции под действием сосредоточенной нагрузки в середине пролета. Выполнен анализ результатов численных и экспериментальных исследований. Сделаны выводы.

Annotation. The authors of the article studie the stress-strain state of Cross-Laminated Timber (CLT) panels with the mutual arrangement of the glued layers at different angles above each to other (the layers are located at an angle of 90 ° in the first variant of the structures under investigation and 45 ° in the second) both with layered reinforcement by a metal grid and without

him. Analytic and numerical calculation in the ANSYS WORKBENCH 19 software package of various variants of models (including also variants of designs without changing angles between glued lamellae for comparison), the results of which selected the most interesting for the experimental study - variants with layer-by-layer reinforcement and 90 ° and 45 °. To assess the influence of the position of the layers on strength, as well as the presence and absence of layer-by-layer reinforcement of CLT panels, two series of samples were tested. The constructions were made under the same conditions, the second grade pine was chosen as the material, the reinforcement was carried out by layer-by-layer reinforcement with a metal mesh with a cell of 5 x 5 mm and a wire diameter of 0.5 mm. To obtain a reliable wood-mesh-wood compound, polyurethane glue was used. The experimental investigation was carried out with the determination of surface stresses by the electrotensometric method and determination of deflections. The experiment was carried out by stepwise loading of the structure with a concentrated load in the middle of the span to its complete destruction. Numerical and experimental studies have shown an increase in the load-bearing capacity of structures when the panels are glued at an angle and the use of layer-by-layer reinforcement with a steel mesh, as well as the significant influence of the quality of glued joints on the load-carrying capacity of glued wooden multilayer structures and the need to take this into account when making structures.

Ключові слова. Клеєні багатошарові панелі, межа міцності, поперечний вигин, пошарове армування, несуча здатність.

Ключевые слова. Клееные многослойные панели, предел прочности, поперечный изгиб, послойное армирование, несущая способность.

Keywords

Glued laminated panels, tensile strength, transverse bending, layer-by-layer reinforcement, load-bearing capacity.

Анализ последних исследований и публикаций

Леса Украины занимают 15,9 % территории страны [1], а темпы заготовки пиломатериала возрастают с каждым годом. Тем не менее древесину, практически, не используют в качестве материала несущих конструкций. Очевидно, что старые конструктивные формы деревянных элементов не обеспечивают пропуск современных нагрузок, нужны новые решения. Эта проблема успешно решается за рубежом. Таким образом, разработка новых деревянных несущих конструкций под современные большие нагрузки является одним из важных направлений применения древесины в гражданском и промышленном строительстве.

Исследования напряженно-деформированного состояния плитного пролетного строения в виде многослойной клееной деревоплиты из перекрестных досок методом конечных элементов, проведенные в [1], показало, что клееная деревоплита пролетом 9 м из девяти слоев досок толщиной 32 мм обладает несущей способностью современных пролетных строений. Максимальный прогиб этой конструкции составляет 1/200 длины пролета и допускается современными нормами. Исследование данной конструкции аналитическими методами теории упругости подтверждают сделанные выводы [1].

При разработке усиления КДК панелей в рамках научных исследований были проанализированы и рассмотрены статьи, связанные также с вопросами усиления КДК панелей.

Определение цели и задачи исследования

Целью исследования является оценка влияния расположения слоев на несущую способность клееных многослойных деревянных панелей с послойным армированием металлической сеткой.

Для достижения поставленной цели определены задачи:

- аналитический расчет вариантов КДК панелей;
- разработка пространственных твердотельных моделей исследуемых конструкций;
- создание расчетных схем конструкций (ПК ANSYS Workbench 19.0), расчёт вариантов конструкций и анализ полученных результатов;
- изготовление экспериментальных образцов;
- испытание образцов и анализ полученных результатов;
- сравнение данных аналитических, численных и экспериментальных исследований.

Основная часть исследования

Для оценки влияния расположения слоев на несущую способность клееных многослойных деревянных панелей с послойным армированием металлической сеткой, был произведён численный расчет и дальнейший анализ его результатов. Для расчета были созданы пространственные твердотельные модели конструкций, состоящие из пяти слоев деревянных досок, с направлением волокон древесины под углами 90° , 45° и вдоль пролета панели, выполненные с послойным армированием (рис.1). Для послойного армирования использовалась стальная сетка, которая в модели задавалась в виде пластины. Толщина пластины определялась из принятого допущения равенства моментов сопротивления поперечных сечений сетки и принятой в расчете пластины.

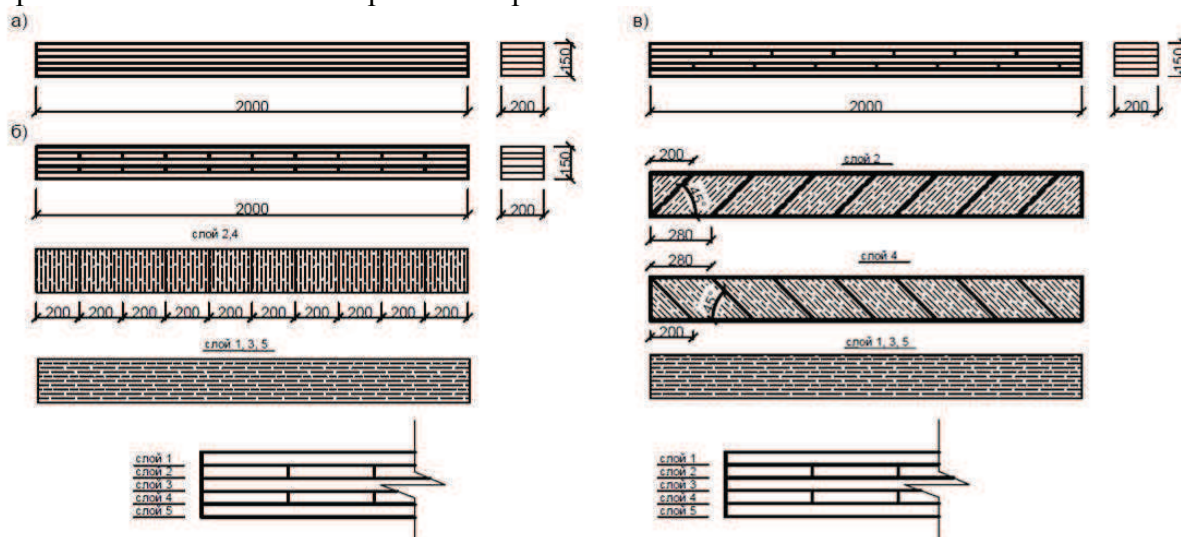


Рис. 1 Принципиальная схема конструкций

а) - панель с расположением слоев вдоль пролета; б) - панель с расположением слоев крест-накрест; в) - панель с расположением слоев под 45°

Статическая схема исследуемой конструкции представляет собой шарнирно опертую балку с сосредоточенной нагрузкой, приложенной в середине ее пролет. Опоры размещались с отступом в 100 мм от краев панели.

Анализ напряженно-деформированного состояния конструкций производился с помощью метода конечных элементов в ПК ANSYS WORKBENCH 19. При расчете использовался тип конечных элементов TET10.

Для выбранных типов конструкций был проведен расчет максимальных теоретических прогибов и максимальной несущей нагрузки основываясь на действующих нормах ДБН [1]. Результаты численного расчета панелей приведены в виде изополей распределения напряжений и перемещений в панели (рис. 2).

Согласно расчету, исчерпание несущей способности панели с расположением слоев крест-накрест наступает при нагрузке 12 кН, а панели с расположением слоев под 45° - 15 кН.

Предельное значение нормальных напряжений для древесины, с которым сравнивались напряжения, определенные при численном расчете, были определены согласно ДБН [2] составили $1,152 \text{ кН/см}^2$, максимальные прогибы - 14,8 мм.

Для дальнейшего изучения были выбраны варианты панелей с расположением слоев крест-накрест и 45° . Для последующего изучения напряженно-деформированного состояния этих КДК панелей, были проведены экспериментальные исследования в лаборатории кафедры МДиПК ОГАСА.

Для оценки влияния положения слоев на прочность, а также, наличия и отсутствия послойного армирования КДК панелей проводились испытания двух серий образцов. Конструкции изготавливались в одинаковых условиях, в качестве материала была выбрана сосна второго сорта, усиление выполнялось за счет послойного армирования металлической сеткой с ячейкой 5×5 мм и диаметром проволоки 0,5 мм. Для получения надежного соединения древесина-сетка-древесина использовался полиуретановый клей. Предварительно просушенные и остроженные заготовки склеивались под прессом на протяжении 24 часов. Следует отметить, что влажность древесины при поклейке превышала рекомендуемую и составляла 22%. Для предварительной оценки работы конструкций были выполнены по 2 образца конструкций с ламелями, расположенными под углом 90° (П-1.1), (П-1.2) и 45° (П-2.1), (П-2.2) (схема по рис. 1б и 1в).

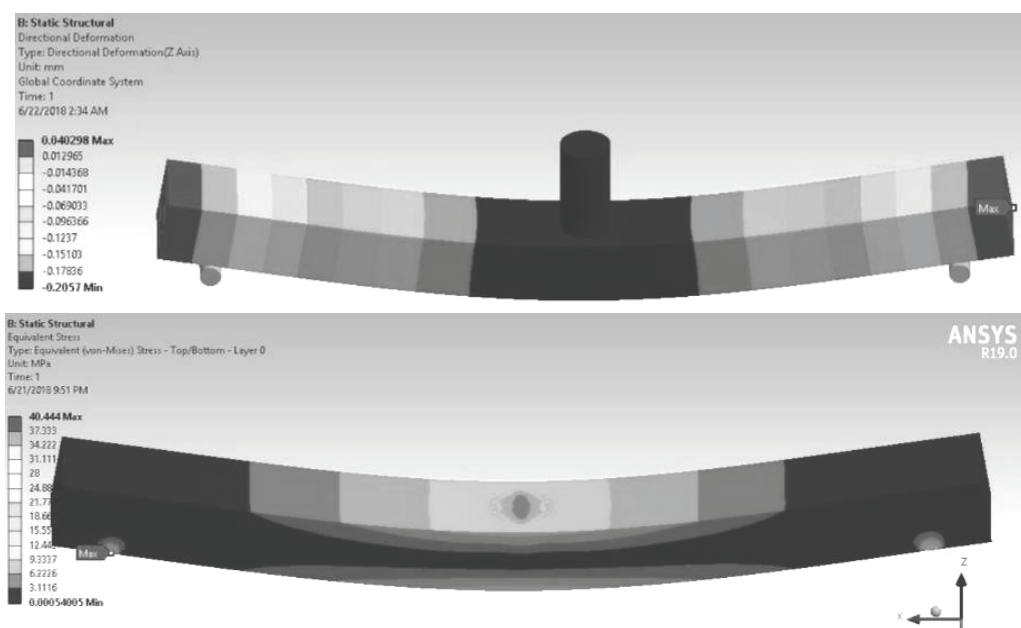


Рис. 3 Распределение эквивалентных напряжений (а) и прогибов (б) в панели со слоями, расположенными крест-накрест

Панели испытывали до разрушения (за разрушение принималось – появление трещин в ламели или клеевом шве с последующим непропорциональным развитию деформаций либо появление деформаций выше допускаемых) при ступенчатом нагружении с использованием гидравлического домкрата на расстоянии 1000 мм от опор.

В качестве измерительной аппаратуры использовались прогибомеры, а также проволочные тензорезисторы с нормальным сопротивлением ≈ 200 Ом, подключенные к тензостанции. Общее количество датчиков составило 18 штук. Схема расположения датчиков и измерительной аппаратуры на панели приведена на рис. 4.

В процессе испытания панелей нагрузка прикладывалась ступенями по 3,6 кН, каждая ступень выдерживалась по 10 минут. Показания приборов снимались сразу после нагружения, а также после выдержки.

Панель П-1.1. нагружалась в 3 этапа по 3,6 кН. Разрушение произошло на 3 этапе нагружения при нагрузке 11 кН, по клеевому шву (рис. 6). Разрушение конструкции при нагрузке меньшей расчетной свидетельствует низком качестве клеевого шва и важности соблюдения всех технических требований (влажность древесины, использование правильно подобранного клея, правильная технология поклейки) при изготовлении такого рода конструкций.

При испытании панели П-1.2. при нагрузке 7,2 кН произошло резкое увеличение деформаций вследствие частичного отслоения верхней ламели. Полное разрушение образца произошло на 6 этапе загрузения, при нагрузке более 20 кН при хрупком разрушении верхней доски клееного пакета (рис.6 а). Характер изменения относительных деформаций от нагрузки по данным тензодатчиков отображен на рис 7.

Нагружение панелей П-2.1 и П-2.2 происходило в 4 этапа по 3,6 кН. Незначительный разрыв по клеевому шву появился под нагрузкой 7,2 кН, трещины стали образовываться под нагрузкой 13 кН, полное же разрушение конструкции произошло при 14,5 кН. На рис. 7 видно смещение ламелей по отношению друг к другу, что указывает на то, что клеевой шов разрушился под действием сдвиговых напряжений.

Выводы

1. Расчёты показали эффективность клееных многослойных панелей со слоями, расположенными под углом 45° . Несущая способность при изгибе клееных пятислойных деревянных панелей с послойным армированием со слоями, расположенными крест-накрест превышает прочность панелей с тем же количеством слоев, изготовленных из пиломатериалов того же сорта, но с другим расположением слоев. Максимальная несущая способность панели со слоями, расположенными под 45° по расчёту, выросла на 25% по сравнению с панелью со слоями крест-накрест.

2. Использование метода послойного армирования в исследуемых конструкциях позволило снизить деформативность таких конструкции на 10%.

3. Проведенные численные и экспериментальные исследования показали существенное влияние качества выполнения клеевых соединений на несущую способность клееных деревянных многослойных конструкций и необходимость учета этого обстоятельства при изготовлении конструкций.

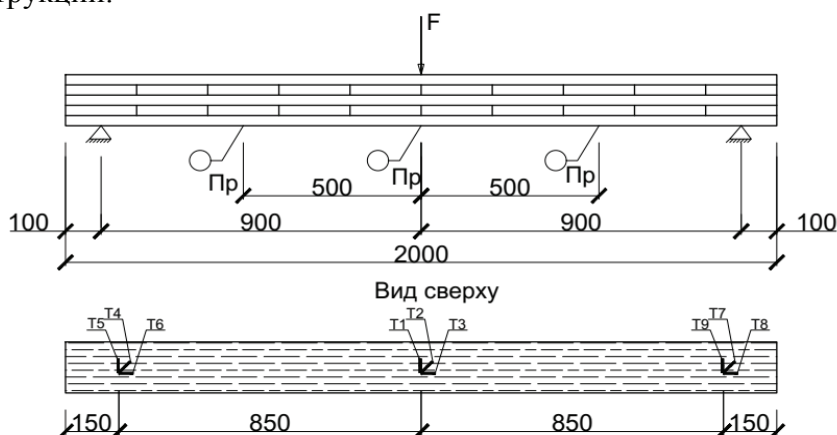


Рис.4 Схема загрузки и расположения измерительной аппаратуры.

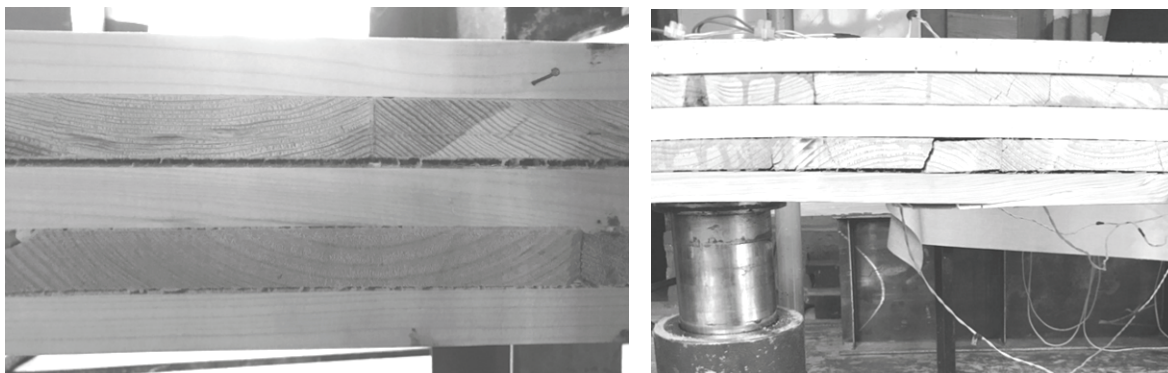


Рис. 6 Разрушение панелей а) П-1.1, б) П-1.2

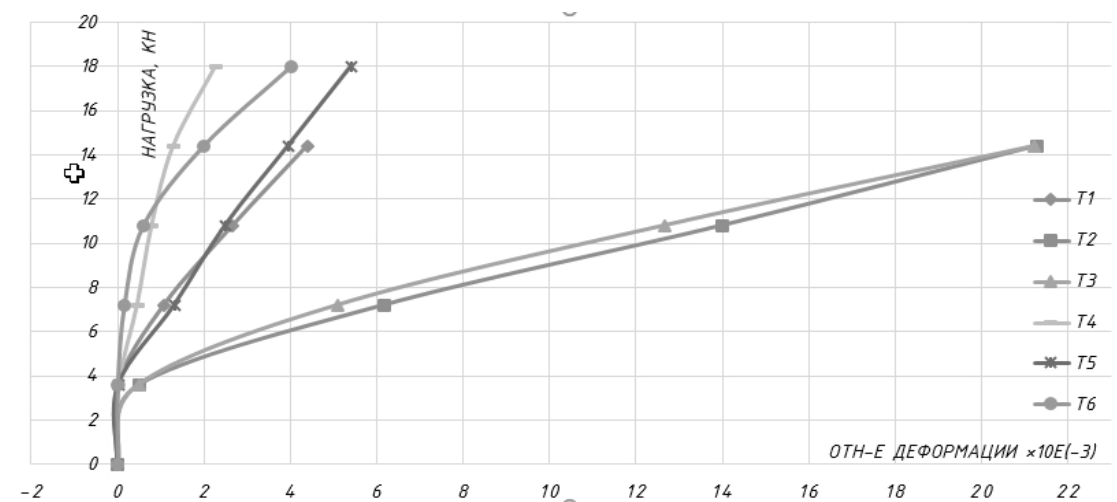


Рис. 7 Графік залежності відносних деформацій від прикладеної навантаження на панель П.1.2 по результатам експериментальних досліджень

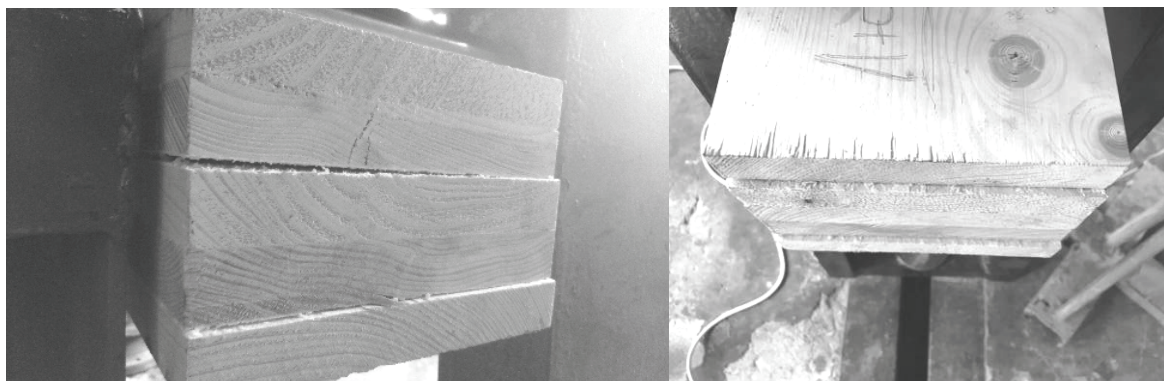


Рис. 7 Руйнування панелей
а) П-2.1, б) П-2.2

Литература

1. Уткин В. А. Моделирование напряженно-деформированного состояния пролетных строений мостов из многослойных дощато-клееных древесоплит / В. А. Уткин, Г. М. Кадисов // Международный научно-исследовательский журнал. — 2018. — № 1 (67) Часть 1. — С. 150—156.
2. ДБН В.2.6-161:2017 / ТОВ Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського. — Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. — 117 с.
3. Серов Е.Н., Санников Ю.Д., Серов А.Е. Проектирование деревянных конструкций//Учебное пособие. — Москва, 2011.- 534с.
4. Щуко В.Ю., Рощина С.И. Клееные армированные деревянные конструкции //Учебное пособие. — Владимир, ВлГУ, 2008. - 82с.
5. Рощина С.И., Грязнов М.В., Щелокова Т.Н. Экспериментальные исследования армированных деревянных балок. // Современные строительные конструкции из металла и древесины. Часть II. — Одесса, ОГАСА, 2008. С. 4-8.
6. Золотухин Ю.Д. Испытание строительных конструкций. Выс.шк.-1983 г.
7. Тюрин Н.И. Введение в метрологию. Издательство стандартов. Москва 1973.
8. Стоянов В.В. Конструкции из дерева и пластмасс. Курс лекций. / Владимир Стоянов. — О.: ВРС, 2005.

УДК 624.011.2

ДЕРЕВ'ЯНІ ДВОТАВРОВОЇ БАЛКИ ЯК НЕСУЧІ ЕЛЕМЕНТИ В СИСТЕМАХ ВІДСТЕЖЕННЯ ПОЛОЖЕННЯ СОНЦЯ

ДЕРЕВЯННЫЕ ДВУТАВРОВЫЕ БАЛКИ КАК НЕСУЩИЕ ЭЛЕМЕНТЫ В СИСТЕМАХ ОТСЛЕЖИВАНИЯ ПОЛОЖЕНИЯ СОЛНЦА

WOODEN I-BEAMS AS THE CARRIED ELEMENTS IN THE SUNTRACKING SYSTEMS

Стоянов В.В. д.т.н., проф., **Коршак О.М.** к.т.н., доц., **Бояджі А. А.** к.т.н., ст. викл.,
Бойко О.В. асп., ас., **Севцов С.В.** магістр,
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Стоянов В.В. д.т.н., проф., **Коршак О.М.** к.т.н., доц., **Бояджи А. А.** к.т.н., ст. пр.,
Бойко А.В. асп., асс., **Севцов С.В.** магистр
(Одесская государственная академия строительства и архитектуры)

Stoyanov V.V. Dr.Sc. (Eng.), Prof., **Korshak O. M.** Cand. Sc. (Eng.), Assist. Prof., **Boyadzhі A. O.**,
Cand. Sc. (Eng.), Assist. Prof., **Boyko A.V.** post graduate., **Sevtsov S.V.** master's degree
(Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture)

Анотація. У статті розглядається можливе використання дерев'яних двотаврових балок в якості несучих конструкцій (як вертикальних, так і горизонтальних) для сонячних панелей. Перераховано позитивні і негативні сторони застосування ДДБ в такого виду конструкціях, для негативних вказані можливі методи їх усунення. Виконано розрахунок і проектування конструкцій, що включають механізми переміщення (необхідних для систем стеження за положенням сонця, що збільшують ККД сонячних панелей).

Аннотация. В статье рассматривается возможное использование деревянных двутавровых балок в качестве несущих конструкций (как вертикальных, так и горизонтальных) для солнечных панелей. Перечислены положительные и отрицательные стороны применения ДДБ в такого вида конструкциях, для отрицательных указаны возможные методы их устранения. Выполнен расчет и проектирование конструкций, включающих механизмы перемещения (необходимых для систем слежения за положением солнца, увеличивающих КПД солнечных панелей).

Annotation. The article discusses the possible use of wooden I-beams as supporting structures (vertical and horizontal) for solar panels. The main objective of the research is the development of an energy efficient (in comparison with traditional stationary) systems of a small solar power plant. The positive and negative sides of the use of I-beams in this type of construction are listed, for negative ones possible methods for their elimination are indicated. The calculation taking into account the heat capacity of the materials of the structural elements revealed the possibility of significantly increasing the efficiency of solar panels (up to 23%) by reducing the heating temperature of the photovoltaic cells. With an increase in the temperature of the photovoltaic cell by 1°, its efficiency drops by 0.5%. A positive effect can be achieved by applying light (coefficient of relative blackness to 0.4) wood frame elements. Also, the wooden frame can be integrated into the design of the coating for the rational use of space. The calculation of the bearing capacity and design of structures, including the mechanisms of movement (necessary for tracking the position of the sun, increasing the efficiency of solar panels). Movement in the nodes is carried out using linear actuators. The use of this type of actuators allows you to automate and program the movement of the panel, depending on the annual position of the sun. A preliminary calculation of the presented structures for solar panels showed the feasibility of using wooden elements for the

following indicators: the ability to increase the efficiency of solar panels by reducing their heating from more heat-intensive wooden elements; in mass production wooden structures will be more cost-effective than aluminum; ease of assembly and installation; ease of wooden structures; using of domestic materials; using of renewable materials resources.

Ключові слова. Дерев'яні двотаврові балки, клеєні дерев'яні балки, двотавр, несуча здатність, сонячні панелі, енергоефективність, відновлювані джерела електроенергії.

Ключевые слова. Деревянные двутавровые балки, клееные деревянные балки, двутавр, несущая способность, солнечные панели, энергоэффективность, возобновляемые источники электроэнергии.

Keywords. Wooden I-beams, glued wooden beams, I-beam, carrying capacity, solar panels, energy efficiency, renewable sources of electricity.

Введение. В настоящее время в обществе все чаще поднимаются вопросы, связанные с проблемами экологии и защитой окружающей среды. По мнению мировых здравоохранительных и экологических организаций одной из наиболее опасных для здоровья и загрязняющих окружающую среду является добыча таких природных энергоносителей как сланцевый и природный газ, нефть и т.д. Таким образом актуальным на сегодняшний день остается развитие возобновляемых источников энергии (ВИЭ) и ресурсосбережение. В 2010 году 16,7 % мирового потребления энергии поступало из возобновляемых источников. В 2015 году этот показатель составил 19,3 % [1]. Доля традиционной биомассы постепенно сокращается, в то время как доля современной возобновляемой энергии растёт. С 2004 по 2013 годы доля электроэнергии, производимой в Евросоюзе из возобновляемых источников, выросла с 14 % до 25 % [3]. Наиболее быстрое развитие среди ВИЭ в настоящее время получили фотоэлектрические солнечные электростанции (СЭС).

Большое количество солнечных дней в Одесской области и поддержка со стороны государства при установке СЭС («зеленый тариф») делает такой вид электроэнергии не только экологически чистым, но и привлекательным для инвестиций.

Анализ последних исследований и публикаций. Актуальным направлением в развитии СЭС являются увеличение КПД самих фотоэлементов (ФЭ) и устройство систем отслеживания положения солнца (трекеров).

При более детальном исследовании работы ФЭ оказалось, что их КПД существенно зависит от температуры их нагревания. С увеличением температуры фотогальванического элемента на 1°, его эффективность падает на 0,5 %. Эта зависимость нелинейна и повышение температуры элемента на 10° приводит к снижению эффективности почти в два раза. Традиционное крепление фотоэлементов на тепломкких металлических конструкциях приводит к дополнительному нагреванию элементов и снижению КПД.

Также представляет интерес действительное увеличение КПД СЭС при использовании трекеров. Компании, продающие такие системы, заявляют о 20 – 30 % прироста количества вырабатываемой электроэнергии в случае использовании систем отслеживания по одной из осей (направление с востока на запад при отслеживании дневного перемещения солнца по небосводу и с севера на юг при годовом). Т.о., отслеживание положения солнца по обеим осям может привести к увеличению выработки электроэнергии на 40 – 60% больше по сравнению со стационарными системами.

Определение цели и задачи исследования. Основной задачей исследования является разработка энергоэффективной (в сравнении с традиционными стационарными) системы малой СЭС.

Основная часть исследования. Для экспериментального исследования работы СЭС отбирался вариант, удовлетворяющий следующим требованиям:

- легкий каркас – для снижения энергозатрат на позиционирование;

- каркас, интегрированный в конструкцию покрытия – для рационального использования пространства;
- деревянный каркас – для снижения температуры нагревания фотоэлементов;
- система с годовым отслеживанием положения солнца – в этом случае угол изменения наклона системы составляет приблизительно 30° (от 15° до 45° , что позволяет устанавливать систему на крышах с разным уклоном, а также существенно упрощает конструкцию и снижает затраты на ее изготовление).

В качестве несущих элементов каркаса были выбраны двутавровые деревянные балки со стенкой из ОСП, работа и возможные соединения которых были ранее исследованы на кафедре МДиПК ОГАСА [4]. Применение ДДБ позволит удовлетворить всем вышеперечисленным требованиям. Также следует отметить низкую стоимость используемых материалов и простоту изготовления ДДБ. Недостатки использования древесины такие как низкая огнестойкость, коробление, растрескивание, разрушение от организмов легко решаются с помощью конструктивных и химических мер защиты.

В качестве материала для каркаса солнечных панелей также может применяться древесина лиственницы, высокие физико-механические свойства и стойкость против гниения которой могут существенно продлить период эксплуатации конструкции. Также следует отметить, что широко распространена на территории Украины в Западных Карпатах (до 40 %).

На рис. 1 показана плита из ДДБ, которая опирается на 4 стойки, выполненные также из ДДБ. Все опоры плиты (рис. 2 а) и б)) шарнирные. Поворот конструкции относительно горизонтальной оси предполагается осуществлять при помощи линейного актуатора, представляющего из себя шарико-винтовую пару приводимую в движение при помощи шагового двигателя с редуктором. Применение такого вида актуаторов позволяет автоматизировать и запрограммировать перемещение панели в зависимости от годового положения солнца.

При проектировании рассматривались два варианта соединений элементов плиты. В первом варианте – рассмотренные ранее соединения при помощи стальных труб [4], во втором – соединения при помощи стальных пластин. Для дальнейшего исследования были выбраны узлы с пластинами так как их использование упростит решение опирания плиты на стойки.

Конструкция рассчитывалась на совместное действие собственного веса, веса оборудования, а также нагрузок, связанных с его обслуживанием, монтажных и снеговых нагрузок. При проектировании панели размерами в плане 4500x2000 (мм) задавались минимальным поперечным сечением несущих элементов (полка – 40x40 (мм), сквозная стенка – 100x120 (мм), обеспечивающим запас прочности конструкции более 27%. Для обеспечения геометрической неизменяемости каркаса в конструкцию были добавлены крестовые раскосы.

Расчет теплообмена конструкции в ПК ANSYS Workbench выполнялся в два этапа: сначала применяются тепловые элементы для расчета температурного состояния, а затем вычисленные температуры передаются элементам объемного НДС.

Для расчета температурного состояния твердотельных моделей применяются элементы SOLID87 (тетраэдр с десятью узлами) и SOLID90 (гексаэдр с двадцатью узлами). Основным оболочечным элементом (генерируемым по умолчанию) для задач теплообмена в ANSYS является элемент SHELL57, который не учитывает изменение температуры по толщине элемента. Зато он может учитывать теплопроводность в плоскости и конвекцию из плоскости [4]. Рассчитывались два варианта конструкции. Первый вариант – элементы выполнены как указано на рис. 1 из древесины и ОСП. Во втором варианте двутавровые деревянные элементы были заменены на алюминиевые профили со схожими прочностными характеристиками поперечного сечения.

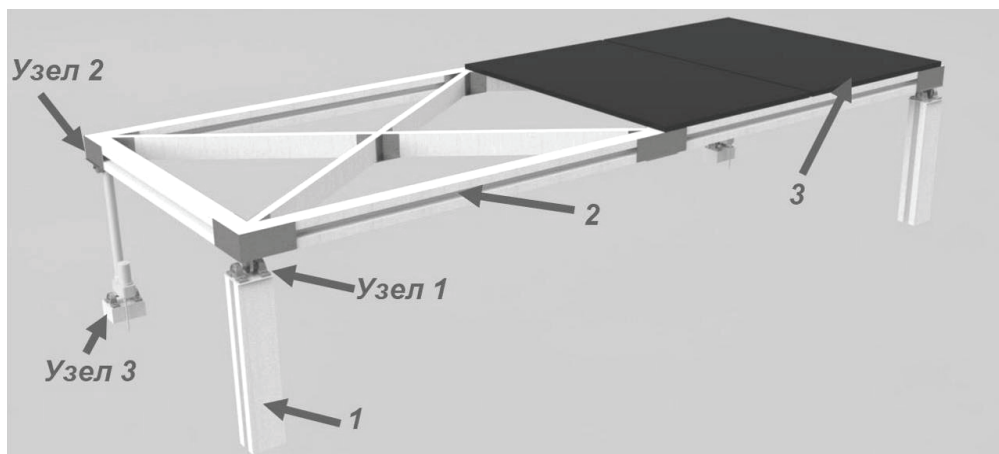


Рис. 1 Конструкция каркаса (1 – стойка; 2 – панель) из ДДБ с установленными на правой половине солнечными панелями (3)

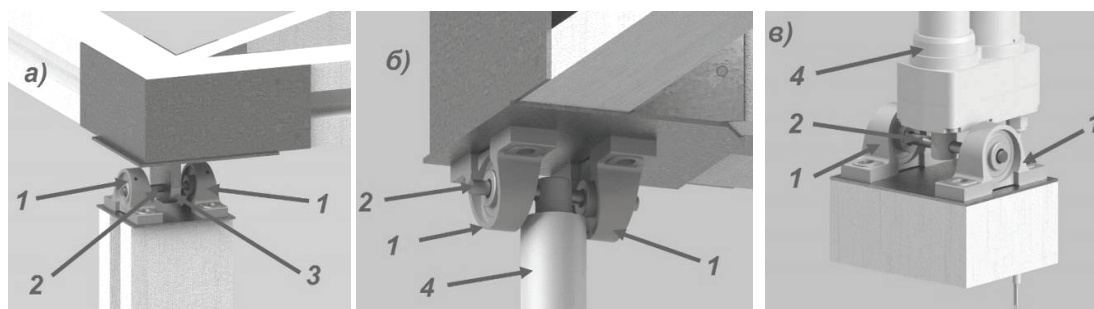


Рис. 2 а) Узел 1; б) Узел 2; в) Узел 3; 1 – подшипник самовыравнивающийся на опоре; 2 – оси (втулки); 3 – проушина; 4 – линейный актуатор (электроцилиндр)

Расчет с учетом теплоемкости материалов элементов конструкции выявил возможность существенно увеличить КПД солнечных панелей (до 23%) за счет применения светлых (коэффициент относительной черноты до 0,4) деревянных элементов каркаса.

Выводы. Предварительный расчет представленных конструкций для солнечных панелей показал целесообразность применения деревянных элементов по следующему ряду показателей: возможность увеличить КПД солнечных панелей за счет уменьшения их нагрева от более теплоемких деревянных элементов; при массовом производстве деревянные конструкции будут экономически эффективнее алюминиевых; простота сборки и монтажа; легкость деревянных конструкций; использование отечественных материалов; использование ресурсозобновляемых материалов.

Литература

1. BMZ. REN21.2017. Renewables 2017 Global Status Report in perspective / BMZ, BMWi, IDB. // Paris: REN21 Secretariat. – 2017.
2. BMZ. REN21.2017. Renewables 2007 Global Status Report in perspective / BMZ, BMWi, IDB. // Paris: REN21 Secretariat. – 2007.
3. Проектирование деревянных полигональных сводчатых покрытий / [О. В. Бойко, В. В. Стоянов, А. О. Бояджі та ін.]. // Збірник наукових праць УкрДУЗТ. – 2017. – №174. – С. 27–32.
4. ДБН В.2.6-161:2017 / ТОВ Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського. – Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. – 117 с.
5. Серов Е.Н., Санников Ю.Д., Серов А.Е. Проектирование деревянных конструкций//Учебное пособие. – Москва, 2011.- 534с.
6. Золотухин Ю.Д. Испытание строительных конструкций. Выс.шк.-1983 г.
7. Стоянов В.В. Конструкции из дерева и пластмасс. Курс лекций. / Владимир Стоянов. – О.: ВРС, 2005.

УДК 624.07

КОНСТРУЮВАННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ ЦИКЛІЧНОМУ НАВАНТАЖЕННІ З ВИКОРИСТАННЯМ МЕТОДУ «КОНСЕРВАЦІЇ ТРІЩИН»

КОНСТРУИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКОЙ НАГРУЗКЕ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ МЕТОДА «КОНСЕРВАЦИЯ ТРЕЩИН»

CONSTRUCTION OF METAL CONSTRUCTIONS AT CENTRAL LOADING BY USING THE METHOD OF "TRISCHIVES CONSERVATION"

Стоянов В.В. д.т.н., проф., Коршак О.М. к.т.н., доц., Хоменська А.В. к.т.н., Чучмай С.М. к.т.н., доц., (Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Бібіков А.У. інж. неч. уч-ка ДОФ

Стоянов В.В. д.т.н., проф., Коршак О.М. к.т.н., доц., Хоменская А.В. к.т.н., Чучмай С.М. к.т.н., доц., (Одесская государственная академия строительства и архитектуры)

Бибилов А.У. инж. неч. уч-ка ДОФ

Stoyanov V.V. Dr.Sc. (Eng.), Prof., Korshak O. M. Cand. Sc. (Eng.), Assist. Prof., Khomenskaya A.V. Cand. Sc. (Eng.), Chuchmay S.M. Cand. Sc. (Eng.), Assist. Prof. (Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture)

Bibikov A.U. engineer DOF

Анотація. Проблема використання методу «консервації тріщини» (мікротріщин або вже сформованих магістральних) дуже перспективна завдяки спрямованому (точковому) посиленню металу високомодульним матеріалом.

В статті розглядається методика «консервації тріщин». Основним принципом якого є влаштуванні на металеву поверхню накладок на основі вуглецевих волокон - ламінатів або полотен. Розглянуто основи методики розрахунку накладок з полотен. Приведено чисельний розрахунок з використанням обчислювальних комплексів «Ліра 9.4», «SCAD» та технологію проведення робіт по «консервації тріщини». Розглянуто практичне використання данної методики на діючому підприємстві дробильно-збагачувальної фабрики.

Анотація. Проблема використання методу «консервації тріщини» (мікротріщин або вже сформованих магістральних) дуже перспективна завдяки спрямованому (точковому) посиленню металу високомодульним матеріалом. У результаті такої «консервації тріщин» конструкція знову збільшує свою працездатність при тривалій дії циклічних навантажень.

Відомо, що чим вище модуль пружності, тим вище якість матеріалу, використовуваного для посилення конструкцій. Ця властивість виділяє вуглеволоконні матеріали серед інших фіброармованих полімерних матеріалів.

В статті розглядається методика «консервації тріщин». Основним принципом якого є влаштуванні на металеву поверхню накладок на основі вуглецевих волокон - ламінатів або полотен. Особливість циклічного вантаження полягає в тому, що у міру повторення цього процесу «розхитується» отвір тріщини та збільшується об'єм релаксуючого матеріалу, що зрештою підживлює пружною енергією ріст тріщини до критичної довжини $l_{кр.}$. Саме питання як уповільнити процес підживлення енергії тріщини, приводить нас до рішення, коли в пустотні тріщини «вводяться» зв'язки, що перешкоджають розсовуванню її берегів. Розглянуто основи методики розрахунку накладок з полотен. По-перше, товщина накладки δ_n не повинна помітно порушувати геометрію виробу. По-друге, матеріал накладки при обмеженні її по товщині для забезпечення роботи зв'язку на розтягування, повинен мати величину межі міцності на порядок вище, ніж метал, при цьому модуль пружності матеріалу

накладки для забезпечення згинальної жорсткості не має бути менше ніж у сталі. Приведено чисельний розрахунок з використанням обчислювальних комплексів «Ліра 9.4», «SCAD» та технологію проведення робіт по «консервації тріщини». Розглянуто практичне використання данної методики на діючому підприємстві дробильно-збагачувальної фабрики.

Аннотация. Проблема использования метода «консервации трещины» (микротрещин или уже сложившихся магистральных) очень перспективна благодаря направленному (точечном) усилению металла Высокомодульный материалом. В результате такой «консервации трещин» конструкция снова увеличивает свою работоспособность при длительном воздействии циклических нагрузок.

Известно, что чем выше модуль упругости, тем выше качество материала, используемого для усиления конструкций. Это свойство выделяет углеволоконный материалы среди других фиброармованных полимерных материалов.

В статье рассматривается методика «консервации трещин». Основным принципом которого является устройстве на металлическую поверхность накладок на основе углеродных волокон - ламинатов или полотен. Особенность циклического нагружения состоит в том, что по мере повторения этого процесса «расшатывается» отверстие трещины и увеличивается объем релаксирующего материала, в конце концов подпитывает упругой энергией рост трещины до критической длины $l_{кр}$.. Именно вопрос как замедлить процесс подпитки энергии трещины, приводит нас к решению, когда в пустотные трещины «вводятся» связи, препятствующие раздвижению ее берегов. Розглянуто основи методики расчета накладок с полотен. Во-первых, толщина накладки ДН не должна заметно нарушать геометрию изделия. Во-вторых, материал накладки при ограничении ее по толщине для обеспечения работы связи на растяжение, должен иметь величину предела прочности на порядок выше, чем металл, при этом модуль упругости материала накладки для обеспечения изгибной жесткости не должно меньше чем у стали. Приведены численный расчет с использованием вычислительных комплексов «Ліра 9.4», «SCAD» и технологию проведения работ по «консервации трещины». Рассмотрены практические приложения данной методики на действующем в предприятии дробильно-обогащительной фабрики.

Anotation. The problem of using the method of "conservation of the crack" (microcracks or already formed trunk) is very promising due to the directed (point) strengthening of the metal with high modulus material. As a result of such a "conservation of cracks", the design again increases its capacity for long-term cyclic loads.

It is known that the higher the modulus of elasticity, the higher the quality of the material used to strengthen the structures. This property allocates carbon-fiber materials among other fibrous polymeric materials. The article deals with the method of "conservation of cracks". The main principle is the installation of metal linings on the basis of carbon fiber laminates or linings. The feature of cyclic loading is that as the process of this process repeats, the opening of the crack "breaks" and increases the volume of the relaxing material, which ultimately feeds the elastic energy of the growth of the crack to a critical length l_{kr} .. The question of how to slow down the process of feeding the energy of the crack leads us to the decision, when in the hollow cracks "introduced" ties preventing the dispersal of its shores. The foundations of the methodology for calculating linings from canvases are examined. Firstly, the thickness of the lining δ_n should not noticeably affect the geometry of the product. Secondly, the material of the lining, when limited in thickness to provide stretching bonding, should have a magnitude of strength equal to an order of magnitude higher than the metal, with the elastic modulus of the material to provide bending stiffness should not be less than in steel. The numerical calculation with the use of computing systems "Lira 9.4", "SCAD" and the technology of "cracking conservation" works is presented. The practical use of this technique in the operating enterprise of the crushing and concentrating factory is considered.

Вступ.

Металеві конструкції у світлі методики розрахунку по граничним станам, як відомо, розраховують по двох граничних станах. Оцінка експлуатаційних якостей по третьому граничному стану тріщиноутворюванню - не робиться. В той же час, відомо немало випадків, коли навіть за наявності тріщин, як на основному металі, так і в зварних швах конструкції ще не втратили своїх експлуатаційних якостей в якийсь період, знаходячись в предаварійному стані, виконують свої функції (приховані тріщини у фасонках, у поясах та зварних швах підкранових балок, в елементах конструкцій, працюючих на знакозмінне навантаження, та ін.). Проблема механіки руйнування виробів з металів за наявності тріщин досі є актуальною та доки управляти її розвитком ми не вміємо, а ось «консервувати» тріщину можливо. Це означає уповільнення росту тріщини при циклічному навантаженні конструкцій, тобто обмеження можливості розсовування її берегів на визначений період.

Уперше поняття про «консервацію» тріщини було введено проф. Стояновим В.В. у 2004р. [1].

Основні положення.

Основний принцип методу «консервації тріщин» полягає в встановленні на металеву поверхню накладок на основі вуглецевих волокон - ламінатів або полотен. У результаті такої «консервації тріщин» конструкція знову збільшує свою працездатність при тривалій дії циклічних навантажень.

Відомо, що чим вище модуль пружності, тим вище якість матеріалу, використовуваного для посилення конструкцій. Ця властивість виділяє вуглеволоконні матеріали серед інших фіброармованих полімерних матеріалів.

Нині лідерами в Європі по дослідженню і застосуванню вуглепластиків у будівництві являється швейцарська фірма «SikaCarboDur».

У нашій роботі були використані такі матеріали для посилення металевих конструкцій як вуглепластикові полотна SiksWrap®- 430G та клей Sikadur®- 330.

Особливості руйнування металевих конструкцій.

Будь-який елемент металевої конструкції, численні дефекти якої стали результатом виробництва сталі або отримані при виготовленні, транспортуванні, монтажу або експлуатації конструкції.

Вивчаючи статистику руйнувань резервуарів, можна відмітити, що на практиці більшість крихких руйнувань у вертикальних резервуарах виникають від зварювальних дефектів або тріщин малоциклової втоми, що виникають поблизу місць концентрації напружень. Характерними місцями руйнувань є технологічні отвори, монтажні з'єднання. Крихке руйнування вертикальних сталевих резервуарів відбувається під впливом комплексу несприятливих чинників, які визначають крихке руйнування резервуарів, можна назвати температуру, пониження температури впливає на міцність металу. Відомо, що в металі без тріщин та надрізів міцність при пониженні температури не знижується, а в металі з концентраторами напруги руйнування стає крихкішим з пониженням температури.

Характерними ушкодженнями підкранових балок є тріщини поясних швів верхнього поясу, тріщини в стінці накінцевках ребер жорсткості, тріщини упоперек розтягнутого пояса; тріщини в ребрах жорсткості, локальні вигини полиць, загальний вигин в площині балки, загальні прогини локальних вигинів полиць, локальні вигини стінок разом з ребрами жорсткості. Для зварних підкранових балок головним типом ушкоджень є тріщини поясних швів верхнього пояса, добре фіксується закономірність кількості таких ушкоджень від терміну експлуатації.

Форми руйнування металевих конструкцій розрізняють залежно від виду напруженого стану, швидкості прикладеного навантаження та інших дій.

Звернемо свою увагу на такі види руйнування як крихке і втомне.

Крихке руйнування відбувається при невеликих пластичних деформаціях та невеликій витраті енергії. Підрозділяють його на ідеально крихке (пружне), таке, що відбувається без пластичної деформації таквазкрихке. Квазікрихким називають таке руйнування, при якому перед краєм тріщини виникає невелика зона пластичності, а інша частина тіла зазнає пружну деформацію. Важливо, відмітити що при квазікрихкому руйнуванні руйнівна напруга в ослабленому перерізі вище межі плинності, але не нижче міцності.

Коли циклічна напруга перевищує межу плинності, усередині кристалічної структури металу спостерігається певна перебудова, яка значно знижує порогову величину роботи руйнування. В результаті, самі незначні поверхневі тріщини можуть стати причиною руйнування.

Високомодульний полімерний матеріал, рекомендований для «консервації тріщини».

Вуглеволоконним матеріалам властиві механічні характеристики значно перевершуючі властивості стали - їх прямого конкуренту;

- високий модуль пружності до 640ГПа;
- міцність на розтягування до 3000МПа;
- висока міра витривалості і втомної міцності ;
- високий опір динамічним навантаженням;
- неохильність до корозії та ін.

Це що складається з вуглецевого волокна з вуглецевого волокна і полімерних смол композитний матеріал. Волокна розташовуються в матриці з полімерних смол (у нашому випадку, епоксидною). Вуглецеві волокна є тонкими волокнами близько 0,005-0,010 мм в діаметрі, що складаються в основному з атомів вуглецю, сполучених разом в мікроскопічні кристали, які більш менш розташовані паралельно довжині осі волокна. Декілька тисяч волокон вуглецю скручені у формі ниток можуть бути використані самотійно, або сплетені в тканину. Тканина з вуглецевого волокна укладається в потрібну форму, як правило, вручну, після чого вона запікається в полімері під тиском, та виходить вуглепластик.

Основи методу «консервації тріщин».

Особливість циклічного вантаження полягає в тому, що у міру повторення цього процесу «розхитується» отвір тріщини та збільшується об'єм релаксуючого матеріалу, що зрештою підживлює пружною енергією ріст тріщини до критичної довжини $\ell_{кр.}$. Саме питання як уповільнити процес підживлення енергії тріщини, приводить нас до рішення, коли в пустотні тріщини «вводяться» зв'язки, що перешкоджають розсовуванню її берегів.

Практично це виглядає у вигляді накладки, до якої пред'являються тяжкі умови.

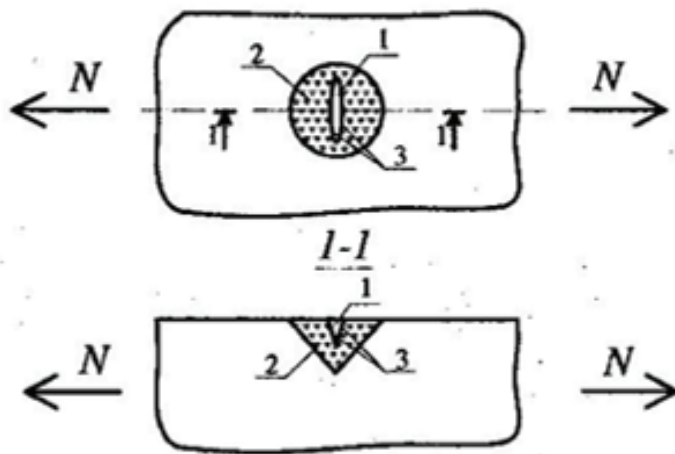


Рис.1 Схема розташування області релаксації тріщини
1 – тріщина, 2 – область релаксації, 3 – берега тріщини.

Практично це має вигляд накладки до якої пред'являються високі вимоги.

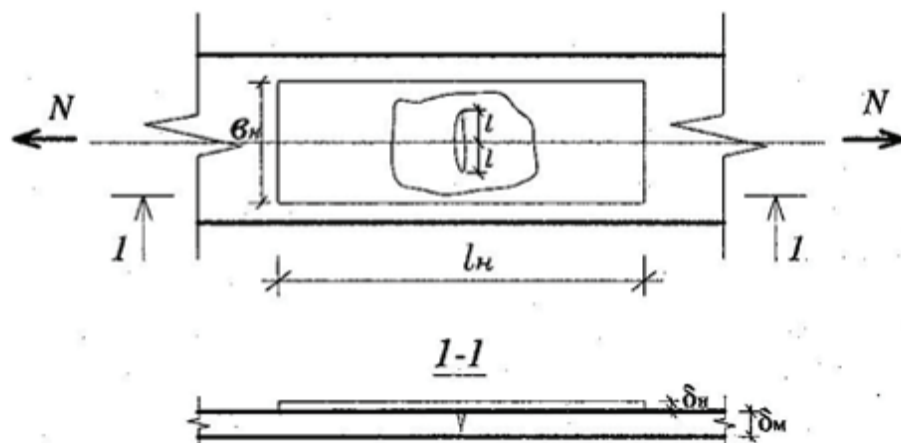


Рис.2 Схема розташування накладки на тріщині.

По-перше, товщина накладки δ_n не повинна помітно порушувати геометрію виробу. Наприклад, у разі використання накладки тієї ж товщини, що і основний матеріал, тобто $\delta_n = \delta_m$ концентрація напруги у краю клейового шва може зрости у багато разів. По-друге, матеріал накладки при обмеженні її по товщині для забезпечення роботи зв'язку на розтягування, повинен мати величину межі міцності на порядок вище, ніж метал, при цьому модуль пружності матеріалу накладки для забезпечення згинальної жорсткості не має бути менше ніж у сталі :

$$\delta_n \leq 1/15 - 20 \delta_m; E_n \geq E_{ст}; \sigma_{пр.н.} > \sigma_n.$$

Де δ_n і δ_m - товщина відповідно до накладки і металу;

$E_n, E_{ст}$ - модулі пружності;

$\sigma_{пр.н.}, \sigma_n$ - величина межі міцності металу конструкцій.

Матеріалом, що задовольняє позначені вище вимоги, відповідає вуглепластик.

Проблема використання методу «консервації» тріщини (мікротріщин або вже сформованих магістральних) дуже перспективна завдяки спрямованому (точковому) посиленню металу високомодульним матеріалом. Слід розуміти, що незважаючи на використання сучасних матеріалів, одним найважливішим моментом є вивчення роботи підсилюючої конструкції, щоб вуглепластикові накладки максимально точно зайняли необхідні проблемні місця.

Довжину накладки приймають з розрахунку забезпечення необхідного майданчика для роботи клейового шва на сколювання. Ширину накладки (b_n) призначають з умови закриття простору з метою вирівняти можливі концентрації напруги. При цьому тимчасова межа міцності на розтягування матеріалу накладки має бути більша на порядок показника металу стінки.

Чисельний розрахунок на базі обчислювальних комплексів «Ліра 9.4», «Scad»

«SCAD», «ЛІРА» - це системи, що базуються на методі кінцевих елементів (МКЕ) та призначені для розрахунку напружено-деформованого стану (ПДВ), стійкості, визначення частот і форм власних коливань, аналізу температурних впливів, рішення завдань статки та динаміки в лінійній або нелінійній постановці, а також широкого класу будівельних, машинобудівних та інших завдань. Згідно МКЕ, модель конструкції складної форми розбивається на простіші форми, в межах яких визначається наближене рішення. Результатом такого моделювання зазвичай є поле напруги та зміщень в цільній конструкції.

Для розрахунку можуть бути розглянуті зразки еталонного типу, зразки з тріщиною без посилення, моделі з штучною тріщиною посилені вуглепластиком (1-3 шарами).

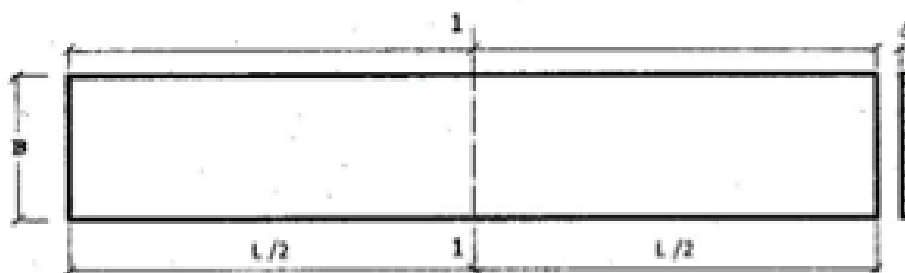


Рис.3 Схема металевого зразка еталонного типу.

На більшій частині зразків по лінії 1-1 можливо влаштовувати різні штучні дефекти. Це в основному штучні поперечні тріщини в центральній частині зразка (розмірами 15x0,3 мм та інші).

Результати розрахунку вказують на високу продуктивність використання накладок(див. додаток 1-4).

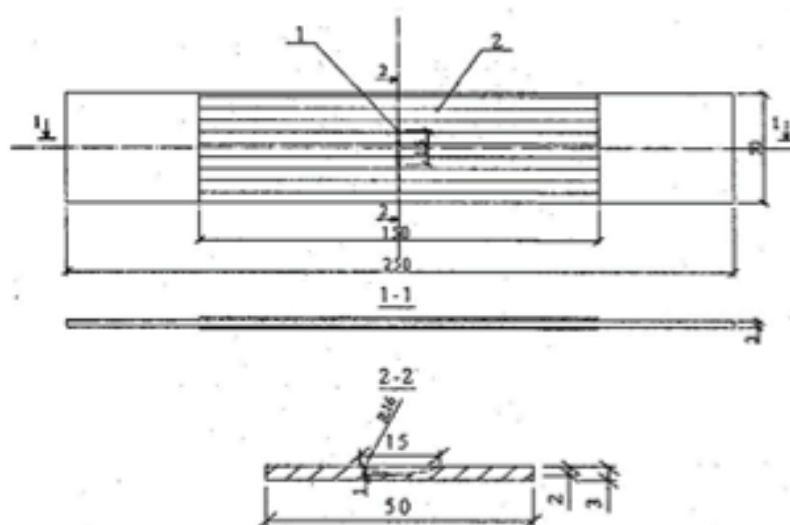


Рис.4 Схема металевого зразка з тріщиною
1- тріщина 15x0,5 мм, 2 – зона влаштування накладок з вуглепластикового полотна

В першу чергу зростає ефективність використання вуглепластику. При однаковій довжині «консервованої» тріщини вузька смуга вуглепластику (натомість повноцінному відрізу полотна) дозволяє майже удвічі зменшити коефіцієнт інтенсивності напруги.

По-друге, виявляється можливим цілком досить обійтися для металу завтовшки 3 мм накладками з одного полотна.

По-третє, різко зменшуючи площу покриття, власне зменшується витрата вуглепластику.

Критична довжина тріщини при несприятливому завантаженні, коли $\sigma_n=250$ МПа та накладок з одного полотна складає $l_{кр}=71$ мм (проти 16 мм в непосиленому режимі)

Усе це свідчить про високий ресурс роботи зразка в режимі циклічного вантаження при використанні розрахунку зразків при номінальній напрузі $\sigma_n=150$ МПа, $\sigma_n=200$ МПа, $\sigma_n=250$ МПа.

Технологія проведення робіт по «консервації тріщин».

Sikadur - 330 що не містить розчинників, тиксотропний, конструкційний двокомпонентний клей:

- хімічна основа - епоксидна смола;
- міцність на розтягування - Н/мм²(7 діб при +23⁰С).

Тканина SikaWrap - 430G - односпрямоване скловолокно

-модуль пружності при розтягуванні волокна - 76 кН/мм^2 .

-міцність на розтягування - $2,3 \text{ кН/мм}^2$.

Важливим елементом методики випробувань складала якість склеювання полотна з вуглепластику з металом і склеювання полотен між собою. Для цього витримувалися усі необхідні вимоги фірми «SikaCarbodur» по вибору клею та технології склеювання.

1. Тканина необхідних розмірів нарізається спеціальними ножицями або гострим ножом.

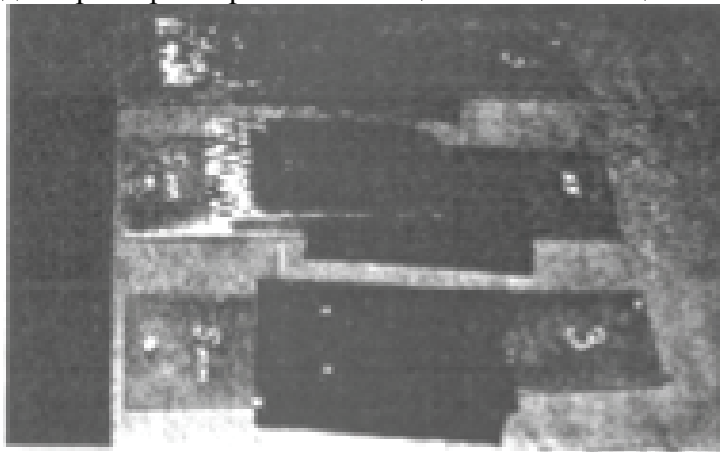


Рис.5 Необхідні розміри вуглепластикового полотна, для підсилення зразків

2. Основу готують, шліфуючи і знежирюючи її. Необхідно, щоб поверхні, на які наноситься клей, були рівними, чистими, сухими.
3. Підготувати клей згідно з технічною картою, наданою представником фірми-виробника.
4. Нанести клей Sikadur - 330 на підготовлену основу пензлем або кельмою.
5. Укласти тканину у бажаному напрямі. Акуратно розкачати тканину по клею роликком з пластика, поки клей не проступить між волокнами тканини. Розкочувати тканину роликком, поки не утворюється гомогенна структура. Напрямок розкочування тільки уздовж волокон.
6. Якщо тканину укласти в декілька шарів, то необхідно повторно нанести шар клею. Укладання наступних шарів тканини повинна відбуватися протягом 1 години. Якщо це неможливо, то необхідно почекати не менше 12 годин.

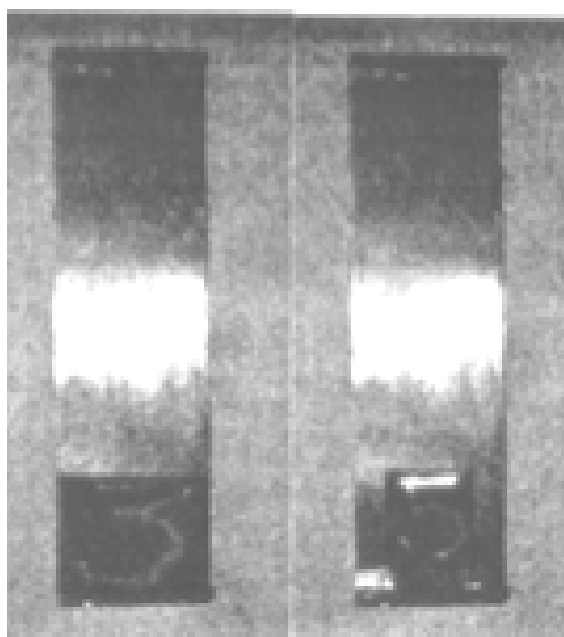


Рис.6 Зразки відшліфовані та знежирені

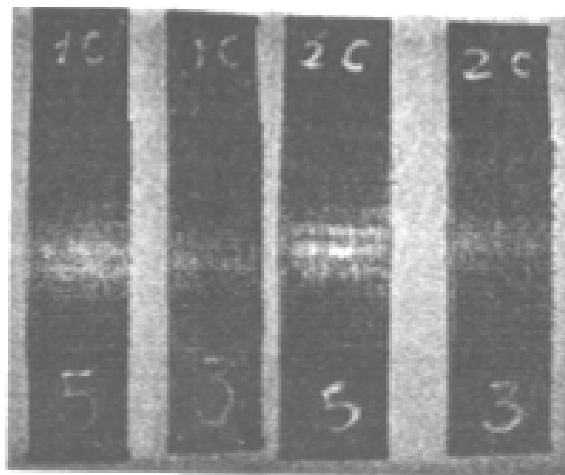


Рис.7 Утворена гомогенна структура на поверхні підсиленого зразка

Для створення повноцінного клейового шва (що відповідає максимально можливим задекларованим в технічних картах на матеріали межі міцності на розтягування 30 МПа) слід, окрім рекомендованих вимог, забезпечити відомий мінімальний тиск склеювання -0,6-0,8МПа.

Минулого року (2017 р.) Бібіков А.В. на лекції познайомився з поняттям «Консервації тріщин» в металевих конструкціях, а цього року (2018 р.) самостійно здійснив влаштування декількох вуглепластикових накладок у вигляді «консервації тріщин» на стінках параболічного бункера дробильно-збагачувальної фабрики ПрАТ «Полтавський ГЗК» (рис. 8).

На збагачувальній фабриці розташоване два параболічних бункера 18 м, що складаються з гнучких стінок, бункерних поздовжніх балок, ригелів рам (одночасно рамами каркаса будівлі), конструкцій перекриттів (системи другорядних балок і системи горизонтальних зв'язків між ригелями рам і залізобетонних плит перекриттів по верху рам), розвантажувальних воронок, торцевих стінок і футерування.

Виконано ремонт тріщини в стінці 3Ф-1 по ряду А осі 35 за раніше виданою робочою документацією, що розроблена ТОВ «ПКБ-ПСК» (рис. 9).

Робоча документація на ремонт тріщин в стінках параболічних бункерів повинна виконуватись у повній відповідності до ДСТУ Б.В.3.1-2:2016. В цьому документі рекомендується (з застосуванням вуглепластикових накладок).



Рис.8 Загальний вигляд цегу збагачувальної фабрики

Спочатку випробувань (березень) температура в корпусі становила + 10 гр.С, в липні + 40 гр.С, вересень + 20гр.С. Станом на 17.09.2018г. спостерігається однорідність і цілісність накладки. Яких-небудь зсувів і деформацій немає (рис. 9).



Рис.8 Відремонтована тріщина в корпусі бункера методом консервації

Література.

1. Стоянов В.В. «Новые подходы обеспечения несущей способности строительных металлических конструкций в полном объеме срока эксплуатации», К. Сталь, 2004, с.280-292
2. Strengthening of structures with CERP strips SikaCarboDur Convention? 1997
3. Стоянов В.В. «Металлические резервуары – некоторые проблемы проектирования и реконструкции», Д., УАМК, 2007, с.45-49
4. Стоянов В.В. «Консервация» трещин как способ продления срока работоспособности». В журнале «Промислове будівництво, інженерні споруди», № 4, К., Укрпроектстальконструкції, 2009
5. Стоянов В.В. Мазин Ж. Алаид «Испытания на выносливость растянутых металлических образцов с нормальной и искусственной трещиной». В сб. Современные строительные конструкции. О., Внешрекламсервис, 2009, с.51-58
6. Стоянов В.В. Прогнозирование динамической усталости элементов металлических конструкций при циклическом нагружении. В сб. Современные металлические конструкции. О. Внешрекламсервис, 2010, с.1-11.
7. Стальные конструкции СНиП II-23-81*, М., 2005
8. Стоянов В.В., Мазин Ж. Алаид «Долговечность металлических составных подкрановых балок при местном усилении углепластиком». В сб. Современные строительные конструкции О. Внешрекламсервис, 2010, с 258-263.

УДК 691.17, 694.143, 69.003.13

ДОСЛІДЖЕННЯ БАЛКИ З ДЕФЕКТАМИ В РОЗТЯГНУТІЙ ЗОНІ, ПОСИЛЕНОЮ ТКАНИНИ НА ОСНОВІ ВУГЛЕЦЕВИХ ВОЛОКОН

ИССЛЕДОВАНИЯ БАЛКИ С ДЕФЕКТОМ В РАСТЯНУТОЙ ЗОНЕ, УСИЛЕННОЙ ТКАНЬЮ НА ОСНОВЕ УГЛЕРОДНЫХ ВОЛОКОН

INVESTIGATION OF THE BEAM WITH A DEFECT IN A WIDTH ZONE STRONGERATED BY FABRIC TISSUE BASED ON CARBON FIBERS

Стоянов В.О. аспірант (АТ «НДЦ «Будівництво»)

Коршак О.М. к.т.н., доц., **Чучмай С.М.** к.т.н., доц., **Стоянов В.В.** д.т.н., проф.

Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Стоянов В.О. аспирант (АО «НИЦ «Строительство»)

Коршак О.М. к.т.н., доц., **Чучмай С.М.** к.т.н., доц., **Стоянов В.В.** д.т.н., проф.

(Одесская государственная академия строительства и архитектуры)

Stoyanov V.O. post graduate, (NJSC "SRC" Construction")

Korshak O. M. Cand. Sc. (Eng.), Assist. Prof., **Chuchmay S.M.** Cand. Sc. (Eng.), Assist. Prof.,

Stoyanov V.V. Dr.Sc. (Eng.), Prof. (Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture)

Анотація. У статті розглянуті альтернативні методи локального посилення елементів, що згинаються, чисельно і експериментально досліджена можливість локального посилення дерев'яної балки композитом на основі тканини з вуглецевих волокон.

Чисельні дослідження конструкції проводилися з урахуванням ортотропії деревини в ПК «Ansys» і були розділені на три етапи. Для досліджень була прийнята шарнірно оперта балка з клеєної деревини II сорту. Розміри балки склали $100 \times 350 \times 3500$ мм. Для створення зони чистого вигину балка навантажувати двома зосередженими силами в третинах прольоту. На першому етапі в межах розрахункового навантаження була досліджена робота балки без дефектів. При такому навантаженні напруги в розтягнутій і стиснутій зоні склали ~ 13 МПа, що не перевищує розрахункового опору клеєної деревини вигину. На другому етапі досліджень в балці був створений штучний дефект прямокутної форми. дефект прямокутної форми глибиною 20 мм. На даному етапі при навантаженні 50 кН слід зазначити концентрацію нормальних напружень в зоні над дефектом, величина напруг, що розтягують досягає 21 МПа, що майже в два рази перевищує розрахунковий опір деревини, напруги в стислій зоні досягали 15 МПа. На третьому етапі в зоні дефекту моделювався полімерний композит на основі шести шарів вуглецевої тканини. Таке локальне посилення дозволило усунути концентрацію напружень над зоною дефекту і знизити нормальні напруги в деревині балки до розрахункових значень. Слід зазначити рівномірний розподіл напруг, що розтягують поперек волокон після посилення. У конструкціях з дефектами дані напруги можуть викликати відколювання нижніх ламелей балки, сприяючи раннього руйнування балки.

Експериментальні дослідження проводилися відповідно до рекомендацій по випробуванню дерев'яних конструкцій. Методика передбачала також три етапи, аналогічно чисельним дослідженням

Аннотация. В статье рассмотрены альтернативные методы локального усиления изгибаемых элементов, численно и экспериментально исследована возможность локального усиления деревянной балки композитом на основе ткани из углеродных волокон.

Численные исследования конструкции проводились с учетом ортотропии древесины в ПК «Ansys» и были разделены на три этапа. Для исследований была принята шарнирно опертая балка из клееной древесины II сорта. Размеры балки составили 100×350×3500 мм. Для создания зоны чистого изгиба балка нагружалась двумя сосредоточенными силами в третях пролета. На первом этапе в пределах расчетной нагрузки была исследована работа балки без дефектов. При такой нагрузке напряжения в растянутой и сжатой зоне составили ~13 МПа, что не превышает расчетного сопротивления клееной древесины изгибу. На втором этапе исследований в балке был создан искусственный дефект прямоугольной формы. дефект прямоугольной формы глубиной 20 мм. На данном этапе при нагрузке 50 кН следует отметить концентрацию нормальных напряжений в зоне над дефектом, величина растягивающих напряжений достигает 21 МПа, что почти в два раза превышает расчетное сопротивление древесины, напряжения в сжатой зоне достигали 15 МПа. На третьем этапе в зоне дефекта моделировался полимерный композит на основе шести слоев углеродной ткани. Такое локальное усиление позволило устранить концентрацию напряжений над зоной дефекта и снизить нормальные напряжения в древесине балки до расчетных значений. Следует отметить равномерное распределение растягивающих напряжений поперек волокон после усиления. В конструкциях с дефектами данные напряжения могут вызывать откалывание нижних ламелей балки, способствуя раннему разрушению балки.

Экспериментальные исследования проводились согласно рекомендациям по испытанию деревянных конструкций. Методика предусматривала также три этапа, аналогично численным исследованиям.

Anotation. The article discusses alternative methods of local strengthening of bending elements, numerically and experimentally investigated the possibility of local strengthening of a wooden beam with a composite based on a fabric of carbon fibers.

The numerical studies of the structure were carried out taking into account the orthotropy of wood in the Ansys PK and were divided into three stages. For research, a hingedly supported beam of laminated wood of the II grade was adopted. The dimensions of the beam were 100 × 350 × 3500 mm. To create a zone of pure bending, the beam was loaded with two concentrated forces in the thirds of the span. At the first stage, the work of the beam without defects was investigated within the limits of the design load. With such a load, the stresses in the stretched and compressed zone amounted to ~ 13 MPa, which does not exceed the calculated resistance of laminated wood to bending. At the second stage of research, an artificial rectangular defect was created in the beam. rectangular defect with a depth of 20 mm. At this stage, with a load of 50 kN, the concentration of normal stresses in the zone above the defect should be noted, the magnitude of tensile stresses reaches 21 MPa, which is almost twice the design resistance of wood, the stresses in the compressed zone reach 15 MPa. At the third stage, a polymer composite based on six layers of carbon fabric was modeled in the defect zone. At the third stage, a polymer composite based on six layers of carbon fabric was modeled in the defect zone. Such local strengthening allowed to eliminate the stress concentration above the defect zone and reduce the normal stresses in the wood of the beam to the calculated values. The uniform distribution of tensile stresses across the fibers after reinforcement should be noted. In structures with defects, these stresses can cause chipping of the lower lamella of the beam, contributing to the early destruction of the beam.

Experimental studies were carried out according to the recommendations for testing wooden structures. The technique also included three stages, similar to numerical studies

Наиболее опасными дефектами для изгибаемых конструкций являются дефекты в растянутой зоне, которые характерны для конструкций как из цельной древесины, так и из клееной. В ходе обследований зданий и сооружений различного назначения установлено, что наиболее частыми дефектами в балках являются сучки, локальные загнивания, соединения «мини шип» и внепроектные врезки в конструкции под инженерное оборудование [1].

Часто при проведении реконструкции здания замена поврежденной балки не представляется возможной, либо требует значительных трудовых затрат. Традиционным способом усиления в таких случаях является установка дублирующей стальной балки или рамы, однако при таком усилении существенно изменяется внешний вид конструкции и интерьер помещения, уменьшается полезное пространство.

Альтернативным способом усиления является локальное усиление изгибаемого элемента в растянутой зоне полимерным композитом. Широкий спектр изделий из полимерных композитов позволяет использовать для этих целей стеклопластиковые, углеродные и арамидные стержни, углепластиковые ламели, а также полимерные композиты на основе тканых материалов [2].

В данной статье численно и экспериментально исследована возможность локального усиления балки композитом на основе ткани из углеродных волокон. Для исследований была принята шарнирно опертая балка из клееной древесины II сорта. Размеры балки составили 100×350×3500 мм. Для создания зоны чистого изгиба балка нагружалась двумя сосредоточенными силами в третях пролета, расчетная схема приведена на рисунке 1.

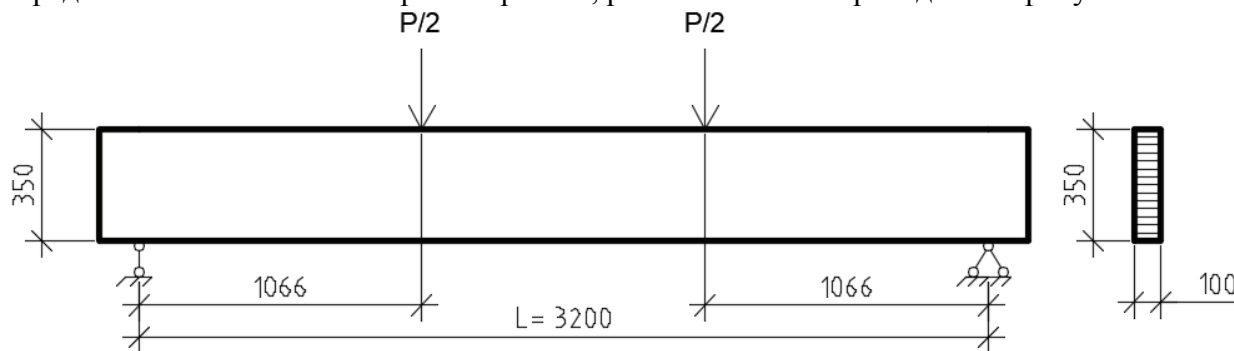


Рисунок 1 – Расчетная схема испытания

Численные исследования конструкции проводились с учетом ортотропии древесины в ПК «Ansys» и были разделены на три этапа [3]. На первом этапе в пределах расчетной нагрузки 50 кН была исследована работа балки без дефектов. При такой нагрузке напряжения в растянутой и сжатой зоне составили ~13 МПа, что не превышает расчетного сопротивления клееной древесины изгибу. Изополя нормальных напряжений в балке для первого этапа приведены на рисунке 2.

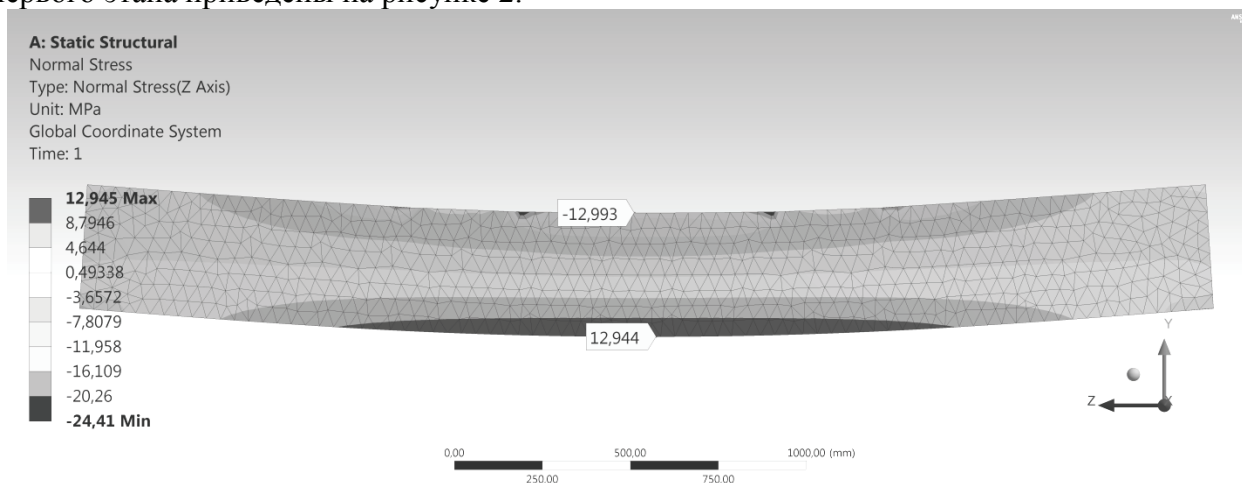


Рисунок 2 – Изополя нормальных напряжений на первом этапе

На втором этапе исследований в балке был создан искусственный дефект прямоугольной формы глубиной 20 мм. На данном этапе при нагрузке 50 кН следует отметить концентрацию нормальных напряжений в зоне над дефектом, величина растягивающих напряжений достигает 21 МПа, что почти в два раза превышает расчетное сопротивление древесины, напряжения в сжатой зоне достигали 15 МПа. Изополя нормальных напряжений изображены на рисунке 3.

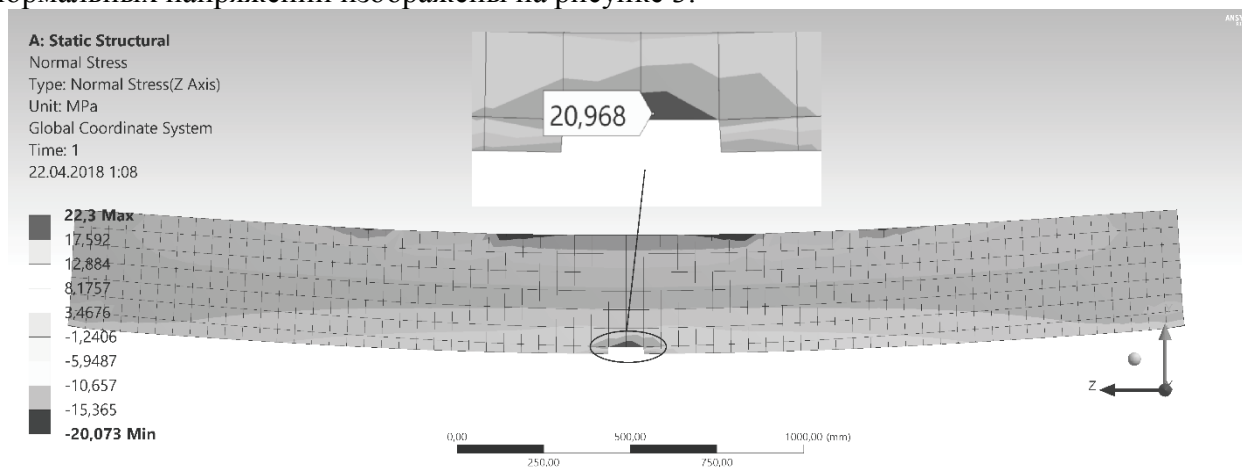


Рисунок 3 – Изополя нормальных напряжений на втором этапе

На третьем этапе в зоне дефекта моделировался полимерный композит на основе шести слоев углеродной ткани. Такое локальное усиление позволило устранить концентрацию напряжений над зоной дефекта и снизить нормальные напряжения в древесине балки до расчетных значений. Изополя нормальных напряжений приведены на рисунке 4.

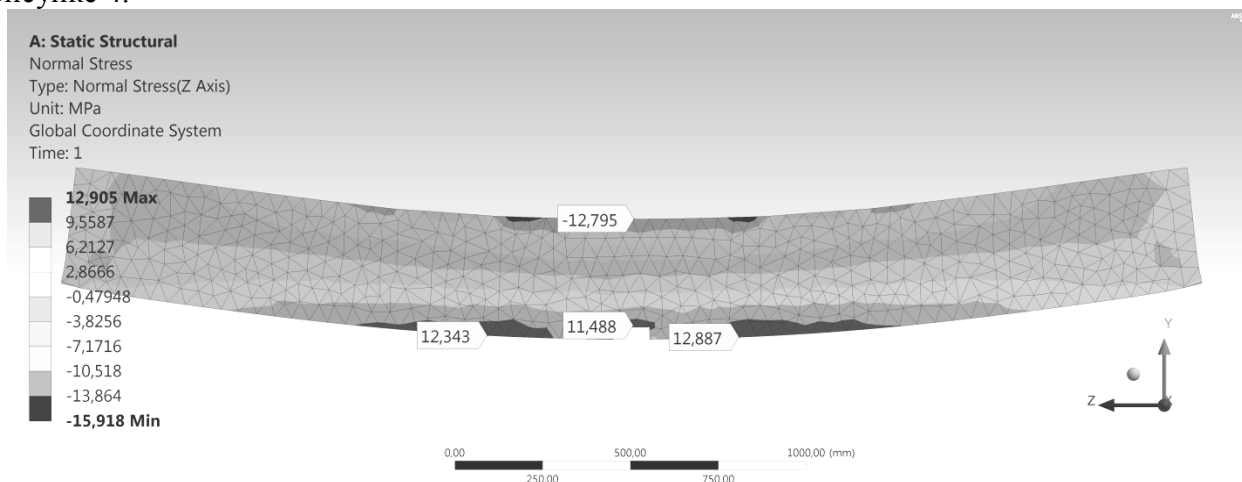


Рисунок 4 – Изополя нормальных напряжений на третьем этапе

Дополнительно следует отметить равномерное распределение растягивающих напряжений поперек волокон после усиления. В конструкциях с дефектами данные напряжения могут вызывать откалывание нижних ламелей балки, способствуя раннему разрушению балки.

Экспериментальные исследования проводились согласно рекомендациям по испытанию деревянных конструкций [4,5]. Методика предусматривала также три этапа, аналогично численным исследованиям. Нагружение балки производилось гидравлическим домкратом грузоподъемностью 200 кН. Нагрузка передавалась на балку с помощью стальной распределительной траверсы. Прогибы в середине пролета балки измерялись с помощью прогибомера Максимова с точностью 0.1мм, относительные деформации в зоне чистого изгиба измерялись при помощи АИД-4. Общий вид испытаний приведен на рисунке 5.

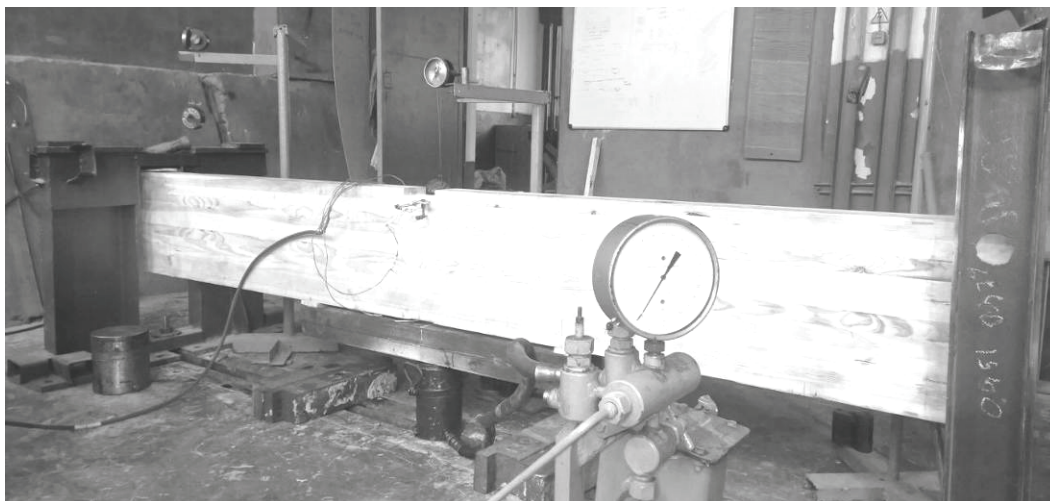


Рисунок 5 - Общий вид испытания балки Б2

На первом этапе (контрольный для балки без дефекта) нагрузка прикладывалась ступенями по 5 кН с замером прогибов и относительных деформаций для каждой ступени. Нагружение производилось до значения 40 кН для того чтобы избежать перехода напряженно-деформированного состояния конструкции в пластическую стадию. В ходе испытания отмечена линейная зависимость прогибов от величины прикладываемой нагрузки.

На втором этапе в балке был создан искусственный дефект в виде внепроектной врезки, глубина дефекта составила 20 мм. На данном этапе конструкция нагружалась до 30 кН для предотвращения раннего разрушения конструкции. Прогибы на данном этапе увеличились на 20% в сравнении с балкой без дефекта.

Перед проведением третьего этапа зона дефекта была усилена шестью слоями углеродной ткани SikaWrap®-530C/105. Ткань наклеивалась послойно с пропиткой каждого слоя клеем на основе эпоксидной смолы ЭД-20. После проведения работ по усилению, для набора прочности клеевого соединения, конструкция выдерживалась 14 суток в помещении с температурой воздуха выше 18°C.

На третьем этапе конструкция нагружалась ступенями по 5 кН до нагрузки 75 кН. Конструкция не доводилась до разрушения с целью дальнейших исследований зоны с локальным усилением. На всех ступенях нагружения отмечена линейная зависимость прогибов от нагрузки. Прогибы в середине пролета уменьшились до показателей балки без дефекта. На рисунке 6 приведен сравнительный график зависимости прогибов балки от нагрузки на различных этапах эксперимента.

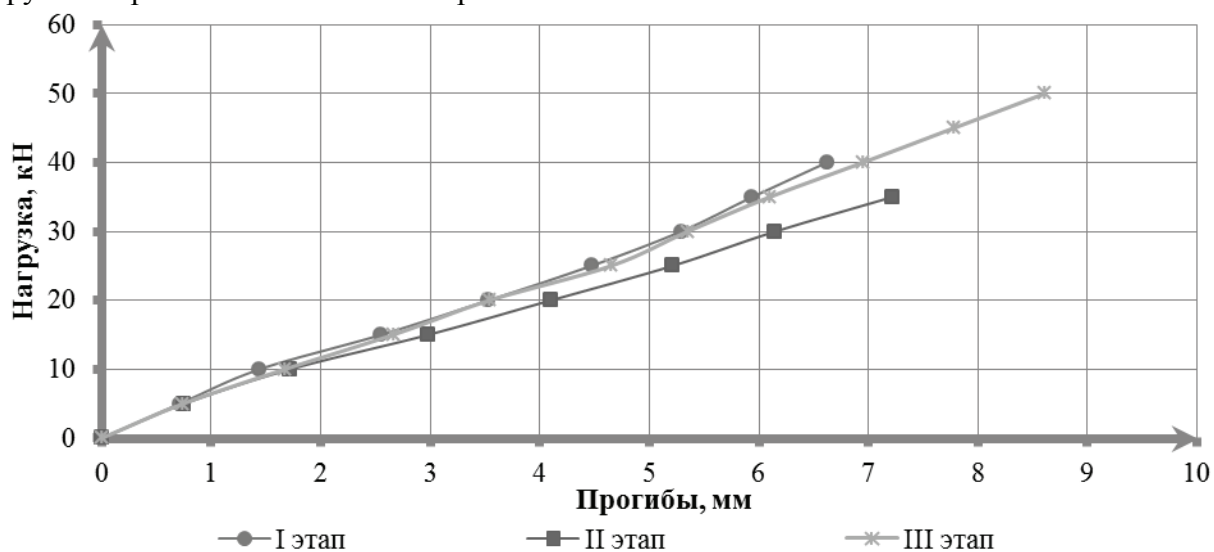
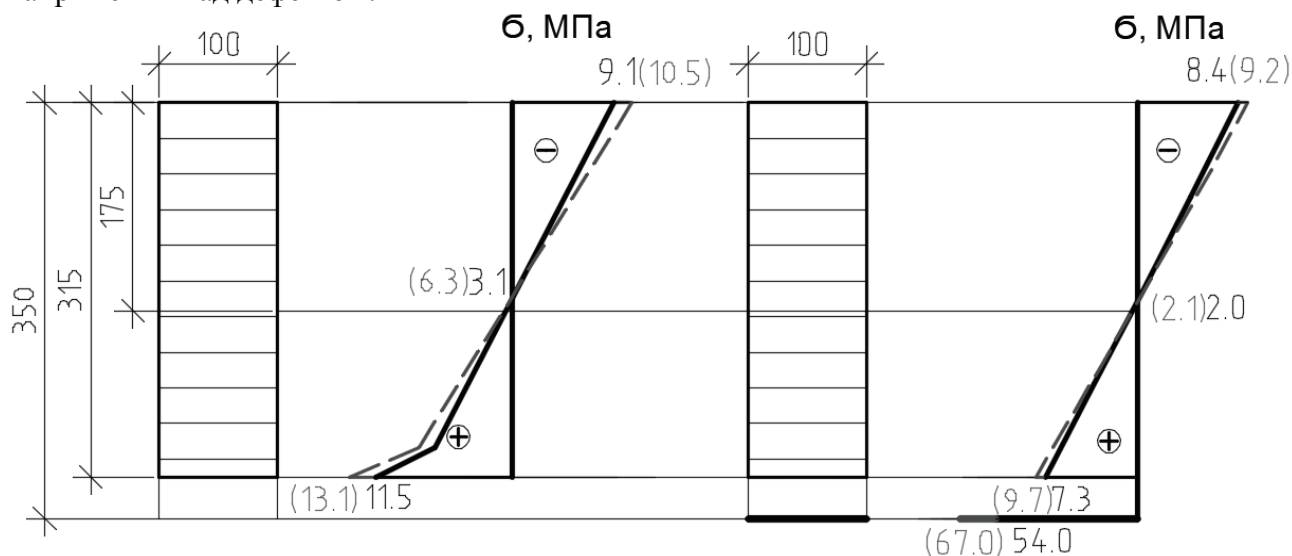


Рисунок 6 – Прогибы на различных этапах эксперимента

Из анализа рисунка 6 следует, что локальное усиление балки в зоне дефекта позволило практически полностью восстановить исходную жесткость балки. На всех этапах испытания отмечена линейная зависимость прогибов от нагрузки.

По результатам обработки данных тензометрии на рисунке 7 приведены эпюры нормальных напряжений в зоне чистого изгиба балки при нагрузке 35 кН. Из анализа рисунка следует, что в усиленной конструкции снижается концентрация нормальных напряжений над дефектом.



а – до усиления; б – после усиления;

пунктирной линией и значения в скобках – результаты расчета в ПК «Ansys»

Рисунок 7 – Эпюры нормальных напряжений в ослабленном сечении

Анализ полученных результатов численных и экспериментальных исследований позволяет сделать вывод о том, что полимерные композитные материалы могут эффективно использоваться для восстановления прочности и жесткости изгибаемых деревянных элементов. Высокая стоимость армирующего волокна и эпоксидного клея при данном способе усиления компенсируется малой продолжительностью и простотой производства работ.

Литература

1. Турковский С.Б., Ломакин А.Д., Погорельцев А.А. Зависимость состояния клеёных деревянных конструкций от влажности окружающего воздуха // Промышленное и гражданское строительство. - 2012, - №3. – С. 30 – 32.
2. Апостолова А. Изменение на механические и деформационные свойства на древесины при приложении на композитные материалы. Диссертационный труд, Апостолова А.К., УАСГ, София, 2016
3. Огородникова О.М. Конструкционный анализ в среде Ansys, учебное пособие//ГОУ ВПО «Уральский государственный технический университет - УПИ», Екатеринбург 2004
4. Рекомендации по испытанию деревянных конструкций, ЦНИИСК, Москва Стройиздат, 1976
5. Рекомендации по испытанию соединений деревянных конструкций, ЦНИИСК, Москва Стройиздат, 1981