

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

**ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ
БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ**

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ

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

№ 21

ОДЕССА 2017

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» №21
ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ
Одесса, ТОВ «Зовнішрекламсервіс», 2017, – 128

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 ДПІ «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), 2016

ЗМІСТ

Бояджи А.А., Жгалли Ш., Прокофьев Д.А., Волошенюк В.В., Подгорный А.С., Резников А.А., Мудрых В.А. Испытания клеодошчатых деревянных балок с усилением полимерными композитными материалами	3
Бояджи А.А., Мудрых В.А., Рябов В.А. Экспериментальные исследования клеодошчатых балок. Статистические аспекты в установлении их предела прочности	10
Буйських Н.В. Захист будівельних конструкцій матеріалами на основі природних олій	16
Варфоломеев Ю.А., Погорельцев А.А., Попов А.Н., Марков Ю.В. Причины снижения эксплуатационного ресурса малоэтажных многоквартирных деревянных зданий из sip-панелей	23
Гасій Г. М. Напружено-деформований стан структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції	33
Дзюба С.В., Михайлов А.А. Проблемы усиления корпусов металлических цилиндрических резервуаров фибропластиковыми материалами	40
Королёв В.П., Селютин Ю.В., Шевченко О.Н. Условия обеспечения надежности и технологической безопасности при коррозионном разрушении стальных конструкций	49
Лабудин Б.В., Мелехов В.И., Шиловская Н.А., Тропина П.М., Попов Е.В., Мякшикова Е.А. Расчет трехслойных ребристых деревокомпозитных панелей с упругодеформируемыми связями	58
Найчук А.Я., Шалобыта Н.Н., Маркечко Е.В. Сопротивление выдергиванию шурупов из цементно-стружечных плит	66
Пінчевська О. О., Горбачова О. Ю. Властивості термомодифікованої деревини граба	71
Пінчевська О. О., Лакида Ю. П. Фізичні властивості нового деревинно-композиційного матеріалу	78
Рощина С.И., Лукин М.В., Сергеева А.Н., Кардаш Е.В. О возможности применения пенополиуретановых клеев при производстве клееных деревянных конструкций	83

Рощина С.И., Сергеев М.С., Лукина А.В., Попова М.В. Исследование вопросов ресурсосбережения древесины при малоэтажном строительстве из теплоэффективного бруса	87
Сиянов А.И. Оценка динамической жесткости навеса над трибунами стадиона НСК «Олимпийский»	93
Стоянов В.В., Коршак О.М., Бойко А.В., Чучмай С.М. Деревянные двутавровые балки с торцевыми узлами для устройства полигональных сводов покрытия 12 ... 18 м	97
Стоянов В.О., Подгорный А.С., Жгалли Ш.Ж., Стоянов В.В. Массивная клеодошчатая балка с конструктивными особенностями	105
Стоянов В.В., Беленко Н.В., Арсирый А.Н., Подгорный А.С. Бойко А.В. Развязки скоростных магистралей с применением легких пешеходных переходов	114
Shopski M.V., Tanev V.T. Glued-in steel rods subjected to combined axial and lateral loading	120

УДК 624.011

ВИПРОБУВАННЯ КЛЕЕДОЩАТИХ ДЕРЕВ'ЯНИХ БАЛОК З ПОСИЛЕННЯМ ПОЛІМЕРНИМИ КОМПОЗИТНИМИ МАТЕРІАЛАМИ

*к.т.н. ас. Бояджі А.О.
асп. Жгаллі Ш.
магістр Прокоф'єв Д.А.
магістр Волошенюк В.В.
магістр Підгорний А.С.
магістр Резніков А. А.
магістр Мудрих В.А.*

Одеська державна академія будівництва та архітектури

Анотація

Перший тип (Б1) досліджуваних конструкцій є клеєдощата балка перерізом 100х60 мм і довжиною 3400 мм із сосни ІІ сорту. Для того, щоб величини вимірюваних прогинів були досить великі (для легшого вимірювання) балка завантажувалася в площині з найменшим моментом опору перерізу (в площині YOZ). Тому на другому етапі випробувань на поверхню балки був нанесений шар клею на мочевино-формальдегідній основі товщиною 5 мм і балка була залишена на 72 години для вбирання клею. В результаті цієї процедури відбувається заповнення аморфної целюлози сечовини-формальдегідних складом з подальшою його кристалізацією.

Другий тип (Б2). Не підсилена балка Б2 зклеєна з 8 брусків сосни ІІ сорту перерізом 40х50 мм. Перетин балки 320х50, довжина 3000 мм. Не підсилена балка була випробувана на поперечний вигин за допомогою пневматичного домкрата, виставленого в середині прольоту. Балка Б2 була посилена різними ПКМ, а саме скло і вуглеволокна. На верхній пояс було наклеєно скловолокно в три шари. Для робочого матеріалу розтягнутої зони було вибрано вуглеволокно (цей полімерний матеріал широко використовується в машино- і літакобудуванні у вигляді каркасного композиту - вуглепластика). Углеволокно було наклеєно за допомогою епоксидного сполучного в один шар.

Результати досліджень показали, що полімерні композитні матеріали можуть служити ефективним способом посилення конструкцій, які вже перебувають в експлуатації, а також широко використовуватися при проектуванні нових об'єктів.

Ключові слова: Клеєдощаті балки, полімерні композити, сечовини-формальдегідні суміші, тензометрія, поперечний вигин.

ИСПЫТАНИЯ КЛЕЕДОЩАТЫХ ДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК С УСИЛЕНИЕМ ПОЛИМЕРНЫМИ КОМПОЗИТНЫМИ МАТЕРИАЛАМИ

*к.т.н. асс. Бояджи А. А.
асп. Жгалли Ш.
магистр Прокофьев Д. А.
магистр Волошенюк В. В.
магистр Подгорный А.С.
магистр Резников А. А.
магистр Мудрых В. А.*

Одесская государственная академия строительства и архитектуры

Аннотация

Первый тип (Б1) исследуемых конструкций представляет собой клеєдощатую балку сечением 100х60 мм и длиной 3400 мм из сосны ІІ сорта. Для того, чтобы величины измеряемых прогибов были достаточно велики (легко подающимися измерению) балка

загружалась в плоскости с наименьшим моментом сопротивления сечения (в плоскости YOZ).

Поэтому на втором этапе испытаний на поверхность балки был нанесен слой клея на мочевино-формальдегидной основе толщиной 5 мм и балка была оставлена на 72 часа для впитывания клея. В результате этой процедуры происходит заполнение аморфной целлюлозы мочевино-формальдегидным составом с последующей его кристаллизацией.

Второй тип (Б2). Неусиленная балка Б2 поклеена из 8 брусков сосны II сорта сечением 40х50 мм. Сечение балки 320х50, длину 3000 мм. Неусиленная балка была испытана на поперечный изгиб с помощью пневматического домкрата, выставленного в середине пролета.

Балка Б2 была усилена различными ПКМ, а именно стекло- и углеволокном. На верхний пояс было наклеено стекловолокно в три слоя.

Для рабочего материала растянутой зоны было выбрано углеволокно (этот полимерный материал широко используется в машино- и самолетостроении в виде каркасного композита – углепластика). Углеволокно было наклеено с помощью эпоксидного связующего в один слой.

Напряженно-деформированное состояние неусиленной и усиленной балок типа Б2 исследовалось при помощи 17-ти тензорезисторов, наклеенных на критических участках балки. При испытаниях использовались тензорезисторы с базой 40мм. Нагрузка была приложена в середине пролета балки в виде сосредоточенной силы с помощью пневматического домкрата.

Результаты исследований показали, что полимерные композитные материалы могут служить эффективным способом усиления конструкций, уже находящихся в эксплуатации, а также широко использоваться при проектировании новых объектов.

Ключевые слова

Клеедощатые балки, полимерные композиты, мочевино-формальдегидные смеси, тензометрия, поперечный изгиб.

TESTING GLUED WOODEN BEAMS WITH POLYMERIC COMPOSITE MATERIALS STRENGTHENING

Ph.D., asst. **Boyadzhi A.A.**
graduate student **Zhgalli Sh.**
master **Prokofiev D.A.**
master **Voloshenyuk V.V.**
master **Podgorny A.S.**
master **Reznikov A.A.**
master **Mudrykh V.A.**

Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture

Abstract

The first type (B1) of the investigated structures is a glued beam with a section 100x60 mm and a length 3400 mm from pine of II grade. To ensure that the values of the measured deflections were sufficiently large (easily measured), the beam was loaded in the plane with the smallest section resistance (in the YOZ plane).

Therefore, during the second stage of testing, a layer of glue with a urea-formaldehyde base 5 mm thick was applied to the surface of the beam and the beam was left for 72 hours to absorb the adhesive. As a result of this procedure, amorphous cellulose is filled with urea-formaldehyde composition followed by its crystallization.

The second type (B2). The unreinforced beam B2 is glued from 8 boards of a pine of II sort with section 40x50 mm. Section of the beam is 320x50, length is 3000 mm. The unbraced beam was tested for transverse bending by a pneumatic jack, exposed in the middle of the span.

The beam B2 was reinforced with various PCMs (fiberglass and carbon fiber). On the upper belt was glued fiberglass in three layers.

Carbon fiber was chosen for the working material of the stretched zone (this polymer material is widely used in machine and aircraft construction in the form of a carcass composite - CFRP). Carbon fiber was glued with an epoxy binder in a single layer.

The stressed-deformed state of the unforced and reinforced B2-type beams was investigated with the help of 17 strain gauges glued on the critical sections of the beam. During the tests, tensoresistors with a base of 40 mm were used. The load was applied in the middle of the span of the beam in the form of concentrated force with the help of a pneumatic jack.

The results of the research showed that polymeric composite materials can serve as an effective method of strengthening structures that are already in use, and also widely used in the design of new facilities.

Keywords

Glued beams, polymer composites, urea-formaldehyde mixtures, tensometry, transverse bending.

Объекты исследования - клеодощатые деревянные балки с усилением полимерными композитными материалами.

Первый тип (Б1) представляет собой клеодощатую балку сечением 100x60 мм и длиной 3400 мм из сосны II сорта (рис. 1). Для того, чтобы величины измеряемых прогибов были достаточно велики (легко подающимися измерению) балка загружалась в плоскости с наименьшим моментом сопротивления сечения (в плоскости YOZ). Испытания на поперечный изгиб проводились по схеме (рис.2).

Известно, что древесина как природный полимер состоит из целлюлозы в виде системы трубчатых волокон. Целлюлозные цепочки в стенках трубчатых волокон частично (около 40%) группируются в виде кристаллических областей - мицелл, где цепи ориентированы параллельно и прочно удерживаются межмолекулярными силами. Остальная часть (около 60%) так называемой аморфной целлюлозы состоит из неориентированных областей, где нет полной взаимонасыщаемости цепей и где довольно легко может происходить взаимодействие целлюлозы с органическими составами.

Поэтому на втором этапе испытаний на поверхность балки был нанесен слой клея на мочевино-формальдегидной основе толщиной 5 мм и балка была оставлена на 72 часа для впитывания клея. В результате этой процедуры происходит заполнение аморфной целлюлозы мочевино-формальдегидным составом с последующей его кристаллизацией.

Балка была выставлена на опоры. Опорная часть составила 120 мм с каждой из сторон, тем самым сократив расчетную длину до 3280 мм. В середине пролета был установлен прогибомер для измерения деформаций балки.

Результаты испытаний показали, что прогиб балки, усиленной ПКМ составил 9,95 мм, что на 12,3% меньше прогиба балки не усиленной ПКМ.

Второй тип (Б2). Неусиленная балка Б2 поклеена из 8 брусков сосны II сорта сечением 40x50 мм. Сечение балки 320x50, длину 3000 мм (рис. 3). Неусиленная балка была испытана на поперечный изгиб с помощью пневматического домкрата, выставленного в середине пролета по схеме (рис. 4).

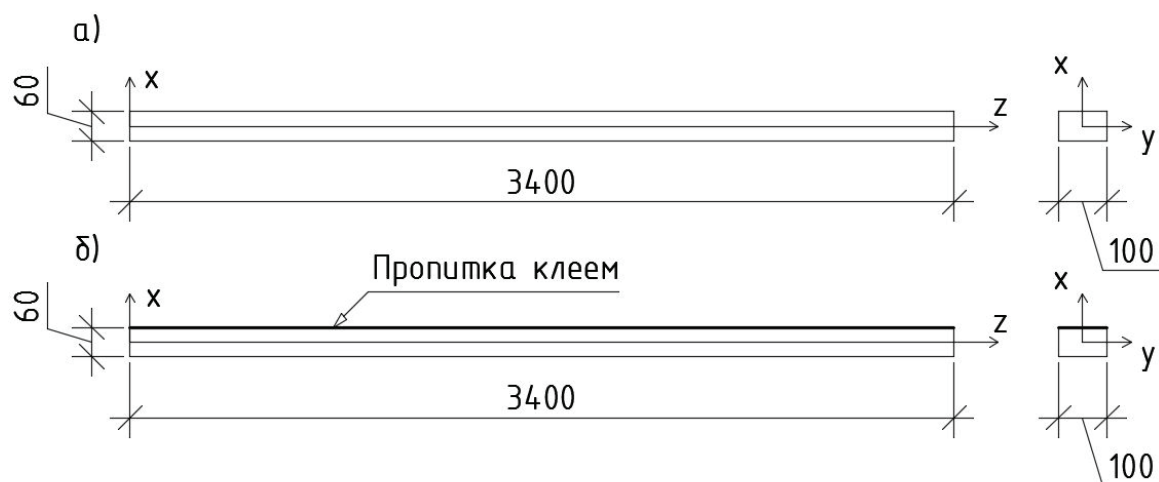


Рис. 1 Схема балки Б1, а) неусиленная балка, б) усиленная балка

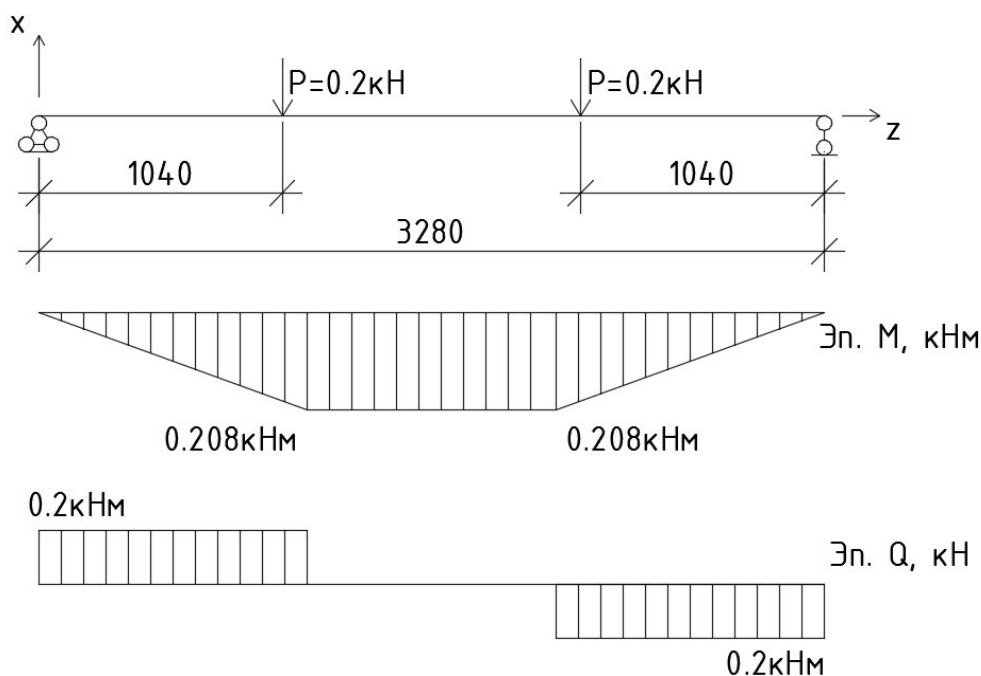


Рис. 2 Расчетная схема, эпюры момента и поперечной силы Б1.

Балка Б2 (рис. 3) была усилена различными ПКМ, а именно стекло- и углеволокном. На верхний пояс было наклеено стекловолокно в три слоя. Расчетная схема представлена на Рис. 5.

Для рабочего материала растянутой зоны было выбрано углеволокно (этот полимерный материал широко используется в машино- и самолетостроении в виде каркасного композита – углепластика). Углеволокно было наклеено с помощью эпоксидного связующего в один слой.

Между клееными элементами балки 1-2 и 7-8 была проложена оцинкованная армированная сетка с шагом ячеек 1 мм. Кроме того, на приопорных участках между элементами 2-3, 4-5 и 6-7 была проложена армирующая сетка длиной 500 мм с такими же характеристиками.

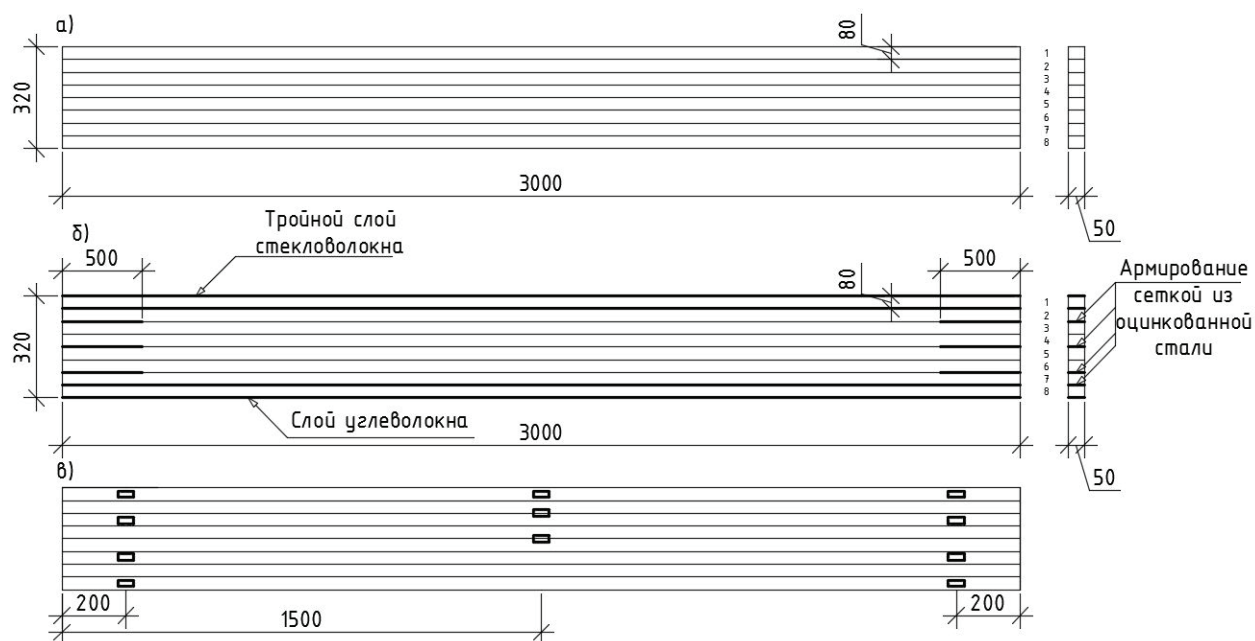


Рис. 3 Схема балки Б, а) неусиленная балка, б) усиленная балка, в) схема расположения датчиков

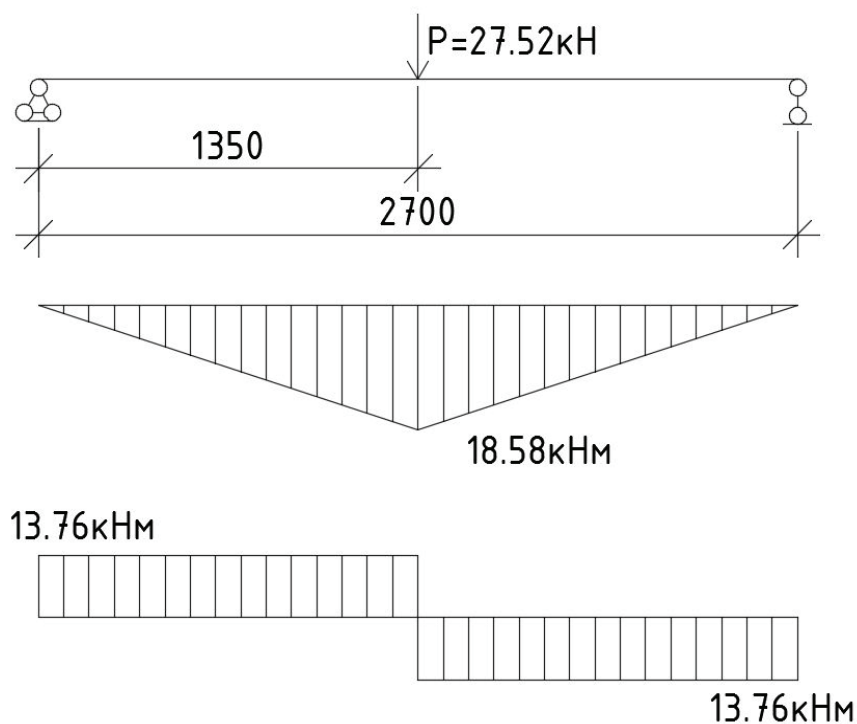


Рис. 4 Расчетная схема, эпюры момента и поперечной неусиленной балки Б2

Также как в неусиленной балке бруски были проклеены между собой с помощью клея ПВА с ускорителем твердения. Склеиваемые бруски стягивались между собой при помощи струбцин, которые обеспечивали достаточное усилие сжатия. Армирующая сетка была предварительно прикреплена к брускам строительными скобами.

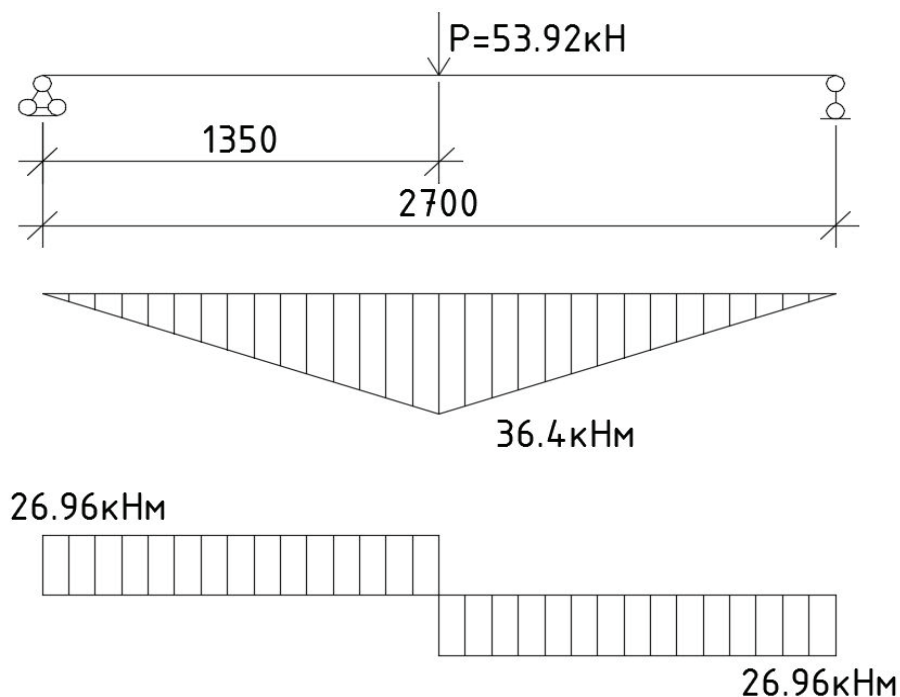


Рис. 5 Расчетная схема, эпюры момента и поперечной силы усиленной балки Б2

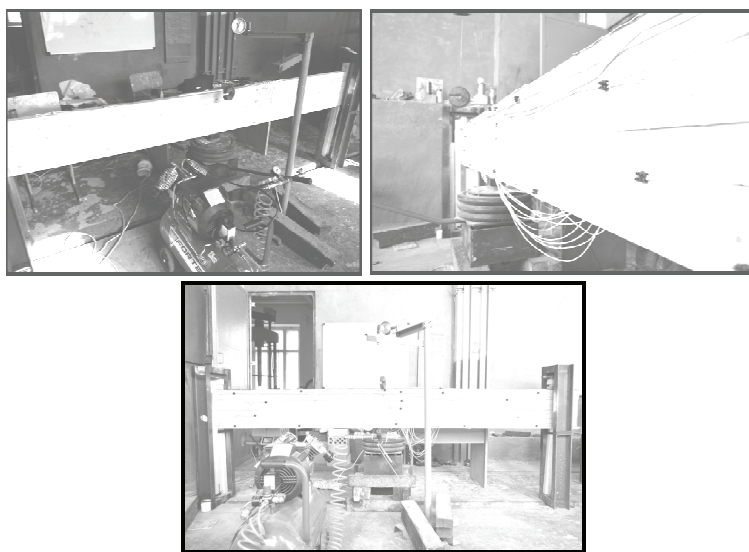


Рис. 6,7,8 Балки Б2 перед испытаниями

Напряженно-деформированное состояние неусиленной и усиленной балок типа Б2 исследовалось при помощи 17-ти тензорезисторов, наклеенных на критических участках балки. При испытаниях использовались тензорезисторы с базой 40мм. После тарирования, с помощью устройства «Мост» и программного обеспечения к нему были получены значения сопротивлений датчиков. Сопротивления были преобразованы в деформации. Нагрузка, как и при испытании неусиленной балки, была приложена в середине пролета балки в виде сосредоточенной силы с помощью пневматического домкрата.

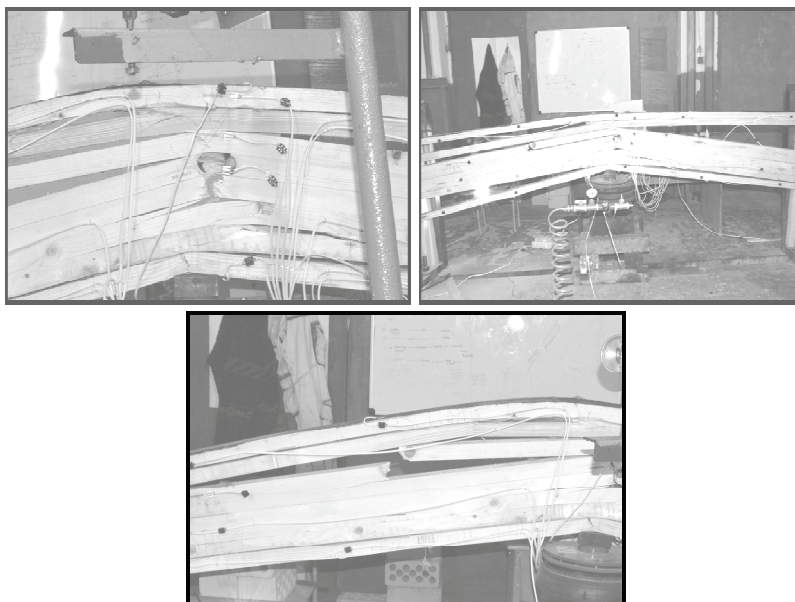


Рис. 9,10,11 Усиленная балка Б2 после разрушения

Полученные результаты представлены в виде графиков зависимости деформаций от прикладываемой нагрузки Рис 12:

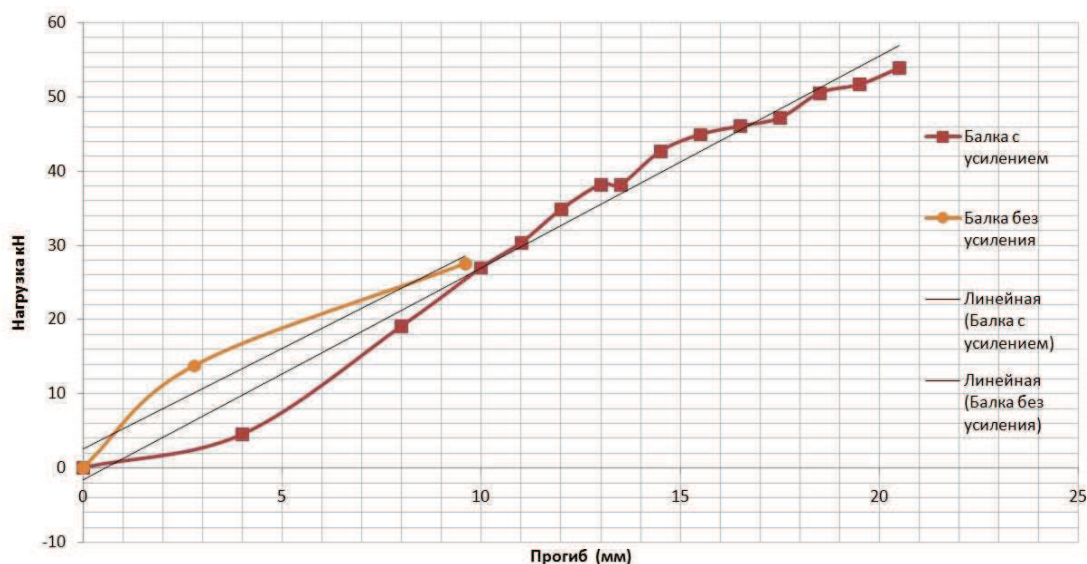


Рис. 12 Сравнительные графики зависимости деформаций от прикладываемой нагрузки усиленной и неусиленной балки

Выводы:

Полимерные композитные материалы могут служить эффективным способом усиления конструкций, уже находящихся в эксплуатации, а также широко использоваться при проектировании новых объектов.

Список литературы:

1. Стоянов В.В. Конструирование легких сборных гиперболических покрытий. // Одесса, 2000г. - Полиграфический центр ЧП «Укртехснаб», 2000.- 166с.
2. Стоянов В.В. Современные строительные конструкции из металла, дерева и пластмасс.// Курс лекций. ОГАСА. 2011 г. -116 с.
3. Flügge, W., Stresses in Shells, Springer Verlag, Berlin (1967).

УДК 624.011.14

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ КЛЕЕДОЩАТИХ БАЛОК. СТАТИСТИЧНІ АСПЕКТИ У ВСТАНОВЛЕННІ ЇХ МЕЖІ МІЦНОСТІ

к.т.н., ас. каф. МДіПК Бояджі А. О.,

магістр Мудрих В. А.

магістр Рябов В. А.,

Одеська державна академія будівництва та архітектури

Анотація

Проведено аналітичні, чисельні та експериментальні дослідження по визначенню напружено деформованого стану армованих і неармованих клеєдощатих балок, метою яких було визначити межу їх міцності на вигин. Межі міцності, певні експериментально з використанням апарату математичної статистики для клеєдощатих неармованих і армованих балок, склали відповідно:

$$\sigma_p^{на} = 2,57 \pm 0,36 \text{ кН / см}^2 \text{ та } \sigma_p^a = 3,21 \pm 0,87 \text{ кН / см}^2$$

Додатково досліджена робота клеєдощатих балок з дефектним клейовим з'єднанням. Інтерес представляло зміна картини розподілу напружень і деформацій в пошкодженій балці, зміна її несучої здатності, а також спосіб обліку таких можливих руйнувань при проектуванні конструкцій.

При проведенні серії дослідів з дослідження напружено-деформованого стану армованих клеєдощатих балок (АКБ), виявилось, що в одній з випробовуваних балок клейове з'єднання нижньої дошки з іншою частиною балки неякісно, внаслідок чого сталося руйнування балки при навантаженні, меншому передбачуваного навантаження руйнування. Цей же випадок граничного навантаження балки був розрахований чисельно. Несуча здатність балки в цьому випадку зменшується на 30%.

Також чисельно були досліджені випадки неспроможності інших клейових з'єднань різними навантаженнями. Форма епюр напружень залишається, в принципі, такою ж - на рівні недіючого клейового з'єднання спостерігається скачок напруги. Величина допустимої навантаження істотно знижується.

Проведені чисельні та експериментальні дослідження показали істотний вплив якості виконання клейових з'єднань на несучу здатність клеєдощатих конструкцій і необхідність врахування цієї обставини при проведенні проектних робіт. Одним з можливих варіантів такого обліку може бути імовірнісний підхід при призначенні розрахункових характеристик міцності клеєдощатих конструкцій.

Ключові слова

Клеєдощаті балки, межа міцності, тензометрія, поперечний вигин.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КЛЕЕДОЩАТЫХ БАЛОК. СТАТИСТИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ В УСТАНОВЛЕНИИ ИХ ПРЕДЕЛА ПРОЧНОСТИ

к.т.н., асс. каф. МДіПК Бояджи А. А.

магистр Мудрых В. А.

магистр Рябов В. А.

Одесская государственная академия строительства и архитектуры

Аннотация

Проведены аналитические, численные и экспериментальные исследования по определению напряженно деформированного состояния армированных и неармированных

клеодощатых балок, целью которых было определить предел их прочности на изгиб. Пределы прочности, определенные экспериментально с использованием аппарата математической статистики для клеодощатых неармированных и армированных балок, составили соответственно:

$$\sigma_p^{на} = 2,57 \pm 0,36 \text{ кН} / \text{см}^2 \text{ и } \sigma_p^a = 3,21 \pm 0,87 \text{ кН} / \text{см}^2$$

Дополнительно исследована работа клеодощатых балок с дефектным клеевым соединением. Интерес представляло изменение картины распределения напряжений и деформаций в поврежденной балке, изменение ее несущей способности, а также способ учета таких возможных разрушений при проектировании конструкций.

При проведении серии опытов по исследованию напряженно-деформированного состояния армированных клеодощатых балок (АКБ), оказалось, что в одной из испытываемых балок клеевое соединение нижней доски с остальной частью балки некачественно, вследствие чего произошло разрушение балки при нагрузке, меньшей предполагаемой нагрузки разрушения. Этот же случай предельного нагружения балки был рассчитан численно. Несущая способность балки в этом случае уменьшается на 30%.

Также численно были исследованы случаи несостоятельности других клеевых соединений различными нагрузками. Форма эпюр напряжений остается, в принципе, такой же – на уровне недействующего клеевого соединения наблюдается скачек напряжений. Величина допускаемой нагрузки существенно снижается.

Проведенные численные и экспериментальные исследования показали существенное влияние качества выполнения клеевых соединений на несущую способность клеодощатых конструкций и необходимость учета этого обстоятельства при проведении проектных работ. Одним из возможных вариантов такого учета может быть вероятностный подход при назначении расчетных прочностных характеристик клеодощатых конструкций.

Ключевые слова

Клеодощатые балки, предел прочности, тензометрия, поперечный изгиб.

EXPERIMENTAL INVESTIGATIONS OF GLUED BEAMS. STATISTICAL ASPECTS IN THE ESTABLISHMENT OF THEIR STRENGTH

Ph.D., asst. **Boyadzhi A.A.**

Master **Mudrykh V.A.**

Master **Ryabov V.A.**

Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture

Abstract

Analytical, numerical and experimental studies were carried out to determine the stress-strain state of reinforced and unreinforced glue-board beams, whose purpose was to determine the limit of their bending strength. Limits of strength, determined experimentally with the use of the apparatus of mathematical statistics for edged non-reinforced and reinforced beams, were, respectively:

$$\sigma_e^{на} = 2,57 \pm 0,36 \text{ кН} / \text{см}^2 \text{ and } \sigma_e^a = 3,21 \pm 0,87 \text{ кН} / \text{см}^2 .$$

The work of glued-board beams with defective glued joints was additionally investigated. The interest was represented by a change in the pattern of distribution of stresses and deformations in the damaged beam, a change of its load-bearing capacity, and a way of taking into account this possible destructions in the designing of structures.

During the carrying of a series of experiments to study the stressed-deformed state of reinforced glued beams (RGB), it turned out that in one of the tested beams the adhesive joint of the lower board and of the rest of the beam was bad-quality, and as a result the beam collapsed under a load less than the estimated destruction load. The same case also was calculated numerically. The bearing capacity of the beam in this case is reduced by 30%.

Numerous cases of insolvency of other glue joints with different loads were also investigated numerically. The shape of stress diagrams remains, in principle, the same - a jump in stress is observed at the level of the inactive adhesive bond. The amount of load allowed is significantly reduced.

Numerical and experimental studies have shown a significant effect of the quality of glue joints on the load-bearing capacity of glued beams and the need to take this into account when carrying out design work. One of the possible options for such an accounting may be a probabilistic approach in assigning the design strength characteristics of the glued structures.

Keywords

Glued beams, tensile strength, tensometry, transverse bending.

Геометрические и физико-механические характеристики строительных конструкций и сооружений, а также действующие нагрузки непостоянны. Поэтому, когда по данным испытаний прогнозируются эксплуатационные свойства конструкций, средством для решения таких задач служит аппарат теории вероятностей и математической статистики. Экспериментально-статистические методы занимают важное место при испытаниях строительных конструкций. Они позволяют построить математическую модель исследуемой конструкции, оптимизировать и стандартизировать ее на основе четких и достоверных статистических оценок с применением ЭВМ, что способствует ускорению научных исследований и повышению качества выпускаемых конструкций.

В рамках научной дипломной работы «Повышение несущей способности деревянных изгибаемых элементов» были проведены серии испытаний армированных и неармированных балок, целью которых было определить предел их прочности на изгиб. Предварительно убедившись, подчиняются ли распределения, найденные экспериментально (см. табл.1) нормальному закону – можем воспользоваться соответствующим аппаратом математической статистики для обработки полученных результатов.

Если число опытов ограничено ($n < 25$), для выявления закона распределения вычисляют коэффициенты асимметрии S_μ и эксцесса E_x , которые характеризуют скошенность и крутость экспериментальной кривой по сравнению с теоретической кривой нормального закона распределения (см. табл.2).

Данные для статистических вычислений Таблица 1

№ п.п.	Неармированные балки					Армированные балки				
	σ_p , кН/см ²	$(x_i - \bar{x})$	$(x_i - \bar{x})^2$	$(x_i - \bar{x})^3$	$(x_i - \bar{x})^4$	σ_p , кН/см ²	$(x_i - \bar{x})$	$(x_i - \bar{x})^2$	$(x_i - \bar{x})^3$	$(x_i - \bar{x})^4$
1	2,76	0,191	0,037	0,007	0,001	3,31	0,098	0,010	0,001	0,000
2	2,28	-0,287	0,082	-0,024	0,007	3,07	-0,146	0,021	-0,003	0,001
3	2,39	-0,181	0,033	-0,006	0,001	3,16	-0,049	0,002	0,000	0,000
4	2,44	-0,127	0,016	-0,002	0,001	3,94	0,73	0,533	0,389	0,284
5	2,97	0,404	0,163	0,066	0,027	2,58	-0,633	0,400	-0,253	0,160
Σ	$\bar{x}=2,57$	2,570	0,330	0,041	0,036	$\bar{x}=3,21$	3,212	0,966	0,134	0,445

Воспользовавшись распределением Стьюдента t_α определим погрешность измерений и доверительный интервал для экспериментально полученных распределений при коэффициенте вариации $v(x)$ (табл.2).

Таблица 2

Балки	$\overline{\sigma_p}$, кН/см ²	$v(x)$, %	S_μ	E_x	Δx , кН/см ²	Довер-й интервал, кН/см ²
Неарм-е	2,57	11,18	0,347	- 1,95	0,357	2,9-2,2
Армир-е	3,21	15,3	0,22	- 1,47	0,87	4,1-2,4

При проведении серии опытов по исследованию напряженно-деформированного состояния армированных клеодощатых балок (АКБ), оказалось, что в одной из испытываемых балок одно из клеевых соединений некачественно, вследствие чего произошло разрушение балки при нагрузке, меньшей предполагаемой нагрузки разрушения (рис. 1). В связи с этим было решено дополнительно исследовать случаи, когда одно или несколько клеевых соединений в АКБ выполнены некачественно.

Интерес представляло изменение картины распределения напряжений и деформаций в поврежденной балке, изменение ее несущей способности, а также способ учета таких возможных разрушений при проектировании конструкций.

Этот же случай предельного нагружения балки, в которой клеевое соединение нижней доски (ламели) с остальной частью балки не работает, был рассчитан в ПК ANSYS R14.5 (рис. 2). При этом полная расчетная нагрузка (сумма двух сосредоточенных сил, приложенных к балке) для этого случая оказалась равной 1,6 кН. Расчетная нагрузка для балки, все клеевые соединения которой состоятельны, составляет 2,3 кН, т.е. несущая способность балки в этом случае уменьшается на 30%.

Отметим, что в эпюре напряжений, полученной при расчете в ПК ANSYS R14.5 для балки, в которой нижняя ламель работает отдельно, имеет место скачек напряжений при переходе через дефектное клеевое соединение, а напряжения в самой ламели распределяются как в отдельно работающей балке. Такого скачка в эпюре напряжений не наблюдается при экспериментальном исследовании балки с дефектным клеевым соединением, но с самого

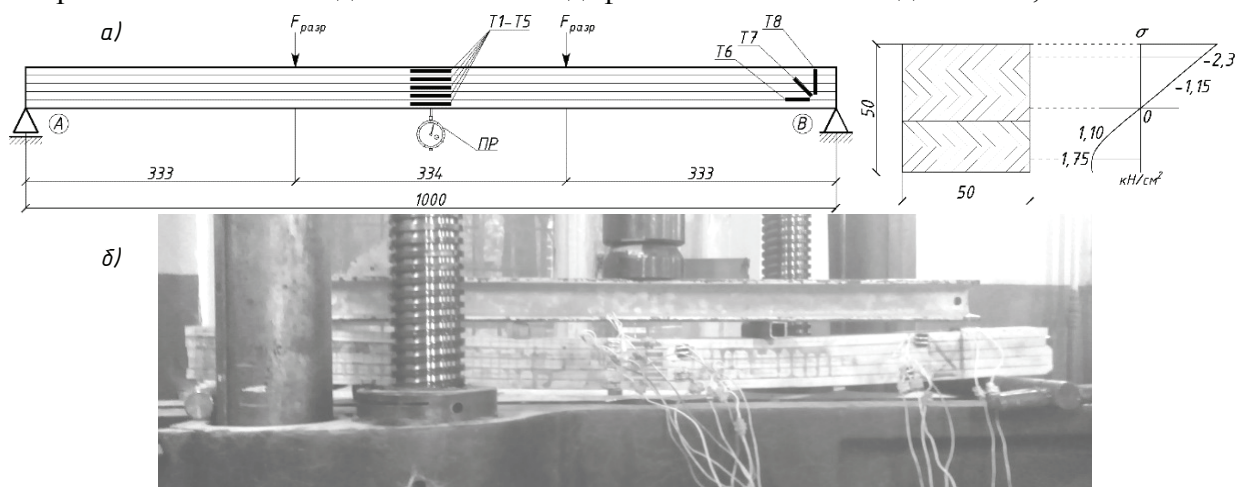


Рис. 1 а) схема нагружения балки до разрушения, б) эпюра нормальных напряжений, полученная при помощи тензометрических измерений, в) опытные исследования клеодощатой балки

начала нагружения становится заметным нарушение симметрии эпюры напряжений в нижней доске. Различие в картине распределения напряжений при численном расчете и эксперименте можно объяснить тем, что нарушение клеевого соединения в опытном случае, очевидно, происходило постепенно, по мере увеличения нагрузки, а в случае численного расчета с самого начала предполагалось несостоятельность клеевого соединения.

Также численно были исследованы случаи несостоятельности других клеевых соединений: верхнего, второго сверху и второго снизу при различных вариантах нагружения балки: двумя сосредоточенными силами, приложенными в третях пролета, а также равномерно распределенной нагрузкой по всему пролету. Форма эпюр напряжений остается, в принципе, такой же – на уровне недействующего клеевого соединения наблюдается скачек напряжений. Величина допускаемой нагрузки существенно снижается.

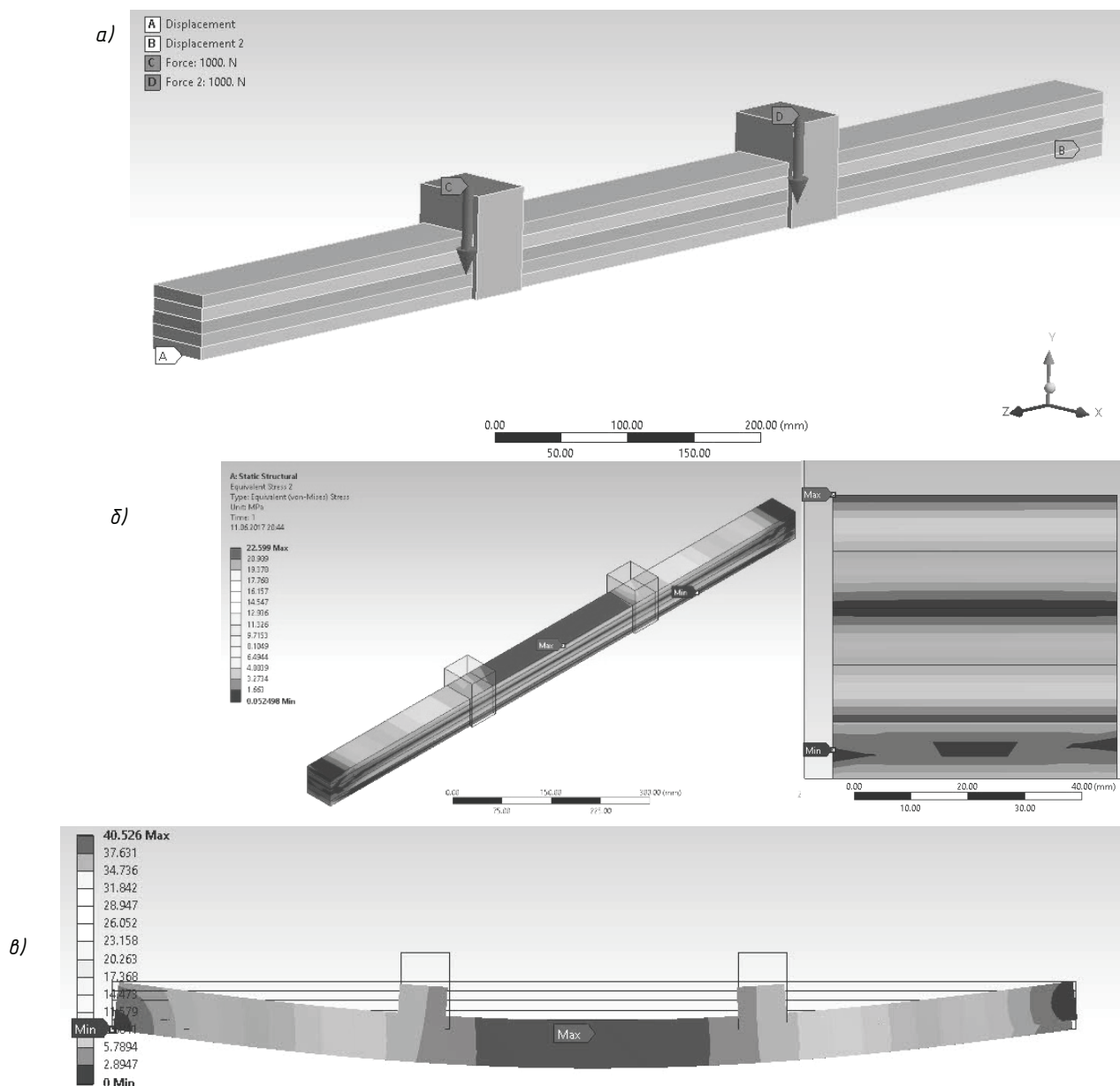


Рис. 2 Результаты расчета балки в ПК ANSYS R14.5
а) расчетная схема; б) изополя напряжений; в) деформации

Выводы

Пределы прочности, определенные экспериментально с использованием аппарата математической статистики для клеодощатых неармированных и армированных балок, составили соответственно:

$$\sigma_p^{на} = 2,57 \pm 0,36 \text{ кН} / \text{см}^2 \text{ и } \sigma_p^a = 3,21 \pm 0,87 \text{ кН} / \text{см}^2$$

Проведенные численные и экспериментальные исследования показали существенное влияние качества выполнения клеевых соединений на несущую способность клеодощатых конструкций и необходимость учета этого обстоятельства при проведении проектных работ. Одним из возможных вариантов такого учета может быть вероятностный подход при назначении расчетных прочностных характеристик клеодощатых конструкций.

Литература

1. Бояджі А. О. Легкие надземные пешеходные переходы / А. О. Бояджі. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2012. – №46. – С. 26–32.
2. Стоянов В. В. Экспериментальное исследование прочности и деформативности комбинированной металлодеревянной арочной конструкции / В. В. Стоянов, А. А. Бояджи. // Лесной журнал (Архангельск, Российская федерация). – 2015. – №3 (345). – С. 93–104.
3. Стоянов В. В. Некоторые аспекты оптимального проектирования комбинированной арочной конструкции при наличии дополнительных конструктивных условий / В. В. Стоянов, А. А. Бояджі. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – 2014. – №29. – С. 362–368.
4. Стоянов В.В. Конструкции из дерева и пластмасс. Курс лекций. / Владимир Стоянов. – О.: ВРС, 2005.
5. Щуко В.Ю., Рощина С.И. Экономическая эффективность применения армированных деревянных конструкций / В.Ю. Щуко, С.И. Рощина // В сб. Региональные и отраслевые проблемы. – Владимир, ВТУ, 2002.
6. Ковальчук Л.М. Производство деревянных клееных конструкций / Л.М. Ковальчук. – М., РИФ Стройматериалы, 2005.

УДК 674.07

ЗАХИСТ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ МАТЕРІАЛАМИ НА ОСНОВІ ПРИРОДНИХ ОЛІЙ

Буйських Н.В., к.т.н., ст.викладач

Національний університет біоресурсів і природокористування України

nataby@meta.ua

Анотація. В наведеній статті показана актуальність використання натуральних лакофарбових матеріалів на основі природних олій.

Проаналізований вплив кількості нанесень та температури олії на глибину проникнення у деревину. Вологість зразків була нижче межі насичення клітинних стінок. Встановлено, що кількість нанесень та підвищення температури матеріалу, що наноситься впливає на глибину проникнення, значно її збільшуючи. У деревину сосни олія проникає глибше, ніж у деревину дуба. Захисні склади надають деревині високу водостійкості, незалежно від кількості покриттів. Дослідження твердості проводилося за Shore. Було встановлено, що застосування олій надає покриттю певну твердість. Збільшення кількості нанесень незначною мірою впливає на твердість покриття.

Ключові слова: деревина, глибина просочування, захисний склад, олія, водостійкість, твердість.

ЗАЩИТА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ МАТЕРИАЛАМИ НА ОСНОВЕ НАТУРАЛЬНЫХ МАСЕЛ

Буйских Н.В., к.т.н., ст.преподаватель

Национальный университет биоресурсов и природопользования Украины

Аннотация. В приведенной статье показана возможность использования натуральных лакокрасочных материалов на основе натуральных масел.

Проанализировано влияние количества нанесений та температуры масла на глубину проникновения в древесину. Влажность образцов была ниже предела насыщения клеточных стенок. Определено, что количество нанесений и повышение температуры материала, который наносится, влияет на глубину проникновения, значительно ее увеличивая. В древесину сосны масло проникает значительно глубже, чем в древесину дуба. Защитные составы придают древесине высокую водостойкость, независимо от количества покрытий. Исследование твердости проводилось по Shore. Было установлено, что применение масел придает покрытию некоторую твердость. Увеличение числа нанесений незначительно влияет на твердость покрытия. Большее влияние на значение твердости оказывает порода древесины.

Ключевые слова: древесина, глубина пропитки, защитный состав, масло, водостойкость, твердость.

DEFENCE OF BUILDING CONSTRUCTIONS BY MATERIALS ON BASIS OF NATURAL OILS

Buiskykh N.V., Ph. D.

National University of Life and Environmental Sciences of Ukraine

Abstract

In the above article shows the relevance of using natural and varnishes based on natural oils.

Influence of amount of causing is analyzed that temperatures of oil on the depth of penetration in wood. For research two parties of standards were provided – one of wood of pine-tree, second – from wood of oak. For stabilizing wood was self-possessed during 3th months in the street under a cover. Humidity of standards was below to the limit of saturation of cell walls. In quality coverage the applied product is on the basis of flax oil of the known trade mark. All was provided for six standards. Oil was inflicted in one and two layers. Was oil inflicted room temperature, warmed-up to 40° and 60° C. Standards were added the atmospheric drying during 12 hours. For determination of water resistance a standard was preliminary weighed on electronic scales, and then placed on the meniscus of the distilled water. Maintained 24 hours, and then weighed again. Undertaken studies showed that the depth of penetration depended on a breed, amount of causing and temperature of oil. With the increase of temperature the depth of penetration, for example for wood of oak, grows to 80 %. In wood of pine-tree oil penetrates considerably deeper, than in wood of oak. Protective compositions give wood high water resistance, regardless of amount of coverage. Research of hardness was conducted after Shore. Determination of hardness, conducted on every standard, in the early and late zones of annual ring, not less than 30 times, with distance a not less than 15 mm between measuring, for porous materials. It was set on results research, that the amount of causing and temperature influence on the depth of impregnation of oil in wood. The increase of temperature of oil to 60 °C increases permeability almost twice. In wood of pine-tree oil penetrates to 25 % deeper than in wood of oak. Water resistance of coverage is high enough after the non-permanent causing, and coverage becomes quite impenetrable for moisture after the double causing, both for wood of oak and for wood of pine-tree. Hardness of coverage after causing of oils increases on 2 %, that is unimportant. It was set that application of oils gives coverage some hardness. The increase of number of causing insignificantly influences on hardness of coverage. Greater influence on the value of hardness is rendered by the breed of wood.

Key words: wood, penetration depth, the protective composition, oil, water resistance, hardness.

Вступ. Деревина органічний матеріал, який потребує захисту від дії оточуючого середовища. Пори деревини дихають та можуть сорбувати вологу, що призводить до ушкодження деревини. Під дією УФ-випромінювання деревина змінює колір. Для запобігання ушкодженню на деревину необхідно наносити захисні засоби. Одним з екологічно безпечних матеріалів для захисту деревини від впливу оточуючого середовища є олія. Окрім екологічності у олії є ряд переваг перед іншими захисно-декоративними покриттями. Олію легше наносити на деревину, вона проникає у пори, створюючи захисну плівку, при затвердінні не виділяє леткі речовини, дає деревині можливість «дихати». Олії мають широкий спектр застосування – від опорядження меблів та підлог у приміщеннях до захисту дерев'яних будівель і конструкцій, які експлуатуються у жорстких атмосферних умовах.

На ринку України представлений широкий спектр продукції для захисту деревини та дерев'яних конструкцій, який дає можливість ефективно захищати деревину від дії оточуючого середовища.

Актуальність. До захисних засобів ставляться певні вимоги – довгий термін дії, дешевизна, екологічність. Питанням екологічності захисних засобів присвячено багато робіт [1, 2], з яких особливу увагу було приділено обробці деревини у середовищі органічних олій [3, 4]. Важливим фактором для збільшення терміну захисної дії є глибина проникнення засобу у деревину. Саме цьому питанню були присвячені роботи [5, 6], в яких у ході проведених досліджень було встановлено, що на глибину проникнення в деревину впливає її базисна щільність та температура оброблення. Дослідження впливу структури та породи

деревини на просочення показали, що одним із основних факторів, який впливає на просочення деревини захисними складами є розмір пор, торуси у хвойних порід та перекриття судин тіллами у листяних [7]. Швидкість та глибина просочування також залежить від застосування технології просочування. Найбільш перспективною технологією, яка дозволяє просочувати не тільки заболонь, а і частково ядро є метод заснований на застосуванні змінного тиску просочуваної рідини [8, 9].

Мета дослідження – дослідити вплив породи деревини та технології нанесення на фізико-механічні показники покриття.

Матеріал і методика дослідження. Дослідження було проведено на замовлення фірми, яка використовувала олію відомого виробника для захисту будівельної конструкції і через рік покриття втратило свої декоративні і захисні властивості (рис.1).

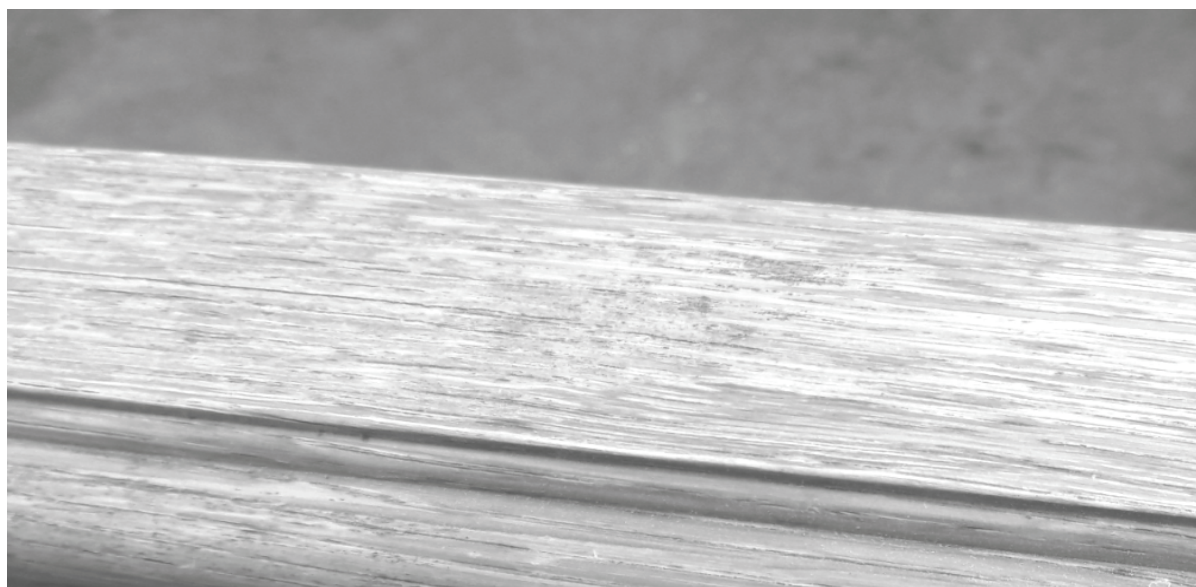


Рисунок 1. Пошкоджене покриття будівельної конструкції

Відомо, що термін дії захисних властивостей залежить від проникнення захисного складу у деревину. Тому було поставлене завдання визначити глибину проникнення олії за різних способів нанесення.

Для дослідження було заготовлено дві партії зразків – одна з деревини сосни, друга – з деревини дуба. Для стабілізації деревина була витримана протягом 3-х місяців на вулиці під навісом. Потім деревина була висушена до вологості 8-9 %.

В якості покриття застосований продукт на основі лляної олії відомої торгівельної марки. Всього було заготовлено по шість зразків. Олію наносили в один та два шари. Олію наносили кімнатної температури, підігрітою до 40 та 60 °С. Зразки піддавалися атмосферному сушінню протягом 12 годин.

Одними з важливих показників якості захисної плівки для конструкцій, які експлуатуються в атмосферних умовах, є водостійкість та твердість. Водостійкість визначалася за методикою [10]. Зразок деревини, з нанесеним захисним складом попередньо зважують, вкладають на меніск дистильованої води, який утворений в ємності. Потім зразок витримують протягом 24 години, знімають, візуально оглядають і зважують. Зважування проводилося на електронних вагах AXIS 500.

Твердість лакофарбового покриття вимірювали твердоміром Novotest ТШ-Ц, який призначений для визначення твердості за Shore широкого ряду матеріалів [11]. Прилад

відповідає DIN 53505, ASTM D2240 [12], ISO R868, JIS R 7215 [13]. Для вимірювання, випробуваний зразок клали на тверду рівну, нерухому поверхню. Для точного вимірювання, встановлювали прилад на досліджуваний зразок на відстані не менше 12 мм від краю зразка і обережно натискали до упору. Визначення твердості проводилося на кожному зразку у ранній та пізній зонах річного кільця не менше 30 разів, з відстанню не менше 15 мм між вимірами для пористих матеріалів.

Результати дослідження. Дуже важливим для правильної оцінки глибини проникнення захисного засобу у деревину є метод, за яким буде проводитися оцінювання. І.Г.Федосенко [14] порівняв методи визначення глибини проникнення захисних засобів у деревину за допомогою керна, поперечного зрізу та розколювання, та рекомендував метод розколювання, як такий, що може дати найбільш точні результати. Для розколювання були застосовані долото та молоток. Результати наведені в табл. 1.

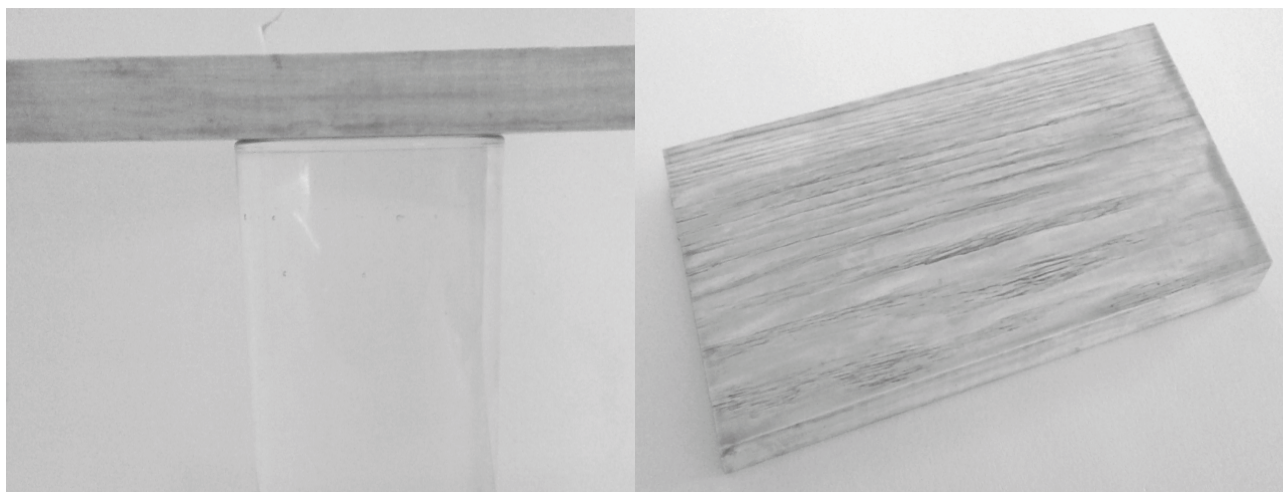
Таблиця 1

Глибина проникнення захисного засобу

Кількість нанесень	Сумарна товщина, мм	Глибина проникнення, мм	Товщина зовнішнього шару, мм
Сосна			
20 °C			
1	0,9	0,8	0,1
2	1,0	0,9	0,1
40°C			
1	0,9	0,8	0,1
2	1,2	1,0	0,2
60 °C			
1	1,1	0,9	0,2
2	1,3	1,1	0,2
Дуб			
20 °C			
1	0,6	0,5	0,1
2	0,6	0,5	0,1
40°C			
1	0,7	0,6	0,1
2	0,8	0,7	0,1
60 °C			
1	0,9	0,8	0,1
2	1,1	0,9	0,2

З таблиці видно, що глибина проникнення залежить від породи, кількості нанесень та температури олії. Із збільшенням температури глибина проникнення, наприклад для деревини дуба, зростає до 80 %.

Процес дослідження на водостійкість наведено на рис.2.



а

б

Рисунок 2. Випробування на водостійкість: а – зразок під час випробування, б – зразок після випробування

Результати зважування зразків під час випробування на водостійкість наведено в табл. 2.

Таблиця 2

Результати випробування зразків на водостійкість

Кількість нанесень	Вага зразка до випробування, г	Вага зразка після випробування, г	Відхилення, %
Сосна			
20 °С			
1	158, 89	159,01	0,08
2	163,36	163, 40	0,03
40°С			
1	149,39	149,80	0,28
2	157,16	157,20	0,03
60 °С			
1	160,31	160,32	0,00
2	165,12	165,12	0,00
Дуб			
20 °С			
1	180,59	180, 61	0,01
2	187,72	187,72	0,00
40°С			
1	169,93	169,94	0,01
2	175,34	175,34	0,00
60 °С			
1	178, 41	178,43	0,01
2	175,86	175,86	0,00

Як видно з результатів зважування відхилення від початкової ваги майже не спостерігалися. Результати візуального обстеження зразків, також не виявило ушкодження захисної плівки.

Твердість покриттів визначалася на контрольних зразках та на зразках з одно- та дворазовим нанесенням. Результати були оброблені методами математичної статистики і відмічено великий коефіцієнт варіації $V = 26 - 31 \%$, що можна пояснити наявністю ранньої та пізньої деревини, яка має різну щільність.

На рисунку 3 наведений порівняльний аналіз твердості випробуваних зразків.

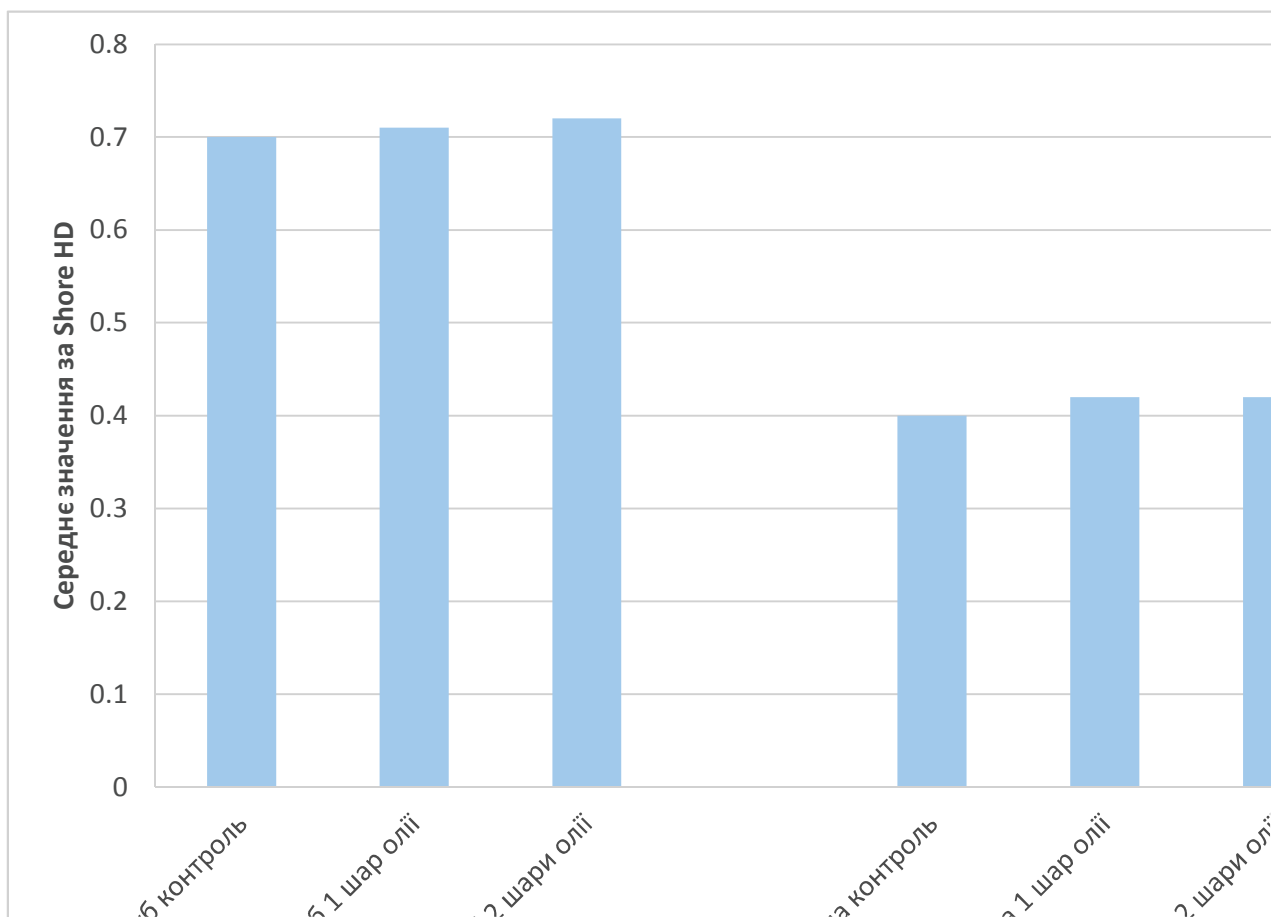


Рисунок 3. Середнє значення твердості за Shore HD

Аналіз отриманих даних дозволив встановити, що нанесення олій незначною мірою впливає на підвищення твердості покриттів.

Висновки. За результатами дослідження було встановлено, що кількість нанесень та температура впливають на глибину просочення олії у деревину. Підвищення температури олії до 60°C збільшує проникність майже вдвічі. В деревину сосни олія проникає до 25 % глибше, ніж у деревину дуба. Водостійкість покриття досить висока після одноразового нанесення, і покриття стає зовсім непроникним для вологи після дворазового нанесення, як для деревини дуба, так і для деревини сосни. Твердість покриття після нанесення олій збільшується на 2 %, що є несуттєвим.

Література

1. Вайссенфельд П. Защита деревянных конструкций без «яда»: Пер. с нем. / П. Вайссенфельд, Х. Кениг. – СПб. : БХВ-Петербург, 2010. – 352 с.
2. Галиахметов Р. Н., Яфарова Г. Г., Кузнецова Г. М. Средства для защиты древесины низкой токсичности / Р. Н. Галиахметов, Г. Г. Яфарова, Г. М. Кузнецова // Безопасность в техносфере. – 2010. – №3. – С.32-36.

- 3.Koski, Anna. Applicability of crude tall oil for wood protection // University of Oulu, Finland Acta Univ. Oul. C 293, 2008.
4. Sailer, V., Rapp, O.A. and Leithoff, H. (2000). Improved resistance of Scots pine and spruce by application of an oil-heat treatment. The International Research Group on Wood Preservation. Document No. IRG/WP 00-40162, 16p.
- 5.Белякова Е.А., Бодылевская Т.А. Исследование процесса термомодифицирования древесины в жидкостях // Е. А. Белякова, Т. А. Бодылевская // Деревообрабатывающая промышленность. – 2012. – № 2. – С.29-33.
- 6.Буйських Н.В., Алименко А.І. Визначення товщини та глибини проникнення опоряжувального матеріалу у деревну підкладку / Н. В. Буйських, А. І. Алименко // Науковий вісник НУБіП. – 2013. – Вип.187. Ч.2. – С.185-188.
- 7.Овсянников С.И., Федоренко А.В. Влияние параметров микроструктуры древесины на пропитку защитными рас творами / С.И.Овсянников, А.В. Федоренко // Вісник ХНТУСГ. – 2016. – Вип. 169. – С 50-57.
- 8.Овсянников С.И., Ковшик Д.В., Грошиков В.В. Обоснование метода импульсной импрегнации древесины / С.И.Овсянников, Д.В.Ковшик, В.В.Грошиков // Вісник ХНТУСГ. – 2014. – Вип. 155. – С. 137-141.
- 9.Ермолин В.Н., Деревянных Д.Н. Повышение проницаемости древесины гидкостями при переменном давлении / В.Н.Ермолин, Д.Н.Деревянных // Лесной журнал. – 1999. – № 4. – С.78-81.
- 10.Газеев М.В., Калюжный А.В., Ветошкин Ю.И., Жданов Н.Ф. Способ оценки водостойкости защитно-декоративного покрытия. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.findpatent.ru/patent/255/2557367.html>
11. Твердомір Novotest ТШ-Ц [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://novotest.ua/tverdomery/tverdomer-reziny-po-shoru-tsh-ts-tsifrovoy>.
12. DIN 53505, ASTM D2240 [Електронний ресурс]. – Режим доступу: www.techstreet.com/ASTM+D2240
- 13.ISO R868, JIS R 7215 [Електронний ресурс]. – Режим доступу: www.slideshare.net/.../hardness-tester-for-plasti
14. Федосенко И.Г. Оценка качества определения глубины проникновения в древесину защитных средств / И.Г.Федосенко // Труды БГТУ. «Лесная и деревообрабатывающая промышленность». – 2015. – №2. – С.142-145.

УДК 694.1, 332.122

ПРИЧИНИ ЗНИЖЕННЯ ЕКСПЛУАТАЦІЙНОГО РЕСУРСУ МАЛОПОВЕРХОВИХ БАГАТОКВАРТИРНИХ ДЕРЕВ'ЯНИХ БУДІВЕЛЬ З СІП-ПАНЕЛЕЙ

*Д.т.н., проф. Ю.А. ВАРФОЛОМЕЄВ
радник. РААСН, nil-se@mail.ru*

К.т.н. Погорельцев А.А.

*Зав. Лабораторії несучих дерев'яних конструкцій, ЦНДІБК ім.В.А. Кучеренко АТ НВЦ
«Будівництво», rogara@yandex.ru),*

Інж. Попов А.Н.

інж. Марков Ю.В.

ТОВ «Науково-дослідна лабораторія будівельної експертизи Баренц-регіону»

Анотація.

Древина - найпоширеніший природний будівельний матеріал, що відповідає вимогам імпортозаміщення. Для скорочення обсягів робіт на будмайданчику, що особливо актуально для регіонів з жорсткими погодно-кліматичними умовами, стали створювати заводи на основі спеціалізованих високотехнологічних ліній з виробництва комплектів швидкокомтованих повнозбірних дерев'яних будівель з СІП-панелей.

При введенні новобудов з СІП-панелей в експлуатацію виявилось багато невідповідностей вимогам технічного регламенту про безпеку будівель і споруд, невідповідність нормативним вимогам механічної безпеки, енергоефективності, екології та санітарної гігієни, а також іншим. Це створює ризик виникнення надзвичайної ситуації (ЧС), тобто обстановки на певній території, що склалася в результаті аварії, небезпечного природного явища, катастрофи, стихійного чи іншого лиха, які можуть спричинити або спричинили за собою людські жертви, шкоду здоров'ю людей або навколишньому природному середовищу, значні матеріальні збитки та порушення умов життєдіяльності людей.

На основі результатів судово-будівельних експертиз та технічних обстежень малоповерхових багатоквартирних дерев'яних будівель з СІП-панелей в холодному кліматі визначені основні причини невідповідності таких новобудов вимогам технічного регламенту про безпеку будівель і споруд. Виявлені помилки проектування і будівництва спричинили накопичення дефектів і пошкоджень в несучих і огорожувальних конструкціях на основі деревини та значне скорочення нормативних строків служби капітальних будівель.

Основні помилки сгруповані по етапам:

- виділення ділянок під забудову - ділянки під забудову соціального житла із СІП-панелей часто відводили вдалі від центру на неосушених територіях;
- якість використовуваних матеріалів;
- недоліки проектування;
- якість будівельно-монтажних робіт;
- недоліки експлуатації.

Причиною поширених помилок проектування і будівництва малоповерхових будівель з СІП-панелей є використання підрядниками низькооплачуваних працівників з низьким рівнем професійної відповідальності, без відповідного досвіду роботи і рівня освіти за спеціальністю.

Ключові слова: будівлі, малоетажні, деревина, дефекти, накопичення, норми, кодекс

ПРИЧИНЫ СНИЖЕНИЯ ЭКСПЛУАТАЦИОННОГО РЕСУРСА МАЛОЭТАЖНЫХ МНОГОКВАРТИРНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ ЗДАНИЙ ИЗ SIP-ПАНЕЛЕЙ

д.т.н., проф. **Ю.А. ВАРФОЛОМЕЕВ**

советник. РААСН, nil-se@mail.ru

к.т.н. **Погорельцев А.А.**

зав. лабораторией несущих деревянных конструкций, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО НИЦ

«Строительство», rogara@yandex.ru

инж. **Попов А.Н.**,

инж. **Марков Ю.В.** (

ООО «Научно-исследовательская лаборатория строительной экспертизы Баренц-региона»

Аннотация.

Древесина - самый распространенный природный строительный материал, отвечающий требованиям импортозамещения. Для сокращения объемов работ на стройплощадке, что особенно актуально для регионов с жесткими погодными-климатическими условиями, стали создавать заводы на основе специализированных высокотехнологичных линий по производству комплектов быстровозводимых полносборных деревянных зданий из SIP-панелей.

При вводе новостроек из SIP-панелей в эксплуатацию выявилось много несоответствий требованиям технического регламента о безопасности зданий и сооружений, несоответствие нормативным требованиям механической безопасности, энергоэффективности, экологии и санитарной гигиены, а также другим. Это создает риск возникновения чрезвычайной ситуации (ЧС), т.е. обстановки на определенной территории, сложившейся в результате аварии, опасного природного явления, катастрофы, стихийного или иного бедствия, которые могут повлечь или повлекли за собой человеческие жертвы, ущерб здоровью людей или окружающей природной среде, значительные материальные потери и нарушение условий жизнедеятельности людей.

На основе результатов судебно-строительных экспертиз и технических обследований малоэтажных многоквартирных деревянных зданий из SIP-панелей в холодном климате определены основные причины несоответствия таких новостроек требованиям технического регламента о безопасности зданий и сооружений. Выявленные ошибки проектирования и строительства повлекли накопление дефектов и повреждений в несущих и ограждающих конструкциях на основе древесины и значительное сокращение нормативных сроков службы капитальных зданий.

Основные ошибки сгруппированы по этапам:

- выделение участков под застройку - участки под застройку социального жилья из SIP-панелей часто отводили вдали от центра на неосушенных территориях;
- качество используемых материалов;
- недостатки проектирования;
- качество строительно-монтажных работ;
- недостатки эксплуатации.

Причиной распространенных ошибок проектирования и строительства малоэтажных зданий из SIP-панелей является использование подрядчиками низкооплачиваемых работников с низким уровнем профессиональной ответственности, без соответствующего опыта работы и уровня образования по специальности.

Ключевые слова: здания, малоэтажные, древесина, дефекты, накопление, нормы, кодекс

CAUSES OF REDUCING THE OPERATIONAL LIFE OF LOW-RISE APARTMENT WOODEN BUILDINGS FROM SIP- PANELS

Dr. Professor Varfolomeev U.A.

advisor to RAASN, nil-se@mail.ru)

candidate of technical science Pogoreltsev A.A.

(chief of carry wood structures laboratory of Central Scientific Research Institute for Building

Structures (TSNIISK) R&DC «Stroitelstvo», pogara@yandex.ru

eng. Popov A.N., eng. Markov U.V.

"Research Laboratory of Building Expertise of the Barents Region"

Abstract

Timber is the most widespread natural building material that meets the requirements of import substitution. To reduce the amount of work on the construction site, which is especially important for regions with severe weather and climate conditions, the State began to create factories on the basis of specialized high-tech lines for the production of sets of prefabricated full-assembled wooden buildings from SIP panels.

Putting into operation new buildings from SIP panels, there were discovered many inconsistencies in the requirements of the technical regulations on the safety of buildings and structures, inconsistency with the regulatory requirements of mechanical safety, energy efficiency, ecology and sanitary hygiene, as well as others. It creates the risk of an emergency - the situation in a particular area, as a result of an accident, a dangerous natural phenomenon, a catastrophe, a natural or other disaster that may result in or result in human casualties, damage to human health or the environment, significant material losses and disruption of people's livelihoods.

Based on the results of forensic building expertise and technical surveys of low-rise multi-apartment wooden buildings from SIP panels in a cold climate, the main reasons for the inconsistency of such new buildings with the requirements of the technical regulations on the safety of buildings and structures are identified. Identified design and construction errors caused the accumulation of defects and damages in load-bearing and enclosing structures based on wood and a significant reduction in the standard lifetimes of capital buildings.

The main errors are grouped by stages:

- allocation of plots for building - sites for the building of social housing from SIP panels are often set aside from the center in the undeveloped territories;
- quality of used materials;
- design flaws;
- quality of construction and installation works;
- deficiencies in operation.

The cause of common mistakes in the design and construction of low-rise buildings from SIP panels is the use by contractors of low-paid workers with a low level of professional responsibility, without relevant work experience and education level in the specialty.

Keywords: *buildings, low-rise, wood, timber, defects, accumulation, standards, code*

Основные запасы ценной хвойной древесины лиственницы, сосны, ели расположены на Севере РФ. В условиях тайги средний период естественного восстановления этих ресурсов составляет 120-150 лет. На тёплом побережье Америки, например, сосна произрастает гораздо быстрее, но её годовые кольца шире, поэтому плотность и прочность значительно ниже, чем у произрастающей на Севере РФ. В Канаде, развитых странах Европы давно культивируют посадки ценной хвойной древесины. Благодаря размещению деревьев на оптимальном расстоянии друг от друга посаженные леса зреют быстрее. Современные лесозаготовительные комплексы Хорвейстер, Форвардер и др. наиболее рационально использовать при работе в посаженных лесах, потому что в процессе работы эта техника

губит практически всю растительность в условиях естественной тайги.

Древесина - самый распространенный природный строительный материал, отвечающий требованиям импортозамещения. Традиционные здания с несущими стенами в виде срубов из брёвен, четырёх- или двухкантного бруса на деревянных нагельных соединениях трудоёмки в изготовлении, но обладают высокой жизнеспособностью, например, при сейсмических воздействиях, в случае обрушения с высоких подгнивших деревянных свай либо фундаментных ступей.

Для сокращения объёмов работ на стройплощадке, что особенно актуально для регионов с жёсткими погодно-климатическими условиями, стали создавать заводы на основе специализированных высокотехнологичных линий по производству комплектов быстровозводимых полносборных зданий из SIP-панелей. Несущий каркас SIP-панели выполнен из пиломатериалов. Каркас обшивают с двух сторон древесно-стружечными плитами (ДСтП), используя стальной оцинкованный крепёж, клеи, мастики, огнебиозащитные препараты, и заполняют эффективным тепло-звукоизоляционным материалом, чаще всего пенополистиролом (ППС).

При вводе новостроек из SIP-панелей в эксплуатацию выявилось много несоответствий требованиям технического регламента о безопасности зданий и сооружений [1]. Несоответствие нормативным требованиям механической безопасности, энергоэффективности, экологии и санитарной гигиены, а также другим, создает риск возникновения чрезвычайной ситуации (ЧС), т.е. обстановки на определенной территории, сложившейся в результате аварии, опасного природного явления, катастрофы, стихийного или иного бедствия, которые могут повлечь или повлекли за собой человеческие жертвы, ущерб здоровью людей или окружающей природной среде, значительные материальные потери и нарушение условий жизнедеятельности людей [2]. Ошибки, допущенные при проектировании и строительстве, повлекли накопление дефектов и повреждений в несущих и ограждающих конструкциях на основе древесины. Под влиянием экстремальных изменений погодно-климатических условий в северных регионах, особенно в Арктической зоне (АЗ) на побережье морей и на островах Северного Ледовитого океана [3], накопление дефектов и повреждений в строительных конструкциях происходит в несколько раз быстрее, чем в средней полосе [4, 5].

Цель работы – определить причины несоответствия полносборных малоэтажных многоквартирных деревянных зданий из SIP-панелей требованиям технического регламента о безопасности и снижения нормативных сроков службы капитальных зданий.

Исследования проводили в холодном климате, основываясь на результатах судебно-строительных экспертиз и технических обследований новостроек. Выявлено, что проблемы возникали из-за низкого качества новостроек высотой до трех этажей и общей площадью до 1500 м², для которых согласно пунктам 2, 3, ч. 2, ст. 49 Градостроительного кодекса РФ (ГрК) [6] «с целью снятия административных барьеров» отменили государственный контроль качества проектирования и строительства. Даже при наличии информации о некачественном строительстве малоэтажного здания недобросовестные застройщики получили право не допускать на свою стройплощадку контролеров для «внеплановой» проверки. Согласно ч. 2 ст. 55 ГрК была отменена система работы приёмочных комиссий по вводу новостроек в эксплуатацию. Поэтому застройщик готовил несколько справок по перечню ГрК, и после формальной проверки представитель застройщика подписывал акт приёмки. ГрК [6] имеет более высокий статус, чем другие нормативные акты в строительстве.

В связи с опасностью аварийного и ветхого жилья новостройки для переселения граждан финансировались и контролировались за счёт средств бюджетной системы РФ [7], и под всеобщим давлением принимались даже при наличии многочисленных несоответствий требованиям строительных норм и правил [5, 8]. Во многих случаях акты ввода в эксплуатацию жилья для переселения подписывали заместители глав муниципальных

образований по социальной работе, которым по основным должностным обязанностям не требуется профессиональное образование строительного профиля. Несоответствие базового образования управленцев тем функциям, которые на них были возложены, повлекло множество ошибок и нанесло экономике РФ значительный экономический ущерб. Рассмотрим наиболее характерные причины низкого качества полносборных зданий из SIP-панелей.

Выделение участков под застройку.

Участки под застройку социального жилья из SIP-панелей часто отводили вдали от центра на неосушенных территориях, в сторону которых стекали атмосферные осадки и талые воды. Выявлены факты, когда ради «экономии» не выполняли водоотведение и осушение территории даже непосредственно под зданиями [5, 8]. Особо следует отметить, что градостроительные структуры муниципальных образований обязаны документировать, систематизировать и хранить в электронном виде результаты инженерных изысканий на подведомственных территориях. Наличие этой информации позволяет градостроителям по наиболее близким скважинам оценивать геологические условия при выборе территории застройки. Несоблюдение этих требований влечет неэффективное использование средств бюджетной системы РФ при выборе территории и создает риск возникновения ЧС в случаях наличия аномалий оснований. Последствия ЧС всегда устраняются за счет средств бюджетной системы РФ. Согласно [2] и Постановлению Правительства от 21.05.2007, № 304 [9] в случае ЧС со зданием, в котором одновременно находятся свыше 500 чел. и при его стоимости 500 млн. руб. и более, то ЧС следует относить к классу «федерального характера».

При выделении участков под застройку необходимо учитывать, что определяющим фактором комплексной застройки населенных пунктов либо городских районов, является близкое расположение места работы. Комфортность и качество жизни граждан зависит в первую очередь от того, чтобы жильё находилось ближе к месту работы. Благодаря этому снизится нагрузка на транспорт, человек будет меньше времени тратить на проезд до работы, меньше уставать, появится больше свободного времени для отдыха и занятия личной жизнью, воспитанием детей. Благодаря этому можно получить большую экономию на строительстве тоннелей, дорогостоящих дорожных переездов, развязок и т.п. К сожалению, в настоящее время в мегаполисах РФ наблюдается тенденция стягивать население в центр, а места работы размещать на городских окраинах. Даже базы для научных исследований переносят на окраины. Это позволяет снизить затраты на обслуживающий персонал, но резко усложняет размеренную жизнь учёных, которые являются главным ресурсом в сфере науки. Многие из них имеют жильё в центре города. Если раньше утром потоки работников двигались в центр мегаполисов, то в ближайшее время аналогичные потоки будут устремляться на окраины. При этом высокая плотность населения городов резко снижает возможность качественного отдыха в рекреационных зелёных зонах из-за их малой площади в расчёте на душу населения.

Качество используемых материалов.

Листы ДСтП класса OSB изготавливали из 3-4 или более слоев тонких щепок (стружки), склеенных смолами с добавками синтетического воска и борной кислоты. В наружных слоях волокна расположены продольно, в примыкающих внутренних – в поперечном направлении, глубже – по аналогичной схеме. Для наружного слоя дешёвых OSB использовали смолу на основе меламинаформальдегидной смолы, а для внутренних слоев - мочевиноформальдегидную смолу. В связующие вводили до 12-14% формальдегида. Эти смолы дешевые, но при испытаниях выявился высокий уровень эмиссии в воздух помещений высокотоксичного формальдегида, фенола и метанола. По результатам замеров их концентрация иногда в несколько раз превышала среднесуточную предельно-допустимую для атмосферного воздуха и воздуха помещений. Поэтому в жилых помещениях лучше использовать ДСтП, в которых в качестве связующего использован экологически чистый

полимерный состав MDI. Такие OSB имеют маркировку ECO, Green. Для повышения паропроницаемости на OSB наносят влагостойкие защитно-декоративные окрасочные или пленочные покрытия, но при закупках следует проверять их характеристики, указываемые в сертификатах на каждую партию, на соответствие экологическим и санитарно-гигиеническим требованиям действующих нормативных актов.

Согласно ГОСТ 32567-2013 [10] OSB-1 предназначены для условий пониженной влажности (мебель, обшивка, упаковка); OSB-2 - для несущих конструкций в сухих помещениях; OSB-3 - для несущих конструкций в условиях повышенной влажности; OSB-4 - для конструкций, несущих значительную механическую нагрузку в условиях повышенной влажности. Однако выявлены случаи применения класса OSB-1 (менее прочный материал и низкая цена) в SIP-панелях, что недопустимо.

Испытания строительных конструкций и изделий для выдачи сертификатов поставщикам OSB следует проводить в различных климатических зонах, отличающихся уровнем снеговой нагрузки и её сезонной продолжительностью, величиной ветровых нагрузок, температуры и влажности воздуха и т. п., для того, чтобы проверить в реальных условиях эксплуатации (в несущих и ограждающих конструкциях, защитно-декоративных элементах отделки).

SIP-панели с расположенным в них ППС служат не только для тепло-звукоизоляции помещений, но и обеспечивают неизменяемость системы горизонтальных и вертикальных элементов несущего каркаса здания. Дешевый ППС с низкой плотностью и прочностью не удерживает саморезы и другой крепеж. ППС без специальных антипиренных добавок горюч, выделяет токсичные продукты горения. За счёт большого количества воздушных пор (не менее 70 %) горение ППС развивается в режиме тления без доступа кислорода - под штукатуркой [5, 8]. Выявлены случаи, когда поставщики продавали SIP-панели лишь с санитарно-гигиеническими сертификатами, в которых указано, что панели - самонесущие, т.е. не предназначены для восприятия полезной нагрузки. Это позволяло поставщикам в случае преждевременного выхода из строя SIP-панели уклоняться от ответственности или минимизировать выплаты по искам. Иногда поставщики выигрывали в судах встречные иски потребителям «за нанесение вреда деловой репутации», обвинив строителей в том, что допускались нарушения правил производства работ: хранили SIP-панели не под навесом (а на открытой площадке), во время дождя вели монтаж, после монтажа не возводили кровлю для защиты от намокания.

Недостатки проектирования.

Выявлены случаи проектирования двух- или трехэтажных многоквартирных зданий с фундаментами из стальных буровинтовых свай несмотря на то, что применение их в капитальных зданиях нормативной документацией не предусмотрено [5, 8]. Для изготовления таких свай использовали трубы с толщиной стенок 4 мм. Стальные сваи интенсивно корродируют на уровне поверхности грунта, поэтому их эксплуатационный ресурс в 5-7 раз ниже нормативного.

Согласно американскому стандарту ICC AC308 [11] запрещено соединение винтовых свай между собой металлическими конструкциями, а также с опирающимися на них металлоконструкциями здания из-за ускоренной электрохимической коррозии сварных швов вследствие возникновения сильных гальванических токов. Из-за интенсивной электрохимической коррозии стали не рекомендуется использовать винтовые сваи в грунтах с удельной электропроводностью меньше 1000 Ом-см, а также с высоким содержанием органических компонентов (торфа, ила, сапропелей), при pH грунтов менее 5,5 либо при сульфатации грунтов более 1000 ppm. Не рекомендуется применять винтовые сваи на полигонах, шахтных отвалах, поскольку не обеспечивается их боковая поддержка.

Продукты в цоколе для вентиляции подполья не рассчитывали, конструктивных методов предохранения конструкций цокольного перекрытия и элементов фундаментов от

испарений из грунта (например, покрытие чёрной пленкой грунта под зданием) не предусматривали [5, 12].

Несущий каркас здания из SIP-панелей образуют горизонтально расположенные обвязочные балки и вертикальные стойки. Сечение балок с пазами и узлы соединения элементов следует определять расчетом, что часто не выполняется. При воздействии ветровых нагрузок на морском побережье ненадежные соединения несущих элементов создают риски прогрессирующего разрушения всего здания из SIP-панелей, что не соответствует требованиям механической безопасности [1].

При проектировании не учитывали, что трехэтажные многоквартирные здания из деревянных конструкций относятся к третьему классу пожарной опасности, поэтому лестницы и помещения лестничных клеток должны иметь несгораемые покрытия. Не предусматривали, что по всей высоте такое здание должно разделяться негорючими материалами на отсеки площадью до 500 м² с соответствующим выступом брандмауэрных стенок либо огнезащитных мембран [5].

Анализ показал, что проектированием зданий из SIP-панелей часто занимаются работники с низким уровнем профессиональной ответственности, не знающие о специфике работы древесины под нагрузкой в сочетании с разнородными материалами [12-14], методах обеспечения её долговечности. Например, в разработанном СП 64.13330.2011 (актуализированный СНиП II-25-80) [14] особое внимание уделено развитию раздела «Конструктивные требования по обеспечению надёжности деревянных конструкций».

В проектах социального жилья даже для экстремальных погодных-климатических условий АЗ [3-5] не предусмотрены современные системы рекуперации с принудительной приточно-вытяжной вентиляцией, обеспечивающей теплообмен между удаляемым и втягиваемым воздухом [5, 15]. При проветривании через окна, форточки или вентиляционные отверстия в стенах такие новостройки имеют низкий уровень энергоэффективности [1].

Под предлогом дефицита финансирования проектировщики обычно уклоняются от разработки раздела проекта «Правила эксплуатации здания», вследствие чего создаётся риск нарушения жильцами правил безопасности [4]. При возникновении негативных ситуаций в процессе эксплуатации здания в гарантийный период это снижает юридическую ответственность жильцов за нарушения.

Качество строительно-монтажных работ.

Полости стальных буровинтовых свай при строительстве иногда не армировали и не заполняли бетоном. Зафиксированы отклонения таких свай от вертикали более 2°, что недопустимо (рис.1). Из подпольев всех обследованных зданий с конструкциями на основе древесины не удалены кучи строительного мусора, послужившие инокулятом грибной инфекции. Неудовлетворительное качество вентиляции через продухи в цоколе влечёт повышение влажности в подполье, активизацию развития плесневых, деревоокрашивающих и дереворазрушающих грибов [5, 8]. Из-за увлажнения ППС расслаивается и вываливается на некоторых участках цокольного перекрытия. После циклических промерзаний участков с поврежденной теплоизоляцией OSB здесь коробится и расслаивается.

Для понижения себестоимости строительства застройщики используют рабочих и инженерно-технических работников низкой квалификации. Выявлены случаи невыполнения защитной обмазочной гидроизоляции наружной обшивки OSB-плит со стороны технического подполья, а также отсутствия пароизоляции (иногда взамен её укладывали полиэтиленовую упаковку от утеплителя, которая не обеспечивает защиту). В итоге обшивка из OSB со стороны подполья локально разрушается.



Рисунок 1. Отклонения отдельных стальных буровинтовых свай от вертикали превышают 15° , что недопустимо. Выявлено локальное отслоение OSB-плит цокольного перекрытия (указано красной стрелкой), отсутствие гидроизоляции OSB-плит и нарушение целостности слоя теплоизоляции. Наличие строительного мусора затрудняет вентиляцию, что способствует развитию опасных дереворазрушающих грибов.

В некоторых зданиях отметка полов в помещениях ванны и туалета на 10-20 мм выше, чем в комнатах, что недопустимо. Зазоры между покрытием полов и стенами в помещениях ванны и туалета не заделаны, гидроизоляция на стенки не заведена. Отсутствие гидроизоляции не соответствует требованиям п. 7.1 и п. 4.4 СП 29.13330.2011 [16], поскольку не обеспечивается защита от увлажнения и биологической деструкции деревянных элементов цокольного перекрытия. Вследствие нарушений нормативных требований эксплуатационный ресурс новостройки не известен и может быть в разы меньше нормативного срока эксплуатации. В случае использования средств из бюджетной системы РФ это влечёт нецелевое использование ресурсов, за что ответственные должностные лица подлежат административному или уголовному преследованию.

Выявлены случаи монтажа SIP-панелей во время дождя. Проект производства работ, который обязан разработать подрядчик строительных работ, должен предусматривать быстрое возведение смонтированных конструкций под крышу. Выявлены факты выполнения стропильной системы кровли и обшивки из дешевых невысушенных пиломатериалов с обзолом, что повышает риск развития под корой древоточцев. В некоторых зданиях на плиты OSB монтировали стойки и подкосы стропильной системы без установки под них подкладок, что влекло перегрузку и локальное продавливание. Элементы стропил иногда соединяли без боковых накладок, использовали количество гвоздей и саморезов меньше, чем требуется по расчету. При устройстве кровли выявлены случаи нарушения нормативного нахлеста при стыковании листов металлочерепицы (уменьшали ради «экономии» дорогостоящего материала). Через зазоры в кровле в помещения попадали осадки, что интенсифицировало механическую деструкцию OSB и биологическую деструкцию всех конструкций на основе древесины.

Вместо специальных панелей с проемами под дверные и оконные блоки, имеющих усиленные стойки и перемычки, часто применяли более дешёвые рядовые панели без дополнительных усилений. При монтаже строители выполняли в рядовых панелях оконные и дверные проемы, перерезая стойки деревянного каркаса. Это влекло локальную перегрузку SIP-панелей, элементы накапливали остаточные деформации, перекрытия становились зыбкими. Выявлены случаи монтажа панелей с недопустимо большими зазорами между ними. Потом жильцы предъявляли иски из-за зыбкости полов, низкой звукоизоляции перекрытий, перегородок и стен.

Недостатки эксплуатации.

Эксплуатационный ресурс новостроек с дефектами и повреждениями, обусловленными нарушениями требований нормативных актов, не известен и не соответствует требованиям заказчика. Опыт показывает, что устранение ошибок обходится в 3-4 раза дороже нового строительства. Усиление свайного фундамента без отселения жильцов заселенной двух- или трёхэтажной новостройки создает риск для жизни и здоровья людей [1].

Статистика ЧС с многоквартирными жилыми зданиями свидетельствует о том, что жильцы с пониженной социальной ответственностью значительно повышают риск нарушения правил пожарной безопасности [4, 8]. Наибольшую опасность представляет взрыв газа в помещении. На верхних этажах повышается риск техногенных аварий, обусловленных протечками из-за переливов в ваннах, душевых кабинах, раковинах, санузлах по вине жильцов, вследствие чего увлажнённые конструкции нижних этажей интенсивно разрушаются. По конструктивному решению здания из SIP-панелей не относятся к антивандальным.

Выводы:

1. В период возведения проблемных малоэтажных зданий в Градостроительном кодексе РФ имели место формулировки, допускавшие возможность ответственным должностным лицам обходить требования строительных норм и правил без наказания за допущенные нарушения. В законодательные акты следует внести изменения, исключающие указанные недостатки.
2. Причиной распространённых ошибок проектирования и строительства малоэтажных зданий из SIP-панелей является использование подрядчиками низкооплачиваемых работников с низким уровнем профессиональной ответственности, без соответствующего опыта работы и уровня образования по специальности. Заказчикам рекомендуется производить предквалификационный отбор участников конкурсов.
3. При реализации программы переселения из аварийного и ветхого жилья следует отдавать предпочтение зданиям антивандальной конструкции, например, крупнопанельным с керамзитобетонными панелями.
4. В случаях выявления дефектов и повреждений новостройки необходимо за счет виновной стороны экстренно разработать раздел проекта «Правила эксплуатации здания», вывесить краткий список основных положений указанных правил и ознакомить с ними всех жильцов под роспись. Это позволит повысить ответственность жильцов за соблюдение правил безопасной эксплуатации зданий.
5. Необходимо шире применять в проектировании статически неопределимые конструкции, которые снижают опасность внезапного разрушения в случае возникновения локальных дефектов. Это позволит предотвратить прогрессирующее разрушение конструкций [13].

Список литературы

1. Федеральный закон от 30.12.2009, №384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».
2. Федеральный закон от 21.12.1994, №68-ФЗ «О защите населения и территорий от чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера».
3. Указ Президента Российской Федерации от 02.05.2014, №256 «Сухопутные территории Российской Федерации».
4. Варфоломеев Ю.А. О совершенствовании законодательства по строительству малоэтажных зданий на Севере/ Строительство и реконструкция. - 2015, №3(59). - С. 12-17. [Электронный ресурс]. Режим доступа:
http://gu-unpk.ru/file/science/journal/sir/Stroitelstvo_i_rekonstruktsiya_3_59.pdf
5. Варфоломеев Ю.А. О внесении изменений в действующее законодательство для контроля качества проектирования и строительства малоэтажных многоквартирных домов/ Жилищное строительство. - 2014, № 9. – С. 56 - 63.
6. Федеральный закон от 29.12.2004, №190-ФЗ «Градостроительный кодекс Российской Федерации».
7. [Федеральный закон от 21.06.2007, №185-ФЗ «О Фонде содействия реформированию жилищно-коммунального хозяйства».](#)
8. Варфоломеев Ю.А. Особенности проектирования и строительства малоэтажных домов в Арктической зоне. – Арктика и Север. – САФУ. – 2014, №17. – С. 28-43. [Электронный ресурс]. Режим доступа:
http://narfu.ru/aan/article_index_years.php?ELEMENT_ID=180120
9. Постановление Правительства от 21.05.2007, № 304 «О классификации чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера».
10. ГОСТ 32567-2013 «Межгосударственный стандарт. Плиты древесные с ориентированной стружкой. Технические условия».
11. Standart ICC AC358. Acceptance Criteria For Helical Foundation Systems and Devices. [Электронный ресурс]. Режим доступа:
https://www.macleandixie.com/products/item.asp?ITEM_ID=2461
12. 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.
13. Ведяков И.И., Погорельцев А.А., Пятикрестовский К.П. Перспективы совершенствования норм проектирования деревянных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. – 2015, - №4. – С. 49 – 53.
14. СП 64.13330.2011. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции. - М., 2011. - 87 с.
15. Варфоломеев Ю.А. Энергоэффективный деревянный дом в Арктической зоне для мониторинга окружающей среды и испытаний новых утеплителей//Актуальные направления научных исследований XXI века: теория и практика/ Сб. тр. ВГЛТА– 2014. - №4 часть 3 (9-3) - С. 153-157. [Электронный ресурс]. Режим доступа:
<http://www.conf.vglta.vrn.ru/conference/arkhiv/anni-4-3-2014/index.php>
16. СП 29.13330.2011. Полы. Актуализированная редакция СНиП 2.03.13-88.

УДК 624.07+692

НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАННИЙ СТАН СТРУКТУРНО-ВАНТОВОЇ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ КОНСТРУКЦІЇ

Гасій Г. М., к.т.н., доцент

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка
grigoriigm@gmail.com

Анотація: В статті наведені методика та результати експериментального дослідження напружено-деформованого стану збірної структурно-вантової сталезалізобетонної аркової конструкції покриття, яка складалася із просторових модульних елементів та гнучкого нижнього пояса, з'єднаних між собою болтами. Випробування дослідної конструкції виконувалося при дії експлуатаційного навантаження. В результаті експерименту визначено деформації складових елементів, а також особливості розподілу напружень у тілі конструкції. Встановлено, що складові елементи конструкції при дії експлуатаційного навантаження працюють сумісно.

Ключові слова: модуль, напруження, деформація, експеримент, структура, ванта.

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ СТРУКТУРНО- ВАНТОВОЙ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОНСТРУКЦИИ

Гасий Г. М., к.т.н., доцент

Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка

Аннотация: В статье приведены методика и результаты экспериментального исследования напряженно-деформированного состояния сборной структурно-вантовой сталезелезобетонной арочной конструкции покрытия, которая была собрана из пространственных модульных элементов и гибкого нижнего пояса, соединенных между собой болтами. Испытания опытной конструкции выполнялось при действии эксплуатационной нагрузки. В результате эксперимента определены деформации составляющих элементов и особенности распределения напряжений в теле конструкции. Установлено, что составляющие элементы конструкции при действии эксплуатационной нагрузки работают совместно.

Ключевые слова: модуль, напряжение, деформация, эксперимент, структура, ванта.

THE STRESS-STRAIN STATE OF THE STEEL AND CONCRETE COMPOSITE CABLE SPACE FRAME

Gasii G. M., PhD, Associate Professor

Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University

Abstract: The article presents the methodology and results of experimental studies of stress-strain state of the full-scale steel and concrete composite cable space frame that consists of space modular elements and flexible rods of the lower belt, which were connected with bolts. Methodology of experimental studies included testing of prototype span of 5.3 m to the effect of static load. Testing of the full-scale steel and concrete composite cable space frame were conducted in the training-research laboratory of the Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University. The prototype was loaded with metal cargo. For the application to the prototype of the weight in the

form of metal cargo, the traverse system was applied. Testing of the full-scale experimental sample of the steel and concrete composite cable space frame was carried out in several stages. For measuring strain in the cross-sections of the full-scale experimental sample were used wire strain gauges resistance. Physical and mechanical properties of steel and concrete, which were used to manufacture the full-scale experimental sample were similar materials that commonly used to the manufacture steel and concrete structures. The result of the experiment are the stress-strain state of the structure members and distribution of stress in the solid of structure. Found out that the members of the experimental sample under the operating load were working jointly. From the analysis of the obtained data and curves, it was established that the spatial steel reinforced concrete modules and the lower belt, joined together by bolts, operated as a single system, and the designed joint nodes ensured the reliable and joint operation of the structural elements. The deformations in the cross-sections were of a linear nature. The relative deformations in the lattice elements were distributed in the same way as in conventional rod structures, in particular trusses and structures. The maximum deformation in the belts arose along the middle of the structure. The deformations in the mirror-like sections with respect to the longitudinal and transverse axis of symmetry of the structure had approximately the same values.

Keywords: module, stress, deformation, experiment, structure, cable.

Вступ. Структурно-вантова сталезалізобетонна конструкція є новим збірним композитним покриттям, яке збирається з просторових сталезалізобетонних модулів і гнучкого нижнього пояса [1]. Сутність розроблених конструкцій полягає у новому способі поєднання конструктивних елементів, у результаті чого досягається суміщення несучої і огорожувальної функцій, скорочення термінів будівництва, просторова робота та жорсткість. Розроблені конструкції мають простіший спосіб забезпечення сумісної роботи елементів ніж у звичайних сталезалізобетонних конструкціях, менш складні у виготовленні й улаштуванні вузлові з'єднання, ніж традиційні структурні конструкції та меншу деформативність, ніж вантові конструкції. До того ж розроблені конструкції є архітектурно виразними та ресурсоекономнішими, ніж інші види конструкцій при аналогічних розмірах та несучій здатності [2]. Застосовуючи розроблені конструкції можна зводити покриття різних розмірів, обрисів і форм [3].

Ціль розроблення просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій полягала у отриманні нових конкурентно здатних рішень покриття будівель і споруд, у тому числі різноманітних оболонок та інших просторових форм, за рахунок об'єднання переваг та позбавлення недоліків найближчих аналогів [4].

Аналіз останніх досліджень показав, що серед існуючих композитних просторових рішень найчастіше зустрічаються сталезалізобетонні конструкції, особливість яких полягає у поєднанні залізобетонних плит зі сталевими стрижневими елементами [5, 6]. Конструкції, які поєднують переваги структурних, сталезалізобетонних і комбінованих конструкцій є структурні сталезалізобетонні конструкції [7]. Такі конструкції складаються із монолітної залізобетонної плити (верхнього пояса) і структурної металевої решітки.

Зважаючи на викладене, ідея об'єднати новим способом плити і стрижні в одну конструкцію є перспективною. Таке рішення дозволить вирізняти розроблені конструкції з-поміж існуючих у новий тип покриття. Розроблена конструкція покриття позбавлена недоліків, що властиві аналогам. Концепція запропонованого рішення полягає у синтезі досвіду, нових досягнень та використанні модульних елементів. Ефективність рішення просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції та її складових елементів – модулів, досліджена та обґрунтована [8–11].

Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми. З аналізу попередніх праць видно, що комбіновані сталезалізобетонні конструкції є ефективним рішенням, зокрема ефективним рішенням є запропоновані конструкції, однак не дослідженим залишається питання вивчення особливостей їх роботи під навантаженням на великомасштабних зразках.

Постановка завдання. Експериментальним шляхом дослідити напружено-деформований стан запропонованої просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції.

Виклад основного матеріалу. Експериментальний зразок структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції покриття прольотом 5,3 м складався із просторових сталезалізобетонних модулів та гнучких елементів нижнього пояса, які були з'єднані між собою за допомогою болтів (рис. 1). Для виготовлення дослідної просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції було використано шість гнучких стрижневих елементів та сім просторових сталезалізобетонних модулів. Сталезалізобетонний модуль складався із двох частин: залізобетонної плити і сталеві просторової решітки.

Просторові сталезалізобетонні модулі мали розміри на плані 0,8×0,8 м та висоту 0,5 м. Залізобетонна плита такого модуля мала товщину 50 мм та армувалася сіткою.

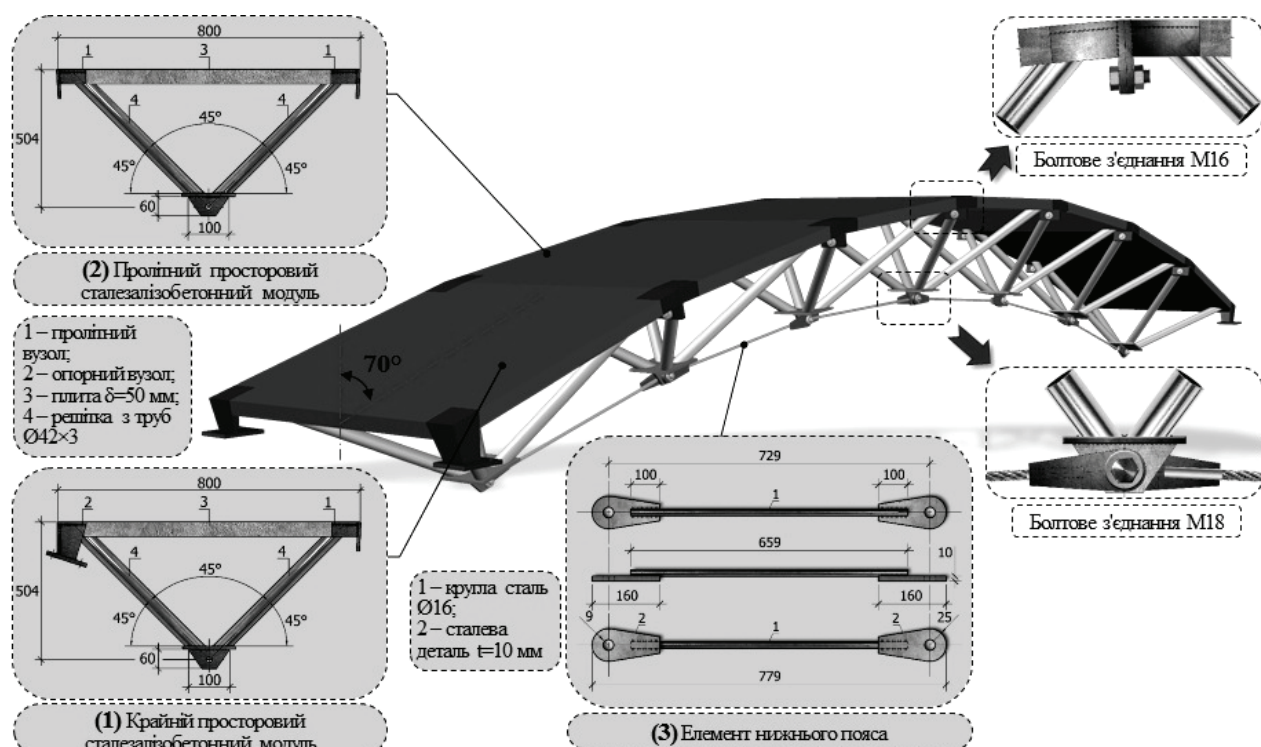


Рис. 1 – Дослідний зразок просторової структурно-вантової сталезалізобетонної аркової конструкції покриття

Визначення фізико-механічних властивостей сталі та бетону, що були використані для виготовлення експериментальної конструкції, виконано відповідно до положень чинних норм і правил із дотриманням всіх вимог. Визначення фізико-механічних властивостей бетону здійснювалося шляхом випробування на стиск стандартних бетонних кубів та призм на гідравлічному пресі ПММ-250. Зважаючи на те, що для отримання необхідної кількості бетонної суміші при виготовленні експериментального зразка було зроблено тільки один заміс, то для визначення міцності бетону було виготовлено по одній партії кубів та призм. Зразки зберігалися в тому самому приміщенні, що й експериментальні зразки при ідентичних умовах. Випробування контрольних бетонних зразків було виконано одночасно з проведенням експерименту..

Для вимірювання деформації контрольних бетонних зразків були використані тензорезистори з базою 50 мм, які мали ідентичні характеристики, що і тензорезистори, які були використані для заміру деформацій бетонних елементів дослідної конструкції при проведенні експериментальних випробувань.

Визначення фізико-механічних властивостей сталевих елементів здійснювалося шляхом випробування на осьовий розтяг сталевих зразків, виготовлених з листової сталі та

труб у вигляді смуг і відрізків круглої сталі. Для визначення властивостей арматурної сталі вирізалися стрижні довжиною 600 мм, які також випробувалися на осьовий розтяг.

З метою отримання розрахункових значень міцності сталі прокату було виконано статистичну обробку отриманих даних.

Методика експериментального дослідження передбачала випробування дослідного зразка прольотом 5,3 м на дію статичного навантаження. Випробування було проведено в навчальній лабораторії Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка. Випробування експериментального зразка просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції було виконано тільки після того, як вона була остаточно змонтована, а рекомендований термін набору бетоном проектної міцності було вичерпано, тобто через 28 діб після бетонування (рис. 2, а).

Оскільки габарити дослідного зразка були значні, то застосування стандартного лабораторного обладнання, зокрема пресів для створення та прикладення навантаження на конструкцію було неможливим. Тому завантаження дослідного зразка було здійснено за допомогою металевих вантажів. Для прикладення до дослідної конструкції ваги у формі металевих дисків було застосовану систему траверс, яка складалася із перекладки і двох штанг на які навішувалися диски. З однієї сторони штанги був зроблений шарнір, який дозволяв штанзі обертатися відносно своєї осі, а з іншої сторони був зроблений наконечник на який укладалися диски. Такі траверси укладалися перекладиною на верхній пояс конструкції у вузлах з'єднання просторових сталезалізобетонних модулів (рис. 2, б).

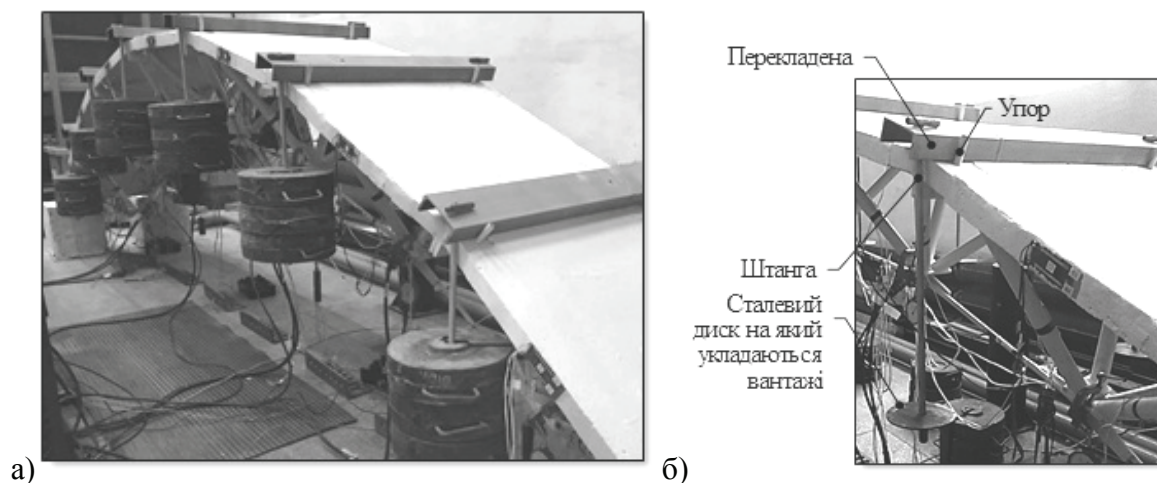


Рис. 2 – Загальний вигляд зразка просторової структурно-вантової сталезалізобетонної аркової конструкції покриття (а) та траверса для завантаження (б)

Для фіксування та запобігання зсуву або переміщення траверси під час завантаження конструкції у місцях укладання траверс було улаштовано упори. Завдяки такому рішення, випробування запропонованої конструкції на дію статичного навантаження за схемою відповідно до методики експериментального дослідження було можливим.

Згідно методики експериментальних досліджень вивчався вплив статичного навантаження на напружено-деформований стан розробленої конструкції. Для вирішення поставленої мети, було досліджено поперечні перерізи елементів конструкції, в яких закономірність розподілу напружень найбільш чітко і ясно характеризувала напружено-деформований стан розробленої конструкції. Для більш точного визначення таких перерізів було здійснено попереднє комп'ютерне моделювання роботи конструкції під дією навантаження.

На підставі результатів такого моделювання було визначено найбільш напружені локації, міцність перерізів яких визначали міцність елементів конструкції. Таким чином були прийняті поперечні перерізи в елементах конструкції, в яких експериментально було досліджено напружено-деформований стан (рис. 3).

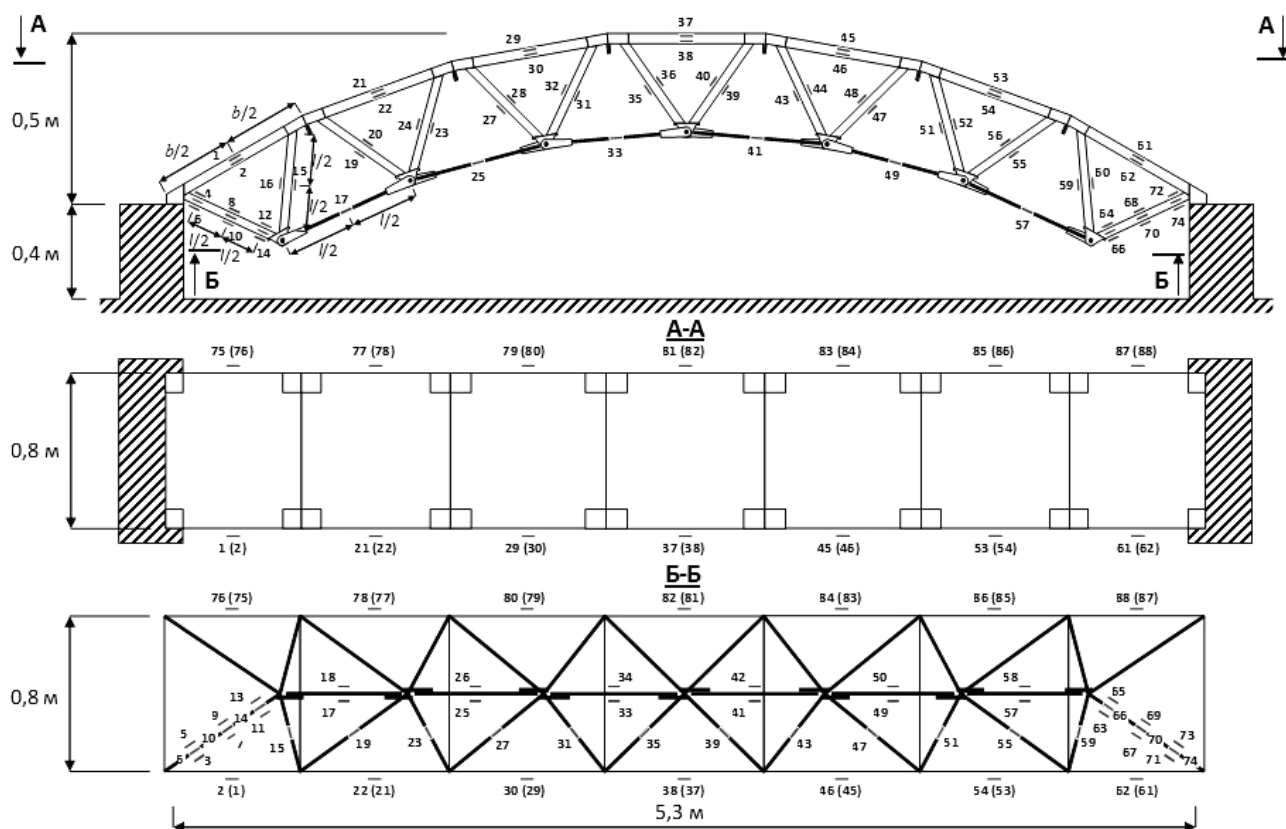


Рис. 3 – Схема розміщення досліджуваних перерізів експериментального зразка просторової структурно-вантової сталезалізобетонної аркової конструкції покриття

Для заміру деформацій сталевих елементів конструкції були використані тензорезистори з базою 30 мм, для заміру деформацій бетонних елементів були використані тензорезистори з базою 50 мм. Тензорезистори кожного типу були однієї комплектності, які були протестовані на придатність до використання згідно ГОСТ 21615-76.

Після налагодження всього обладнання та пристосувань було проведено випробування дослідної конструкції на дію статичного навантаження (рис. 4). Зняття показів із вимірювального обладнання здійснювалося на кожному етапі після певної витримки.

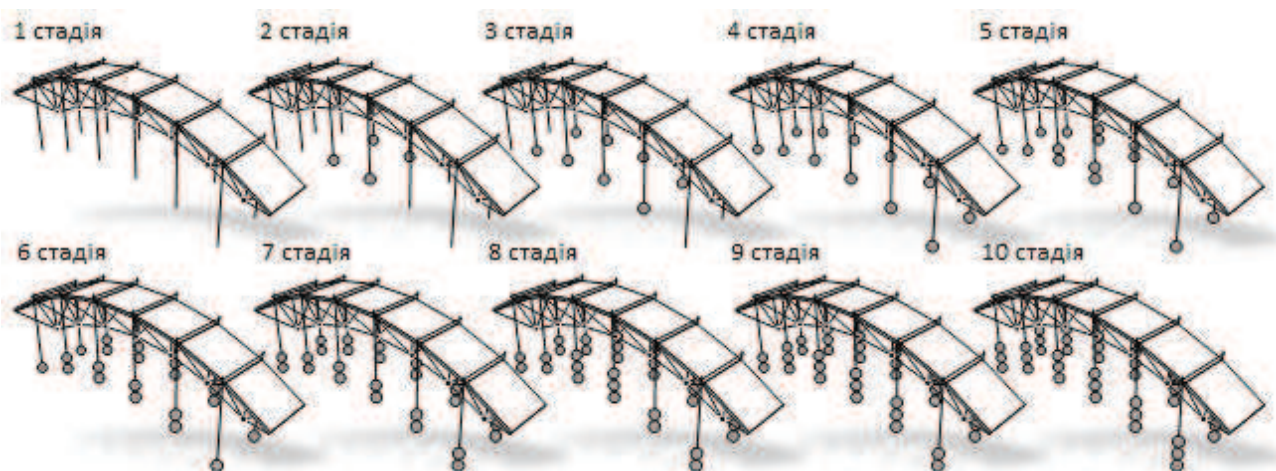


Рис. 4 – Схеми та послідовність завантаження експериментального зразка просторової структурно-вантової сталезалізобетонної аркової конструкції покриття

У результаті виконаного експерименту за допомогою вимірювального обладнання було отримано необхідні дані, аналіз яких дозволив дослідити особливості поведінки конструкції

під навантаженням. Одночасно зі зняттям показів з вимірювального обладнання, здійснено візуальних огляд дослідної конструкції на предмет виявлення тріщин, незворотних деформацій, руйнування вузлових з'єднань або елементів конструкції. Слід зазначити, що відповідно завдання конструкція досліджувалася на дію експлуатаційного навантаження, що складало 70% від руйнуючого, тобто зразок не доводився до руйнування.

Спостерігаючи за конструкцією під час проведення експерименту встановлено, що її поведінка і схема деформування цілком відповідає теоретичним даним [2]. Також, слід зазначити, що під час огляду конструкції на кожній стадії завантаження та в кінці експерименту будь-яких пошкоджень вузлів чи елементів конструкції не виявлено, зокрема не виявлено тріщин.

У результаті оброблення експериментальних даних були отримані залежності інтенсивності розвитку деформації в досліджуваних перерізах конструкції (рис. 5).

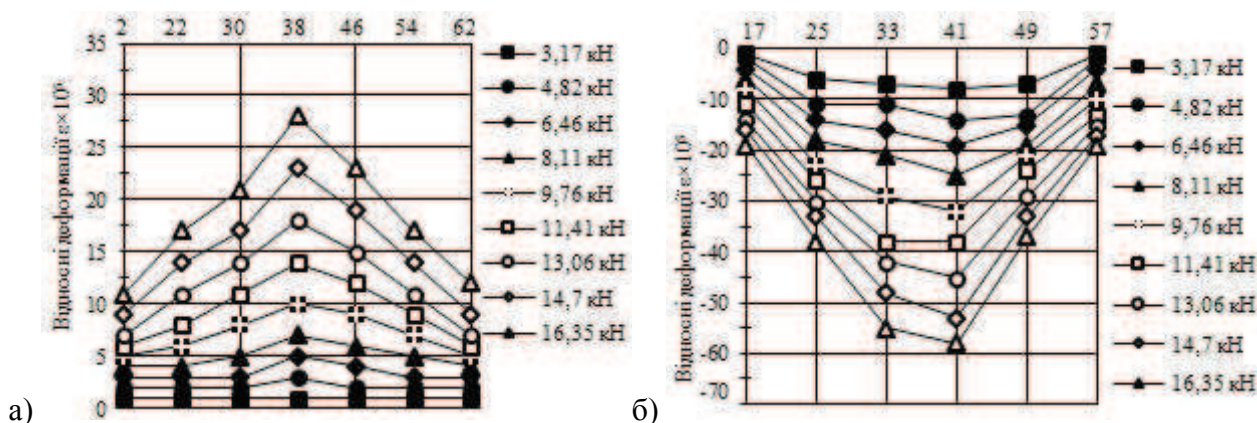


Рис. 5 – Деформації верхнього (а) та нижнього поясів (б) експериментального зразка просторової структурно-вантової сталезалізобетонної аркової конструкції покриття

Максимальні деформації виникли посередині конструкції, які на 60% перевищували деформації у крайніх перерізах.

Деформації у дзеркально розміщених перерізах відносно поздовжньої і поперечної осей симетрії мали приблизно однакові значення. Максимальна розбіжність між усередненими значеннями деформацій (покази тензорезисторів з лицьового і зворотного боку в одному перерізі) в дзеркально розташованих перерізах відносно поперечної осі симетрії конструкції для верхнього пояса дорівнювала 8,7%, а для нижнього пояса 5,4% (рис. 6).

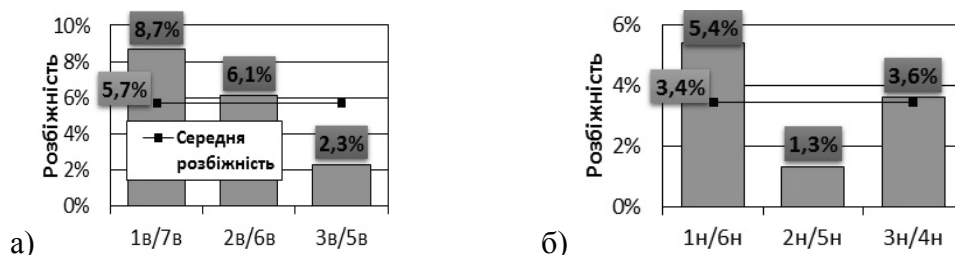


Рис. 6 – Розбіжність отриманих деформацій в поперечних перерізах верхнього пояса (а) та нижнього пояса (б) експериментального зразка просторової структурно-вантової сталезалізобетонної аркової конструкції покриття

Незначна різниця деформацій в досліджуваних поперечних перерізах свідчить про те, що розвиток деформації був рівномірним по всій конструкції. Такий розподіл деформації вказує на те, що верхній пояс працював на осьовий стиск.

Висновки. Із аналізу отриманих даних та залежностей встановлено, що просторові сталезалізобетонні модулі та нижній пояс, об'єднані між собою болтами, працювали як єдина система, а розроблені вузли з'єднання забезпечили надійну і сумісну роботу елементів

конструкції. Деформації в досліджуваних перерізах мали лінійний характер, що є звичайним для сталевих елементів при роботі у пружній стадії. Відносні деформації в елементах решітки розподілялися таким самим чином як і у звичайних стрижневих конструкціях, зокрема фермах та структурах. Як і очікувалося, максимальні деформації в поясах виникли по середині конструкції, а в решітці – в опорних стрижнях конструкції, які в середньому на 20-30% перевищували деформації в інших стрижнях. Деформації у дзеркально розміщених перерізах відносно поздовжньої і поперечної осей симетрії конструкції мали приблизно однакові значення.

Список літератури

1. Стороженко Л. І. Особливості конструктивного рішення та проектування повнорозмірного експериментального зразка структурно-вантового сталезалізобетонного покриття / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія : Галузеве машинобудування, будівництво. – 2016. – Вип. 1. – С. 51–59.
2. Стороженко Л. І. Просторові сталезалізобетонні структурно-вантові покриття: Монографія / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій, С. А. Гапченко – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2015. – 218 с.
3. Гасій Г. М. Основи формотворення і проектування просторових покриттів із структурно-вантових сталезалізобетонних конструкцій / Г. М. Гасій // Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серія : Создание высокотехнологических экокомплексов в Украине на основе концепции сбалансированного (устойчивого) развития. – 2016. – Вип. 87. – С. 48–53.
4. Gasii G. M. Types of steel and concrete composite cable space frames / G. M. Gasii / Science and Transport Progress. Bulletin of Dnipropetrovsk National University of Railway Transport. – 2016. – № 6. – P. 158–165. DOI: 10.15802/stp2016/90514.
5. Демчина Б. Г. Розрахунок просторових попередньо напружених комбінованих сталезалізобетонних шпренгельних конструкцій / Б. Г. Демчина, Ю. Ю. Вибранець, Ю. І. Іваник // Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серія : Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. – 2015. – Вып. 82. – С. 77–83.
6. Шмуклер В. С. Экспериментальные исследования пролётного строения пешеходного моста нового типа / В. С. Шмуклер, Е. С. Краснова, С. Н. Краснов // Вестник Харьковского национального автомобильно-дорожного университета. – 2012. – Вып. 58. – С. 70–77.
7. Дослідження і проектування сталезалізобетонних структурних конструкцій: Монографія / [Л. І. Стороженко, В. М. Тимошенко, О. В. Нижник та ін.]. – Полтава: АСМІ, 2008. – 262 с.
8. Gasii G. M. Comparative characteristics of the spatial grid-cable steel-concrete composite slab / G. M. Gasii / Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. – 2016. – № 844. – С. 260–265.
9. Gasii G. M. The flat double-layer grid-cable steel-concrete composite / G. M. Gasii // Proceedings of the METNET Seminar 2016 in Castellon. – Hämeenlinna: HAMK University of Applied Sciences, 2016. – P. 56–62.
10. Storozhenko L. I. Analysis of stress-strain state of the steel-concrete composite ribbed slab as a part of the spatial grid-cable suspended structure / L. I. Storozhenko, G. M. Gasii // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Серія : Галузеве машинобудування, будівництво. – 2016. – Вип. 2. – P. 81–86.
11. Стороженко Л. І. Великопролітні структурно-вантові сталезалізобетонні покриття для будівель і споруд аеропортів / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Проблеми розвитку міського середовища. – 2016. – Вип. 2. – С. 72–79.

УДК 624.014:624.074.7:624.953

ПРОБЛЕМИ ПОСИЛЕННЯ КОРПУСІВ МЕТАЛЕВИХ ЦИЛІНДРИЧНИХ РЕЗЕРВУАРІВ ФІБРОПЛАСТИКОВИМИ МАТЕРІАЛАМИ

к.т.н., доц. **Дзюба С.В.**

к.т.н., доц. **Михайлов А.А.**

Одеська державна академія будівництва і архітектури, м. Одеса

Анотація. Розглядаються особливості існуючого в Україні парку металевих вертикальних циліндричних резервуарів, аналізуються причини і характер зносу їх стінок, а також традиційні методи посилення. Оцінюється ефективність використання для посилення фібропластикових матеріалів

Ключові слова: металеві циліндричні резервуари, методи посилення стінок резервуарів, фібропластикові системи

ПРОБЛЕМЫ УСИЛЕНИЯ КОРПУСОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ РЕЗЕРВУАРОВ ФИБРОПЛАСТИКОВЫМИ МАТЕРИАЛАМИ

к.т.н., доц. **Дзюба С.В.**

к.т.н., доц. **Михайлов А.А.**

Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса

Аннотация. Рассматриваются особенности существующего в Украине парка металлических вертикальных цилиндрических резервуаров, анализируются причины и характер износа их стенок, а также традиционные методы усиления. Оценивается эффективность использования для усиления фибропластиковых материалов

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

THE PROBLEMS OF WALL STRENGTHENING OF METALLIC CYLINDRICAL RESERVOIRS BY FIBER REINFORCED PLASTICS

Ph. D. **Dzyuba S.V.**

Ph. D. **Mikhailov A.A.**

Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa

Abstract. The Ukraine has a large pool of metallic cylindrical reservoirs which have been estimated at 17...20 thousands of units by different analysts at the beginning of 2000th and more than 360 such structures had capacity of 2000...50000 m³ at that time. The normative term of their exploitation is 20 years but the actual middle age of national reservoir pool is about 30...40 years.

The wear and tear of metallic cylindrical reservoir walls that makes its need to strengthen is determined by two effects: corrosion and fatigue of steel in the places of stress concentration. The traditional methods of reservoir strengthening have a lot of drawbacks.

The modern alternative of traditional techniques of reservoir wall strengthening might be the complex elevation of load bear capacity by the external applying of high strength fiber reinforced plastic (FRP) materials on the most stressed belts of reservoir walls made orthogonally to the axes of the structures.

In this work there are some determinations of stress state characteristics of the FRP strengthened reservoir walls in the case of presence of initial internal pressure and applying of prestressed external FRP system.

The external reinforcement of the walls of metallic cylindrical reservoirs by high strength FRP materials makes it able to raise significantly their load bear capacity. The affectivity of such solutions could be obtained by use of prestressed or high modulus FRP elements.

The difference of parameters of thermal expansion of steel and reinforcing fibers affects essentially the stress distribution inside of construction layers and gives the high increase of strain in the case of use of high modulus fibers. The determination of the stress state changes of FRP reinforced reservoir walls that caused by thermal expansions is brought in this work.

The additional drawback of high modulus construction fibers is quite high price.

The use of the prestressing methods for FRP elements allows effective applying of more cheap construction fibers with Young's modulus of middle range for external strengthening of cylindrical reservoirs which characterized by limited dimensions.

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

1. Проблема усиления корпусов металлических цилиндрических резервуаров

Повышение несущей способности конструкций металлических цилиндрических резервуаров является в настоящее время актуальной задачей [1-4]. Украина обладает обширным парком металлических цилиндрических резервуаров, насчитывавшим по различным оценкам на начало 2000-х годов порядка 17...20 тыс. штук, из которых более 360 сооружений имели вместимость 2000...50000 м³ [5]. При нормативном сроке службы 20 лет, средний возраст парка отечественных резервуаров составляет около 30...40 лет. Длительная эксплуатация их конструкций является одной из основных причин, определяющих физический износ и сопутствующую аварийность. Проблема в значительной мере осложняется неполной практической загруженностью парка резервуаров, составлявшей в течение последних 20-ти лет для различных отечественных предприятий нефтехимического комплекса 10...50% [6]. При этом длительный вывод сооружений из эксплуатации в большинстве случаев осуществлялся без соблюдения необходимых мер консервации, что способствовало ускоренному накоплению дефектов несущих конструкций.

Физический износ стенок металлических цилиндрических резервуаров, требующий реализации мероприятий по их усилению, определяется двумя основными причинами: коррозией и усталостью металла в местах концентрации напряжений.

Проблема коррозии стенок актуальна, главным образом, для резервуаров малой и средней вместимости (до 5000 м³), у которых толщина данных конструкций находится в пределах 4...10 мм [5, 7]. В обычных условиях средняя скорость коррозии стенок резервуаров составляет около 0,015 мм/год, а при неудовлетворительной эксплуатации, а также при хранении сероводородсодержащей нефти или легких бензинов плотностью менее 750 кг/м³, может достигать до 0,5 мм/год, имея тенденцию к кратному повышению в локальных зонах, что при незначительных абсолютных толщинах элементов может приводить к существенному росту кольцевых напряжений. Кроме того, некоторые исследования [8, 9] указывают на то, что коррозия тонкостенных листовых элементов ведет к сопутствующему снижению прочностных характеристик применяемого металла. Имеющийся анализ надежности эксплуатации резервуаров вместимостью 1000...5000 м³ [1], учитывающий данную проблему, свидетельствует о том, что по истечению 30 лет эксплуатации требуется понижение проектного уровня наполнения этих сооружений.

Вторая проблема, определяющаяся износом стенок цилиндрических резервуаров вследствие усталости металла вертикальных стыков при количестве заполнений и сливов порядка $5 \times 10^3 \dots 10^4$ циклов, характерна для более крупных сооружений [10]. При этом

наиболее опасными местами их конструкций являются вертикальные стыковые сварные швы рулонированных элементов стенки, в которых по причине геометрических несовершенств монтажа, при толщинах металла более 12 мм, возникают значительные изгибающие моменты [11, 12], сопровождаемые в дальнейшем образованием вертикальных усталостных трещин [10]. При действии гидростатического давления потеря устойчивости берегов указанных трещин наступает уже при их длинах более 1000 мм [13]. Широкое использование рулонированного способа сборки в отношении отечественных металлических резервуаров привело к тому, что в настоящее время в аварийном состоянии находится большого количества подобных сооружений, работавших в режиме интенсивного малоциклового нагружения (1...2 цикла налива-слива в сутки) [14].

2. Традиционные методы решения проблемы

Традиционные методы усиления стенок металлических резервуаров являются весьма дорогостоящими и, как правило, связаны с выполнением различных видов сварочных работ, для осуществления которых сооружения обычно надолго выводятся из эксплуатации: производится их слив, дегазация, зачистка от скопившейся на дне грязи (иногда составляющей сотни тонн) и внутренняя пропарка. Сами же сварочные работы сопряжены с рядом пожарных ограничений.

Наличие локальных зон, характеризующихся существенными коррозионными повреждениями нижних поясов стенок, заставляет реализовывать замену их отдельных участков, приводящую к накоплению в их стыках остаточных температурных напряжений и вероятному появлению выпуклостей листовых элементов. Кроме того, используемые технологии замены элементов, предусматривающие выполнение нахлесточных соединений [15, 16], приводят к образованию концентраций напряжений и способствуют процессам развития местной усталости металла при малоцикловых режимах нагружений.

Равномерное коррозионное разрушение стенок на практике обычно компенсируется применением методов бандажирования [15, 16, 17], предусматривающих внешнее усиление стальными кольцами, стягиваемыми резьбовыми соединениями. Использование отстоящих друг от друга колец также может способствовать трещинообразованию совмещенных в одну линию сварных швах, а также проявлению местной потери устойчивости прокорродировавших участков стенки.

Развитием идеи внешнего усиления корпусов цилиндрических резервуаров явилось предложение навивки на их поверхностях высокопрочных проволок и лент, устанавливаемых с предварительным напряжением [18-25]. Однако в силу сложности крепления на поверхностях оболочек таких конструкций предварительно напрягаемых гибких элементов, а также в связи с неотработанностью соответствующих технологических процессов, реализация данного метода повышения несущей способности ограничилась только возведением экспериментальных сооружений.

С наиболее опасными дефектами стенок, определяемыми возникновением вертикальных усталостных трещин сварных соединений, в настоящее время эффективно удастся бороться только методом вварки по всей высоте резервуаров специальных листовых «гребенчатых» вставок, позволяющих добиться разбежности вертикальных швов по поясам их конструкций [10, 12, 26]. При этом подобное усиление является крайне сложной технологической задачей, требующей придания участкам стенки, расположенным по сторонам от ее выреза, правильной геометрической формы (чему противодействуют выгибающие моменты), а также нуждающейся в точной подгонке и фиксации положения элементов листовых вставок [12]. Рассматриваемое усиление также существенно осложняется наличием значительных (до 2 мм) поперечных усадок сварных швов, приводящих к нарушению кривизны фрагментов стенки резервуара.

3. Повышение несущей способности стенок цилиндрических резервуаров внешним фибропластиковым армированием

Концепция. Современной альтернативой описанным выше решениям может служить комплексное усиление стенок металлических цилиндрических резервуаров внешним армированием высокопрочными фибропластиковыми материалами, размещаемыми по высоте наиболее нагруженных их поясов перпендикулярно осям сооружений [1]. Подобные усиления позволяет осуществлять эффективное восполнение материала, утраченного в процессе коррозии, а также консервацию дефектов, обусловленных процессами усталостного разрушения соединений листовых элементов [2, 3]. Немаловажной также является сопутствующая «не силовая» реабилитация, обеспечивающая герметизацию и необходимую антикоррозионную защиту внешних поверхностей стенок резервуаров.

Напряженное состояние. В стальном цилиндрическом резервуаре (рис. 1), имеющем радиус r и толщину стенок t_s , находящемся под действием начального внутреннего давления P' и усиливаемом внешним непрерывным поперечным армированием фибропластиковыми элементами, установленными с предварительным напряжением σ_{f0} , при повышении внутреннего давления на величину ΔP действуют напряжения, составляющие для элементов фибропластикового усиления и стальной стенки резервуара, соответственно [2],

$$\sigma_f = \sigma_{f0} + \frac{m[N_{f-x,z} + t_s E_s (\alpha_s \Delta T_{s2} - \alpha_f \Delta T_{f2})]}{t_s + t_f m}, \quad (1)$$

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

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 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 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_{f2} — наиболее невыгодные изменения температур стальной и фибропластиковой составляющих оболочки, вызывающие дополнительное обжатие конструкции; ΔT_{s2} и ΔT_{f1} — наиболее невыгодные изменения температур стальной и фибропластиковой составляющих оболочки, вызывающие распор конструкции.

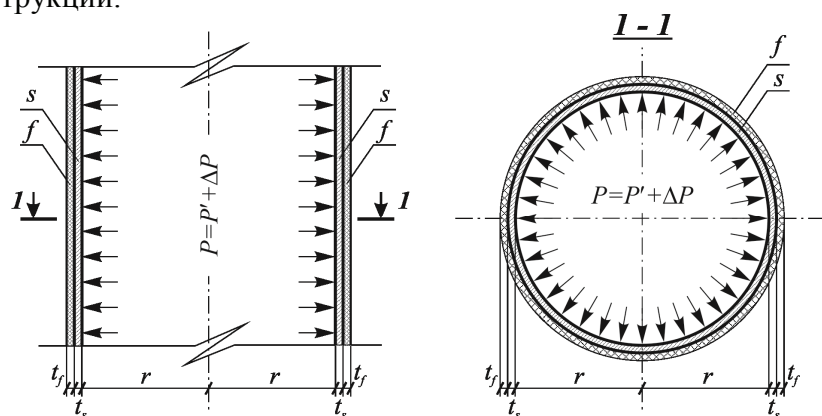


Рис. 1. Расчетная схема стальной оболочки цилиндрического резервуара, усиленной внешним поперечным фибропластиковым армированием: s — стальная оболочка резервуара, f — слой внешнего поперечного фибропластикового усиления

Факторы, определяющие эффективность фибропластикового усиления металлических резервуаров. Как видно из вышеприведенных формул наибольшей эффективности фибропластикового усиления возможно достичь при использовании предварительного напряжения или высокомодульного внешнего армирования. Придание предварительного напряжения фибропластиковому усилению становится возможным при применении соответствующих ламинированных элементов заводской готовности, в то время как «мокрые» технологии изготовления фибропластиков непосредственно на поверхности конструкции, основанные на применении армирующих тканей и лент, как правило, такой возможности не предоставляют. Компенсирование отсутствия предварительного напряжения может быть достигнуто использованием высокомодульного углеродного волокна, модуль упругости которого может превышать соответствующий показатель стали в 3 и более раз, позволяя перераспределять на внешнее армирование большую долю действующих усилий.

Изготовление фибропластикового усиления возможно с использованием различных видов армирующих волокон [27-37], при этом наибольшую прочность и модуль упругости ему придают стойкие к различным видам воздействий углеродные волокна (табл. 1). Значительно меньшая жесткость высокопрочных фибропластиков достигается при применении стеклянных волокон, отличающихся большей механической повреждаемостью и чувствительностью к вредным воздействиям окружающих сред. Промежуточные жесткостные характеристики данных материалов могут быть получены при использовании арамидных волокон, выделяющихся стойкостью к абразивным и ударным воздействиям.

Таблица 1

Характерные показатели физико-механических свойств конструкционных волокон в сравнении со сталью; адаптировано по [37]

Материал	Модуль упругости, E , ГПа	Прочность при растяжении, σ_r , МПа	Относительная деформация при разрыве, ε_r , %	Плотность, ρ , гр./см ³
Е-стекловолокно	70...80	2000...3500	3,5...4,5	2,5...2,6
S-стекловолокно	85...90	3500...4800	4,5...5,5	2,46...2,49
Высокомодульное углеродное волокно	390...760	2400...3400	0,5...0,8	1,85...1,9
Высокопрочное (нормально модульное) углеродное волокно	240...280	4100...5100	1,6...1,73	1,75
Арамидные волокна	62...180	3600...3800	1,9...5,5	1,44...1,47
Сталь	206	230...400 – предел текучести; 350...600 – предел прочности	20...30	7,8

В тоже время конструкционные волокна демонстрируют существенные отличия от сталей в температурном деформировании, приводящие к значительному перераспределению напряжений в составе усиленных фибропластиками оболочек цилиндрических резервуаров [4]. Так, при отсутствии на момент усиления начального давления в резервуаре и установке фибропластиков без предварительного напряжения, взаимосвязь между напряжениями в металлическом и фибропластиковом слоях комплексной конструкции стенки, абстрагированная от продольных напряжений, составит:

$$\sigma_s = \frac{\sigma_f}{m} - (\alpha_s - \alpha_f) \Delta T E_s . \quad (4)$$

где: ΔT — величина равномерного изменения температуры всех слоев стенки резервуара.

Таким образом изменение напряжений в металлической составляющей усиленной стенки цилиндрического резервуара $\Delta \sigma_T = (\alpha_s - \alpha_f) \Delta T E_s$, обусловленное температурными колебаниями $\Delta T = \pm 40^\circ\text{C}$, для различных видов конструкционных волокон может достигать величин представленных в таблице 2. При этом наибольшее изменение параметров напряженного состояния имеет место при использовании углеродных и арамидных волокон, а наименьшее — при изготовлении усиливающих фибропластиков на основе стекловолокна.

Таблица 2

Коэффициенты линейных температурных деформаций различных видов конструкционных волокон и сопряженные с ними колебания напряжений в металлических составляющих цилиндрических оболочек, усиленных внешним поперечным фибропластиковым армированием

Конструкционные волокна	Коэффициент линейных температурных деформаций, α_f , $10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$	Температурные колебания, $^\circ\text{C}$	Колебания температурных напряжений, $\Delta \sigma_T$, кН/см^2
Е-стекловолокно	5,4	± 40	$\pm 4,1$
S-стекловолокно	2,9		$\pm 6,2$
Высокомодульное углеродное волокно	-1,45		$\pm 9,8$
Высокопрочное (нормально модульное) углеродное волокно	-0,9		$\pm 9,3$
Арамидные волокна	-2,0		$\pm 10,2$

Еще одним недостатком наиболее высокомодульных конструкционных волокон является их высокая стоимость (табл. 3, рис. 2), многократно превосходящая стоимость высокопрочного стекловолокна и таким образом оставляющего за последним дальнейшие перспективы при выполнении усиливающих аппликаций. При этом практическое использование относительно низко модульных стеклянных волокон возможно только при наличии предварительного напряжения фибропластиковых элементов, беспрепятственное достижение которого удастся только для конструкций незначительных диаметров. При усилении крупногабаритных резервуаров создание предварительного напряжения фибропластиковых элементов сопряжено с рядом технологических и конструктивных сложностей, усугубляемых не всегда правильной геометрической формой реальных сооружений.

Таблица 3

Сравнение ценовых показателей различных видов конструкционных волокон и арматурной стали; адаптировано по [38]

Конструкционные волокна / Арматурная сталь	Цена, евро/кг
Е-стекловолокно	1,25...2,5
S-стекловолокно, R-стекловолокно	15...25
Углеродные волокна	10...45
Арамидные волокна	18...30
Борные волокна	70...500
Арматурная сталь	0,6...0,7

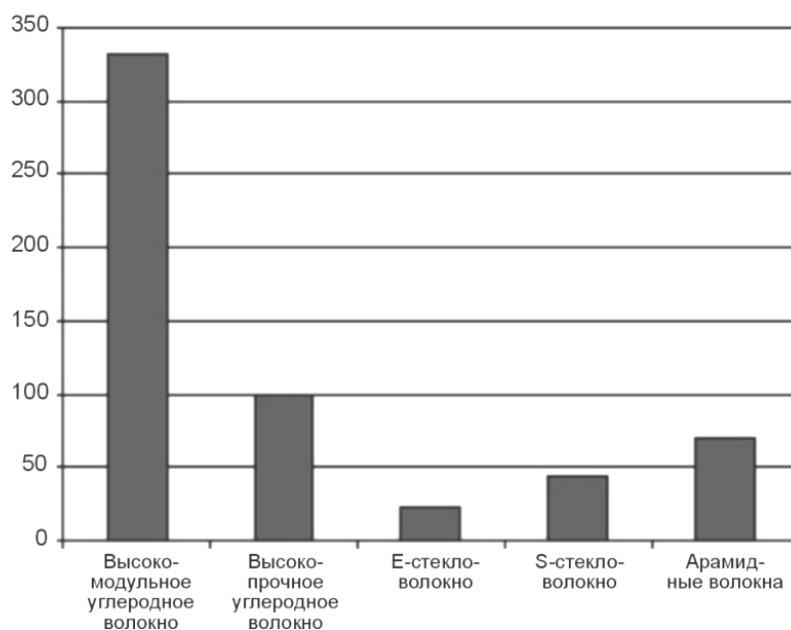


Рис. 2. Соотношение условных коэффициентов стоимости различных видов конструкционных волокон; адаптировано по [38]

Вывод

Внешнее армирование стенок металлических цилиндрических резервуаров высокопрочными фибропластиковыми материалами позволяет в значительной степени увеличить их несущую способность. Эффективность подобных решений достигается при использовании предварительного напряжения фибропластиковых элементов, а также при применении в их составе высокомодульных конструкционных волокон. При этом различия в параметрах термического деформирования сталей и армирующих волокон существенно влияют на распределение напряжений в слоях соответствующих конструкций, давая максимальный прирост усилий при использовании высокомодульных материалов. Применение методов предварительного напряжения фибропластиковых элементов позволяет эффективно использовать при внешнем усилении цилиндрических резервуаров ограниченных габаритных размеров значительно более дешевые конструкционные волокна, отличающиеся средними величинами модулей упругости.

Литература

1. 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
2. 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. – Одеса: ОДАБА, 2015. – С. 66-78.
3. 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. – Одеса: ОДАБА, 2015. – С. 32-39.
4. 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. – Одеса: ОДАБА, 2016. – С. 39-50.

5. 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.
6. Современное состояние нефтеперерабатывающей промышленности и рынка нефтепродуктов в государствах — участниках СНГ (информационно-аналитический обзор) / Исполнительный комитет Содружества независимых государств. – М., 2015. – 31 с.
7. 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.
8. 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.
9. 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.
10. 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.
11. 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.
12. 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.
13. 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.
14. Билецкий С.М., Голинько В.М., Барвинко Ю.П. Пути повышения эксплуатационной надежности сварных цилиндрических резервуаров, изготавливаемых из рулонированных заготовок // Автоматическая сварка, 1990, №3. – С. 50-52.
15. Правила технической эксплуатации резервуаров и инструкции по их ремонту. – М.: «Недра», 1988. – 182 с.
16. Рекомендации по усилению и ремонту строительных конструкций инженерных сооружений. – М.: ЦНИИПромзданий, 1990.
17. Рекомендации по восстановлению несущей способности цилиндрических резервуаров способом усиления стенки стальными кольцевыми бандажами. – Астрахань: ЦНИЛ, 1984.
18. Беленя Е.И., Астряб С.М., Рамазанов Э.Б. Предварительно напряженные металлические листовые конструкции. – М.: Сиройиздат, 1979. – 192 с.
19. 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.
20. 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.

21. Астряб С.М., Гусев Б.М. Экспериментально-теоретическое исследование прочности предварительно-напряженной цилиндрической оболочки // Труды НИИХИММаш, №56. –М.: 1972.
22. Беленя Е.И. Предварительно-напряженные несущие металлические конструкции. –М.: 1975.
23. 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.
24. Беленя Е.И., Сафарян М.К., Рамазанов Э.Б. Экспериментальные исследования предварительно-напряженного стального резервуара // Экспрессинформация Мингазпрома, №23. –М.: 1968.
25. 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.
26. 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.
27. 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.
28. Handbook of Composites. Edited by Peters, S.T. Second edition. – London: Chapman & Hall, 1998. – 1118 p.
29. Bryan Harris. Engineering Composite Materials. – London: The Institute of Materials, 1999. – 194 p.
30. FRP Design Guide, S&P Clever Reinforcement Company, Brunnen, Switzerland, June 2000. – 70 p.
31. Cripps, A., Harris, B. and Ibell, T. Fibre-reinforced polymer composites in construction, C564. – London: CIRIA, 2002.
32. Shcnioi, R.A., Moy, S.S.J., Hollaway, L.C. Advanced polymer composites for structural application. – Thomas Telford, 2002.
33. Mortensen A. Concise Encyclopedia of Composite Materials. – Pergamon, 2007. – 958 p.
34. High-Performance Construction Material. Edited by Caijun Shi and Y.L. Mo. –World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd., 2008. – 431 p.
35. Fibrous and composite materials for civil engineering applications. Edited by R. Figueiro. – Woodhead Publishing Limited, 2011. – 401 p.
36. Advanced fibre-reinforced polymer (FRP) composites for structural applications. Edited by Jiping Bai. – Woodhead Publishing Limited, 2013. – 906 p.
37. 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.
38. Friberg E., Olsson J. Application of fiber reinforced polymer materials in road bridges – General requirements and design considerations // Master of Science Thesis in the Master's Programme of Structural Engineering and Building Technology / Department of Civil and Environmental Engineering, Division of Structural Engineering, Chalmers University of Technology: Göteborg, Sweden, 2014. – 359p.

УМОВИ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ НАДІЙНОСТІ І ТЕХНОЛОГІЧНОЇ БЕЗПЕКИ ПРИ КОРОЗІЙНОМУ РУЙНУВАННІ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

Корольов В.П., д.т.н., проф.

ДНВЗ «Приазовський державний технічний університет», м. Маріуполь

Селютін Ю.В., к.т.н.,

Донбаський центр технологічної безпеки

ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М.Шимановського», м. Маріуполь

Шевченко О.Н., к.т.н., доц.,

Підкомітет – 4 ТК 301 «Металобудівництво», м. Маріуполь

Анотація. Викладено методичний підхід до управління технологічною безпекою конструкцій та споруд за рівнем корозійної небезпеки. Високий рівень зносу основних фондів і граничні терміни служби конструкцій будівель і споруд є суттєвими загрозами технологічної безпеки. Технологічна безпека являє важливу структурну складову безпеки підприємства, що характеризує систему заходів для підтримки роботоздатності, підвищення експлуатаційних властивостей конструкцій, які повністю або суттєво вичерпали свій нормативний ресурс. Такі об'єкти розглядаються як джерела потенційної небезпеки при модернізації (технічному переоснащенні), реконструкції та продовженні терміну їхньої експлуатації.

В даному контексті поняття корозійної небезпеки включає визначальні параметри корозійного стану або ситуацію (загрозу), при яких збільшується ймовірність настання збитку. Таким чином, створюються умови для логістичного менеджменту і аналізу ризиків конструктивних і технологічних рішень програм забезпечення надійності при продовженні ресурсу промислових об'єктів.

Розвиток положень роботи дозволило запропонувати класифікацію ознак техніко-технологічних ризиків при відновленні захисту від корозії конструкцій згідно вимог технічного обслуговування за фактичним станом.

Процесний підхід до забезпечення технологічної безпеки конструкцій відображає стратегію діяльності DMAIC (define, measure, analyze, improve, control). Дані контролю корозійного стану об'єктів (параметри «виходу» системи) дозволяють зробити аналіз надійності (параметри «входу») для обґрунтування вимог технологічної безпеки з урахуванням показників ремонтпридатності, живучості та післяремонтної несучої здатності. Сформована логістична система резервування живучості за ознаками корозійної небезпеки промислових об'єктів.

Логістичний менеджмент при резервуванні живучості конструкцій за ознаками корозійної небезпеки дозволяє усунути невизначеність і суб'єктивізм при виборі проектних рішень системи протикорозійного захисту конструкцій. Для реального бізнесу оцінка технологічної безпеки промислових об'єктів означає зниження ризиків, викликаних корозійною небезпекою. Таким чином, отримує реалізацію теорія потенційної ефективності для оцінки ризиків з урахуванням надійності, живучості та безпеки конструкцій.

Ключові слова: моніторинг корозійної захищеності, ризик-діагностика корозійної небезпеки, захист від корозії, управління технологічною безпекою, технічне обслуговування за фактичним станом.

УСЛОВИЯ ОБЕСПЕЧЕНИЯ НАДЕЖНОСТИ И ТЕХНОЛОГИЧЕСКОЙ БЕЗОПАСНОСТИ ПРИ КОРРОЗИОННОМ РАЗРУШЕНИИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Королёв В.П., д.т.н., проф.,

ГВУЗ «Приазовский государственный технический университет», г. Мариуполь

center_sts@ukr.net

Селютин Ю.В., к.т.н.,
Донбасский центр технологической безопасности
ООО «Укринсталькон им. В.Н. Шимановского», г. Мариуполь
donctb@ukr.net

Шевченко О.Н., к.т.н., доц.,
Подкомитет-4 ТК-301 «Металлостроительство», г. Мариуполь
shevchenko6767@mail.ru

Аннотация. Изложен методический подход к управлению технологической безопасностью конструкций и сооружений по уровню коррозионной опасности промышленных объектов. Высокий уровень износа основных фондов и предельные сроки службы конструкций зданий и сооружений являются существенными угрозами технологической безопасности. Технологическая безопасность представляет важную структурную составляющую безопасности предприятия, характеризующую систему мер для поддержания работоспособности, повышения эксплуатационных свойств конструкций, которые полностью или в значительной степени исчерпали свой нормативный ресурс. Такие объекты рассматриваются как источники потенциальной опасности при модернизации (техническом перевооружении), реконструкции и продлении срока их эксплуатации.

В данном контексте понятие коррозионной опасности включает определяющие признаки коррозионного состояния или ситуацию (угрозу), при которых увеличивается вероятность наступления ущерба. Таким образом, создаются условия для логистического менеджмента и анализа рисков конструктивных и технологических решений программы обеспечения надежности при продлении ресурса промышленных объектов.

Развитие положений работы позволило предложить классификацию признаков технико-технологических рисков при возобновлении защиты от коррозии конструкций по требованиям технического обслуживания по фактическому состоянию.

Процессный подход к обеспечению технологической безопасности конструкций отражает стратегию деятельности DMAIC (define, measure, analyze, improve, control). Данные контроля коррозионного состояния объектов (параметры «выхода» системы) позволяют произвести анализ надежности (параметры «входа») для обоснования требований технологической безопасности с учетом показателей ремонтпригодности, живучести и послеремонтной несущей способности. Сформирована логистическая система резервирования живучести конструкций на основе признаков коррозионной опасности промышленных объектов.

Логистический менеджмент при резервировании живучести конструкций по признакам коррозионной опасности позволяет устранить неопределенность и субъективизм при выборе проектных решений системы противокоррозионной защиты конструкций. Для реального бизнеса оценка технологической безопасности промышленных объектов означает снижение рисков, вызванных коррозионной опасностью. Таким образом, получает реализацию теория потенциальной эффективности для оценки рисков с учетом надежности, живучести и безопасности конструкций.

Ключевые слова: мониторинг коррозионной защищенности, риск-диагностика коррозионной опасности, защита от коррозии, управление технологической безопасностью, технического обслуживания по фактическому состоянию.

CONDITIONS OF ASSURING THE RELIABILITY AND PROCESS SAFETY AT CORROSION FAILURE OF STRUCTURAL STEEL

Korolov V.P., D.Eng.Sc., prof.,
State Higher School «Priazovsky State Technical University», Mariupol,

Selyutin Yu.V., PhD.,

DonTSTB of "V.N. Shimanovsky Ukrinstalkon" LTD

Shevchenko O.N., PhD., Associate Professor

Subcommittee - 4 of "Metal engineering" TC 301 Technical Committee for Standardization
center_sts@ukr.net

Abstract . Methodological approach has been developed to managing technological safety of structures and installations based on a level of an industrial facility corrosion hazard. A high level of depreciation of the fixed assets and limited life span of structures pose a significant threat to technological safety. Technological safety is an important structural component of the safety of an enterprise, which characterizes the system of measures for maintaining serviceability and improving performance of structures that have completely or largely exhausted their design life. Such facilities are viewed as a source of potential hazard in the course of their modernization (refurbishment), revamp, and service life extension.

As used here, the concept of corrosion hazard includes indicators determining corrosion state or situation (threat) at which the probability of damage increases. Thus, conditions are being created for logistical management and analysis of risks of structural solutions of programs of reliability assurance when extending industrial facility life.

Development of the provisions of work has allowed proposing a classification of signs of technical and process risks under restoration of structure corrosion protection while maintaining and repairing facilities in their actual state.

Process approach to assuring technological safety of structures reflects DMAIC action strategy (define, measure, analyze, improve, control). The data of facility corrosion state monitoring (parameters of system «output») allows carrying out reliability analysis (parameters of system «input») for setting technological safety requirements with account for the indices of repairability, survivability and post-repair load capacity. Logistical system has been generated for structural survivability reserve planning on the basis of signs of corrosion hazard.

Logistical management in the course of structural survivability reserve planning based on corrosion hazard allows eliminating uncertainty and subjectivity when choosing design solutions of system of corrosion protection of structural steel. For real business, assessment of technological safety of industrial facilities means reducing the risks due to corrosion hazard. Thus, the theory of potential effectiveness becomes implemented to assess risks with account for reliability, durability and safety of structures.

Keywords: monitoring of corrosion protection, diagnostics of risk of corrosion hazard, corrosion protection, management of technological safety, actual condition-based maintenance (CBM).

Постановка проблеми. Реформа системи технічного регулювання в будівельному комплексі України по правилах Європейського Союзу, вихід на міжнародні стандарти в області забезпечення якості, надійності та безпеки створили сприятливі умови для адаптації національних технічних регламентів та гармонізації будівельних норм і правил. Разом з цим, залишаються нерешеними питання аналізу ефективності заходів протикорозійної захисту в процесі експлуатації, що викликане низьким рівнем корозійного інжиніринга та менеджменту служб промислових підприємств та підприємств. В Рішенні Міжведомственої комісії по питаннях науково-технологічної безпеки при Раді національної безпеки та оборони України від 13 жовтня 2009 г. корозійний стан металобудівель визнано критичним, що становить загрозу сталому розвитку основних галузей економіки країни.

Не викликає сумніву, що проблема забезпечення надійності та безпеки металобудівель в корозійних середовищах має комплексний багатоплановий та багаточинний характер [1–3]. Особливим аспектом проблеми корозійно-механічного

разрушения являются вопросы технического обслуживания корродирующих конструкций по фактическому состоянию.

В настоящее время оценка коррозионного состояния стальных конструкций выполняется в соответствии с требованиями норм [4–6]. Следует отметить ограниченный состав определяющих параметров, не позволяющий производить техническое диагностирование признаков коррозионной опасности для восстановления работоспособного состояния конструкций. В пособии [6] показатель глубины проникновения коррозии определяется без учета доверительного интервала статистической погрешности измерений. Влияние коррозионных повреждений на несущую способность в нормах [7] предлагается учитывать путем изменения геометрических характеристик сечений на основе данных равномерной коррозии и коэффициента слитности сечения, что делает невозможным учет особенностей неравномерного (местного) разрушения конструктивных элементов.

Значительным шагом вперед на пути развития диагностического обеспечения безопасности является внесение изменений в нормы ДБН В.2.6-198 [5], допускающих использование мер первичной защиты (увеличение толщины проката) с учетом уровня коррозионной опасности. Отмечается необходимость применения конструктивных решений, препятствующих развитию местной, щелевой, контактной, межкристаллитной коррозии и коррозионному растрескиванию. Существенным ограничением для оценки работоспособности конструкций, является условие расчетной оценки долговечности при увеличении толщины металлопроката только после подтверждения соответствия по нормам ДСТУ-Н Б А.1.2 [8]. Дополнительное проектное требование ДБН В.2.6-198 (п. 5.3.4) не позволяет учитывать изменение несущей способности в результате увеличения толщины конструктивных элементов по мерам первичной защиты. Указанные условия норм проектирования направлены на повышение проектной надежности, однако, создают неопределенность при техническом обслуживании корродирующих конструкций по фактическому состоянию.

Цель и задачи исследования. Работа направлена на научно-экспериментальное обоснование временного и функционального резервирования несущей способности стальных конструкций при техническом обслуживании корродирующих конструкций по фактическому состоянию.

В период 70^х - 90^х годов государственное регулирование производилось антикоррозионными службами, в компетенцию которых входил учет коррозионных потерь и затрат на противокоррозионную защиту. Регламентные требования поддержания качества и долговечности при эксплуатации конструкций определялись указаниями и рекомендациями, основанными на типовой методике по учету потерь от коррозии металла и затрат на противокоррозионную защиту [9]. Для контроля коррозионного состояния и возобновления противокоррозионной защиты ЦНИИПСК им. Н.П. Мельникова было разработано Пособие к СНиП 2.03.11-85* [6], в котором регламентированы меры по поддержанию работоспособности стальных конструкций в коррозионных средах.

Современные требования защиты от коррозии строительных металлоконструкций согласно нормам ДСТУ Б В.2.6-193 [4] предусматривают оценку коррозионной опасности на основе задания сроков службы первичной и вторичной защиты. В соответствии со стандартом EN ISO 12944-5 [10] определен срок службы (стойкость) защитных покрытий для трех классов стойкости: низкого (*L*) - от 2 до 5 лет, среднего (*M*) - от 5 до 15 лет и высокого (*H*) - свыше 15 лет. При определении срока эксплуатации защитных покрытий принято считать, что заданный технический параметр, не является гарантией долговечности, а используется для обеспечения нормальной эксплуатации конструкций с учетом требований технического обслуживания или ремонта.

На основе представленного анализа можно заключить, что технологическая безопасность может быть обеспечена при решении задач временного резервирования несущей способности стальных конструкций с учётом функциональной живучести систем

коррозионной защищённости при приемлемом риске последствий коррозионно-механического разрушения промышленных объектов.

Живучесть системы противокоррозионной защиты. Живучесть является интегральным свойством сложных систем сохранять ограниченную работоспособность при наличии дефектов и повреждений [11]. Живучесть первичной и вторичной защиты от коррозии характеризует способность противодействовать деградационным процессам, изменять назначение, структуру и параметры конструктивных элементов для частичного или полного восстановления защитных функций при техническом обслуживании корродирующих конструкций. Поддержание эксплуатационных характеристик работоспособности металлических конструкций, подвергающихся воздействию агрессивных сред, обеспечивается требованиями ДСТУ Б. 2.6–193 по проектированию защиты от коррозии, правилами технологической и технической эксплуатации зданий и сооружений, а также рекомендациями Пособия по контролю и возобновлению противокоррозионной защиты. Обеспечение надежности стальных конструкций при возобновлении противокоррозионной защиты возможно только на основе применения современных материалов и технологий.

Нормальная эксплуатация в условиях развития деградационных процессов зависит от установленной концепции технического обслуживания, определяющей выбор проектных решений первичной и вторичной защиты от коррозии:

- f – стратегии отказоустойчивости в течение жизненного цикла конструкций (*fault - tolerance*);
- s – стратегии обеспечения живучести по фактическому состоянию конструкций (*survivability*).

Независимо от условий концепции технического обслуживания обеспечение работоспособности корродирующих конструкций требует создания системы мониторинга технологической безопасности зданий и сооружений в соответствии с заданными требованиями надежности.

Как известно, на сегодня концептуальная проработка проблемы технологической безопасности находится в незавершенной и достаточно неопределенной стадии. Вопросы f – стратегии предполагают совершенствование методов функционального и временного резервирования коррозионной защищенности. Существенным для s – стратегии является наличие эффективной системы мониторинга, диагностики коррозионной опасности и принятия решений на основе анализа рисков мер первичной и вторичной защиты при восстановлении работоспособности конструкций промышленных объектов.

Практическая реализация технического обслуживания конструкций по признакам коррозионной защищенности связана с использованием принципа единичного отказа. Рассматриваются следующие модели восстановления работоспособного состояния противокоррозионной защиты стальных конструкций:

- Модель живучести $S1$. Выполняются все функции защиты от коррозии с меньшей эффективностью или при снижении эксплуатационных характеристик:

$$\prod_{i \in I} x(f_i) = 1, x(f_i) = \begin{cases} 1, & \text{если } f_i \text{ выполняется;} \\ 0, & \text{если } f_i \text{ не выполняется.} \end{cases} \quad (1)$$

- Модель живучести $S2$. Выполняется некоторое количество функций первичной и вторичной защиты:

$$\prod_{f_i \in F^s} x(f_i) = 1. \quad (2)$$

- Модель живучести $S3$. Обеспечивается выполнение хотя бы одной функции:

$$\sum_{i \in I} x(f_i) \geq 1; \quad (3)$$

где $f_{i(j)}$ - угроза (i) нарушения работоспособности или вариант (j) восстановления показателей живучести.

Развитие положений ДСТУ Б В.2.6-193 позволило предложить классификацию признаков технико-технологических рисков возобновления защиты от коррозии конструкций при техническом обслуживании по фактическому состоянию (табл.1).

Для выполнения риск-диагностики адаптированы определительные параметры коррозионного состояния (ОПКС) при оценивании приемлемого класса риска деградации системы противокоррозионной защиты конструкций (СПЗК) по данным табл. 2.

Проблемой обеспечения технологической безопасности является «человеческий фактор», связанный с принятием решений по результатам мониторинга и диагностики коррозионного состояния стальных конструкций с учетом рекомендаций Пособия по контролю и возобновлению противокоррозионной защиты. Для устранения неопределенности принятия решений разработана методика оценки степени критичности дефектов и повреждений конструкций согласно процедуры HAZOP по нормам менеджмента рисков IEC/ISO 31010.

Преимуществом предлагаемого подхода является анализ ремонтпригодности корродирующих конструкций (табл. 3) и возможности построения карты рисков (рис. 1).

Таблица 1.

Классификация признаков технико-технологических рисков восстановления работоспособности корродирующих конструкций

Состояние СПЗК	Класс риска	Наименование риска	Характеристика потеря	Размер потенциального ущерба, МРОТ*
Коррозионная опасность	1	Катастрофический	Частичное или полное разрушение конструкций и сооружений	> 200000
	2	Критичный	Потери превышают расчетные суммы валового дохода восстановления объектов	20000–200000
Коррозионная защищенность	3	Допустимый	Потери не превышают расчетные суммы прибыли при продлении ресурса и технологическом обновлении объектов	2000 – 20000
	4	Приемлемый	Потери не превышают затрат на поддержание качества в период срока эксплуатации объекта	< 2000

*МРОТ – минимальный размер оплаты труда

Таблица 2.

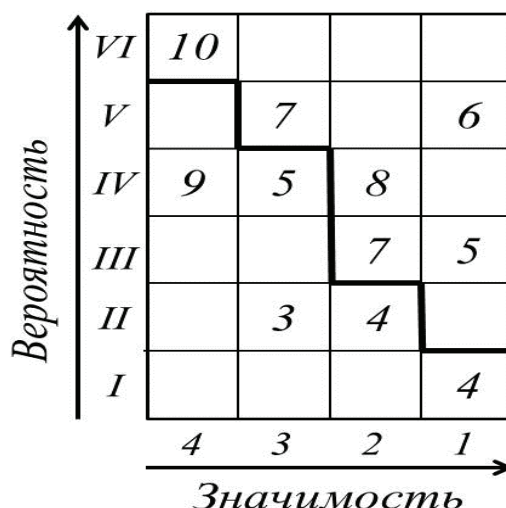
Параметры работоспособности корродирующих конструкций по классам риска СПЗК

Обозначение категории ответственности	Условие резервирования / требование соответствия категории ответственности	Класс риска	Интервальная оценка отказа по техническим критериям:		Коэффициент надежности	
			A_z	h_z , МКМ	γ_{zn}	γ_{zk}
111	ВР / Не допускается снижение декоративных свойств вторичной защиты	3	0,85	—	0,99	0,95
		4	0,90		1,00	0,99
П2	ВР / Не допускается снижение защитных свойств вторичной защиты	3	0,55		0,95	0,9
		4	0,60		0,99	0,95
113	ПР / Допускается снижение защитных свойств вторичной защиты	3	0,40	50	0,90	0,85
		4	0,45	30	0,95	0,9
П4	ПР / Допускается снижение характеристик вторичной защиты	3	0,30	100	0,85	0,8
		4	0,35	70	0,90	0,85

Таблица 3.

Уровень уязвимости конструкций зданий и сооружений

Категория дефекта или повреждения	Группа ремонтпригодности		
	I	II	III
А	6-8	-	-
Б	-	3-5	-
В	-	-	1-2



Классификация уровня уязвимости: низкий (Н) – от 1 до 2 баллов; средний (С) – от 3 до 5 баллов; высокий (В) – от 6 до 8 баллов.

Рис. 1 – Карта классов рисков СПЗК и уровня угроз (категории технического состояния)

Количественная оценка уровня технологической безопасности конструкций и класса риска восстановления работоспособности позволяют выполнять сравнение вариантов первичной и вторичной защиты от коррозии с учетом условий резервирования несущей способности корродирующих конструкций.

Резервирование коррозионной защищенности конструкций. Резервирование как универсальный метод обеспечения надежности конструкций применяется при информационном мониторинге определительных параметров коррозионного состояния. Функциональное резервирование замещением исходного уровня надежности СПЗК при заданном времени эксплуатации имеет вид:

$$P(t)_p = P(t) \left(1 + \frac{t_p}{T_{сп}} \right), \quad (4)$$

где $P(t)_p$ — вероятность безотказной работы резервированной системы;

$P(t)$ — вероятность безотказной работы нерезервированной системы;

t_p и T_{cp} — средняя наработка на отказ резервированной и нерезервированной систем.

Разработанная методика обеспечения надежности СПЗК с учетом резервирования несущей способности, включает четыре последовательные этапа: задание показателей надежности; выбор условий резервирования первичной и вторичной защиты; обоснование критерия единичного отказа для категорий ответственности СПЗК; разработку спецификации мер возобновления показателей надежности СПЗК.

Категории ответственности конструкций по коррозионной защищенности устанавливаются с учетом частичного (в пределах допустимого) снижения параметров работоспособности первичной защиты (коэффициент надежности γ_{zk}) и вторичной защиты (коэффициент надежности γ_{zn} , обобщенный показатель защитных свойств A_z) в зависимости от класса риска (см. табл. 2).

Определение рисков технологической безопасности (R_i , балл) предлагается производить по данным мониторинга в зависимости от уровня СПЗК, уровня угроз и уязвимости корродирующих конструкций (табл. 4).

Таблица 4.

Риски технологической безопасности (R_i , балл) в зависимости от уровня СПЗК, Уровня угроз и уязвимости конструкций зданий и сооружений

Уро- вень СПЗК	Уровень угрозы (категория технического состояния)														
	Низкий (I)			Ограниченный (II)			Средний (III)			Высокий (IV)			Предельный (V)		
	Оценка уязвимости (категория ответственности)														
	В	Б	А	В	Б	А	В	Б	А	В	Б	А	В	Б	А
ZI	1	1	2	2	2	3	3	3	4	4	5	5	6	6	7
ZII	1	2	2	2	3	3	3	4	4	5	5	6	6	7	7
ZIII	2	2	3	3	3	4	4	4	5	5	6	6	7	7	7
ZIV	2	2	3	3	4	4	4	5	5	6	6	7	7	7	8
KI	2	3	3	4	4	4	5	5	6	6	7	7	7	8	8
KII	3	3	4	4	4	5	5	6	6	7	7	7	8	8	9
KIII	3	4	4	4	5	5	6	6	7	7	7	8	8	9	9
KIV	4	4	4	5	5	6	6	7	7	7	8	8	9	9	10
KV	4	4	5	5	6	6	7	7	7	8	8	9	9	10	10

Выводы. Требуется пересмотр положений Пособия [6] для реализации требований ДСТУ Б В.2.6-193 при техническом обслуживании корродирующих конструкций по фактическому состоянию. В качестве методической основы управления коррозионной защищенностью в течение жизненного цикла конструкций предлагается:

1. Выполнять мониторинг уровня технологической безопасности корродирующих стальных конструкций (см. табл. 4) для разработки программ обеспечения надежности, которые включают риск-диагностику и резервирование мер первичной и вторичной защиты на условиях приемлемого риска.
2. Устанавливать качественные и количественные критерии оценивания живучести при функциональном резервировании работоспособности элементов первичной и вторичной

защиты с учетом параметров работоспособности корродирующих конструкций по классам риска СПЗК (см. табл. 2).

3. Производить идентификацию угроз и принятие решений для восстановления работоспособности согласно процедуры HAZOP, что обеспечивает управление уровнем технологической безопасности конструкций и сооружений с учетом приемлемого риска СПЗК.

4. Использовать детерминированный подход к определению единичного отказа при резервировании несущей способности, временном и функциональном оценивании надежности корродирующих конструкций для заданного класса риска СПЗК.

Литература

1. Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин / Цільова комплексна програма НАН України. Зб. наук. ст. за результатами, отриманими в 2007 – 2009 рр. Наук. керівник – академік Б.Є. Патон. – К.: ІЕЗ ім. Є. О. Патона НАН України, 2009. – 709 с.
2. Шимановський О.В., Корольов В.П. Концептуальні основи системи технічного регулювання надійності й безпечності будівельних конструкцій / Промислове будівництво та інженерні споруди, №1, 2008, с. 4-9.
3. Техническая диагностика и предупреждение аварийных ситуаций конструкций зданий и сооружений / Шимановский А. В. [и др.]. К. : Изд-во “Сталь”, 2008. 462 с.
4. ДСТУ Б В.2.6-193:2013 Захист металевих конструкцій від корозії. Вимоги до проектування. – Мінрегіон України. – 74 с.
5. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування / Мінрегіон України. – Київ, 2014. – 199 с.
6. Пособие по контролю состояния строительных металлических конструкций зданий и сооружений в агрессивных средах, проведению обследований и проектированию восстановления защиты конструкций от коррозии (к СНиП 2.03.11-85) / Сост.: Голубев А.И., Горохов Е.В., Королев В.П. и др. М.: Стройиздат, 1989. – с.51.
7. ДБН 362-92 Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації / Держбуд України. – Київ, 1995. – 44 с.
8. ДСТУ-Н Б А.1.2-6:2010. ССПБ. Оцінювання відповідності у будівництві згідно з технічним регламентом будівельних виробів, будівель і споруд. Настанова з порядку проведення оцінки відповідності із застосування розрахункового методу підтвердження відповідності/ Чинний від 2011-01-01. – К.: Мінрегіон України. – 19 с.
9. Антикоррозионная служба предприятий: Справ. изд./ Степанов И.А., Савельева Н.Я., Фиговский О.Л. и др. – М.: Металлургия, 1987. – 240 с.
10. ISO 12944:2007 Paints and varnishes - Corrosion protection of steel structures by protective paint systems.
11. Королёв П.В. Управление рисками коррозионной защищенности при решении прямой и обратной задач живучести стальных конструкций / Королёв П.В., Королёв В.П., Кущенко И.В. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, вип. № 63. – Одеса: Атлант, 2016, с. 67 – 73.
12. Корольов В.П. Проблеми ресурсу і технологічної безпеки металевих конструкцій у корозійних середовищах. Розробки і практичний досвід менеджменту надійності будівельних об'єктів / Корольов В.П., Гібаленко О.М., Кущенко І.В. та ін. // Прес-досьє ДонЦТБ ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського- Маріуполь : ДВНЗ «ПДТУ», 2015. – 74 с.

УДК 624.078.4; 624.011.2

РОЗРАХУНОК ТРЬОХШАРОВИХ РЕБРИСТИХ ДЕРЕВОКОМПОЗИТНИХ ПАНЕЛЕЙ З УПРУГОДЕФОРМОВАНИМИ ЗВ'ЯЗКАМИ

д.т.н., професор **Лабудін Б.В.**

д.т.н., професор **Мелехов В.І.**

ст. викладач **Шиловська Н.А.**

аспірант **Тропина П.М.**

магістр **Попов Е.В.**

інженер **Мякшикова Е.А.,**

Північний (Арктичний) Федеральний Університет ім. М.В.Ломоносова

EPV1989@yandex.ru

Анотація

Ребристі плити і панелі з обшивкою з плитних та листових матеріалів на основі деревини використовуються при будівництві громадських, промислових та сільськогосподарських будівель та споруд. Вони є універсальними огорожуючими і несучими конструкціями, можуть використовуватися в якості покриттів, перекриттів, стінних огорожень. Плити покриття виконують одночасно функції прохон, настилу, підшивки, забезпечують теплозахист будівлі (при наявності в конструкції панелі утеплювача) і є горизонтальними дисками жорсткості. В статті приведена методика складання ребристых трехслойных панелей, виконаних з обшивкою з плитних матеріалів на основі деревини, а ребра - з конструкційних пиломатеріалів. Особливістю цих панелей із складових елементів є застосування еласто-деформованих зв'язків типу винтов, гребуд, скоб, а також комбінованих з'єднань з підвищеною стрибкопохибкою на основі когтевої шайби. Традиційні види механічних зв'язків елементів дерев'яних конструкцій не дозволяють досягти ефективного втручання обшивки в роботу всього конструкції. Исследования в области повышения сдвиговоустойчивости механических соединений обшивки и ребер с использованием коннекторов отсутствуют. Для максимального включения обшивки в работу конструкций панелей традиционно застосовується жорстке клейове з'єднання. В основу розрахунку трехслойных ребристых панелей положена теория розрахунку складових стержней і пластинок А.Р. Ржанітна, в якій розподіл переміщення сил на кордонах елементів описується системою диференціальних рівнянь. У відповідності до умов опирання вибираються початкові та граничні умови. Система диференціальних уравнений вирішена аналітично методом Ейлера. В загальному вигляді отримані вирази для визначення переміщувальних сил у швах з урахуванням заздалегідь заданих початкових та граничних умов для шарнірно-оперованої панелі, симетричної щодо центру тяги ребра, навантаженої рівномірно розподіленою навантаженням, в якій обшивки креп-байки к ребрам на податливых зв'язків.

Ключові слова: Ребристі тришарові панелі, деревина, зрушення, механічне со-єднання, міцність, жорсткість, податливість.

РАСЧЕТ ТРЕХСЛОЙНЫХ РЕБРИСТЫХ ДЕРЕВОКОМПОЗИТНЫХ ПАНЕЛЕЙ С УПРУГОДЕФОРМИРУЕМЫМИ СВЯЗЯМИ

д.т.н., профессор **Лабудин Б.В.**

д.т.н., профессор **Мелехов В.И.,**

ст. преподаватель **Шиловская Н.А.**

аспирант **Тропина П.М.**

магистр **Попов Е.В.**

инженер **Мякшикова Е.А.**

Северный (Арктический) Федеральный Университет им. М.В.Ломоносова

Аннотация

Ребристые плиты и панели с обшивками из плитных и листовых материалов на основе древесины используют при строительстве гражданских, промышленных и сельскохозяйственных зданий и сооружений. Они являются универсальными ограждающими и несущими конструкциями, могут использоваться в качестве покрытий, перекрытий, стенового ограждения. Плиты покрытий выполняют одновременно функции прогонов, настила, подшивки, обеспечивают теплозащиту здания (при наличии в конструкции панели утеплителя) и являются горизонтальными дисками жесткости. В статье приводится методика расчета ребристых трехслойных панелей, выполненных с обшивками из плитных материалов на основе древесины, а ребер – из конструкционных пиломатериалов. Особенностью этих панелей из составных элементов является применение упруго-деформируемых связей типа винтов, гроздей, скоб, а так же комбинированных соединений с повышенной сдвигоустойчивостью на основе когтевой шайбы. Традиционные виды механических связей элементов деревянных конструкций не позволяют достичь эффективного вовлечения обшивок в работу всей конструкции. Исследования в области вовышения сдвигоустойчивости механических соединений обшивок и ребер с использованием коннекторов отсутствуют. Для максимального включения обшивок в работу конструкции панелей традиционно применяется жесткое клеевое соединение. В основу расчета трехслойных ребристых панелей положена теория расчета составных стержней и пластинок А.Р. Ржаницына, в которой распределение сдвигающих усилий на границах элементов описывается системой дифференциальных уравнений. В соответствии с условиями опирания выбраны начальные и граничные условия. Система дифференциальных уравнений решена аналитически методом Эйлера. В общем виде получены выражения для определения сдвигающих усилий в швах с учетом заранее заданных начальных и граничных условий для шарнирно–опертой панели, симметричной относительно центра тяжести ребра, нагруженной равномерно–распределенной нагрузкой, в которой обшивки крепятся к ребрам на податливых связях.

Ключевые слова: Ребристые трехслойные панели, древесина, сдвиг, механические соединения, прочность, жесткость, податливость.

CALCULATION OF THREE-LAYERED RIBBED WOOD COMPOUNDS PANELS WITH ELECTRODEFORMABLE CONNECTIONS

PhD, Professor **Labudin B. V.**

PhD, Professor **Melekhov V. I.**

Senior lecturer **Shilovskaya N. A.**

PhD student **Tropina P. M.**

Master **Popov E.V.**

engineer **Miakshikova E.A.**

Northern (Arctic) Federal University named after M.V.Lomonosov

EPV1989@yandex.ru

Abstract

The design calculation methodology of tree-layered ribbed panels made with planks from wooden plate materials and ribs from framing lumber is provided. A feature of these panels from the component elements is the use of elastically deformable connections such as screws, nails, saddle clips and combined compounds based on a claw washer with increased shear stability. The tree-layered ribbed panels design calculation is based on the theory of design calculating the composite rods and plates of Alexey Rufovich Rzhantsyn, in which the distribution of the shearing forces at the boundaries of the elements is described by a differential equation system. In accordance with the support conditions, the initial and boundary conditions are chosen. The differential equation system

is solved analytically by the Euler method. In general, the expressions for the determination of shearing forces in joints are obtained. This expression takes into account predefined initial and boundary conditions for a hinge supported panel symmetrical with respect to the center of gravity of a rib under with a uniformly distributed load. The planks are fastened to the ribs over the ductile connection in this panels. Ribbed slabs and panels with planks of plate and sheet materials based on wood are used in the construction of civil, industrial and agricultural buildings and structures. They are universal enclosing and bearing structures, can be used as covering, interfloor overlapping and wall envelope. Plates of coverings simultaneously fulfil functions of girder, deck and filings. Also they provide heat protection of a building (at presence in a design of the panel of a heater) and are horizontal disks of rigidity. Traditional types of mechanical connections of elements of wooden structures do not allow to achieve effective engagement of plank in the behavior of the whole structure. Studies in the field of increased shear resistance of mechanical joints of planks and ribs using connectors are not available. A rigid adhesive joint is traditionally used to maximize the inclusion of planks in the behavior of panels.

Keywords: tree-layeredribbed panels, wood, shear, mechanical connection, strength, stiffness, ductibility.

Анализ состояния вопроса

Для наиболее эффективного вовлечения обшивки в общую работу панелей на деревянном каркасе традиционно применяется жесткое клеевое соединение на границе «ребро–обшивка» [1, 2, 3, 4]. Однако, ряд проведенных экспериментально–теоретических исследований [5, 6, 7, 8] показал целесообразность учета обшивки при креплении её к ребрам с использованием податливых механических связей, а применение связей с повышенным сопротивлением продольному сдвигу [9] позволяет применять их в качестве альтернативы клеевым соединениям [10, 11].

В то же время, приведенная в нормах [12, 13] методика расчета панелей на деревянном каркасе (рисунок 1) предусматривает их расчет как цельного сечения без учета податливости связей на границе «ребро–обшивка», что вносит значительную погрешность при оценке напряженно–деформированного состояния таких конструкций. В работах [14, 15] приводится методика учета податливости соединения обшивки и ребра при расчете плитно–ребристых конструкций, однако рассматриваются только конструкции с верхней обшивкой. Таким образом, предлагаемая методика расчета трехслойных панелей с учетом податливости на границе «ребро–обшивка» решает актуальную задачу совершенствования расчета трехслойных панельных конструкций, рассчитываемых по балочной схеме.

Постановка задачи, цель, методы исследования

Цель работы – совершенствование методики расчета на прочность трехслойных деревокомпозитных ребристых панелей, в обшивках которых используется фанера, OSB и другие материалы на основе древесины. В основу расчетной методики положена модель составной конструкции на упруго–податливых связях А.Р. Ржаницына.

При расчете панелей [12] фактическое поперечное сечение заменяется приведенным (рисунок 2). Расчетная (приведенная) ширина сечения обшивки панели вычисляется путем умножения фактической ширины $b_{факт}$ на редукционный коэффициент $k_{ред}$:

$$b_{ред} = k_{ред} \cdot b_{факт}, \quad (1)$$

где $k_{ред}$ – коэффициент приведения (редукции), определяемый для фанерных обшивок по [12], для обшивок из других листовых древесных материалов по [16]; $b_{об}$ – фактическая (габаритная) ширина обшивки.

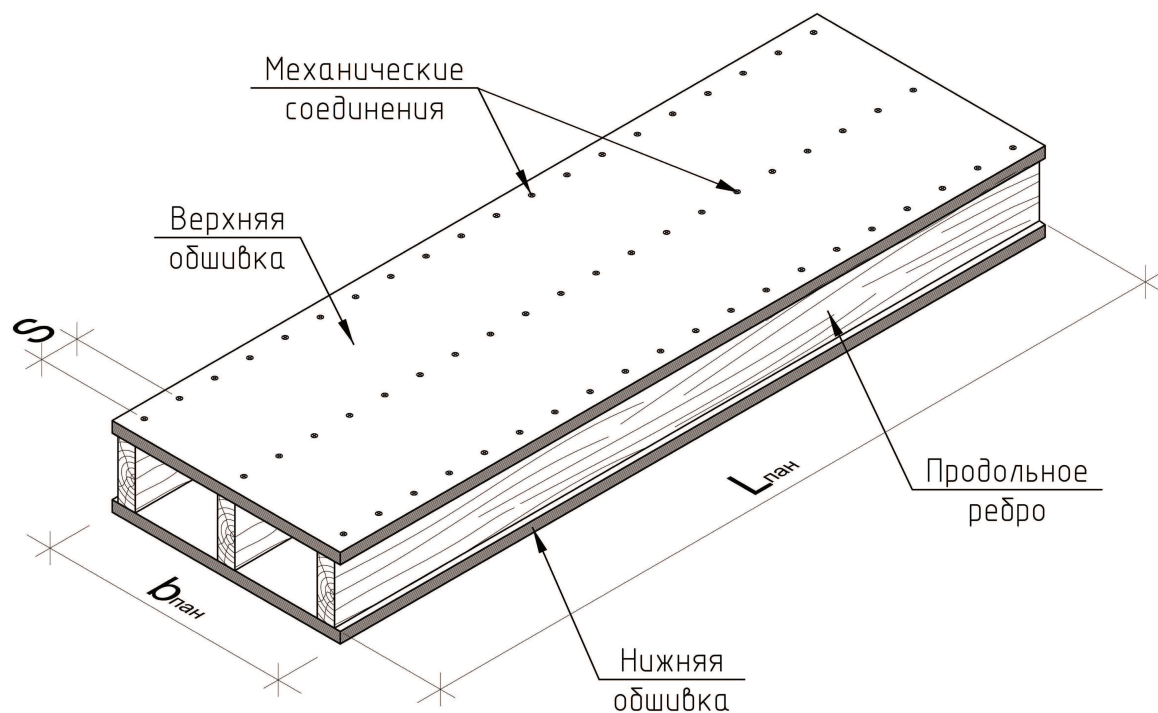


Рисунок 1. Конструкция деревокомпозитной трехслойной ребристой панели

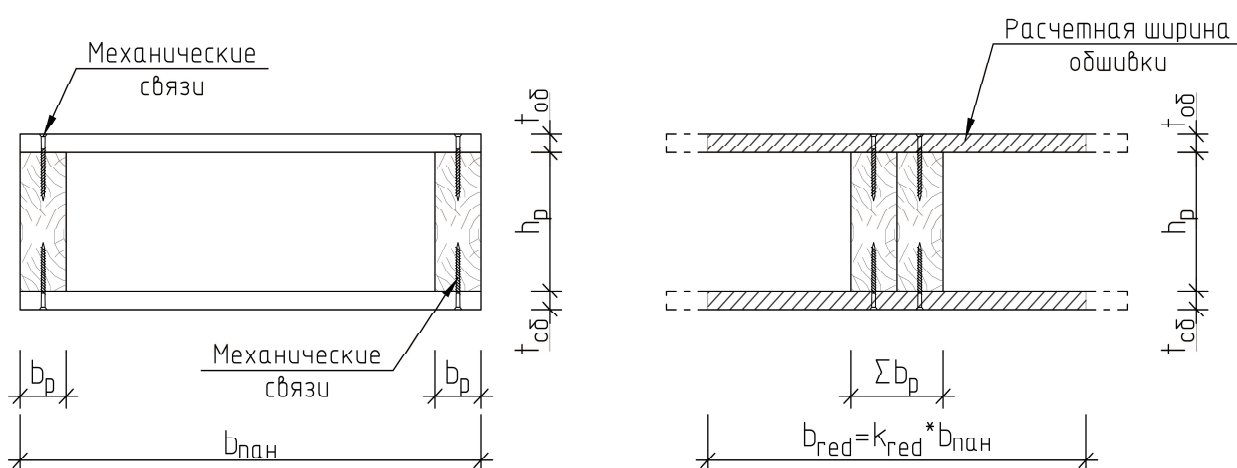


Рисунок 2. Схема поперечного сечения трехслойной панели:
слева – фактическое сечение, справа – приведенное тавровое сечение

Рассмотрим конструктивную систему как 3-х слойную составную плиту, нагруженную внешней нагрузкой q , приведенной к равномерно-распределенной плоской нагрузке, приложенной в плоскости ребер. Система дифференциальных уравнений равновесия для 3-х слойного составного элемента [17]:

$$\begin{cases} \frac{T_1''}{\xi_1} = \Delta_{11}T_1 + \Delta_{12}T_2 + \Delta_{10}; \\ \frac{T_2''}{\xi_2} = \Delta_{21}T_1 + \Delta_{22}T_2 + \Delta_{20}, \end{cases} \quad (2)$$

где $\xi_1 = \xi_2 = \xi$ – коэффициенты жесткости швов, определяемые по формуле (3);

$\Delta_{11} = \Delta_{22}$; $\Delta_{12} = \Delta_{21}$ – свободные члены уравнений, определяемые по формуле (4).

$$\xi = \frac{n \cdot c_c}{S_{св}}, \quad (3)$$

где c_c – коэффициент жесткости соединения, определяемый экспериментально; $S_{св}$ – шаг соединений, n – количество ребер.

$$\Delta_{11} = \Delta_{22} = \frac{1}{E_{об} I_{об}} + \frac{1}{E_p I_p} + \frac{c^2}{\Sigma EI}; \Delta_{12} = \Delta_{21} = -\frac{1}{E_p I_p} + \frac{c^2}{\Sigma EI}; \Delta_{10} = \Delta_{20} = -\frac{M^0 \cdot c}{\Sigma EI}, \quad (4)$$

где $E_{об}$; E_p – модуль упругости материала обшивки и ребра соответственно; $I_{об}$; I_p – момент инерции обшивки и ребра соответственно; ΣEI – сумма изгибных жесткостей элементов без учета связей сдвига; c – расстояние между ц.т. ребра и верхней/нижней обшивки.

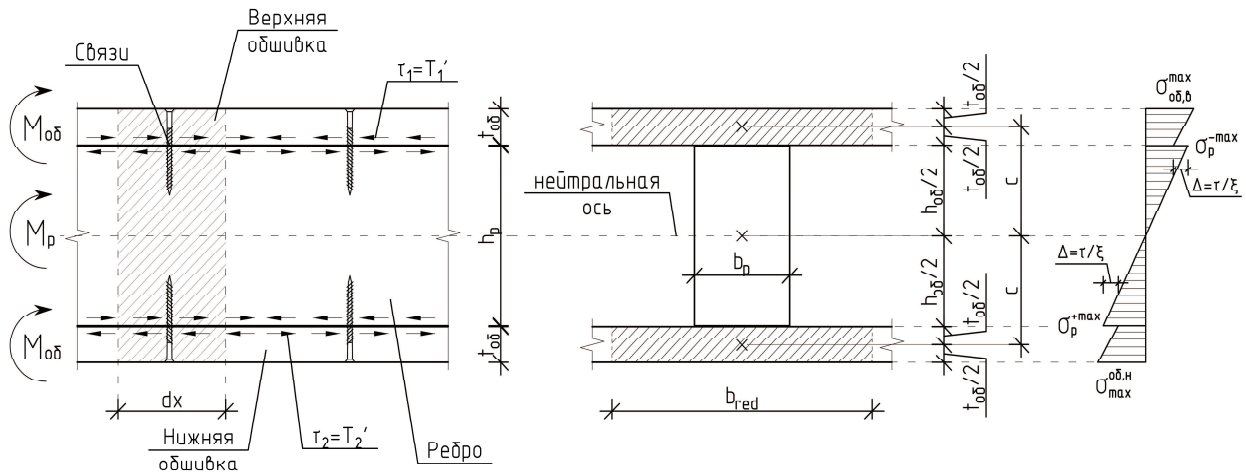


Рисунок 3. К расчету прочности панели с упругоподатливыми связями сдвига

Система (2) может быть представлена двумя независимыми уравнениями:

$$\bar{T}_1'' = \lambda_1^2 \bar{T}_1 + \bar{R}_1; \quad \bar{T}_2'' = \lambda_2^2 \bar{T}_2 + \bar{R}_2, \quad (5)$$

где $\bar{R}_{1,2}$ – обобщенные нагрузочные члены, определяемые выражениями (8); $\lambda_{1,2}^2$ – характеристические числа, определяемые по (6,7); $\bar{T}_{1,2}$ – обобщенные неизвестные, определяемые по выражениям (9).

$$\lambda_1^2 = \frac{1}{2} \left(\xi \Delta_{11} + \xi \Delta_{22} + \sqrt{(\xi \Delta_{11} - \xi \Delta_{22})^2 + 4 \Delta_{12}^2 \xi^2} \right), \quad (6)$$

$$\lambda_2^2 = \frac{1}{2} \left(\xi \Delta_{11} + \xi \Delta_{22} - \sqrt{(\xi \Delta_{11} - \xi \Delta_{22})^2 + 4 \Delta_{12}^2 \xi^2} \right), \quad (7)$$

$$\bar{R}_1 = \sqrt{\xi} (\Delta_{10} \cos \varphi - \Delta_{20} \sin \varphi); \quad \bar{R}_2 = \sqrt{\xi} (\Delta_{10} \sin \varphi + \Delta_{20} \cos \varphi), \quad (8)$$

$$\bar{T}_1 = \frac{1}{\sqrt{\xi}} \cos \varphi T_1 + \frac{1}{\sqrt{\xi}} \sin \varphi T_2; \quad \bar{T}_2 = -\frac{1}{\sqrt{\xi}} \sin \varphi T_1 + \frac{1}{\sqrt{\xi}} \cos \varphi T_2, \quad (9)$$

Тангенс угла φ определяется по формуле:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\lambda_1^2 - \xi \Delta_{11}}{\xi \Delta_{12}}, \quad (10)$$

Изгибающий момент в панели от внешней нагрузки M_0 , без учета работы связей сдвига, определяются зависимостью:

$$M^0 = \frac{2ql}{2} - \frac{qt^2}{2} = \frac{q}{2} (2l - t^2), \quad (11)$$

где l – половина пролета панели; t – координата, отсчитываемая от середины пролета. С учетом выражения (11) независимые уравнения (5) имеют решения:

$$\begin{aligned}\bar{T}_1 &= A_1 sh(\lambda_1 x) + B_1 ch(\lambda_1 x); \\ \bar{T}_2 &= A_2 sh(\lambda_2 x) + B_2 ch(\lambda_2 x) - \frac{cq\sqrt{2\xi}}{2\sqrt{EI}} \left[\left(\frac{2l}{\lambda_2} - \frac{2}{\lambda_2^3} \right) ch(\lambda_2 x) + \left(\frac{x^2 - 2l}{\lambda_2} + \frac{2}{\lambda_2^3} \right) \right],\end{aligned}\quad (12)$$

Переход к сдвигающим усилиям T_1 и T_2 производится по формулам:

$$\begin{aligned}T_1(x) &= \frac{\sqrt{\xi}}{\sqrt{2}} (A_1 sh(\lambda_1 x) + B_1 ch(\lambda_1 x)) - \\ &- \frac{\sqrt{\xi}}{\sqrt{2}} \left(A_2 sh(\lambda_2 x) + B_2 ch(\lambda_2 x) - \frac{cq\sqrt{2\xi}}{2\sqrt{EI}} \left[\left(\frac{2l}{\lambda_2} - \frac{2}{\lambda_2^3} \right) ch(\lambda_2 x) + \left(\frac{x^2 - 2l}{\lambda_2} + \frac{2}{\lambda_2^3} \right) \right] \right);\end{aligned}\quad (13)$$

$$\begin{aligned}T_2(x) &= \frac{\sqrt{\xi}}{\sqrt{2}} (A_1 sh(\lambda_1 x) + B_1 ch(\lambda_1 x)) + \\ &+ \frac{\sqrt{\xi}}{\sqrt{2}} \left(A_2 sh(\lambda_2 x) + B_2 ch(\lambda_2 x) - \frac{cq\sqrt{2\xi}}{2\sqrt{EI}} \left[\left(\frac{2l}{\lambda_2} - \frac{2}{\lambda_2^3} \right) ch(\lambda_2 x) + \left(\frac{x^2 - 2l}{\lambda_2} + \frac{2}{\lambda_2^3} \right) \right] \right);\end{aligned}\quad (14)$$

Константы A_1 , A_2 , B_1 , B_2 определяются из следующих граничных условий:

$$x = 0 \rightarrow T_1'(x) = 0; T_2'(x) = 0;$$

$$x = l \rightarrow T_1(l) = 0; T_2(l) = 0,$$

так как панель имеет свободные торцы и шарнирно оперта по концам. Константы $A_1=A_2=B_1=0$,

$$B_2 = \frac{cq\sqrt{2\xi}}{2\sqrt{EI} ch(\lambda_2 l)} \left[\left(\frac{2l}{\lambda_2} - \frac{2}{\lambda_2^3} \right) ch(\lambda_2 l) - \left(\frac{l^2 - 2l}{\lambda_2} + \frac{2}{\lambda_2^3} \right) \right].\quad (15)$$

Подставляя значение констант в (14), получаем выражения:

$$T_1(x) = -\frac{cq\xi}{2\sqrt{EI}} \left(\left(\frac{2l}{\lambda_2} - \frac{2}{\lambda_2^3} \right) ch(\lambda_2 x) - \frac{ch(\lambda_2 x)}{ch(\lambda_2 l)} \left(\frac{l^2 - 2l}{\lambda_2} + \frac{2}{\lambda_2^3} \right) - \left(\frac{2l}{\lambda_2} - \frac{2}{\lambda_2^3} \right) ch(\lambda_2 x) - \left(\frac{x^2 - 2l}{\lambda_2} + \frac{2}{\lambda_2^3} \right) \right),\quad (16)$$

$$T_2(x) = \frac{cq\xi}{2\sqrt{EI}} \left(\left(\frac{2l}{\lambda_2} - \frac{2}{\lambda_2^3} \right) ch(\lambda_2 x) - \frac{ch(\lambda_2 x)}{ch(\lambda_2 l)} \left(\frac{l^2 - 2l}{\lambda_2} + \frac{2}{\lambda_2^3} \right) - \left(\frac{2l}{\lambda_2} - \frac{2}{\lambda_2^3} \right) ch(\lambda_2 x) - \left(\frac{x^2 - 2l}{\lambda_2} + \frac{2}{\lambda_2^3} \right) \right).\quad (17)$$

Преобразуя (16) и (17), получаем окончательные выражения для определения сдвигающих усилий в швах составной трехслойной деревокомпозитной панели:

$$\begin{aligned}T_1(x) &= \frac{cq\xi}{2\sqrt{EI}} \left(\frac{ch(\lambda_2 x)}{ch(\lambda_2 l)} \left(\frac{l^2 - 2l}{\lambda_2} + \frac{2}{\lambda_2^3} \right) + \left(\frac{x^2 - 2l}{\lambda_2} + \frac{2}{\lambda_2^3} \right) \right), \\ T_2(x) &= \frac{cq\xi}{2\sqrt{EI}} \left(-\frac{ch(\lambda_2 x)}{ch(\lambda_2 l)} \left(\frac{l^2 - 2l}{\lambda_2} + \frac{2}{\lambda_2^3} \right) - \left(\frac{x^2 - 2l}{\lambda_2} + \frac{2}{\lambda_2^3} \right) \right).\end{aligned}\quad (18)$$

Далее определяются изгибающие моменты в обшивках и ребре с учетом работы связей сдвига определяются по формулам (19) и (20):

$$M_{об,с} = M_{об,н} = \frac{M^0 \cdot (E_{об} \cdot J_{об})}{\sum EJ} - \frac{\left(T_1 \cdot \left(\frac{t_{об} + h_p}{2} \right) + T_2 \cdot \left(\frac{t_{об} + h_p}{2} \right) \right) \cdot E_{об} \cdot J_{об}}{\sum EJ},\quad (19)$$

$$M_p = \frac{M^0 \cdot (E_p \cdot J_p)}{\sum EJ} - \frac{\left(T_1 \cdot \left(\frac{t_{об,с} + h_p}{2} \right) + T_2 \cdot \left(\frac{t_{об,н} + h_p}{2} \right) \right) \cdot E_p \cdot J_p}{\sum EJ}. \quad (20)$$

Максимальные значения нормальных напряжений σ_x в верхней/нижней зоне обшивок определяется по формуле:

$$\sigma_{об} = \frac{\sum T_i}{A_{об}} \pm \frac{M_{об} \cdot t_{об} / 2}{I_{об}}, \quad (21)$$

где $\sum T_i$ – сумма усилий T_1 и T_2 , вызванных работой связей сдвига в швах панели.

Переход к максимальным значениям напряжений для оценки прочности обшивки следует использовать выражение:

$$\sigma_{об}^{max} = \frac{\sigma_{об}}{k_{red}}. \quad (22)$$

Максимальные значения нормальных напряжений σ_x в сжатой/растянутой зоне ребра определяется по формуле:

$$\sigma_{p,max} = \frac{\sum T_i}{A_p} \pm \frac{M_p \cdot h_p / 2}{I_p}. \quad (23)$$

Выводы

1. Представленная методика расчета панелей позволяет уточнить напряженно-деформированное состояние деревокомпозитных ребристых панелей с учетом податливости механических соединений крепления обшивок к ребрам трехслойных панелей, симметричных относительно центра тяжести ребра.
2. Теоретические исследования напряженно-деформированного состояния деревокомпозитных панелей с меняющимися статико-геометрическими параметрами позволили установить, что применение сдвигоустойчивых соединений с когтевыми шайбами «Bulldog» увеличивает прочность трехслойных панелей на 30...50%, жесткость – на 22...35%.

Список литературы

1. Тисевич Е.К. Сжато-изгибаемые клефанерные стеновые панели с обшивкой, включенной в общую работу конструкции. Автореферат диссертации на соискание учёной степени кандидата наук. Оренбург, 2008, 23 с.
2. Украинченко Д.А. Деревянные унифицированные панельные конструкции с клеодоштой обшивкой. Автореферат диссертации на соискание учёной степени кандидата технических наук., Оренбург, 2011, 21 с.
3. Жаданов В.И. Малоэтажные здания и сооружения из совмещённых ребристых конструкций на основе древесины. Автореферат диссертации на соискание учёной степени доктора технических наук. Красноярск, 2008, 38 с.
4. Никитин В.М. Крупноразмерные ребристые плиты с комбинированной обшивкой для покрытий зданий. Диссертации на соискание учёной степени кандидата технических наук /В.М. Никитин. Красноярск, 2009.
5. Черных А.С. Совершенствование конструкции и технологии производства стеновых панелей с деревянным каркасом. Диссертация канд. техн. наук. – Архангельск, 2014, – 168 с.
6. Механиков, В. М. Соединение элементов в конструкциях с применением ЦСП. Диссертация канд. техн. наук.– М, 1995 – 137 с.

7. Кавелин А.С. Исследование работы на сдвиг гвоздевого соединения обшивки и ребра деревянной стеновой панели. Строительство-2014: Современные проблемы промышленного и гражданского строительства Материалы международной научно-практической конференции. Институт промышленного и гражданского строительства. 2014. С. 98–100.
8. Лабудин Б.В., Воронков С.А, Гмырина А.П., Русланова А.П. Исследование прочности стеновых панелей на деревянном каркасе для условий крайнего севера. Строительная наука – XXI век. Теория, образование, практика, инновации Северо-Арктическому региону. Сборник трудов междунар. научно-техн. конф., г.Архангельск, 28-30 июня 2015 г. /Под ред. Лабудина Б.В. – Санкт Петербург: Изд-во ООО «Свое издательство», 2015. – с. 187–193.
9. Попов Е.В. О повышении сдвигоустойчивости податливых связей составных деревянных конструкций на когтевых шайбах «Bulldog» / Попов Е.В., Тюрикова Т.В., Лабудин Б.В., Мелехов В.И./ Строительная механика и расчет сооружений. – 2016. – №4. – С. 23–28.
10. Попов Е.В. Влияние жесткости связей сдвига при расчете ребристых панелей на деревянном каркасе / Попов Е.В., Филиппов В.В., Мелехов В.И., Лабудин Б.В., Тюрикова Т.В.//Лесной журнал – Архангельск, 2016 – №4. с. 123–134.
11. Попов Е.В. Экспериментальные исследования жесткости связей на напряженно-деформированное состояние панелей на деревянном каркасе / Попов Е.В., Филиппов В.В., Журавлева Т.П., Мелехов В.И., Лабудин Б.В. /Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения / Материалы международных академических чтений 24–25 ноября 2016 г. / Курск. гос. университет. Курск, 2016 – с. 111–116.
12. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II–22–81. – Москва 2011 – 66 с.
13. Рекомендации по проектированию панельных конструкций с применением древесины и древесных материалов для производственных зданий // ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, – М., 1982 – 120 с.
14. Лабудин Б.В. Расчет плитно-ребристых конструкций с упруго-податливыми связями/Б.В. Лабудин//Лесной журнал. – 1992. – №1. – С. 67–72.
15. Попов Е.В. Инженерный расчет ребристых деревокомпозитных панелей с упругодеформируемыми связями / Попов Е.В., Тюрикова Т.В., Поликарпов Д.А., Тропина П.М., Лабудин Б.В., Мелехов В.И. / Наука Сегодня. Теоретические и практические аспекты. Материалы международной научно-практической конференции, Россия, г. Вологда, 28 декабря 2016 г. Часть 1 / Вологда, 2017 – с. 53–57.
16. DIN EN 1995–1–1/A2–2014 Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1–1: General – Common rules and rules for buildings; German version EN 1995–1–1:2004/A2:2014.
17. Ржаницын А.Р. Составные стержни и пластинки. Москва, Стройиздат, 1986 – 315 с.

УДК 624.011

ОПІР ВИСМИКУВАНЮ ШУРУПІВ З ЦЕМЕНТНО-СТРУЖКОВИХ ПЛИТ

д.т.н., *Найчук А.Я.*

к.т.н., доцент, *Шалобыта Н.Н.*

ассистент, *Маркечко Е.В.*

установа освіти «Брестський державний технічний університет», м.Брест, Беларусь

Анотація

Наведена методика і результати експериментального визначення опору висмикуванню шурупів з ЦСП. Визначенні значення модуля податливості і опору висмикуванню в залежності від величини діаметра монтажного отвору.

Ключові слова: Руйнівне навантаження, опір, шуруп, цементно-стружкова плита.

СОПРОТИВЛЕНИЕ ВЫДЕРГИВАНИЮ ШУРУПОВ ИЗ ЦЕМЕНТНО-СТРУЖЕЧНЫХ ПЛИТ

д.т.н., *Найчук А.Я.*

к.т.н., доцент, *Шалобыта Н.Н.*

ассистент, *Маркечко Е.В.*

учреждение образования «Брестский государственный технический университет», г.Брест, Беларусь

Анотация

Приведена методика и результаты экспериментальных исследований сопротивления шурупа выдергиванию из цементно-стружечных плит. Методика определения сопротивления шурупа выдергиванию из цементно-стружечных плит разрабатывалась с учетом результатов экспериментальных исследований по определению сопротивления шурупов выдергиванию из массива древесины и древесно-стружечных плит.

Определение сопротивления выдергиванию осуществлялось для шурупа наружным диаметром $d = 5$ мм. Испытания проводились для двух серий образцов из ЦСП. Длина ЦСП в опытных образцах составляла 75 мм, ширина - 75 мм, толщина $t = 24$ мм. Диаметр монтажного отверстия для образцов первой серии составлял 3,0 мм, а для второй серии - 3,4 мм.

Испытания образцов проводилось по балочной схеме и жестком режиме нагружения. Величина пролета между опорами принималась из условий исключения влияний опорных зон на сопротивление шурупа и минимального прогиба образца при выдергивании шурупа.

Для каждой серии испытанных образцов соединений приведены диаграммы деформирования, средние значения удельного сопротивления выдергиванию шурупа и коэффициентов вариации, а также значения среднего модуля податливости.

В результате проведенных исследований было установлено, что диаметр монтажного отверстия под шуруп должен быть равным внутреннему диаметру резьбы шурупа, а также с уменьшением диаметра монтажного отверстия под шуруп, сопротивление выдергиванию возрастает. Для шурупов диаметром шурупа $5 \leq d \leq 4$ мм приведены выражения по определению характеристического и расчетного значений сопротивления выдергиванию из ЦСП при диаметре монтажного отверстия в интервале $0,7 \div 1$ от величины внутреннего диаметра резьбы шурупа.

Ключевые слова: Разрушающая нагрузка, сопротивление, шуруп, цементно-стружечная плита.

SCREW WITHDRAWAL RESISTANCE IN CEMENT BONDED PARTICLE BOARD

*Dr.Sc. in Engineering, Naichuk A.Ya.
C.Sc. in Engineering, associate professor, Shalobyta N.N.
researcher, Markechko E.V.
Brest State Technical University, Brest, Republic of Belarus*

Abstract

Methodology and results of the experimental studies devoted to the pull-out from the cement bonded particle board resistance of the screw are presented. Method of the assessment of the pull-out from the cement bonded particle board resistance of the screw was performed with regard to the experimental studies results devoted to the assessment of the pull-out from the timber and wood-chip board resistance of the screws.

Assessment of the pull-out resistance was performed for the screw with an external diameter $d = 5$ mm. Tests were carried out for two series of the cement bonded particle board specimens. Length of the specimen was equal 75 mm, width – 75 mm, thickness – 24 mm. Mounting hole diameter was equal 3,0 mm and 3,4 mm for the first series of the specimens and for the second series of the specimens respectively.

Specimens were exposed to the flexural test with hard loading mode. Span length was assigned such as to except support zones influence on the screw resistance and to obtain minimal specimen deflection during pull-out of the screw.

Stress-strain diagrams for the both series of the tested joints, the average values of the pull-out specific resistance of the screw and variation coefficient, as well as the average value of the ductility modulus are presented.

During experimental studies it was established that mounting hole diameter have to be equal to the screw thread internal diameter as well as that with the mounting hole diameter decreasing, increasing of the pull-out resistance is observed. Expressions for the assessment of the characteristic and design values of the pull-out from the cement bonded particle board resistance for screws with $5 \text{ mm} \leq d \leq 4 \text{ mm}$ and mounting hole diameter $0,7 \dots 1$ from the internal diameter of the screw thread are presented.

Keywords: Failure load, resistance, screw, cement bonded particle board.

Введение. В настоящее время использование цементно-стружечных плит (ЦСП) получило большое распространение. Расширению области применения ЦСП способствовало уменьшение их влагопоглощения путем добавления при производстве гидрофобных добавок. ЦСП используются в качестве обшивок стеновых панелей на деревянном каркасе и наружных обшивок малоэтажных зданий со стальным или деревянным каркасом, несъемной опалубки при возведении зданий и сооружений из монолитного железобетона, внутренней отделки помещений, основы для пола. Соединение ЦСП с другими элементами конструкции, как правило, осуществляется посредством механических связей. В качестве механических связей используются шурупы или винты, которые, в зависимости от вида конструкции, могут воспринимать усилия сдвига или растяжения, или же – совместное действие сдвига и растяжения. В существующих в настоящее время нормах [1 – 4] отсутствуют какие-либо рекомендации по расчету таких соединений. Поэтому, разработка методики расчета таких соединений является актуальной задачей.

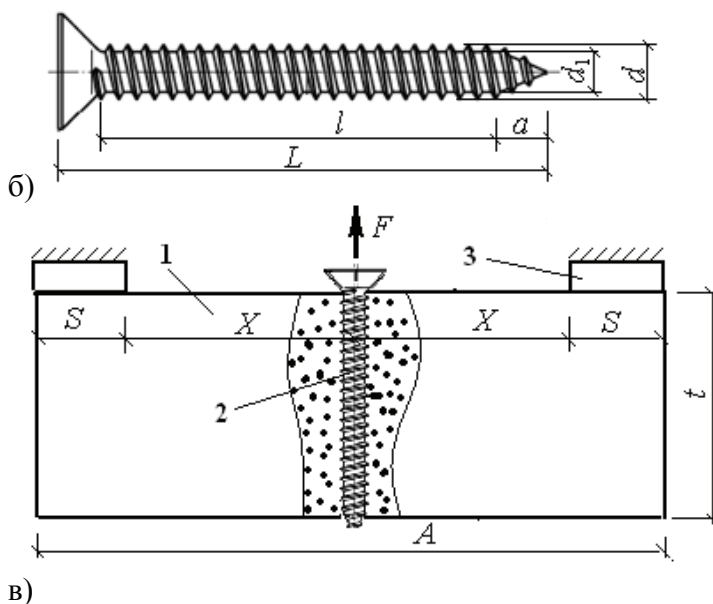
Цель и задачи исследований. Целью данных исследований явилось экспериментальное определение сопротивления R выдергиванию шурупа из ЦСП, установленного перпендикулярно пласти плиты в зависимости от отношения величины его наружного диаметра d к диаметру монтажного отверстия d_0 .

Методика исследований. В настоящее время отсутствует стандартизированная методика по определению сопротивления выдергиванию шурупов из ЦСП. Для решения данной

задачи была разработана методика испытаний образцов, базирующаяся на результатах анализа существующей нормативной базы [5, 6] по определению сопротивления выдергиванию шурупов из древесно-стружечных плит. Всего было извлечено две серии образцов. В образцах первой серии диаметр монтажных d_0 отверстий составлял 3 мм, а во второй – $d_0 = 3,4$ мм. Для двух серий образцов использовались шурупы с полной резьбой и одинаковыми геометрическими параметрами: внутренний диаметр резьбы $d_1 = 3$ мм; наружный диаметр резьбы $d = 5$ мм и расчетная длина резьбы $l = 15$ мм (рис. 1 б). Длина образцов из ЦСП $A = 75$ мм, ширина $B = 75$ мм, а толщина $t = 24$ мм (рис.1). По центру образца перпендикулярно его пласти просверливалось сквозное монтажное отверстие, диаметром d_0 в которое заворачивался шуруп.

Испытание образцов осуществлялось в испытательной машине «QUASAR-25» путем непрерывного нагружения с постоянной скоростью и автоматической записью диаграммы перемещения шурупа в соединении с ЦСП. Поскольку испытание образцов осуществлялось по балочной схеме (рис.1), критерием при выборе величины пролета явилось требование по исключению влияния напряженного состояния опорных зон на величину усилия при выдергивании винта, а также обеспечение минимального прогиба образца при выдергивании винта из ЦСП. В нашем случае расстояние от оси шурупа до упоров $X = 25$ мм, а ширина упорных площадок $S = 12$ мм.

а)



а) – общий вид испытаний; б) – схема шурупа; в) – схема испытаний

Рис. 1. Общий вид и схема испытаний образцов: 1 – ЦСП; 2 – шуруп; 3 – упорные плиты.

Всего было испытано 11 образцов соединений серии 1 и 12 образцов – серии 2. Разрушение всех соединений имело вязкий характер и происходило в результате среза ЦСП в виде конуса вырыва (рис. 2а).

Значение удельного сопротивления f_{ax} выдергиванию шурупа из ЦСП определяли по формуле

$$f_{ax} = F_{max} / l_1, \quad (1)$$

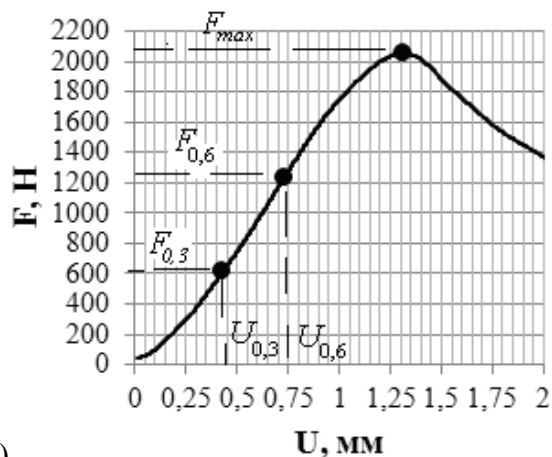
где F_{max} – значение разрушающей нагрузки в Н, определяемой из диаграмм перемещений;

l_1 – расчетная длина нарезанной части шурупа, сопротивляющаяся выдергиванию, мм. Значение мгновенного модуля податливости соединения определяли по формуле (2).

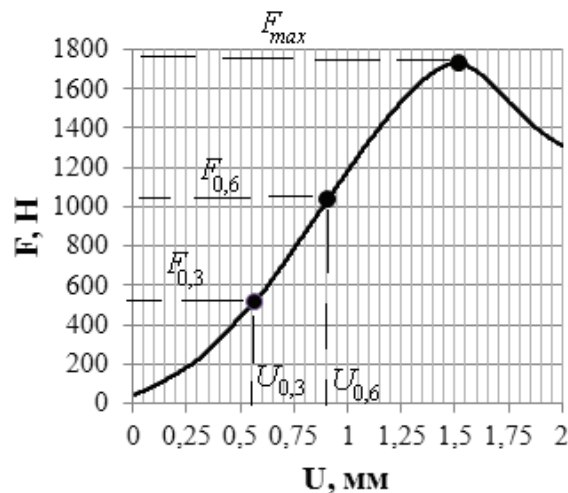
$$K_{ser} = \frac{U_{0,6} - U_{0,3}}{F_{0,6} - F_{0,3}}, \quad (2)$$

где $U_{0,6}$, $U_{0,3}$ и $F_{0,6}$, $F_{0,3}$ – соответственно значения перемещений винта в соединении и нагрузок при $0,6F_{max}$ и $0,3F_{max}$.

Результаты исследований. Результаты исследований и вычислений приведены в таблице 1.

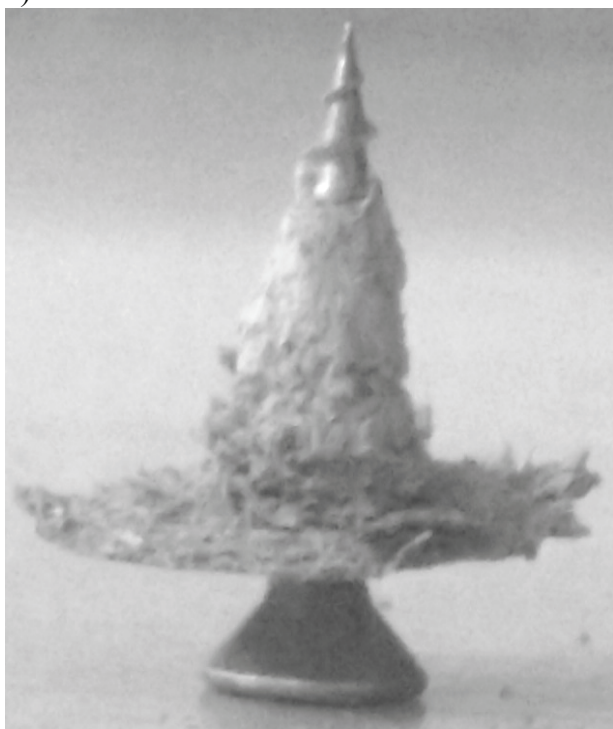


а)



б)

в)



а) – общий вид разрушения соединения винта с ЦСП;
б) и в) – диаграммы перемещений шурупа в соединении относительно ЦСП при $d_0 = 3$ мм и $d_0 = 3,4$ мм

Рис. 2. Общий вид разрушения соединения и диаграммы перемещения шурупа в соединении

Таблица 1 – Результаты испытаний образцов соединений

Образцы серии	Удельное сопротивление, Н/мм			Среднее значение модуля податливости, мм/Н K_{mean}
	среднее значение $f_{ax, mean}$	коэффициент вариации v , %	характеристическое значение $f_{ax, k}$	
1	144,25	9,9	120,7	0,000636
2	123,4	13,7	95,5	0,000756

Анализируя результаты, приведенные в табл.1, можно отметить, что с уменьшением диаметра монтажного отверстия d_0 под шуруп, удельное сопротивление f_{ax} выдергиванию возрастает. Диаметр монтажного отверстия d_0 должен быть равным внутреннему диаметру d_1 резьбы шурупа. В случае, когда диаметр монтажного отверстия $d_0 \ll d_1$, завинчивание шурупа в ЦСП становится проблематичным, что приводит к срезу шлицов головки или разрушению ЦСП в зоне установки шурупа.

Выводы. 1. Характеристическое значение сопротивления $F_{ax, k}$ выдергиванию шурупа $5 \leq d \leq 4$ мм из ЦСП при диаметре монтажного отверстия $d_1 \leq d_0 \leq 0,7d$ можно определять из выражения

$$F_{ax, k} = f_{ax, k} l_1, \quad (3)$$

где $f_{ax, k}$ – характеристическое значение удельного сопротивления выдергиванию шурупа из ЦСП, принимаемое для шурупов $d = 4$ и 5 мм равным $95,5$ Н/мм;
 l_1 – расчетная длина в мм, равная длине анкеровки нарезанной части шурупа в ЦСП, сопротивляющаяся выдергиванию, за вычетом длины конусного участка a (рис. 16).

2. Расчетное значение сопротивления $F_{ax, d}$ выдергиванию шурупа $5 \leq d \leq 4$ мм из ЦСП при диаметре монтажного отверстия $d_1 \leq d_0 \leq 0,7d$ можно определять из выражения

$$F_{ax, d} = F_{ax, k} k_{mod}, \quad (4)$$

где $F_{ax, k}$ – характеристическое значение сопротивления выдергиванию шурупа определяемое из выражения (3);

k_{mod} – коэффициент учитывающий длительность действия нагрузки и условия эксплуатации соединения, который согласно [2] принимается равным $0,62$.

Список литературы

1. CEN. Eurocode 5 – Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings. Brussels: CEN; 2004
2. Деревянные конструкции. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-5.05-146-2009 (02250). – Введ. 01.01.2010. – Мн.: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. 2009. – 63 с. Технический кодекс установившейся практики.
3. СП 64.13330.2011 Свод правил. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция. СНиП II-25-80. Минрегионбуд, М., 2011 – 88 с.
4. ДБН В.2.6 – 161:2010 Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення. Мінрегіонбуд України, Київ, 2011 – 102 с.
5. DIN EN 1382 Holzbauwerke Prüfverfahren Ausziehtragfähigkeit von Holzverbindungsmitteln, Management-Zentrum: Avenue Marnix 17, B-1000 Brussel, 2011 – 9 s.
6. ГОСТ 10637 Плиты древесно-стружечные. Метод определения удельного сопротивления выдергиванию гвоздей и шурупов

УДК 674.048

ВЛАСТИВОСТІ ТЕРМОМОДИФІКОВАНОЇ ДЕРЕВИНИ ГРАБА

д.т.н., проф., **Пінчевська О. О.**

к.т.н. **Горбачова О. Ю.**

Національний університет біоресурсів і природокористування України

opin Chewska@gmail.com, gorbachova.sasha@ukr.net

Анотація. В статті проаналізовано базові технології термічного модифікування деревини. Розглянуто режимні параметри їх проведення і особливості середовища оброблення. Виявлено, що найбільшим попитом користується термооброблена деревина сосни і ялини. Ці породи частіше використовуються для виготовлення виробів, що експлуатуються у зовнішньому середовищі. Визначено режимні параметри модифікування деревини граба, які дають змогу отримати матеріал із заданими властивостями. Отримано залежності зміни фізико-механічних властивостей деревини граба від температури і тривалості оброблення. Визначено сферу використання виробів, виготовлених із термомодифікованої деревини граба різними режимами залежно від вимог до них і умов середовища експлуатації.

Ключові слова: деревина, термічне модифікування, технології, фізико-механічні властивості, сфера використання

СВОЙСТВА ТЕРМОМОДИФИЦИРОВАННОЙ ДРЕВЕСИНЫ ГРАБА

д.т.н., проф., **Пинчевская Е. А.**

к.т.н. **Горбачева А. Ю.**

Национальный университет биоресурсов и природопользования Украины

Аннотация. В статье проанализированы базовые технологии термического модифицирования древесины. Рассмотрены режимные параметры их проведения и особенности среды обработки. Выявлено, что наибольшим спросом пользуется термообработанная древесина сосны и ели. Эти породы чаще используются для изготовления изделий, которые эксплуатируются во внешней среде. Определены режимные параметры модифицирования древесины граба, которые позволяют получить материал с заданными свойствами. Получены зависимости изменения физико-механических свойств древесины граба от температуры и продолжительности обработки. Определена сфера использования изделий, изготовленных из термомодифицированной древесины граба различными режимами в зависимости от требований к ним и условий среды их эксплуатации.

Ключевые слова: древесина, термическое модифицирование, технологии, физико-механические свойства, область применения

PROPERTIES OF THERMOMODIFIED HORNBEEM WOOD

Doctor of Techn. Science **Pinchevska O. O.**

Ph. D. **Horbachova O. Yu**

National University of Life and Environmental Sciences of Ukraine

Abstract

In the article analysis the basic technology of thermal modification of wood are given. Optimization of wood thermal modification happening in different countries over time.

Investigations of high temperatures to change the properties of wood were held in the middle of last century in Germany and the USA. This became the basis for the studies conducted in Finland, France, Italy, the Netherlands and Russia (technology Thermowood, Plato, Retification, Oil Heat Treated (OHT)). Today in Ukraine there is a problem using wood hornbeam. Despite the fact that many scientists acknowledge hornbeam desirable component in the stands of oak, it is a strong competitor and replacing it with plantations. Intensive exploitation oak forests led to the formation of derivatives hornbeam plantations that impeding of oak forest regeneration. Historically, hornbeam was used for making machine parts, consumer goods. Because of the complexity of processing used in the manufacture of parquet flooring, small parts (needles, screws, keep tool), particleboard and fibreboard. An alternative solution for this situation is the use of thermal modification to improve hornbeam properties. Regime parameters and characteristics of their environment treatment are considered. Found that the greatest demand is heat-treated wood of pine and spruce. These rocks were used for manufacturing products that operate in the environment. Suppliers of wood from tropical countries find out the modern furniture market, which is a key criterion for evaluating color and texture. Determined regime parameters of modification of hornbeam wood. To set depending on changes some physical and mechanical properties of thermal processing schedules were done experimental studies according to standard methodic to determine the density, shrinkage, tensile strength at static bending and compression along the grain, shock hardness and abrasion index. The samples of hornbeam wood exposed to temperatures of 160, 190 and 220 °C for different times in laboratory chamber without oxygen. Defined the scope using of products made from heat treated hornbeam wood in different modes depending on the requirements of their environmental conditions and exploitation. Due to its shape, moisture and biodegradability, heat-treated wood hornbeam can be used in conditions with high humidity, for example, for the arrangement of farmland at the level with such exotic species as Teak, Rosewood and others.

Key words: wood, thermal modification, technology, physical and mechanical properties, scope

Вступ. З метою задоволення зростаючих потреб і підвищення конкурентоспроможності в деревообробній галузі постійно розробляються нові технології та матеріали. Давно відомо, що під дією високої температури деревина набуває покращеної стійкості до умов середовища. Протягом минулих десятиліть цей феномен був широко досліджений, в результаті чого виник новий екологічний матеріал – термооброблена деревина.

Термічне оброблення по суті є модифікуванням, оскільки матеріал зазнає хімічних змін. Тобто даний процес полягає у контрольованій деструкції деревини за рахунок розкладання геміцелюлоз, що проводиться в спеціальних камерах у вакуумі, повітрі, інертному газі чи підігрітому маслі [1].

Аналіз останніх джерел досліджень та публікацій. Вперше термооброблення застосували фіни, які цікавилися термічною обробкою деревини без застосування хімічних сполук і на початку 90-х років XX століття вони стали піонером промислового випуску термодеревини [2]. Їх позитивний досвід перейняли деревообробники Німеччини, Франції, Австрії, Нідерландів та Росії, наслідок чого розроблено декілька базових технологій обробки. Сьогодні в Європі налічується більше десятка запатентованих процесів термообробки.

Найбільшого поширення в світі набула технологія Thermowood. Її розробниками є фінські компанії Lunawood Oy, Stellac Oy, Tekmaheat Oy, Valutec Oy. Особливістю даної технології є проведення термічного оброблення у захисному середовищі водяної пари за температури 185–212 °C. Процес модифікування виконується в три етапи: сушіння за температури 130 °C; термічне оброблення (180–230 °C) і охолодження (80–90 °C, деревина знову зволожується до 4–7 %) [3].

Датська технологія Plato базується на циклічному термічному гідролізі деревини за температури 150–200 °C. Процес складається з двох етапів з проміжним сушінням: гідротермоліз (волога деревина нагрівається у вологих умовах при атмосферному тиску за

температури 150–200 °С) упродовж 4–5 годин; витримка (тривалість 14–16 годин за температури 170–190 °С), в ході якого утворюються нові полімери в клітинній стінці [4].

Французька технологія Retification забезпечує термічну модифікацію деревини вологістю $W = 12\%$ під час повільного нагрівання до температури 160–280 °С в середовищі азоту з вмістом кисню не більше 2 %. Тривалість процесу займає 40–62 години. Недолік – використання азоту під час термічного модифікування супроводжується накопиченням солей азотної кислоти в деревині, що знижує екологічність матеріалу [3, 5].

Німецька технологія Oil Heat Treated (ОНТ) заснована на сушінні деревини в рідких органічних речовинах з використанням чотирьох температурних режимів. Як захисне середовище використовують рослинні олії (ляна, соняшникова, ріпакова). Таке середовище забезпечує добрий теплообмін і сприяє видаленню з деревини кисню. Підтримування температури 180–220 °С і контролювання кількості поглинутої олії забезпечує максимальну міцність і довговічність матеріалу [6].

Розробником технології Bois Perdue і виробником обладнання є фірма «BCI-MBS». Особливістю даної технології є проведення послідовних операцій високотемпературного сушіння деревини, термічного модифікування за температури 200–230 °С і охолодження деревини в камері в середовищі водяної пари і газів, які виділяються з деревини.

В інших країнах Європи, Канаді та Україні реалізовано декілька технологій термообробки, що близькі зазначеним вище. Процес отримання термодеревини можна розділити на наступні стадії: підвищення температури в камері до 130–150 °С і сушіння при високій температурі зі зменшенням вологості майже до нуля. Далі відбувається підвищення температури в камері до 200–240 °С, при цьому в камері створюється незначний надлишковий тиск у порівнянні з атмосферним – термообробка. На цьому етапі деревині надаються певні властивості і колір. Далі температура знижується, а вологість деревини доводиться до рівня 4–6 % [3].

В нашій країні виготовленням термообробленої деревини займаються 10–15 підприємств в різних регіонах, які використовують як м'які, так і тверді породи – ялина, сосна, ялиця, кедр, береза, осика, дуб, ясен, модрина, вільха, бук, клен, липа – рис. 1.

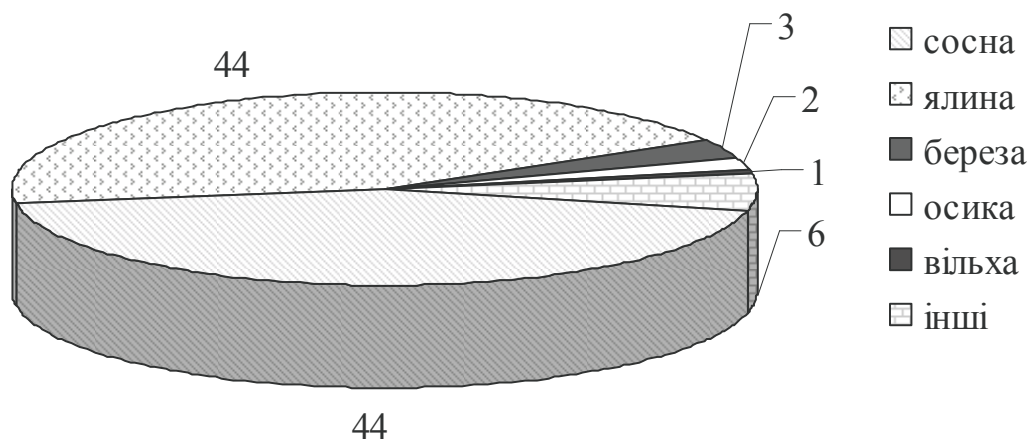


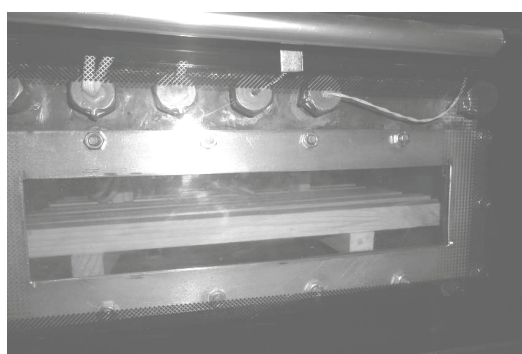
Рисунок 1. Розподіл використання порід деревини для термообробки [7]

Сьогодні в Україні виникла проблема використання граба. Враховуючи те, що ця порода є найкращим супутником для формування дуба, яка допомагає очищувати його стовбур від сучків, то створення дубових насаджень є складним без її використання. Разом з тим, постійний попит на вироби з деревини дуба, а також багаторічний експорт круглого лісу, сприяли збільшенню земельних площ, зайнятих перестійним грабом. Окрім того, як видно з рис. 1, процес термічного модифікування деревини граба досі не досліджували.

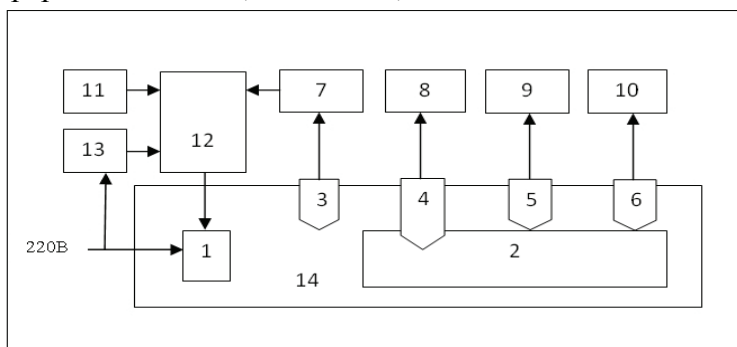
Мета роботи – дослідити вплив різних режимів термооброблення на зміну фізико-механічних властивостей деревини граба та визначити можливі області її застосування.

Матеріали та методика. На основі аналізу проведених попередніх експериментальних досліджень з термічного модифікування деревини граба визначено температурний діапазон впливу на деревину граба – 160–220 °С; діапазон тривалості впливу температури на деревину становив 1–20 год. Для встановлення раціональних режимів термічного модифікування деревини граба, результат дії яких обумовлює сферу використання, були визначені фізико-механічні та технологічні властивості отриманого матеріалу за стандартними методиками [8–16]: базова густина ($\rho_{баз}$, кг/м³), показники всихання ($\beta_{рад}$, $\beta_{танг}$, %), величина вологопоглинання (U_n , %), акустичний опір (K , м⁴/кг·с); межа міцності при статичному згині ($\sigma_{стат. згин}$, МПа) і стиску уздовж та поперек волокон ($\sigma_{ст. уздовж вол.}$, $\sigma_{ст. поп. вол.}$, МПа); ударна твердість (H , Дж/см²) і зносостійкість (t , %).

Результати досліджень. Для проведення експериментальних досліджень термічного модифікування деревини було виготовлено відповідний лабораторний пристрій, який складається з герметичної камери, калорифера і пульта управління (рис. 2). Для досліджень використовували зразки поперечним перерізом 85×5 мм, 85×30 мм, завдовжки 300 мм.



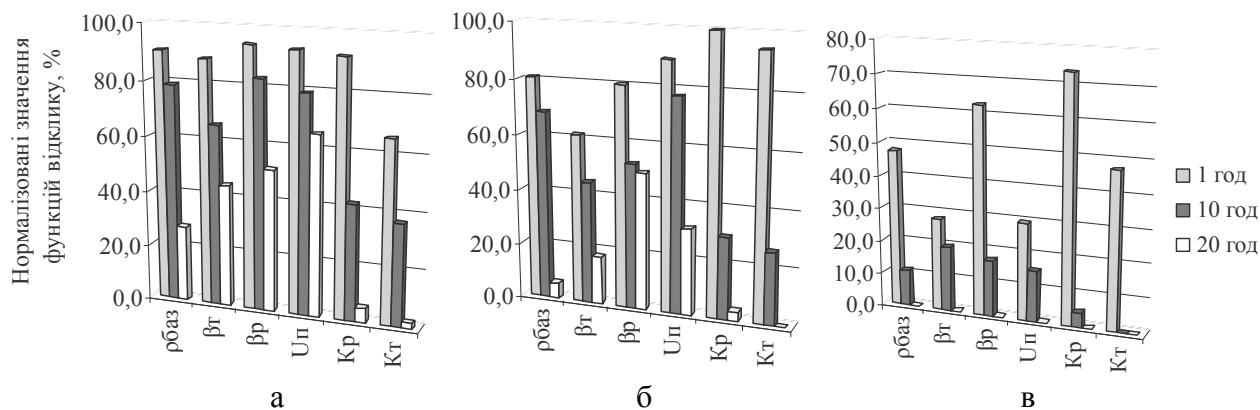
а



б

Рисунок 2. Пристрій для термічного модифікування деревини: а – загальний вигляд; б – блок-схема керування процесом термічного модифікування деревини в експериментальній установці: 1 – калорифер; 2 – деревина; 3, 4, 5 – термометри; 6 – датчик вологості; 7, 8, 9 – вимірювальні схеми термометрів; 10 – вимірювальна схема вологоміра; 11 – датчик температури всередині камері; 12 – регулятор температури; 13 – блок живлення регулятора температури; 14 – камера.

Вплив температури й тривалості оброблення на досліджувані фізичні властивості виявився неоднаковим (рис. 3).



а

б

в

Рисунок 3. Вплив режимів термічного модифікування на фізичні властивості деревини граба: а – температура впливу 160 °С; б – температура впливу 190 °С; в – температура впливу 220 °С.

Внаслідок термооброблення за температури 160 °С густина деревини граба зменшилася на 7 % і 10 % – за 220 °С. У останніх зразків знизився показник всихання на 35 % в радіальному напрямку та на 54 % – в тангентальному; зменшилося вологопоглинання на 50 %, порівняно зі зразками з необробленої деревини. Визначення акустичного опору термічно модифікованої деревини граба показало, що найменші його значення – 0,02 м⁴/кг·с – спостерігаються у тангентальному напрямку у зразків, які було оброблено за високих температур, що у 20 разів менше відносно необробленої деревини граба.

Встановлено, що термомодифікація неоднозначно впливає на механічні властивості деревини граба – межа міцності при стиску поперек волокон зменшується на 65 %, а межа міцності при стиску уздовж волокон і при статичному згині – зростають на 48 % у зразків модифікованих за температури 190 °С – рис. 4.

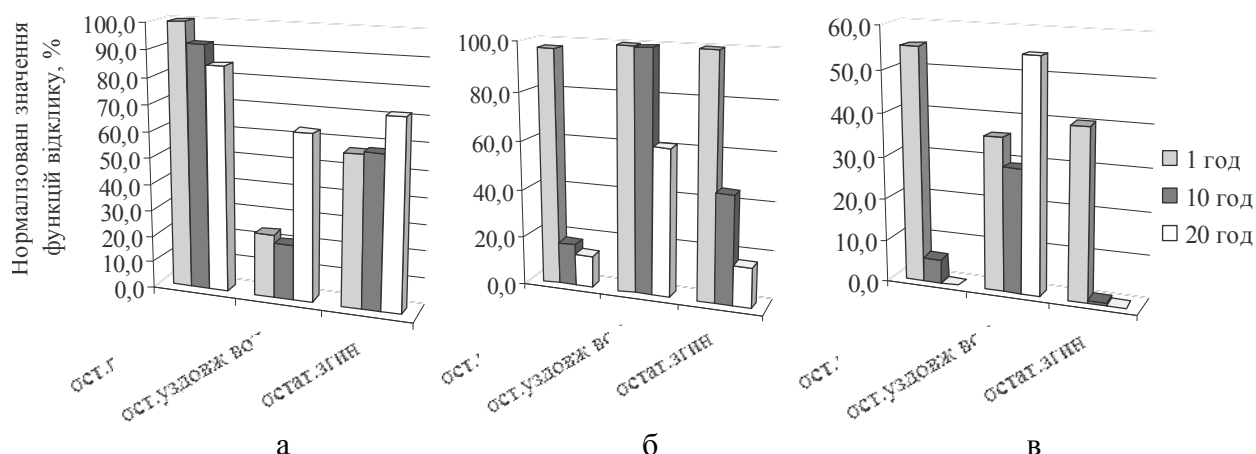


Рисунок 4. Вплив режимів термічного модифікування на механічні властивості деревини граба: а – температура впливу 160 °С; б – температура впливу 190 °С; в – температура впливу 220 °С.

Модифікування деревини м'якими режимами незначно поліпшило показник ударної твердості на 10 і 13 % на радіальній і тангентальній поверхні; стійкість до стирання уздовж та поперек волокон термомодифікованої деревини граба різними режимами не змінилася, порівняно з необробленою деревиною. Дослідження показників стирання і ударної твердості деревини граба після термічної модифікації показало, що її доцільно використовувати для виробництва продукції з підвищеними вимогами до зносостійкості (табл. 1).

Таблиця 1

Оцінка напрямку застосування виробів виготовлених з термообробленої різними режимами деревини граба [3]

Сфера застосування	н/о граб	Режими термооброблення деревин граба								
		160 °С			190 °С			220 °С		
		1 год	10 год	20 год	1 год	10 год	20 год	1 год	10 год	20 год
Євровагонка для фасадних робіт, ванних кімнат, імітація фахверку	--	—	—	++	—	++	++	+	++	++
Фасади кухонних меблів	--	—	+	+	+	++	++	+	++	++
Садовий паркет,	—	—	—	+	++	++	+	++	+	+

Сфера застосування	Режими термооброблення деревин граба									
	н/о граб	160 °С			190 °С			220 °С		
		1 год	10 год	20 год	1 год	10 год	20 год	1 год	10 год	20 год
меблі і декори										
Стільниці	--	—	—	+	+	++	++	++	+	+
Лицеве покриття столярних виробів	--	—	—	+	+	++	++	+	+	+
Терасна дошка, облаштування майданчиків	--	—	—	+	—	++	++	++	+	+
Покриття підлоги	—	+	+	++	++	++	+	+	+	+
Стінові панелі	--	--	—	++	+	+	++	+	++	++

Примітка. ++ добре, + задовільно, – негативно, -- не рекомендовано

Завдяки своїй формо-, волого- і біостійкості термооброблена деревина граба може експлуатуватися в умовах з підвищеною вологістю, наприклад для облаштування присадибної території на рівні з такими екзотичними породами, як мербау, тік, венге, іроко, палісандр.

Висновки. Проаналізовано існуючі технології термічного модифікування деревини. Виявлено, що на зміну фізико-механічних властивостей термообробленої деревини окрім температури і тривалості оброблення впливають умови обробляючого середовища.

Термооброблена деревина стає все більше популярною, оскільки, порівняно з необробленою деревиною, володіє кращими властивостями. Тому стає можливим розширити сферу застосування і підвищити цінність деревини порід, що мало використовуються у виробництві.

Визначено, що більший вплив на величину всихання в тангентальному напрямку та вологопоглинання має температура, а на густину деревини та всихання в радіальному напрямку – вагомим фактором впливу є тривалість оброблення. Дія температури 190 °C збільшує межу міцності при стиску уздовж волокон та статичному згині; спостерігається значне зменшення межі міцності при стиску поперек волокон після термомодифікування деревини температурою вищою за 160 °C. Щодо технологічних властивостей, то вплив дії високої температури на їх значення незначний.

Термомодифіковану деревину граба можна розглядати як заміну для екзотичних та твердолистяних порід деревини при оформленні прилеглої до будинку території (фасади будинків, терасна дошка, садові меблі) та інтер'єру (сходи, вагонка, покриття підлоги, фасади кухонних меблів, стільниці), оскільки вона має покращені декоративні характеристики, фізичні та експлуатаційні властивості.

Література

1. Sandberg D. Thermally modified timber: recent developments in Europe and North America / D. Sandberg, A. Kutnar // Wood and Fiber Science. – 2016. – № 48. – P. 28-39.
2. Finnish Thermowood Association. Thermowood Handbook. Wood Focus Oy. – Helsinki, Finland, 2003. – P. 66.
3. Горбачова О. Ю. Термічне модифікування деревини граба [Текст] : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.06 : захищена 07.12.2016 : затв. 28.02.2017 / Горбачова Олександра Юріївна. – К., 2016. – 201 с.

4. Технологии фирмы PLATO-Wood (Providing Lasting Advanced Timber) [Електронний ресурс] – Режим доступа до ресурсу: <http://www.platowood.nl/69/De-Plato-Technologie.html>.

5. Основные технологии термомодификации [Електронний ресурс] – Режим доступа до ресурсу: <http://www.estw.ru/tecnology.html>

6. Waldemar J. Homan Wood modification developments / Waldemar J. Homan, Andre J. M. Jorissen // HERON. – 2004. – Vol. 49. – № 4. – P. 361-386.

7. International ThermoWood Association. – Production statistics 2016.

8. Древесина. Метод определения плотности : ГОСТ 16483.1-84. – [Дата введения 1985-07-01]. – Москва : ИПК Издательство стандартов, 1999. – 6 с. – (Межгосударственный стандарт).

9. Древесина. Метод определения усушки ГОСТ 16483.37-88. – [Дата введения 1990-01-01]. – Москва : ИПК Издательство стандартов, 1999. – 7 с. – (Межгосударственный стандарт).

10. Древесина. Метод определения влагопоглощения : ГОСТ 16483.19-72*. – [Дата введения 1974-01-01]. – Москва : ИПК Издательство стандартов, 1999. – 4 с. – (Межгосударственный стандарт).

11. Древесина. Резонансный метод определения модулей упругости и сдвига и декремента колебаний : ГОСТ 16483.31-74. – [Дата введения 1975-07-01]. – Москва : ИПК Издательство стандартов, 1999. – 6 с. – (Межгосударственный стандарт).

12. Древесина. Метод определения предела прочности при статистическом изгибе : ГОСТ 16483.3-84. – [Дата введения 1985-07-01]. – Москва : ИПК Издательство стандартов, 1999. – 6 с. – (Межгосударственный стандарт).

13. Древесина. Методы определения прочности при сжатии вдоль волокон : ГОСТ 16483.10-73. – [Дата введения 1974-07-01]. – Москва : ИПК Издательство стандартов, 1999. – 6 с. – (Межгосударственный стандарт).

14. Древесина. Метод определения условного предела прочности при сжатии поперек волокон : ГОСТ 16483.11-72. – [Дата введения 1973-01-01]. – Москва : ИПК Издательство стандартов, 1999. – 5 с. – (Межгосударственный стандарт).

15. Древесина. Метод определения ударной твердости : ГОСТ 16483.16-81. – [Дата введения 1983-01-01]. – Москва : ИПК Издательство стандартов, 1999. – 7 с. – (Межгосударственный стандарт).

16. Древесина. Метод определения показателя истирания : ГОСТ 16483.39-81. – [Дата введения 1983-01-01]. – Москва : ИПК Издательство стандартов, 1999. – 7 с. – (Межгосударственный стандарт).

УДК 674.11

ФІЗИЧНІ ВЛАСТИВОСТІ НОВОГО ДЕРЕВИННО-КОМПОЗИЦІЙНОГО МАТЕРІАЛУ

д.т.н., проф. Пінчевська О. О.

асистент Лакида Ю. П.

Національний університет біоресурсів і природокористування України

opinchewska@gmail.com, yuriy.lakyda@gmail.com

Анотація. У статті приведено методику випробування фізичних властивостей деревинно-композитного матеріалу отриманого методом роздавлювання. Виявлено, що раціональним в'язучим для виготовлення нового деревинно-композитного матеріалу є фенол формальдегідна смола. Отримано регресійні залежності деформації деревинно-композитного матеріалу у процесі пресування від параметрів режиму пресування (температури, тиску та часу витримки). Визначено раціональні параметри режиму пресування.

Ключові слова: деревинно-композитний матеріал, плетиво волокон, роздавлювання тонкомірної деревини, в'язуче, пресування, режими пресування.

ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА НОВОГО ДРЕВЕСНО-КОМПОЗИЦИОННОГО МАТЕРИАЛА

д.т.н., проф. Пинчевская Е. А.

ассистент Лакида Ю. П.

Национальный университет биоресурсов и природопользования Украины

Аннотация. В статье приведена методика исследования физических свойств нового древесно-композитного материала полученного методом раздавливания, которые определяют сферу применения материала. Выведено, что рациональным связующим для изготовления нового древесно-композитного материала является фенолформальдегидная смола, которая имеет лучшие показатели водопоглощения и разбухания в воде по толщине. Получены регрессионные зависимости деформации древесно-композитного материала в процессе прессования от параметров режима прессования (температуры, давления и времени выдержки). Определены рациональные параметры режима прессования.

Ключевые слова: древесно-композитный материал, плетение волокон, раздавливание тонкомерной древесины, вяжущее, прессование, режимы прессования.

PHYSICAL PROPERTIES OF A NEW ENGINEERED WOOD PRODUCT

Doctor of Techn. Science Pinchevska O. O.

Assistant Lakyda Yu. P.

National University of Life and Environmental Sciences of Ukraine

Abstract. The article presents methodology and results of research on determining physical properties of a new engineered wood product, which set its application sphere. Currently there is a problem with utilization of primary forest residuals in Ukraine. The primary forest residuals are represented by tree tops and branches, which are not used for production of engineered wood products and fuelwood due to high bark content. One of the effective ways of utilization of primary and forest residues is their involvement to production of engineered wood products, such as wood-fiber boards, wood-chip boards and oriented strand boards, their production technology is based on

grinding of wood fibers. Production of the latter in Ukraine is insignificant due to difficulties with equipment and impossibility of direct utilization of secondary forest residues, which stipulates finding alternative solutions. A peculiarity of the new engineered wood product is utilization of wood fibers (as wood component of the material), obtained by forest residuals crushing. It has been found that a rational binder for production of the new engineered wood product is phenol formaldehyde resin. This binder has shown twice as good results in water absorption and breadthways swelling in water as carbamide formaldehyde resin. Based on research of physical properties, an application sphere for the new engineered wood product has been ascertained. Regression dependencies of deformation magnitude of the new engineered wood product during pressing on parameters of pressing regime (temperature, pressure and curing time) have been produced. It has been found that the rational regime parameters for pressing process are temperature $t=200\text{ }^{\circ}\text{C}$, and pressure $p=8\text{ MPa}$. It has also been found that influence of curing time on deformation magnitude of boards is insignificant.

Keywords: engineered wood product, fiber joint, crushing thin grade wood, binder, pressing, pressing regimes.

Вступ. Одним з найголовніших етапів у процесі виготовлення деревинно-композиційного матеріалу є операція пресування, адже коректність підібраних режимів пресування вагомо впливають на його якість. Якість композиційного матеріалу характеризується в основному фізичними та механічними властивостями, які встановлені відповідними стандартами та технічними умовами.

Особливістю нового композиційного матеріалу є використання в якості деревного компоненту збережених природних волокон деревини, отриманого методом роздавлювання. Постає питання перспективності та сфери його використання. Для вирішення поставленого питання проведено дослідження по визначенню його фізичних властивостей.

Аналіз останніх джерел досліджень та публікацій. Один з ефективних шляхів використання низькосортної деревини – виготовлення з неї наповнювача у виробництві композиційних матеріалів. Серед таких матеріалів – плити деревинностружкові (ДСП), деревинноволокнисті (ДВП) деревинноволокнисті середньої густини (medium density fibreboard – MDF), орієнтовано-стружкові (oriented strand board – OSB), матеріали Ultraspen, Structureframe, Scrimber, арболіт та фіброліт тощо. У наведених матеріалах у якості деревного компонента використовуються деревні часточки, отримані різанням. Це або виготовлення з лісоматеріалу безпосередньо стружки, або – щепи з наступним подрібненням її на стружку чи волокно. При цьому використання тонкомірної деревини обмежується через наявність у ній великої кількості кори, що суттєво знижує міцність композиційних матеріалів. Винятком є матеріал Scrimber у якості наповнювача якого використовується деревне волокно отримане шляхом роздавлювання стовбурів молодих дерев від рубок догляду. Єдиним недоліком цього матеріалу є дефіцит сировини який призвів до закриття заводу у Австралії [1]. Саме це спонукало до пошуку шляхів раціонального використання відходів лісозаготівель, які переважно представлені у вигляді гілок, що нагромаджуються на лісосіках у великих кількостях та спалюються.

Технології, що залишають цілісними волокна природної довжини ще не набули широкого розповсюдження. З цього погляду особливий інтерес викликає принцип використання як деревного компоненту волокон, отриманих роздавлюванням тонкомірної сировини гілок, який забезпечить отримання тонкого та довгого деревного волокна.

Деревне волокно для нового деревинно-композиційного матеріалу було отримано шляхом роздавлювання на установці для роздавлювання тонкомірної деревної сировини. Далі отримане плетиво проходило операцію сушіння, проклеювання, формування пакетів та пресування [2]. Для визначення сфери застосування нового деревинно-композиційного матеріалу та визначення раціональних режимних параметрів пресування що забезпечать мінімальні деформації у процесі технологічної витримки було проведено серію досліджень з визначення фізичних властивостей матеріалу та встановлення залежності величини деформації від режимних параметрів пресування.

Мета роботи – дослідити фізичні властивості нового деревинно-композиційного матеріалу та визначити раціональні режимні параметри пресування.

Матеріали та методика. На основі аналізу проведених попередніх експериментальних досліджень з визначення

Для визначення сфери застосування нового деревинно-композиційного матеріалу, були визначені фізичні властивості отриманого матеріалу за стандартними методиками [3, 4]: густина деревинно-композиційного матеріалу ($\rho_{ДКМ}$, кг/м³), величина вологопоглинання (ΔW , %) та розбухання у воді за товщиною (t_w , %). На основі аналізу проведених попередніх досліджень з визначення раціонального режиму пресування визначено діапазон режимних параметрів: температура – 160–200 °С, тиск – 8–12 МПа та час витримки – 7–8 хв.

Результати досліджень. Дослідження фізичних властивостей композиційного матеріалу включали експериментальне визначення густини, водопоглинання та розбухання матеріалу у воді за товщиною.

Густину матеріалу визначали на зразках виготовлених з отриманого композиційного матеріалу. Спочатку визначали масу кожного зразка та розміри. Довжина, ширина та товщина експериментальних зразків становили 350×50×15 мм відповідно.

Для визначення водопоглинання та розбухання матеріалу у воді були взяті зразки деревинно-композиційного матеріалу на основі карбомідоформальдегідного та фенолформальдегідного в'язучого. Дослідження проводились при витримці у воді протягом 2 та 24 годин. Зразки деревинно-композиційного матеріалу на основі фенолформальдегідного в'язучого досліджувались з відкритими та закритими – залитими парафіном торцями плит.

Середня густина деревинно-композиційного матеріалу становила $\rho = 665$ кг/м³, а отже є наближеною до плит OSB ($\rho = 650$ кг/м³ [5]). Це дає можливість надалі зіставляти фізичні та механічні властивості отриманого деревинно-композиційного матеріалу та плит OSB.

В результаті попередніх досліджень після витримки у воді зразки матеріалу були зруйновані (рис. 1, рис 2).

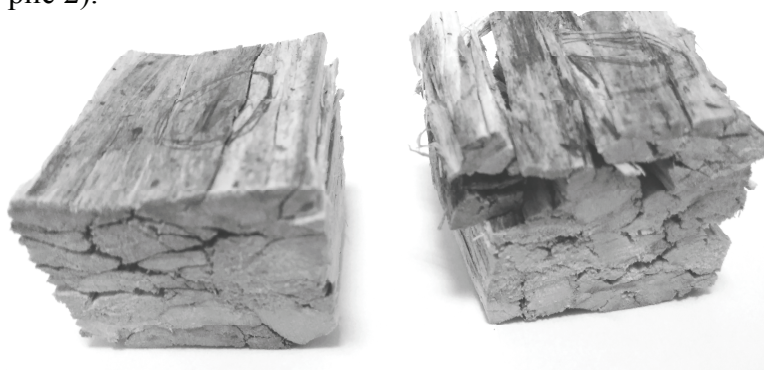


Рисунок 1. Зразки розміром 25 × 25 мм нового композиційного матеріалу на основі карбомідоформальдегідного в'язучого після витримки у воді

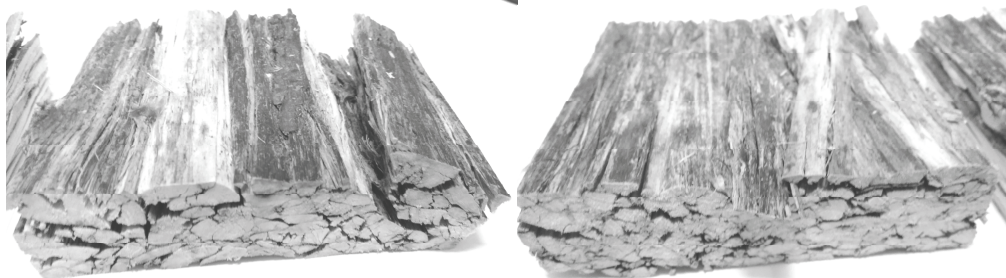


Рисунок 2. Зразки розміром 100 × 100 мм нового композиційного матеріалу на основі карбомідоформальдегідного в'язучого після витримки у воді

Руйнування зразків під дією води обумовлено використанням у якості в'язучого карбомідоформальдегідної смоли яка не є водостійкою, а також довгих суцільних (цілих)

волокон по довжині всього зразка. Вода потрапляла у торці матеріалу і швидко поширювалась по всій його довжині, оскільки коефіцієнт вологостійкості уздовж деревних волокон на порядок більше, ніж впоперек.

Результати досліджень деревинно-композиційного матеріалу на основі фенолформальдегідного в'язучого (рис. 3.) показали, що середнє значення водопоглинання та розбухання зразків із закритими торцями становило 77,5 % і 18,7 %, що у два рази менше, ніж у плит з незахищеними від вологи торцями плетив – 89 % і 43,3 % відповідно.

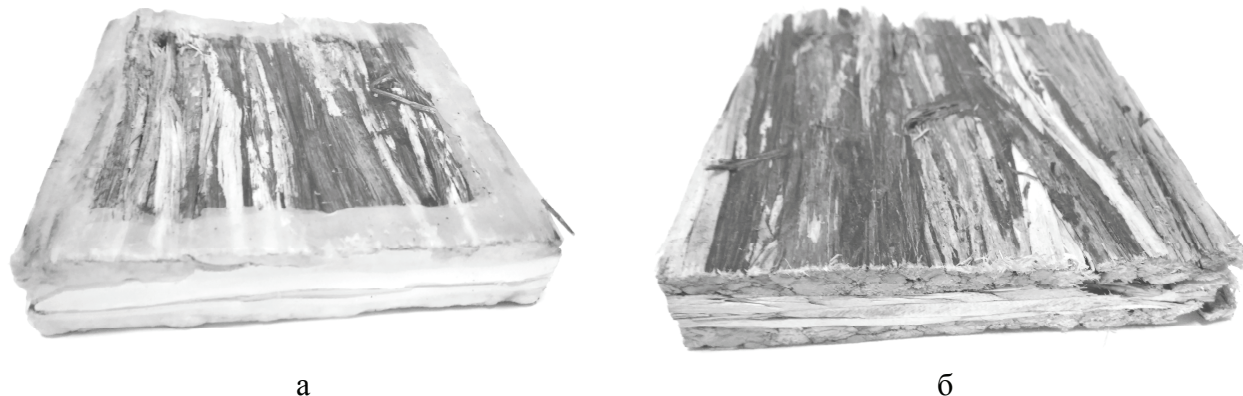


Рисунок 3. Зразки розміром 100 × 100 мм нового композиційного матеріалу на основі фенолформальдегідного в'язучого після витримки у воді: а – з закритими торцями, б – з відкритими торцями.

Це свідчить про те що основним шляхом потрапляння води в матеріал є торці, оскільки в матеріалі використовуються довгі суцільні волокна які сприяють пришвидшеному розповсюдженню води.

Для детального дослідження раціональних параметрів режимів пресування було проведено серію експериментальних досліджень. Метою експерименту є отримання емпіричної математичної моделі параметрів режимів пресування, тобто, залежності вихідної величини об'єкту (величини деформації) від змінюваних факторів (температури, тиску та часу витримки), які впливають на нього.

У результаті планування експерименту було обрано повно факторний план з трьома факторами 2^3 та встановлено три основні змінні фактори, які пов'язані між собою:

- температура (160 °C, 200 °C);
- тиск (8 МПа, 12 МПа);
- час витримки (7 хв., 8 хв.).

Результати експерименту ПФП 2^3 для величини деформації з трьома змінними факторами будуть мати наступний вигляд таблиці 1.

Таблиця 1. Результати експерименту ПФП 2^3

№ досліджу	x_0	x_1	x_2	x_3	x_1x_2	x_1x_3	x_2x_3	$x_1x_2x_3$	$T, ^\circ\text{C}$	$P, \text{кН}$	$t, \text{хв}$	$\varepsilon_{\text{ср}}, \text{мм}$
1	+1	+1	+1	-1	+1	-1	-1	-1	200	1200	8	3,75
2	+1	-1	+1	-1	-1	+1	-1	+1	160	1200	8	3,46
3	+1	+1	-1	-1	-1	-1	+1	+1	200	800	8	2,4
4	+1	-1	-1	-1	+1	+1	+1	-1	160	800	8	4,27
5	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	200	1200	7	3,74
6	+1	-1	+1	+1	-1	-1	+1	-1	160	1200	7	6,23
7	+1	+1	-1	+1	-1	+1	-1	-1	200	800	7	2,17
8	+1	-1	-1	+1	+1	-1	-1	+1	160	800	7	3,36

З метою оцінювання ступеню та характеру впливу кожного з врахованих (включених) до експерименту факторів які впливають на величину деформації при процесі пресування

було побудовано лінійне рівняння регресії. Для кожного рівняння розраховано коефіцієнти регресії, проведено оцінювання значимості цих коефіцієнтів та ефективність отриманих рівнянь, перевірку адекватності регресійних моделей.

Лінійні рівняння регресії, в нормалізованих та натуральних значеннях для величини деформації мають вигляд:

в нормалізованих значеннях

$$\varepsilon = 3,67 - 0,66x_1 + 0,62x_2 + 0,49x_2x_3 - 0,43x_1x_2x_3 \quad (1)$$

в натуральних значеннях

$$\varepsilon = -322,98 + 1,6x_1 + 0,33x_2 - 0,04x_2x_3 + 0,001x_1x_2x_3 \quad (2)$$

В результаті порівняння розрахованих показників з табличним можна відмітити що не значимими виявилися фактор часу витримки (x_3) та парні значення x_1x_2 та x_1x_3 , а розраховані показники регресійної моделі є на порядок нижчими від табличного значення, що свідчить про адекватність даної моделі. Отже, запропонована модель дозволяє отримати результати адекватні експериментальним даним, та може бути рекомендована для визначення параметрів режимів пресування нового деревинно-композиційного матеріалу.

Висновки. В результаті проведених експериментальних досліджень із визначення фізичних властивостей отримано деревинно-композиційний матеріал із середньою густиною $\rho=665 \text{ кг/м}^3$, яка близька до значень густини плит OSB ($\rho=650 \text{ кг/м}^3$). Дослідження водопоглинання та розбухання у воді зразків нового композиційного матеріалу на основі карбомідоформальдегідного в'язучого показали негативні результати, що змусило обрати інше в'язуче – фенолформальдегідне. Для матеріалу, виготовленому на фенолформальдегідній смолі показник розбухання матеріалу у воді за 24 години склав 43,3 % для плит з відкритими торцями та 18,7 % – для плит з закритими торцями. У плит OSB цей показник становить на рівні 20 % [5]. Отже, результати свідчать про можливість застосування нового деревинно-композиційного матеріалу як повноцінного заміника плит OSB.

Визначено раціональний режим пресування, який дозволяє мінімізувати пружні деформації плит після пресування: температура $t=200 \text{ }^\circ\text{C}$, тиск $p=8 \text{ МПа}$. Визначено, що вплив часу витримки на величину деформацій плит є незначущим.

Література

1. Малахова О. С. Аналіз характеристик композиційних матеріалів / О. С. Малахова, Ю. П. Лакида // Ліси, парки, технології: сьогодення та майбутнє: Міжнародна науково-практична конференція, м. Київ, 28–29 березня 2013 року: тези доповіді. – К., 2013 – С. 217–218.
2. Olena Pinchevska, Yuriy Lakyda. On importance of characteristics of wood component of composition materials // Adhesives in woodworking industry: XXI Symposium. Zvolen. 2013. P. 178–181.
3. Плиты древесностружечные. Методы определения физических свойств : ГОСТ 10634-88. – [Дата введення 1988-02-01]. – Москва : Издательство стандартов, 2008. – 11 с. – (Межгосударственный стандарт).
4. Плиты древесностружечные. Общие правила подготовки и проведения физико-механических испытаний : ГОСТ 10633-78. – [Дата введення 1978-02-01]. – Москва : Издательство стандартов, 2001. – 11 с. – (Межгосударственный стандарт).
5. Плиты деревинні. Визначення модуля пружності та міцності під час згинання : ДСТУ EN 300:2008. – [Чинний від 2010-01-01]. – Київ Держспоживстандарт України : 2011. – 11 с. – (Міжнародний стандарт).

УДК 69.07

ПРО МОЖЛИВІСТЬ ЗАСТОСУВАННЯ ПІНОПОЛІУРЕТАНОВИХ КЛЕЇВ ПРИ ВИРОБНИЦТВІ КЛЕЄНИХ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

д.т.н., проф., Рощина С.І.

к.т.н., доцент Лукін М.В.

аспірант Сергєєва О.М.

аспірант Кардаш О.В.

*Володимирський Державний Університет імені Олександра Григоровича і
Миколи Григоровича Столєтова (ВлГУ)*

Анотація. У статті розглянуті питання аналізу технічної можливості застосування пінополіуретанових клеїв при виробництві клеєних дерев'яних конструкцій. Виконано історичний огляд типів клеїв, широко застосовуваних промисловістю. Проведено випробування стандартних зразків на сколювання по ГОСТ 33120 - 2014. Конструкції дерев'яні клеєні. Методи визначення міцності клейових з'єднань. В результаті експерименту доведено, що міцність зразків на сколювання перевищує мінімально можливу приблизно на 20%, руйнування носить змішаний (адгезійно - когезійний) характер. Таким чином доведено, що теоретична можливість використання даного клею існує.

Ключові слова: клей, міцність, сколювання, конструкції, в'язкість, руйнування, навантаження, деформації.

О ВОЗМОЖНОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ПЕНОПОЛИУРЕТАНОВЫХ КЛЕЕВ ПРИ ПРОИЗВОДСТВЕ КЛЕЕННЫХ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

д.т.н., проф., Рощина С.И.

к.т.н., доцент Лукин М.В.

аспирант Сергеева А.Н.

аспирант Кардаш Е.В.

*Владимирский Государственный Университет имени Александра Григорьевича и
Николая Григорьевича Столетовых (ВлГУ)*

Аннотация. В статье рассмотрены вопросы анализа технической возможности применения пенополиуретановых клеев при производстве клееных деревянных конструкций. Выполнен исторический обзор типов клеев, широко применяемых промышленностью. Проведены испытания стандартных образцов на скалывание по ГОСТ 33120 – 2014. Конструкции деревянные клееные. Методы определения прочности клеевых соединений. В результате эксперимента доказано, что прочность образцов на скалывание превышает минимально возможную примерно на 20%, разрушение носит смешанный (адгезионно – когезионный) характер. Таким образом доказано, что теоретическая возможность использования данного клея существует.

Ключевые слова: клей, прочность, скалывание, конструкции, вязкость, разрушение, нагрузка, деформации.

ABOUT THE POSSIBILITY OF APPLICATION OF POLYURETHANE ADHESIVES AT THE PRODUCTION OF GLUED WOODEN CONSTRUCTIONS

*prof. Roschina S.I.,
ass. professor Lukin M.V.
graduate student Sergeeva A.N.
graduate student Kardash E.V.*

*Vladimir State University Named after Alexander Grigorievich and Nikolay Grigorievich
Stoletov (VLSU)
E-mail: rsi3@mail.ru*

Abstract. The article deals with the analysis of the technical feasibility of using polyurethane adhesive in the production of glued wooden structures. A historical review of the types of adhesives widely used by industry is performed. For the study, a one-component polyurethane adhesive was chosen for the production of glued wooden building structures, including bearing. The curing of the glue is caused by the moisture of the air, and also by the moisture contained in the wood. Distinctive properties of this glue: one-component; Does not contain plasticizers, fillers, solvents; Has a high adhesion to wood; Suitable for all types of wood; High water resistance, frost resistance, temperature resistance of glue joint; The adhesive compound is resistant to weak alkalis, acids and solvents. Standard samples for shearing were tested in accordance with GOST 33120 - 2014. Wooden glued constructions. Methods for determining the strength of adhesive joints. The main indicator of the quality of the adhesive - the adhesive capacity - is evaluated by the strength of the adhesive bond on samples of various shapes and from various wood materials. The most common are the chipping tests along the fibers on samples identical to the samples for similar tests of solid solid wood. The advantage of this method lies in the simplicity of the shape of the sample and the test procedure, in the possibility of concentrating the shear stresses in a narrow zone of the adhesive joint. As a result of the experiment it was proved that the strength of the samples for shearing exceeds the minimum possible by approximately 20%, the fracture has a mixed (adhesion - cohesive) character. Thus, it is proved that the theoretical possibility of using this glue exists. However, in order to assess the possibility of its full scale application, further investigation of all its physical, mechanical, chemical and technological features is required.

Keywords: glue, strength, shearing, construction, viscosity, fracture, load, deformation.

Вступление На сегодняшний день для изготовления деревянных клееных конструкций широко применяются следующие виды клеев: фенолоформальдегидные (КБ-3), резорцинформальдегидные (ФР-12), алкилрезорцинформальдегидные (ФР-100 или ДФК-1АМ), карбамидные (УКС, КС-68, М19-62). Технологические требования к данным клеям в период их использования должны соответствовать следующим данным: условная вязкость 60-400 с, жизнеспособность при температуре 18⁰С – 2-4 ч, условное время отверждения – 30-60 с, прочность клевых соединения – 6,5 МПа.

Применение других марок клеев, если их технологические требования существенно не отличаются от указанных выше, а клеевые соединения на них обеспечивают необходимую прочность клееных конструкций в течении заданного времени эксплуатации, возможно при должном изучении их характеристик.

Анализ Для исследования был выбран однокомпонентный полиуретановый клей для производства клееных деревянных строительных конструкций, в том числе несущих. Отверждение клея происходит влагой воздуха, а также влагой, содержащейся в древесине.

Отличительные свойства данного клея: однокомпонентный; не содержит пластификаторов, наполнителей, растворителей; обладает высокой адгезией к древесине;

подходит для всех пород дерева; высокая водостойкость, морозостойкость, температуростойкость клеевого соединения; клеевое соединение стойко к слабым щелочам, кислотам и растворителям.

По внешнему виду представляет собой однородную вязкую жидкость от светло-желтого до желтого цвета, допускается опалесценция. Вязкость динамическая при 25°C, мПа·с, в пределах 12000 - 15000; массовая доля нелетучих веществ, %100; массовая доля NCO-групп, %, в пределах 14,0 - 15,0.

Испытания проводились в Лаборатории кафедры строительных конструкций Владимирского государственного университета имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых (ВлГУ) на разрывной универсальной электромеханической машине РЭМ-100-А-2. Все испытания выполнялись с соблюдением ГОСТ 33120 – 2014 Конструкции деревянные клееные. Методы определения прочности клеевых соединений [1], ГОСТ 20850-2014 Конструкции деревянные клееные несущие. Общие технические условия [2] и ГОСТ 33122-2014 Клеи для несущих деревянных конструкций. Общие технические условия [3].

Основной показатель качества клея - клеящая способность - оценивается по прочности клеевого соединения на образцах различных форм и из различных древесных материалов. Наиболее распространенными являются испытания на скалывание вдоль волокон на образцах, идентичных образцам для аналогичных испытаний цельной массивной древесины [4,5]. Преимущество данного способа заключается в простоте формы образца и процедуры испытания, в возможности концентрации напряжений сдвига в узкой зоне клеевого соединения. Однако метод не дает чистого сдвига из-за наличия эксцентриситета сил, приложенных к образцу. Кроме касательных напряжений, в клеевом соединении возникают значительные нормальные напряжения отрыва поперек волокон, поэтому получаемые показатели прочности рассматривают как относительные, служащие для сравнения с нормативными данными, но не как расчетные характеристики.

Результаты Эксперимент проведен на серии из трех образцов. В качестве материала выбрана сосна 2-го сорта. Влажность древесины составила 8,8%. Время закрытой и открытой составило 5 мин. Время выдержки под давлением 0,5 МПа - 240 мин. Общее время выдержки до испытания – 8 дней. Температура в окружающего воздуха в лаборатории – 20⁰С, влажность – 70%. Общий вид образца до и после разрушения представлен на рис. 1 и 2.

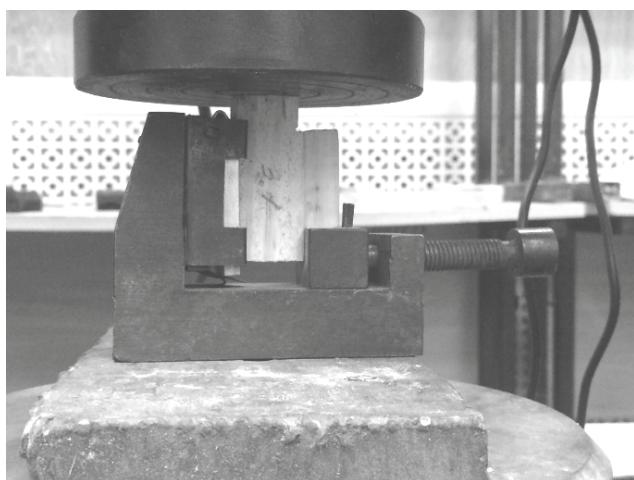


Рис. 1. Общий вид испытываемого образца на разрывной машине РЭМ-100-А-2



Рис. 2. Смешанное (адгезионно – когезионное) разрушений образца после испытания

В результате проведенного эксперимента получены следующие результаты.

Зависимость «нагрузка – деформации» носит криволинейный характер, зависимость время – деформации» - прямолинейный. Диаграмма испытания «нагрузка – деформации» представлен на рис.3, «время – деформация» на рис. 4.

По типу разрушения образца можно отнести к когезионного-адгезионному, стр. 29 [5]. Значения предела прочности по 3-м образцам составило, соответственно: 8,02 МПа (80,2 кг/см²), 7,52 МПа (75,2 кг/см²) и 7,8 МПа (78,0 кг/см²). Значение среднеарифметического временного сопротивления составило 7,78 МПа (77,8 кг/см²). Гарантированная прочность поле статистической обработки результатов испытаний составила 7,49 МПа (74,9 кг/см²). Минимальное значение предела прочности согласно п. 2.10 [6] должно быть не менее 6,5 МПа (65,0 кг/см²).

Минимальное значение процента разрушения по древесине образцов составило 80%, при допустимом минимальном значении 72%, принятом по табл. 9 [7].

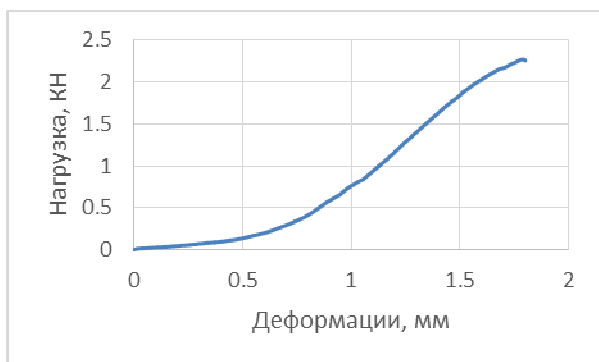


Рис.3. Диаграмма «нагрузка – деформации»

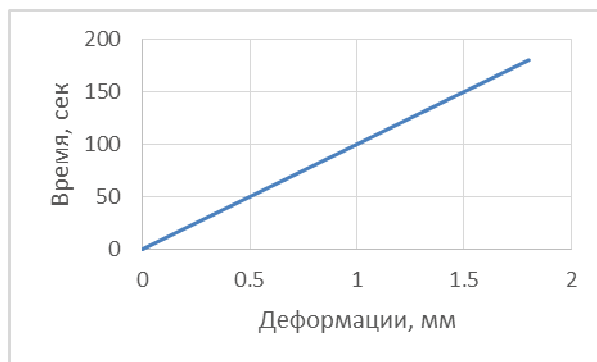


Рис.4. Диаграмма «время – деформации»

Выводы Таким образом можно сделать вывод о том, что данный вид клея может быть использован при изготовлении деревянных клееных конструкций. Однако, для оценки возможности полномасштабного его применения, требуется дальнейшее исследование всех его физико – механических, химических и технологических особенностей.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ 33120 – 2014 Конструкции деревянные клееные. Методы определения прочности клеевых соединений.
2. ГОСТ 20850-2014 Конструкции деревянные клееные несущие. Общие технические условия.
3. ГОСТ 33122-2014 Клеи для несущих деревянных конструкций. Общие технические условия.
4. ГОСТ 16483.0-89 Древесина. Общие требования к физико – механическим испытаниям.
5. ГОСТ 16483.5-73 Древесина. Метод определения предела прочности при скалывании вдоль волокон.
6. Руководство по промышленному изготовлению деревянных клееных конструкций для строительства. - М.: Стройиздат, 1972. - 60 с., ил.
7. Волынский В.Н. Технология клееных материалов: Учебно - справочное пособие. - СПб.: Профи, 2009. - 392 с., ил.

УДК 69.07

ДОСЛІДЖЕННЯ ПИТАНЬ РЕСУРСОЗБЕРЕЖЕННЯ ДЕРЕВИНИ ПРИ МАЛОПОВЕРХОВОМУ БУДІВНИЦТВІ З ТЕПЛОЕФЕКТИВНОГО БРУСА

д. т. н., проф., Рощина С. В.

к. т. н., Сергєєв М. С.

к. т. н., Лукіна А. В.

к. т. н., доцент Попова М. В.

*Володимирський Державний Університет імені Олександра Григоровича і
Миколи Григоровича Столєтова (ВлГУ)*

Анотація

Одне з достоїнств деревини полягає в тому, що вона є відновлюваним ресурсом. Відслужили вироби з деревини піддаються переробці і можуть бути використані в якості палива, а відходи виробів з деревини біологічно розкладаються і не створюють загрози навколишньому середовищу. Завдяки новим технологічним розробкам деревина стала ширше використовуватися в традиційних сферах і знайшла нові області застосування. До таких надбань належать удосконалення технології сушіння, протигнільне та протипожежна обробка, шаруваті конструкції, збірні конструкції заводського виготовлення, високоефективні столярні клеї. У статті виконано огляд сучасних технологій малоповерхового будівництва, досліджено питання теплопровідності та енергетичної ефективності теплобруса. Відомо, що такі теплофізичні властивості як теплопровідність, змінюються зі зміною напрямку, тобто деревина анізотропна щодо цих властивостей. Якщо у деревині знехтувати відмінностями у величині теплопровідності за напрямками, перпендикулярним напрямку волокон, то її можна розглядати як транстропний матеріал. Проведено порівняння досліджуваного матеріалу з традиційними аналогами. За допомогою програми heat2 були проведені чисельні дослідження з проходження теплового потоку через огорожувальну конструкцію. Програма heat2 використовує різновид кінцево-різницевого методу - метод контрольного об'єму для отримання дискретного аналога двовимірної стаціонарної задачі теплопровідності. У такому методі розрахункова область представляється об'єднанням непересічних контрольних об'ємів, кожен з яких містить одну вузлову (розрахункову) точку. Для отримання дискретного аналога диференціальне рівняння теплопровідності інтегрується з кожного контрольного об'єму. Чисельні дослідження проводилися в програмі heat2 шляхом розрахунку двовимірних температурних полів у поперечному перерізі панелі. Метою чисельних досліджень була оцінка теплотехнічних властивостей в залежності від варійованих параметрів. Результати досліджень технічних і технологічних рішень можуть бути рекомендовані до використання в проектній практиці та навчальному процесі

Ключові слова: ресурсозбереження, теплобрус, теплові потоки.

ИССЛЕДОВАНИЕ ВОПРОСОВ РЕСУРСОСБЕРЕЖЕНИЯ ДРЕВЕСИНЫ ПРИ МАЛОЭТАЖНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ИЗ ТЕПЛОЭФЕКТИВНОГО БРУСА

д.т.н., проф., Рощина С.И.

к.т.н., Сергеев М.С.

к.т.н., Лукина А.В.

к.т.н., доцент Попова М.В.

*Владимирский Государственный Университет имени Александра Григорьевича и
Николая Григорьевича Столетовых (ВлГУ)*

Аннотация

Одно из достоинств древесины заключается в том, что она является возобновляемым ресурсом. Отслужившие изделия из древесины поддаются переработке и могут быть использованы в качестве топлива, а отходы изделий из древесины биологически разлагаются и не создают угрозы окружающей среде. Благодаря новым технологическим разработкам древесина стала шире использоваться в традиционных областях и нашла новые области применения. К таким достижениям относятся усовершенствования в технологии сушки, противогниlostная и противопожарная обработка, слоистые конструкции, сборные конструкции заводского изготовления, высокоэффективные столярные клеи. В статье выполнен обзор современных технологий малоэтажного строительства, исследован вопрос теплопроводности и энергетической эффективности теплобруса. Известно, что такие теплофизические свойства как теплопроводность, изменяются с изменением направления, т.е. древесина анизотропна в отношении этих свойств. Если в древесине пренебречь различиями в величине теплопроводности по направлениям, перпендикулярным направлению волокон, то её можно рассматривать как транстропный материал. Проведено сравнение исследуемого материала с традиционными аналогами. С помощью программы heat2 были проведены численные исследования по прохождению теплового потока через ограждающую конструкцию. Программа heat2 использует разновидность конечно-разностного метода - метод контрольного объёма для получения дискретного аналога стационарной двумерной задачи теплопроводности. В таком методе расчетная область представляется объединением непересекающихся контрольных объёмов, каждый из которых содержит одну узловую (расчетную) точку. Для получения дискретного аналога дифференциальное уравнение теплопроводности интегрируется по каждому контрольному объёму. Численные исследования проводились в программе heat2 путём расчёта двухмерных температурных полей в поперечном сечении панели. Целью численных исследований было оценка теплотехнических свойств в зависимости от варьируемых параметров. Результаты исследований технических и технологических решений могут быть рекомендованы к использованию в проектной практике и учебном процессе.

Ключевые слова: ресурсосбережение, теплобрус, тепловые потоки.

TO STUDY THE ISSUES OF RESOURCE CONSERVATION OF TIMBER IN LOW-RISE CONSTRUCTION OF THE THERMAL EFFICIENCY TIMBER

*prof. Roschina S.I.,
Sergeev M.S.
Lukina A.V.
Popova M.V.*

*Vladimir State University Named after Alexander Grigorievich and Nikolay Grigorievich
Stoletov (VLSU)
E-mail: rsi3@mail.ru*

Abstract. One of the advantages of wood is that it is a renewable resource. Discarded wood products can be recycled and can be used as fuel, and the waste wood products are biologically degradable and not pose a threat to the environment. Thanks to new technological developments, the wood became more widely used in the traditional areas and found new areas of application. Such achievements are improvements in the technology of drying, antiseptic and fireproofing, layered construction, prefabricated factory-built, high-performance joiner's glues. In the article the review of modern technologies of low-rise construction, we study the problem of heat conduction and energy efficiency of talapoosa. It is known that such thermal properties as conductivity, change

with the change of direction, i.e., wood is anisotropic with regard to these properties. If the wood is to neglect the differences in the magnitude of the thermal conductivity in the directions perpendicular to the fiber direction, then it can be considered as transtropic material. Comparison of test material with traditional analogues. With the help of a program heat2 was carried out numerical studies on the passage of heat flow through the building envelope. Program heat2 uses a variation of the finite-difference method - control volume method to obtain discrete analogue of the two-dimensional stationary problem of heat conduction. In this method, the computational domain is represented by a disjoint Union of control volumes, each of which contains one hub (estimated) point. To obtain a discrete analogue of the differential equation is integrated for each control volume. Numerical studies were carried out in the program heat2 by calculating two dimensional temperature fields in the cross section pane. The aim of the numerical studies was the evaluation of thermal properties depending on varied parameters. The results of the research of technical and technological solutions can be recommended for use in design practice and educational process.

Keywords: resource conservation, talbros heat fluxes.

Вступление Древесина обладает целым рядом свойств, которые позволяют широко использовать ее в различных отраслях: деревообрабатывающей, деревянном домостроении, транспорте, энергетике и др. Одной из важнейших технических задач является повышение эффективности использования древесины за счет применения конструкций и изделий с малой материалоемкостью и высокими эксплуатационными параметрами.

Одно из достоинств древесины заключается в том, что она является возобновляемым ресурсом. Отслужившие изделия из древесины поддаются переработке и могут быть использованы в качестве топлива, а отходы изделий из древесины биологически разлагаются и не создают угрозы окружающей среде. В современных условиях при появлении новых материалов и конструкций древесина сохраняет своё значение. В настоящее время она является наиболее распространенным видом сырья, применяемого в строительстве, промышленности, в сельском хозяйстве и быту[1].

Благодаря новым технологическим разработкам древесина стала шире использоваться в традиционных областях и нашла новые области применения. К таким достижениям относятся усовершенствования в технологии сушки, противогнилотная и противопожарная обработка, слоистые конструкции, сборные конструкции заводского изготовления, высокоэффективные столярные клеи. Прогресс в области переработки и применения древесины явился стимулом к дальнейшему развитию лесного хозяйства.

Анализ Известно, что такие теплофизические свойства как теплопроводность, изменяются с изменением направления, т.е. древесина анизотропна в отношении этих свойств. Если в древесине пренебречь различиями в величине теплопроводности по направлениям, перпендикулярным направлению волокон, то её можно рассматривать как транстропный материал.

Транстропными материалами (трансвенсально анизотропными) называют материалы, у которого все оси, лежащие в одной из плоскостей, эквивалентны друг другу в смысле симметрии. Плоскость, проходящая через эти оси, является плоскостью изотропии. Такие материалы называют поперечно (аксиально) изотропными или транстропными. Для транстропных материалов продольная ось является осью симметрии бесконечного порядка, т.к. поворот транстропных материалов на бесконечно малый угол вокруг такой оси приведёт к смещению всех точек[2].

Результаты Для описания физической и математической модели необходимо внести следующие гипотезы и допущения: древесина рассматривается как однородный материал; теплофизические и физико-механические свойства древесины в пределах сечения усредняются; не учитывается влияние локальных дефектов, находящихся в пределах норм и

правил; материал следует обобщенному закону Гука, компоненты напряжений и деформаций имеют линейную зависимость[3].

Основным законом передачи тепла теплопроводностью является закон Фурье. Согласно этому закону количество тепла dQ , передаваемое посредством теплопроводности через элемент поверхности dF , перпендикулярный тепловому потоку, за время dt прямо пропорционально температурному градиенту $\partial t/\partial n$, поверхности dF и времени dt :

Теплотехнические расчёты в программе Base проведены для центрального региона России, города Владимира. Для наглядного представления энергетической эффективности применения теплобруса были проведены расчёты трёх типов конструкции:

Для стены из теплобруса, общей толщиной 220 мм. При этом в качестве утеплителя в брус применён пенополистирол толщиной 130 мм;

Стена из клеёного бруса толщиной 250 мм (наиболее близкий аналог);

Определена минимальная толщина клеёного бруса которая соответствует современным требованиям по теплотехнике строительных ограждающих конструкций[4].

Численные исследования проводились в программе Heat2D путём расчёта двумерных температурных полей в поперечном сечении панели. Целью численных исследований было оценка теплотехнических свойств в зависимости от варьируемых параметров.

В расчётах были учтены фактические теплофизические характеристики. Коэффициенты теплоотдачи на внутренних и наружных поверхностях конструкции задавались: 8.7 Вт/(м²оС) и 23 Вт/(м²оС) соответственно[5].

Программа Heat2D использует разновидность конечно-разностного метода - метод контрольного объёма для получения дискретного аналога стационарной двумерной задачи теплопроводности. В таком методе расчетная область представляется объединением непересекающихся контрольных объёмов, каждый из которых содержит одну узловую (расчетную) точку. Для получения дискретного аналога дифференциальное уравнение теплопроводности интегрируется по каждому контрольному объёму[6].

Полученная система линейных алгебраических уравнений решается методом исключения неизвестных (метод Гаусса).

Рассмотрим основные составляющие метода. Процесс двумерной теплопередачи в твердом теле описывается дифференциальным уравнением:

$$(\partial^2 t/\partial x^2 + \partial^2 t/\partial y^2) = Q,$$

где Q - источник/сток тепла, Вт/м³.

Исследуемая область двумерного сечения конструкции разбивается на элементарные площадки - прямоугольники так, чтобы каждый прямоугольник состоял из одного материала. Центр каждого прямоугольника принимается за узел тепловой сетки. Таким образом, каждый узел сетки окружен четырьмя соседними, с которыми он соединяется термическими сопротивлениями, равными сопротивлениям между центрами соответствующих прямоугольников. Температура в каждом узле - есть средняя температура элементарного прямоугольника.

Так, в общих чертах, производится замена исследуемой области на её дискретный аналог, названный тепловой сеткой, каждому узлу которой соответствует определенный прямоугольник, а межузловому соединению - термическое сопротивление.

В каждом узле должен сохраняться баланс теплоты (энергии), что выражается соответствующим алгебраическим уравнением, связывающим приходящие в узел и выходящие из него потоки тепла. Это уравнение можно получить, интегрируя по элементарному прямоугольнику. В результате получим уравнение:

$$t_0(K_{01} + K_{02} + K_{03} + K_{04}) - t_1K_{01} - t_2K_{02} - t_3K_{03} - t_4K_{04} = q\Delta x\Delta y,$$

где $K_{01}, K_{02}, K_{03}, K_{04}$ – проводимости межузловых соединений сетки.

В уравнении температура t_0 центрального узла выражена через температуры соседних узлов, значения которых (если они расположены не на границе) также неизвестны. Чтобы найти температуру в любом узле, необходимо составить уравнения для каждого узла и решить полученную систему уравнений. В программе Heat2D система линейных

алгебраических уравнений решается экономичным методом исключения неизвестных (метод Гаусса) с использованием внутри машинного представления чисел матрицы системы уравнений с двойной точностью.

При расчёте осесимметричного температурного поля, которое характеризуется тем, что температурное поле не меняется при повороте исследуемой области вокруг вертикальной оси симметрии OZ, решается следующее дифференциальное уравнение

$$(\lambda/r) \partial(r\partial t/\partial r)/\partial r + \lambda \partial^2 t/\partial z^2 = 0,$$

где r - расстояние от оси симметрии OZ.

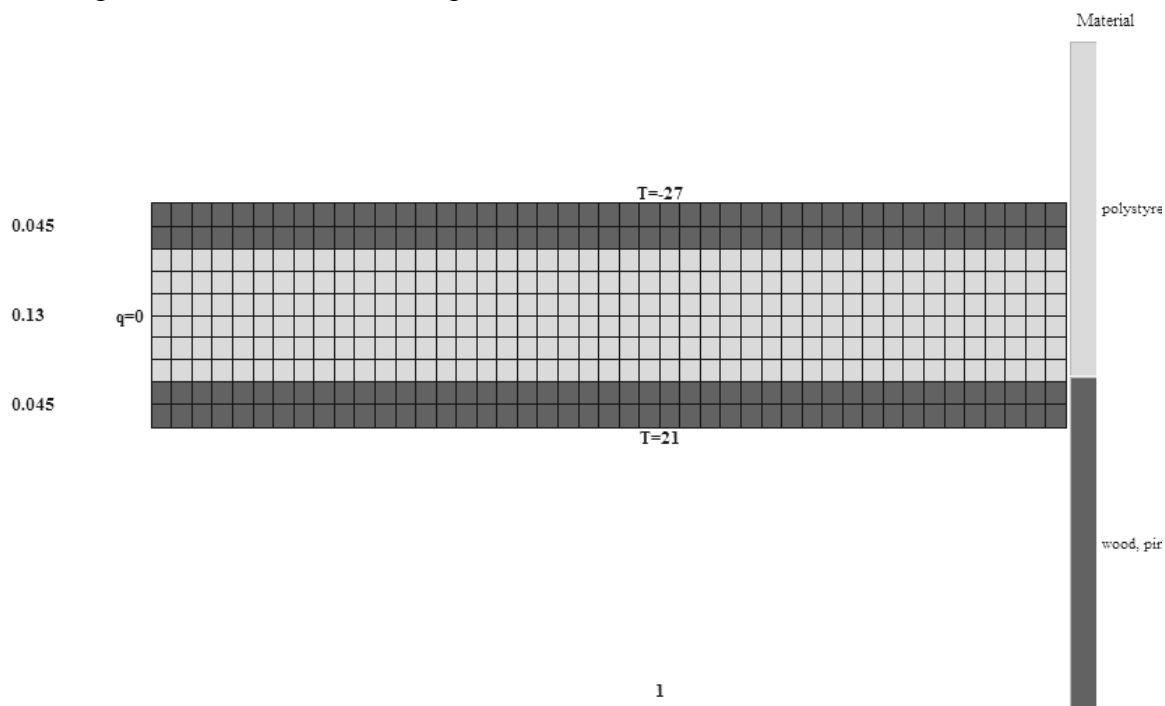


Рис. 1. Схема задаваемого сечения теплобруса

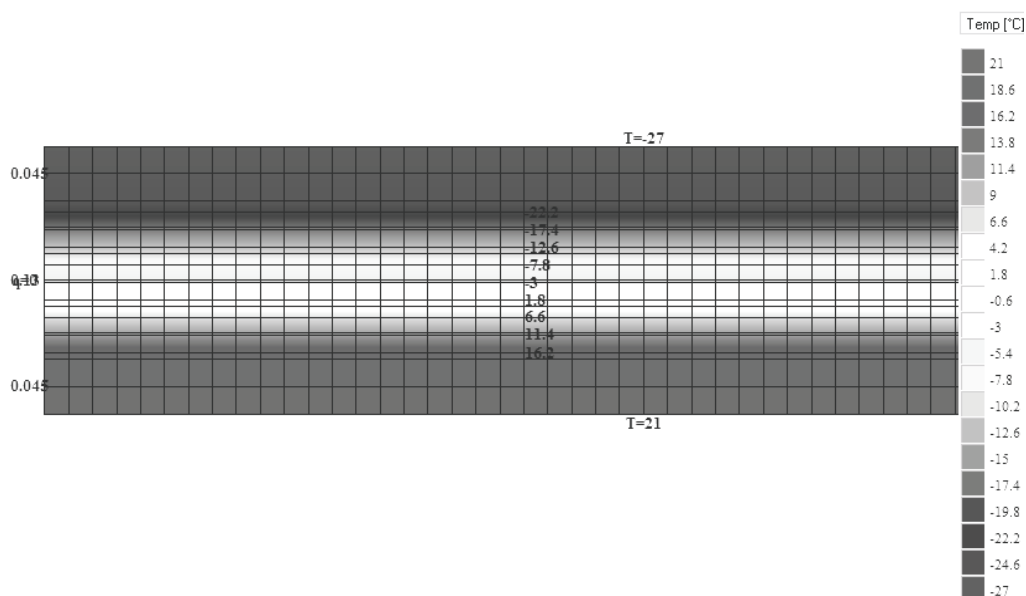


Рис. 2. Схема прохождения тепловых потоков через панель и распределение температур по толщине сечения.

Термическое межузловое сопротивление рассчитывается по формулам, приведенным в руководстве по теплотехническому расчёту и проектированию ограждающих конструкций зданий.

Так, если ось симметрии находится слева от прямоугольника с центральным узлом 0, то сопротивление между точками 1 и 0 может быть выражено в следующем виде:

$$R_{1-0} = (\ln(r/r_1) + \ln(r_0/r))/(\lambda\Delta y),$$

где r_0 , r_1 и $r = r_0 + \Delta x/2$ расстояния соответствующих точек до оси симметрии.

Выводы В ходе работы выполнен анализ современных конструктивных решений для строительства малоэтажных домов. Проведены теоретические и численные эксперименты для оценки теплофизических свойств анализируемого материала. Удалось установить, что плотность теплового потока в теплобрусе меньше в 4,5 раза, а температура на внутренней поверхности стены из клеёного бруса (ближайший аналог) на 45 % ниже чем при использовании теплобруса. Выполнен теплотехнический анализ результатов применения теплобруса с точки зрения ресурсосбережения. Установлено, что сопротивление теплопередачи теплобруса на 50% выше чем у распространённых аналогов. Таким образом затраты на отопление возможно уменьшить в 2,2...2,5 раза.

Результаты исследований технических и технологических решений могут быть рекомендованы к использованию в проектной практике и учебном процессе.

Список литературы

1. СП 118.13330.2012 «Общественные здания и сооружения». - М.: Минрегион России, 2011. – 82 с.
2. СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. – М.: - Минрегион России, 2012. – 147 с.
3. СП 64.13330.2011 «Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80».
4. СП 70.13330.2012 «Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87».
5. СП 131.13330.2012 «Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99*».
6. Примаков, Чернышов: Энергосбережение в ЖКХ. ISBN: 978-5-8291-1325-4. Академический проект, 2011 г. 622 с.

УДК 624.04

ОЦІНКА ДИНАМІЧНОЇ ЖОРСТКОСТІ НАВІСУ НАД ТРИБУНАМИ СТАДІОНУ НСК «ОЛІМПІЙСЬКИЙ»

Сіянов О.І. к.т.н., доц.

Російський університет дружби народів
VNTU-Siyanov@mail.ru

Анотація. Виконана оцінка результатів розрахунку вільних коливань і здійснено спектральний аналіз системи навісу над трибунами стадіону НСК «Олімпійський». Розглянуто поведінку конструкції у вихідному стані і з урахуванням трьох випадків розподілу снігу на поверхні. Встановлено слабку чутливість споруди до прикладених силових впливів. Отримано прийнятну динамічну жорсткість конструкції і малу залежність частот вільних коливань від випадків розташування снігового навантаження.

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

ОЦЕНКА ДИНАМИЧЕСКОЙ ЖЕСТКОСТИ НАВЕСА НАД ТРИБУНАМИ СТАДИОНА НСК «ОЛИМПИЙСКИЙ»

Сиянов А.И. к.т.н., доц.

Российский университет дружбы народов
VNTU-Siyanov@mail.ru

Аннотация. Выполнена оценка результатов расчета свободных колебаний и осуществлен спектральный анализ системы навеса над трибунами стадиона НСК «Олимпийский». Рассмотрено поведение конструкции в исходном состоянии и с учетом трех случаев распределения снега на поверхности. Установлена слабая чувствительность сооружения к приложенным силовым воздействиям. Получена приемлемая динамическая жесткость конструкции и малая зависимость частот свободных колебаний от случаев расположения снеговой нагрузки.

Ключевые слова: стадион НСК «Олимпийский», навес над трибунами, динамическая жесткость, расчет.

ESTIMATION OF DYNAMIC INFLEXIBILITY OF SHED OVER TRIBUNES OF STADIUM NSC «OLIMPIYSKIY»

A. Siyanov. Cand. Sc. (Eng.), Assist. Prof.

Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University)
VNTU-Siyanov@mail.ru

Abstract. The estimation of results of calculation of free fluctuations is executed and the spectral analysis of the system of shed over tribunes of stadium NSC «Olimpiyskiy» is carried out.

As basis made a significant change in the appearance of the stadium and the creation of a unique cable-suspended structure. In the course of work on the project all requirements and standards taken into account. Graphic material is decorated. Produced the necessary calculations, and produced a set of documents.

The main issues are resolved within the framework of the concluded agreement on mutual cooperation with the German side. Detailed bilateral negotiations are conducted and the most important work of organizational and technical nature are discussed.

Great attention was paid taken into account of possible loads and their combinations. Complex geometry and huge size of the object was required careful study of the nature of the deformation and dynamic stiffness of the structure. Based on available data, performed computer modeling and calculation of structure. Studied state in the case of a phased pre-stress.

A model of finite elements from of rods and plates is made. Information about materials, sizes and join conditions was set in full compliance with the design documents. Considered the joint action of gravity with the efforts of the preliminary voltage.

The initial state of the structure defined as the base for further research. Real conditions of design taken into account and is taken only the firsts key performance indicators.

A conduct of construction is considered in the initial state and taking into account three cases of distributing snow on the surface. The weak sensitiveness of building is attached to the force influences. Acceptable dynamic inflexibility of construction and small dependence of frequencies of free fluctuations is gotten from the cases of location of the snow load.

Key words: stadium NSC «Olimpiyskiy», shed over tribunes, dynamic inflexibility, calculation.

Введение

Сегодня для проведения футбольных матчей и других спортивных соревнований используется обновленный столичный стадион НСК «Олимпийский». Проект реконструкции выполнен известной в Европе и за ее пределами немецкой компанией Schlaich Bergermann und Partner (г. Штутгарт).

За основу принято существенное изменение внешнего вида стадиона и создание уникальной вантово-подвесной конструкции навеса [1]. В ходе работы над проектом учтены все требования и стандарты, оформлен графический материал, произведены необходимые расчеты и составлен комплект сопроводительных документов.

Процесс адаптации проектных решений к условиям Украины и отечественным нормам выполнен сотрудниками ООО “Укринсталкон им. В.Н. Шимановского” [2]. Основные вопросы решены в рамках заключенного договора о взаимном сотрудничестве с немецкой стороной. Проведены детальные двухсторонние переговоры и обсуждены наиболее ответственные работы организационного и технического характера. Большое внимание уделено учету возможных действующих нагрузок и их опасных комбинаций. Сложная геометрия и огромные размеры объекта потребовали тщательного изучения характера деформирования и динамической жесткости сооружения.

Последовательность действий и результаты

На основании имеющихся данных выполнено компьютерное моделирование и расчет конструкции. Исследованы состояния навеса в случае его поэтапного предварительного напряжения. Выявлены закономерности деформирования и частоты свободных колебаний всего каркаса. Соответствующая конечно-элементная модель системы показана на рис. 1. Ее компьютерное построение [3–7] осуществлено стержневыми и пластинчатыми конечными элементами. Информация о материалах, размерах и условиях закрепления задана в полном соответствии с проектными документами.

Рассмотрено совместное действие сил тяжести с усилиями предварительного напряжения. Оценены также возможные варианты распределения снегового покрова по поверхности конструкции. Проанализированы расчетные схемы и выбрано три случая приложения нагрузок (рис. 2).

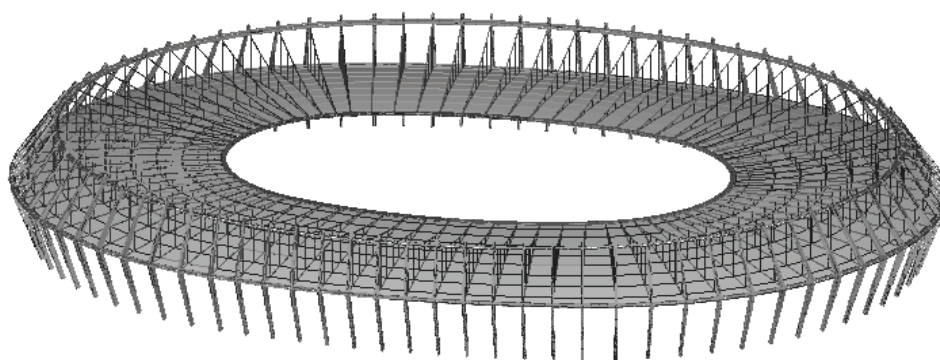


Рис. 1. Схема моделі навіса

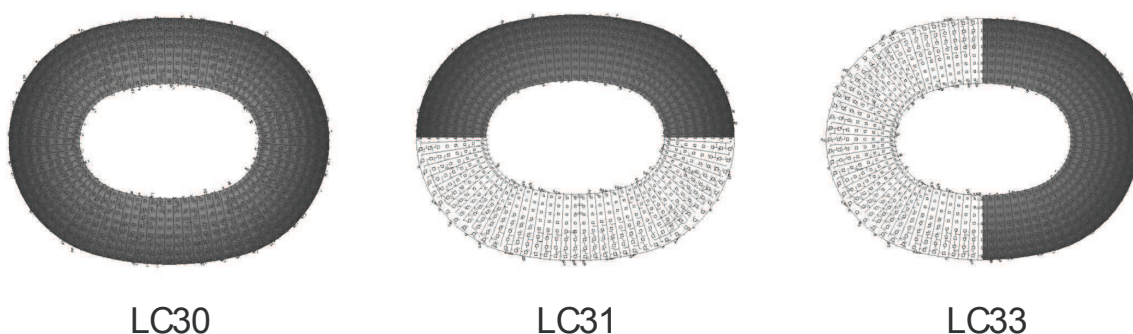


Рис. 2. Случаи приложения нагрузок к модели навіса с распределенным снеговым покровом: по всей площади (LC30); смещенным на половину поверхности вдоль длины (LC31) и ширины (LC33) конструкции

Благодаря компьютерным технологиям выполнен расчет свободных колебаний и осуществлен спектральный анализ системы навіса.

Исходное состояние конструкции определено как базовое для дальнейших исследований. Учтены условия реального проектирования и взяты только первые показатели. Вместе с тем действие снеговой нагрузки повлияло на частоты свободных колебаний. Поэтому их значения для проведения объективной оценки представлены в табл. 1, 2.

Таблица 1 – Первые три частоты свободных колебаний навіса в его исходном состоянии

Номер	I	II	III
Частота, Гц	0,25	0,27	0,30

Таблица 2 – Первые три частоты свободных колебаний навіса для возможных случаев приложения нагрузок

Случай приложения	Номер	Частота, Гц
LC30	I	0,19
	II	0,21
	III	0,23
LC31	I	0,21
	II	0,23
	III	0,24
LC33	I	0,20
	II	0,22
	III	0,24

Численный анализ полученных результатов выявил ожидаемый спектр частот и позволил установить чувствительность навеса к динамическим изменениям геометрии.

Введение дополнительных силовых воздействий в виде снеговой нагрузки оказало непосредственное влияние на систему. Различия между частотами свободных колебаний конструкции в ее исходном состоянии и для возможных случаев приложения нагрузок стали очевидными. Наибольшие величины зафиксированы при нагрузках с неравномерно распределенным снеговым покровом, причем с ощутимым преобладанием его интенсивности на половине поверхности вдоль длины. Однако приложенные силовые воздействия практически не изменили геометрию навеса. К тому же малая зависимость частот свободных колебаний от возможных случаев действия снеговой нагрузки позволила выявить достаточно приемлемую динамическую жесткость конструкции.

Выводы

Выполнена оценка результатов расчета свободных колебаний и осуществлен спектральный анализ системы навеса над трибунами стадиона НСК «Олимпийский».

Рассмотрено поведение конструкции в исходном состоянии и с учетом трех случаев распределения снега на поверхности.

Установлена слабая чувствительность сооружения к приложенным силовым воздействиям.

Отмечена приемлемая динамическая жесткость конструкции и малая зависимость частот свободных колебаний от случаев расположения снеговой нагрузки.

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. Городецкий А. С. Компьютерные модели конструкций / А. С. Городецкий, И. Д. Евзеров. – К. : Изд-во «Факт», 2005. – 344 с.
4. Шимкович Д. Г. Расчет конструкций в MSC.visualNastran for Windows / Д. Г. Шимкович. – М. : ДМК Пресс, 2004. – 704 с. – ISBN 5-94074-238-6.
5. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций : учеб. пособие / Городецкий А. С., Шмуклер В. С., Бондарев А. В. – Харьков : НТУ «ХПИ», 2003. – 889 с.
6. Перельмутер А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – К. : Сталь, 2002. – 597 с.
7. ЛИРА. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций : [учеб. пособие] / Лантух-Лященко А. И. – К. : , М. : ФАКТ, 2001. – 312 с.

УДК 624.074

ДЕРЕВ'ЯНІ ДВОТАВРОВІ БАЛКИ З ТОРЦЕВИМИ ВУЗЛАМИ ДЛЯ ПОЛІГОНАЛЬНИХ СВОДІВ ПОКРИТТЯ 12 ... 18 М.

проф. **В.В.Стоянов**
доц. **О.М.Коршак**,
асп. **О.В.Бойко**,
доц. **С.М.Чучмай**

Одеська державна академія будівництва та архітектури

Анотація. В роботі розглядаються дерев'яні двотаврові балки довжиною від 1400 мм і більше, при різних розмірах висоти і ширини дерев'яних поясів, а стінки виготовляються з OSB. При цьому дерев'яні пояса можуть бути посилені пошаровим армуванням тонким високомодульним матеріалом (вуглепластиком), а стінка покривається тонкої металевої або склопластикової сіткою, що забезпечує підвищену жорсткість і міцність її. Розглянуто проблеми конструювання та виготовлення балок з стінкою з OSB і їх рішення відповідно до вимог чинних норм. Виконано чисельний експеримент в розрахунковому комплексі SCAD. Результати чисельного експерименту представлені у вигляді ізополей розподілу напружень в елементах і переміщень вузлів розрахункової моделі балки. Запропоновано варіант нарощування балок з стінкою з OSB по довжині для використання їх в різних видах покриттів задній.

Індустріальні дерев'яні двотаврові балки (ІДДБ) використовуються при певній довжині стикаються, забезпечуючи жорсткі елементи покриття довжиною 12,0 - 18,0 метрів у вигляді полігонального склепінного покриття (рис.1).

ДЕРЕВЯННЫЕ ДВУТАВРОВЫЕ БАЛКИ С ТОРЦЕВЫМИ УЗЛАМИ ДЛЯ УСТРОЙСТВА ПОЛИГОНАЛЬНЫХ СВОДОВ ПОКРЫТИЯ 12 ... 18 м.

проф. **В.В.Стоянов**
доц. **О.М.Коршак**
асп. **А.В.Бойко**
доц. **С.М.Чучмай**

Одесская государственная академия строительства и архитектуры

Аннотация. В работе рассматриваются деревянные двутавровые балки длиной от 1400 мм и более, при различных размерах высоты и ширины деревянных поясов, а стенки изготавливаются из OSB. При этом деревянные пояса могут быть усилены послойным армированием тонким высокомодульным материалом (углепластиком), а стенка покрывается тонкой металлической или стеклопластиковой сеткой, обеспечивающей повышенную жесткость и прочность ее. Рассмотрены проблемы конструирования и изготовления балок с стенкой из OSB и их решения согласно требованиям действующих норм. Выполнен численный эксперимент в расчетном комплексе SCAD. Результаты численного эксперимента представлены в виде изополей распределения напряжений в элементах и перемещений узлов расчетной модели балки. Предложен вариант наращивания балок с стенкой из OSB по длине для использования их в различных видах покрытий задний.

Индустриальные деревянные двутавровые балки (ИДДБ) используемые при определенной длине стыкуются, обеспечивая жесткие элементы покрытия длиной 12,0 – 18,0 метров в виде полигонального сводчатого покрытия (рис.1).

WOODEN I-BEAM WITH SPECIAL ELEMENTS TO ULTRASTABILITY DIFFERENT SPATIAL TYPE.

Professor V.V. Stoyanov

O.M. Korshak

O.V. Boiko

S.M. Chuchmai

Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture

Abstract. In work wooden I-beams from 1400 mm long and more are considered, at various sizes of height and width of wooden belts, and walls are made of OSB. At the same time wooden belts can be strengthened by layer-by-layer reinforcing by thin high-modular material (coal plastic), and the wall becomes covered by the thin metal or fiberglass gauze providing the increased rigidity and its durability. Problems of designing and production of beams with a wall from OSB of their decision according to requirements of existing rules are considered. The numerical experiment in the settlement SCAD complex is executed. Results of a numerical experiment are presented in the form of isofields of distribution of tension in elements and movements of knots of settlement model of a beam. The option of building of beams with a wall from OSB is offered length for their use in different types of coverings back.

The Industrial Wooden I-Beams (IWIB) the rigid elements of a covering 12,0 - 18,0 meters long used with a certain length jointing, providing rigid elements in the form of a polygonal vaulted covering (fig. 1).

В Украине последние годы заметно возросла количество предприятий, которые освоили производство двутавровых деревянных балок с стенкой из OSB. Это уменьшает импорт таких изделий, а наш строительный рынок заполняется легкими и эффективными конструкциями собственного производства. Однако, такие достижения настораживают в связи с увеличением случаев отказа балок при работе в пределах расчетной нагрузки.

В первом случае рекомендованный стык типа П-10 с длиной зубьев $L=10$ мм и шагом $t=3,5$ мм, а для несущих конструкций предназначен другой – П-20 с длиной зубьев $L=20$ мм и шагом $t=6$ мм, что имеет в 1,5...3 раза большую несущую прочность (рис.1).

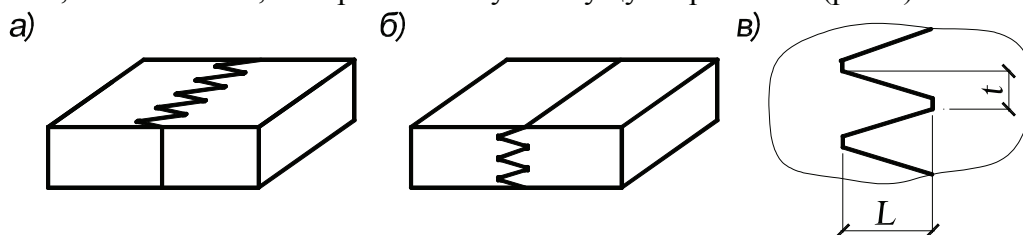


Рис. 1 . Соединение типа «зубчатый шип».

- а) с вертикальным расположением зубьев (поперек пласти бруса);
- б) с горизонтальным расположением зубьев (параллельно пласти бруса).
- в) фрагмент соединения на "зубчатый шип" (ЗШ)

Кроме этого, при конструировании балок нужно придерживаться требований к размещению стыков по длине и по высоте поперечного сечения. В наиболее нагруженном сечении допускается образовывать не более одного стыка, при этом желательно в этой части балки пояса изготавливают двухслойные, располагая стыки в разбег с шагом $l=1000$ мм (рис.2б). Балки выпущенные большинством предприятий, этим требованиями не удовлетворяют – стыки поясов располагают в одном разрезе по высоте балки, а шаг стыков по длине, как правило, не превышает 30 – 40 см (рис.2).

Недопустимы так же решения, при котором стыки стенки из OSB с деревянными поясами изготавливаются с фрезерованием стенки в форме трапеции – и это при толщине стенки 10 мм и сравнительно небольшой прочности материала (OSB) на срез.

При расчете деревянных двутавровых балок нужно (соответственно условиям прочности на изгиб за приведенными геометрическими характеристиками всего поперечного разреза) сделать проверку прочности и устойчивости сжатого пояса. Достаточно важными являются расчеты стенки из OSB на срез и скалывание, проверка прочности в опасном сечении на одновременное действие изгибающего момента и поперечной силы. Увеличение высоты сечения балок при небольшой толщине стенки создает трудности при конструировании и требует расчет устойчивости плоской формы деформации.

Анализ характера разрушения двутавровых балок под действием статической нагрузки дает возможность говорить о присутствии нарушения конструктивных требований к изготовлению стыковых соединений в процессе производства балок, по этому, часто разрушения начинаются с зубчатого стыка растянутого пояса, после исчерпания прочности которого, происходит срез стенки.

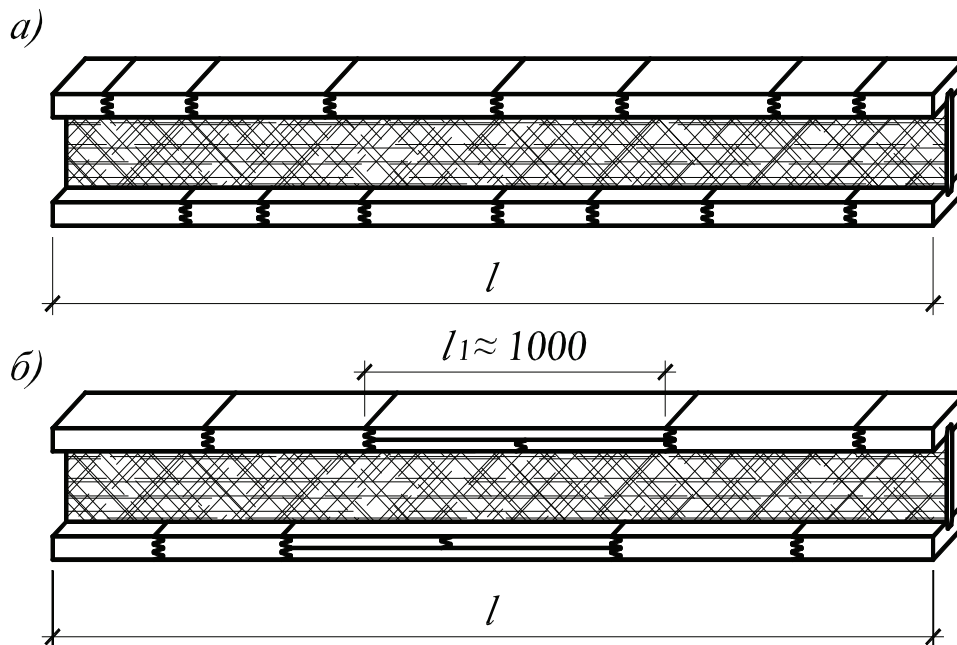


Рис. 2

- а) конструкция двутавровой балки со стенкой из OSB и поясами из древесины, применяемая на украинских предприятиях;
б) рекомендуемое размещение стыков в конструкции

Кроме этого, для соединения преимущественно используют очень удобный, недорогой и простой в использовании клей ПВА, что имеет высокую начальную прочность соединения, но как и другие термопластичные полимерные материалы, размягчаются при нагреве и под действием долгосрочных и малоцикловых нагрузках, а клеевой шов при этом расклевывается. Использовать такой клей для несущих конструкций не рекомендуется.

Отмеченные нарушения, пока еще не привели к массовым отказам по причине, что обычно верхний и нижний пояса балок обшивают деревостружечными плитами. Крепления на упруго-податливых связях обеспечивает перераспределение усилий и надежную работу балок в конструкциях перекрытия/покрытия.

Следовательно, можно сделать такие выводы:

1. Специализированным предприятиям по выпуску строительных конструкций необходимо освоить производство клееного бруса с наращиванием по длине с помощью стыка типа П-20 или П-32, которые нарезают перпендикулярно плоскости бруса.
2. Пояса нужно выполнять с клееного пакета, при этом в одном сечении количество совпадающих стыков не должна превышать 25% высоты сечения.

3. Стыки в верхнем и нижнем поясах должны быть размещены в разбег соответственно к действующим нормативов.

4. Рассчитывать двутавровые балки стоит соответственно с ДБН В.2.6-161:2010. Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції».

5. В целом, двутавровые балки с деревянными поясами с стенкой из OSB требуют серьезных экспериментальных исследований при кратковременных экспериментальных и особенно длительных нагрузках.

Прослеживается устойчивая тенденция роста использования составных балок с элементами из листа OSB в каркасах малоэтажных зданий, а также для элементов покрытий и перекрытий в каменных зданиях.

Анализ конструктивных форм составных балок и местоположения их в каркасе зданий и существующих методик расчета составных деревянных балок указывает, что при выполнении всех выше изложенных требований к ДДБ их можно использовать в полигональных сводчатых покрытиях (рис.4) пролетом 12-18 м.

Расчет двух видов покрытия без опор для 12 м (рис.3а) пролета и с опорами для 18 м (рис.3б) показал, что при опирании полигональной арки без затяжек, когда арка опирается на стены здания, усилия распора распирают стены и создают в них изгибающие моменты, вызывающие на внутренних сторонах поперечных сечений стен растягивающие напряжения. Для которых, в железобетонных стенах нужно подбирать дополнительную арматуру, а в кирпичных допускать таких напряжений нельзя. Поэтому для использования таких конструкций нужно использовать безмоментные арки или арки с затяжками.

Состоят такие покрытия с деревянных двутавровых балок с стенкой из OSB с размерами: высота балки 120 мм, высота поясов 40 мм, ширина пояса 90 мм, толщина стенки из OSB 10 мм, длиной 1400 мм и более (рис. 5а) соединенных между собой парными металлическими накладками (рис. 5б) [1].

Наиболее распространенной конструктивной формой составной балки с элементами из листа OSB (рис. 5а) является балка со сплошными поясами из дерева, у которой стенка из листа OSB вклеена в паз, устроенный в поясе балки. К недостаткам данной конструктивной формы можно отнести необходимость специального оборудования для устройства пазов и прессов для выдержки конструкций балки на период высыхания клея. В литературе на данный момент отсутствуют данные о механических характеристиках листов OSB при растяжении и сжатии, которые необходимы при расчете составной балки с элементами из листа OSB.

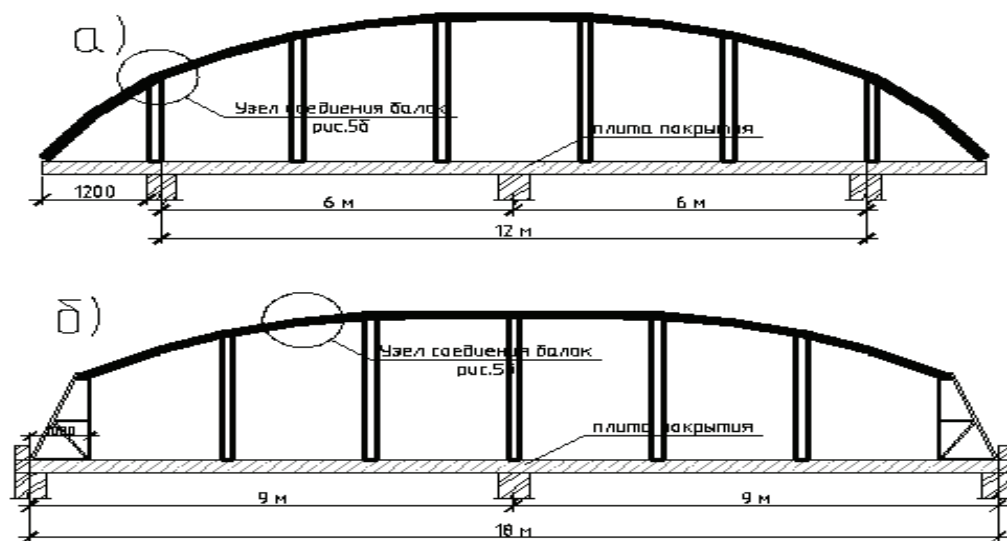


Рис.3. Полигональные сводчатые покрытия:
а) без стоек пролетом 12 м; б) с стойками пролетом 18 м.

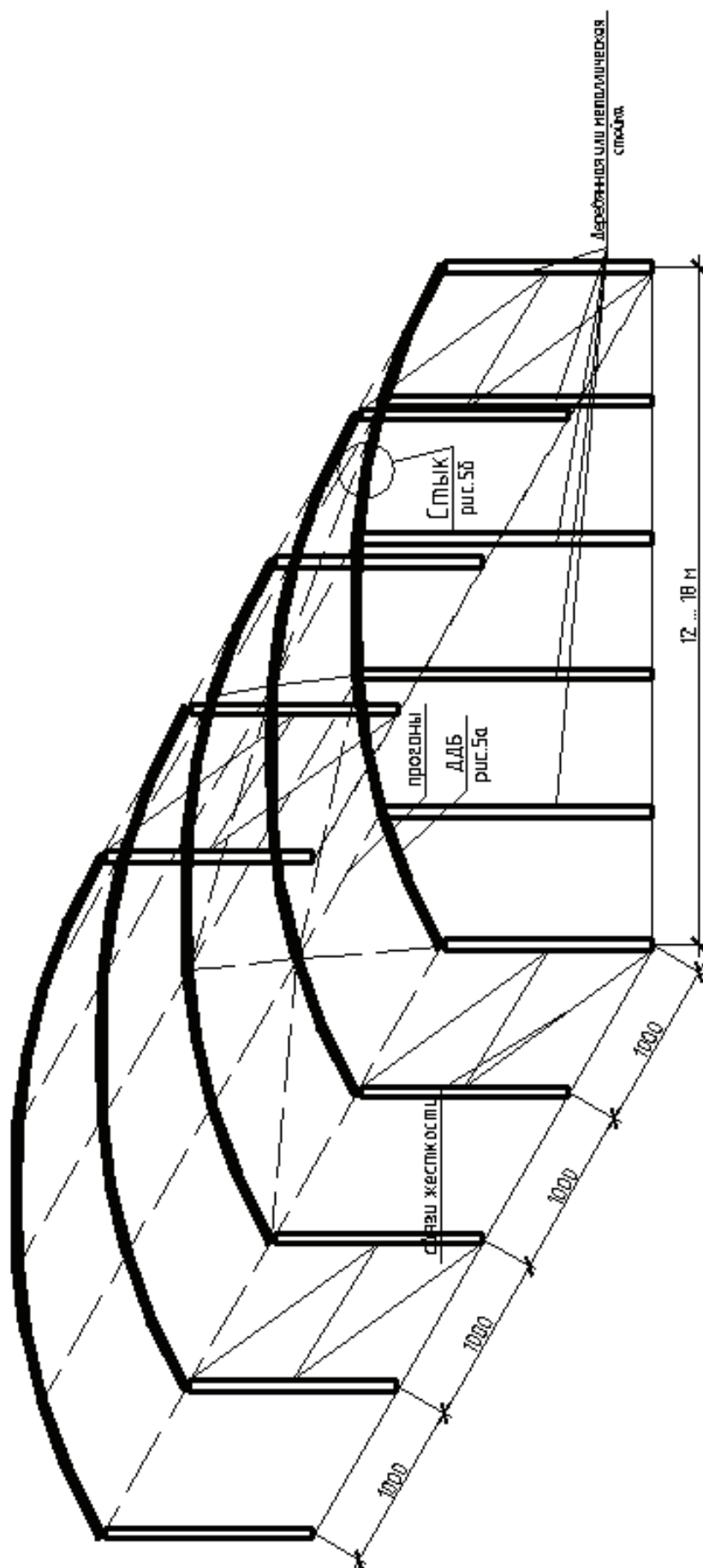
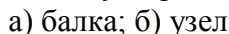


Рис. 4. Полигональные сводчатые покрытия



елементах стенки в 4-5 раз ниже уровня продольных напряжений, и имеет максимальное значение на опорах и в местах приложения нагрузки.

Изополя перемещений узлов модели балки уровень касательных напряжений в элементах стенки достигает максимального значения в опорных отсеках балок и ниже уровня продольных напряжений в элементах стенки в 3-4 раза и далее снижается в среднем отсеке балки; уровень перемещений достигает экстремума в середине пролета на участке чистого изгиба. Разрушение балки возможно по элементам стенки. При этом наибольшая вероятность разрушения от растягивающих усилий в $1/3$ пролета в районе нижнего пояса у поперечных ребер и далее в этих же сечениях от сжимающих усилий у верхнего пояса.

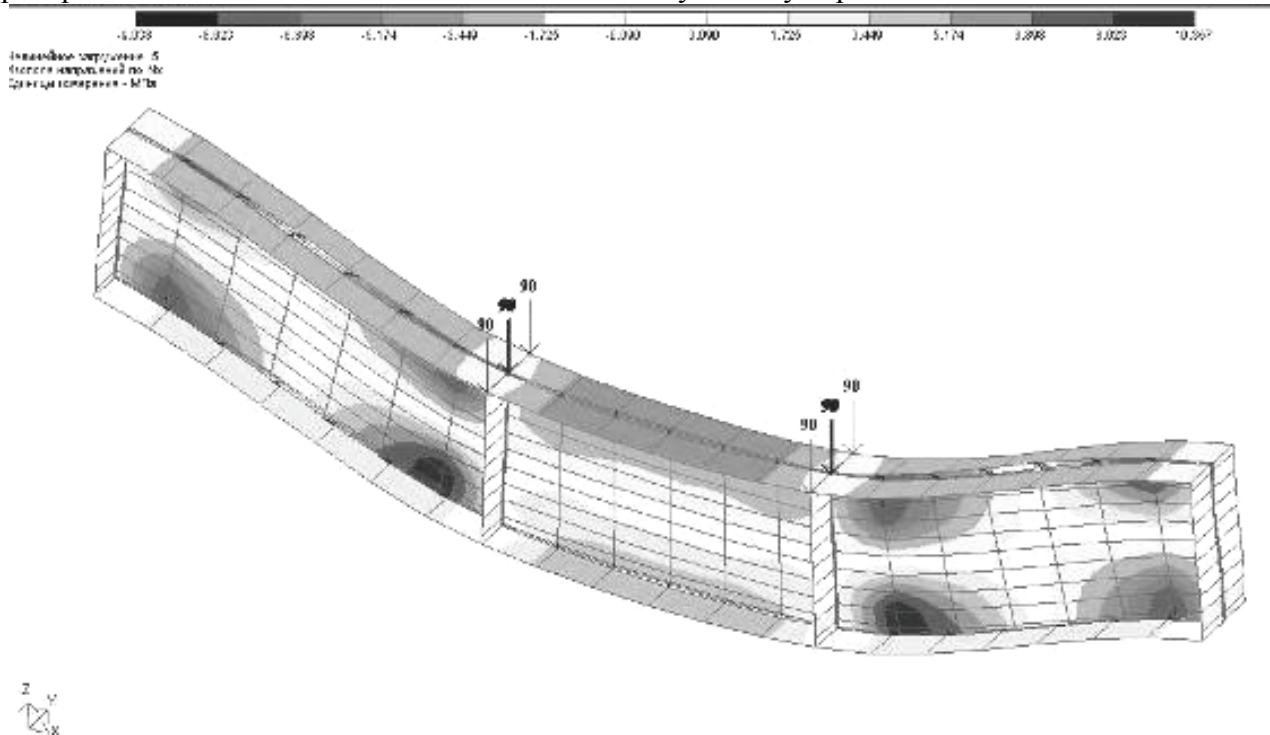


Рис. 6. Изополя продольных напряжений в элементах модели балки.

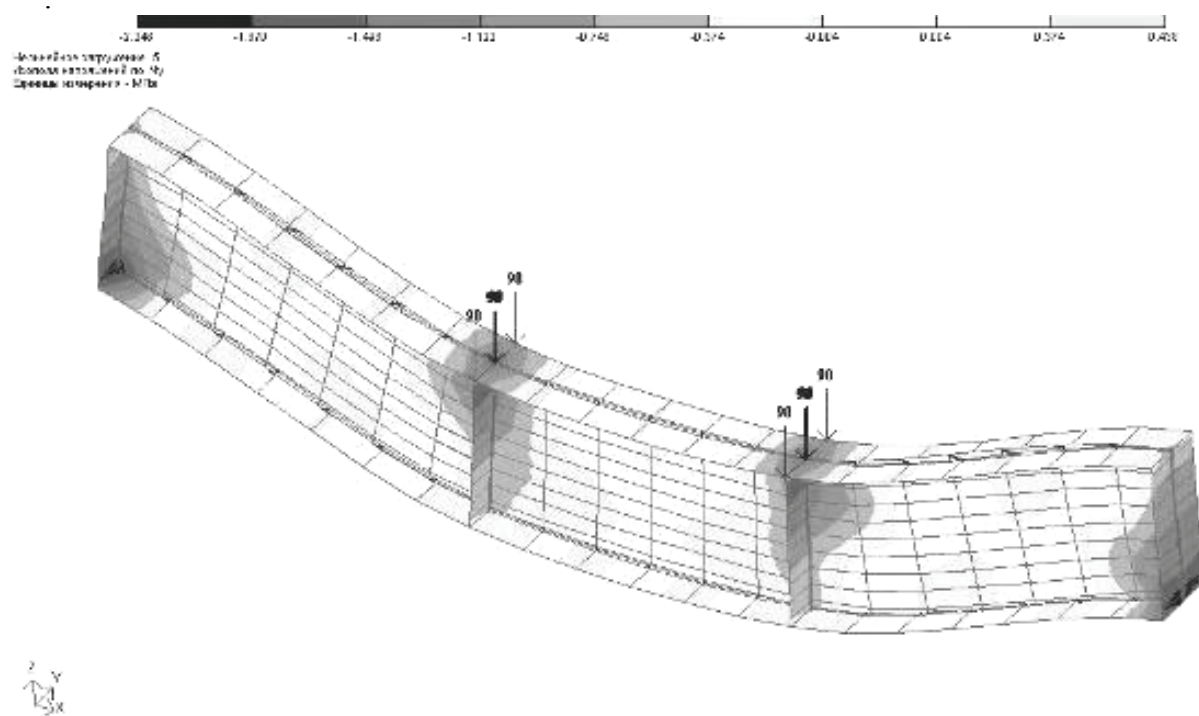


Рис. 7. Изополя поперечных напряжений в элементах модели балки

Для повышения прочности стенки из OSB и исключения хрупкого разрушения стенки были усилены тонкими металлическими сетками.

Для соединения балок в полигональных элементах на кафедре МД и ПК ОГАСА был разработан узел соединения [1] (рис. 5б). Соединение полигональных элементов выполняется парными металлическими накладками изготовленными из металлических труб, что позволяет выполнять соединение балок под любым углом.

Испытания проводились при загрузении стыка равномерно-распределённой нагрузкой до расчетной разрушающей нагрузки 8кН. Нагрузка прилаживалась ступенями по 0,5 кН с выдержкой по 5 минут между ступенями загрузений.

При нагрузке в 6 кН в узле сошлись нижние пояса, что могло привести к раскалыванию растянутых поясов балки.

При расчетной нагрузке прогиб узла составил 11 мм, что меньше, чем расчетная 12 мм. Напряжения в поясах составили 2,8 МПа, а в стенке 3,5 МПа, больше расчетных на 10%.

В целом соединение показало хорошие результаты, на кафедре готовятся испытания полигонального свода с использованием такого стыка.

Литература.

1. Стоянов В.В., Бойко О.В. «Торцевий вузол двотаврових дерев'яних балок» 02.03.2017 №5043/3А/17 реєстраційний номер заявки – 24701663.
2. Стоянов В.В., Коршак О.М. «Двотаврові балки з дерев'яними поясами і стінкою з OSB» Деревообробник №6(216) 17-30. 2009 р.
3. Мартинец Д.В. Клееные деревянные конструкции. М.1975, Картограф 52 с.
4. А.Д. Ломакин, Д.В. Мартинец. Клееные деревянные конструкции в сельскохозяйственных зданиях. М. Стройиздат, 1982 г., 103 с.
5. Д.В. Мартинец «Индустриальные конструкции из дерева и пластмасс». М. Стройиздат 1975, с166.
6. Стоянов В.В., Коршак О.М., Чучмай С.М. Сетчатые своды из двутавровых деревянных балок. В сб. «Современные строительные конструкции из металла и древесины» Одесса, ОГАСА, изд. Вес, 2016, с 154-164.

УДК 624.011

МАСИВНА КЛЕЕДОЩАТА БАЛКА З КОНСТРУКТИВНИМИ ОСОБЛИВОСТЯМИ

аспірант Стоянов В.О.

ЦНДІБК ім В.А. Кучеренко

магістр Підгорний А.С.

аспірант Жгаллі Ш.Ж.

д.т.н. проф., Стоянов В.В.

Одеська державна академія будівництва та архітектури

Анотація. Часте руйнування клеєних балок від сколювання обумовлено утворенням в приопорних зонах мікротріщин і розшарувань. У статті розглядаються варіанти посилення даних зон.

Балка довжиною 3000 мм і перетином 100 × 400 мм. В одній вертикальній пласті наклеюються 6 кіл склопластику і 6 квадратів вуглепластика розміром по 150 мм в три шари. В опорних частинах балки влаштовується зліва і справа поздовжні і поперечні прорізи з пристроєм в них на клею металевих сіток з пошаровим армуванням товщиною в 1-2 мм.

В окремих частинах балки влаштовані штучні тріщини, що імітують розшарування.

В ході експерименту були поставлені такі основні завдання:

1. Дослідити напружено-деформований стан експериментальної натурної конструкції;
2. Дослідити поведінку конструкції на дію статичного навантаження;

Навантаження здійснювалася за допомогою повітряного компресора і передавалася безпосередньо на пневматичний домкрат вантажопідйомністю 3 т. Зусилля передавалася в третинах прольотів зосередженими силами, що передаються через сталевий траверс.

В ході випробування були застосовані кілька методів реєстрації даних. На балці були розташовані 40 тензодатчиків, 3 зони фотометрії, індикатори годинникового типу і прогиномір Максимова.

В ході випробування балка показала пружну роботу, з максимальним прогином 6,65 мм.

Використовуючи дані фотометрії, були побудовані ізополя деформацій в приопорних зонах, у міру наближення до опори було помічено видозміна і зростання дотичних напружень, що говорить про необхідність посилення цієї зони.

За результатами тензометрії були побудовані епюри нормальних напружень при дії на балку 1000, 2000, 3000 кг.

В результаті порівняння можна відзначити, що склопластик і вуглепластик були включені в роботу, також було помічено що форма елемента посилення надає певний вплив на конструкцію.

Розглянувши результати, визначено, що кругла форма елемента посилення більш ефективно і раціональна, також необхідно проводити посилення по всій висоті перетину в уникненні пікової напруги і різких стрибків дотичних напружень.

МАССИВНАЯ КЛЕЕДОЩАТАЯ БАЛКА С КОНСТРУКТИВНЫМИ ОСОБЕННОСТЯМИ

аспирант Стоянов В.О.

ЦНИИСК им В.А. Кучеренко

магистр Подгорный А.С.

аспирант Жгалли Ш.Ж.

д.т.н. проф., Стоянов В.В.

Одесская государственная академия строительства и архитектуры

Аннотация. Частое разрушение клееных балок от скалывания обусловлено образованием в приопорных зонах микротрещин и расслоений. В статье рассматриваются варианты усиления данных зон.

Балка длиной 3000 мм и сечением 100×400 мм. В одной вертикальной пласти наклеиваются 6 кругов стеклопластика и 6 квадратов углепластика размером по 150 мм в три слоя. В опорных частях балки устраивается слева и справа продольные и поперечные прорезы с устройством в них на клею металлических сеток с послойным армированием толщиной в 1-2 мм.

В отдельных частях балки устроены искусственные трещины, имитирующие расслоение.

В ходе эксперимента были поставлены такие основные задачи:

1. Исследовать напряженно-деформированное состояние экспериментальной натурной конструкции;
2. Исследовать поведение конструкции на действие статической нагрузки;

Нагрузка осуществлялась при помощи воздушного компрессора и передавалась непосредственно на пневматический домкрат грузоподъемностью 3 т. Усилие передавалась в третях пролетов сосредоточенными силами, передающимися через стальной траверс.

В ходе испытания были применены несколько методов регистрации данных. На балке были расположены 40 тензодатчиков, 3 зоны фотометрии, индикаторы часового типа и прогибомер Максимова.

В ходе испытания балка показала упругую работу, с максимальным прогибом 6,65 мм.

Используя данные фотометрии, были построены изополя деформаций в приопорной зоне, по мере приближения к опоре было замечено видоизменение и возрастание касательных напряжений, что говорит о необходимости усиления этой зоны.

По результатам тензометрии были построены эпюры нормальных напряжений при действии на балку 1000, 2000, 3000 кг.

В результате сравнения можно отметить, что стеклопластик и углепластик были включены в работу, также было замечено что форма элемента усиления оказывает определенное влияние на конструкцию.

Рассмотрев результаты, определено, что круглая форма элемента усиления более эффективна и рациональна, также необходимо проводить усиление по всей высоте сечения во избежании пикового напряжения и резких скачков касательных напряжений.

MASSIVE GLUED BEAM WITH STRUCTURAL PARTICULAR QUALITIES

Stoianov V.O., postgraduate

(chief of carry wood structures laboratory of Central Scientific Research Institute for Building Structures (TSNIISK))

Podhornyi O. M.S.

Jgalli.SP.G., postgraduate

Pr. Stoianov V.V.

Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture

Abstract. The frequent destruction of glued beams from shearing is due to the formation of microcracks and delaminations in the pripy zones. The article considers options for strengthening these zones.

Beam's length is 3000 mm and the size of section is 100 × 400 mm. In one vertical plate are pasted 6 circles of fiberglass and 6 squares of carbon fiber with a size of 150 mm in three layers. Longitudinal and transverse slots are arranged on the left and on the right side in the supporting parts of the beam, with glued metal mesh of 1-2 mm thick with a layer-by-layer reinforcement in them.

In some parts of the beam there are artificial cracks that simulate stratification.

In the course of the experiment, the following main tasks were set:

1. Investigate the stress-strain state of experimental full-scale construction;
2. Investigate the behavior of the structure on the action of a static load.

The load was carried out with the help of an air compressor and was transmitted directly to a pneumatic jack with a lifting capacity of 3 tons. The load was transmitted in thirds of the flights with concentrated forces transmitted through the steel traverse.

During the test, several methods of recording data were applied. On the beam there were 40 strain gauges, 3 photometry zones, dial gauge indicators and Maximov's deflectometer.

During the test, the beam showed elastic work, with a maximum deflection of 5.78 mm.

Using the photometry data, deformation isoforms were constructed in the support zone, as the approach to the support was observed, the modification and increase of tangential stresses was noted, which indicates the need for amplification of this zone.

According to the results of tensometry, diagrams of normal stresses were plotted under action on a beam 10, 20, 30 kN.

As a result of the comparison, it can be noted that GRP and CFRP were included in the work, it was also noticed that the shape of the reinforcement element has a certain effect on the structure.

Having considered the results, it is determined that the circular shape of the gain element is more effective and rational, it is also necessary to carry out amplification along the entire height of the section in order to avoid peak stress and sudden jumps of tangential stresses.

Балки из клееной древесины имеют ряд характерных проблем связанных с анизотропией строения древесины и концентрацией наибольших значений касательных напряжений в опорных зонах балок из-за максимальной величины перерезывающих сил по сравнению с арками или рамами аналогичного пролета. Этим объясняется доминирующий характер разрушения балок в условиях эксплуатации, именно от скалывания на опорах [1],[2]. Такой характер разрушения свойствен только клееным балкам, и провоцируется микротрещинами, расслоениями и др. дефектами, вызванными более активными колебаниями влажности в торцовых зонах.

Для предотвращения и регулирования развития трещин были рассмотрены некоторые типы усиления клееной балки.

Для предотвращения развития косых и поперечных трещин при склеивании в пакете между досками устанавливается тонкая (1-2 мм) сетка высокомодульного материала [3].

В клееной балке (рис.1) из сосны 2 сорта по всем пластям устраиваются различные особые элементы.

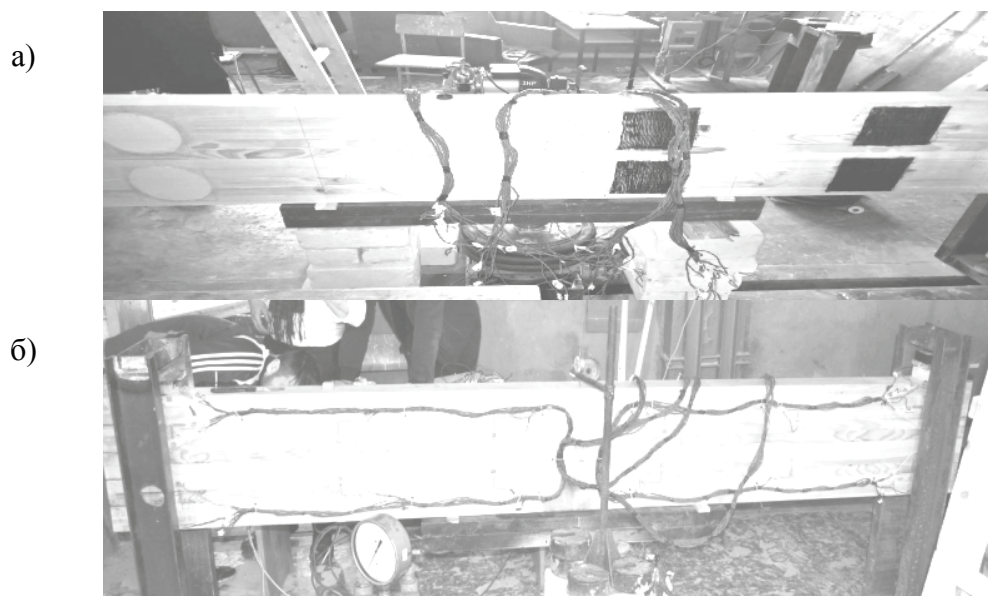


Рисунок 1. Испытуемый образец (балка длиной 3000мм и сечением 100×400 мм); а - плась усиленная углепластиком и стеклопластиком;
б – плась на которой расположены тензодатчики

По второй вертикальной пласти (3000×400 мм) под местами на противоположных стороне кругов и квадратов из углепластика SikaWrap-430G и стеклопластикаТ-11 расположены 24 (всего 40 штук) тензодатчика и часть тензодатчиков по краям. По четыре тензодатчика располагаются по краям узкой пласти поверху и понизу балки (рис. 2).

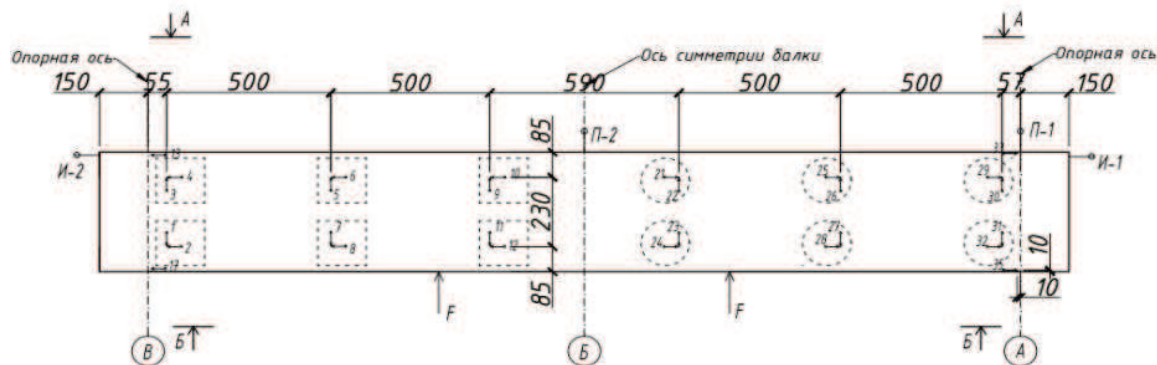


Рисунок2. Схема расположения измерительной аппаратуры и датчиков

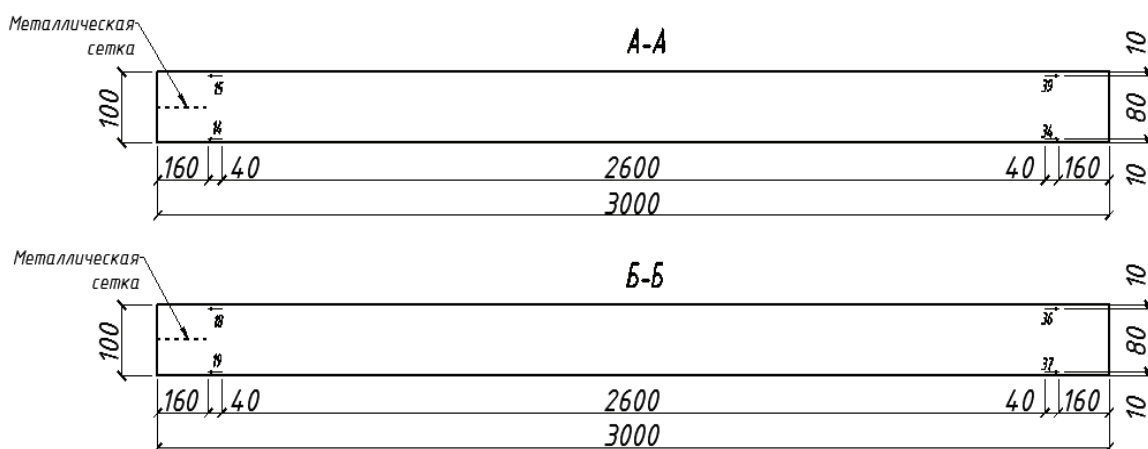


Рисунок 3. Схема расположения датчиков в разрезах А-А и Б-Б

В отдельных частях балки устроены искусственные трещины. В опорных частях балки были предусмотрены продольные (в одной опорной зоне) и поперечные (второй опорной зоне) прорезы с последующим устройством в них на клею металлических сеток толщиной в 1-2 мм.

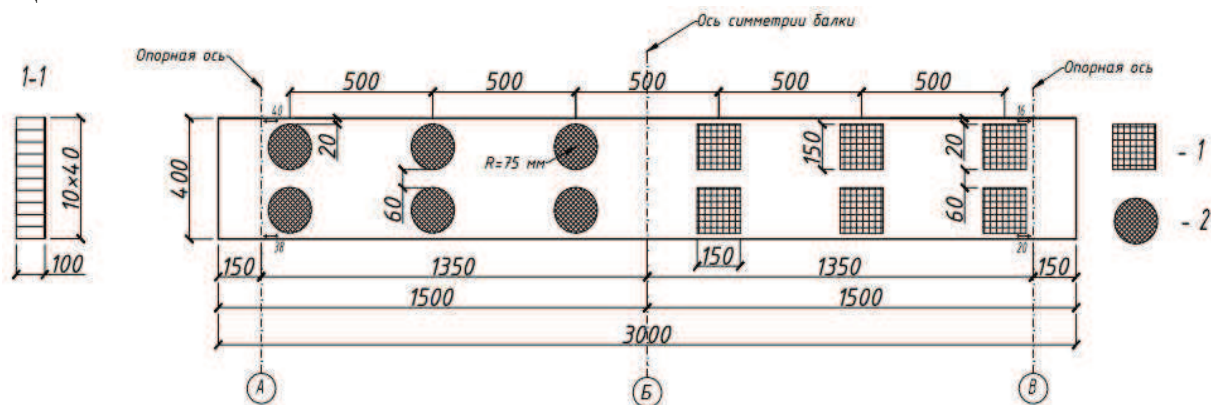


Рисунок4. Схема расположения зон усиления клеющей балки
1-углепластик; 2-стеклоткань

Три зоны по всей высоте балки подготовлены для фотометрии, по результатам которой получены нормальные и касательные деформации в определенном сечении балки (рис.5).

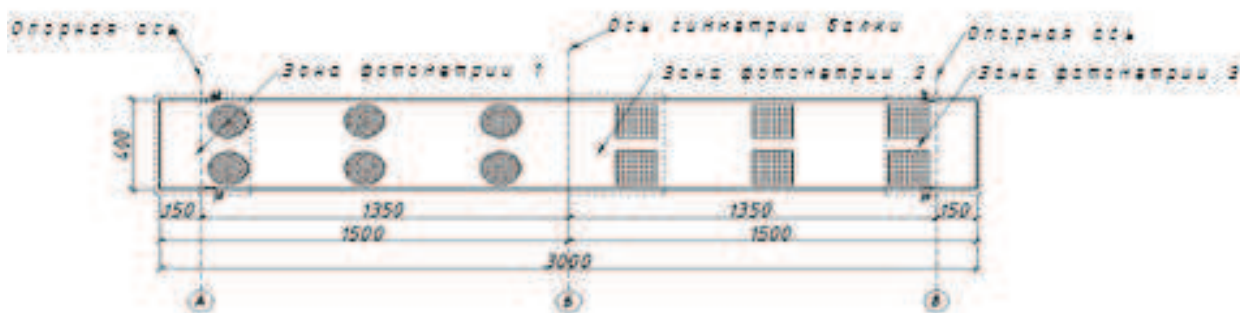


Рисунок 5. Схема расположения зон фотометрии

Расчетная схема определена назначением конструкции как однопролетная шарнирно опертая балка на двух опорах (рис.6).

В ходе эксперимента были поставлены такие основные задачи:

1. Исследовать напряженно-деформированное состояние экспериментальной натурной конструкции;
2. Исследовать поведение конструкции на действие статической нагрузки;

Балка испытывалась на действие сосредоточенных сил, расположенных в третях пролета элемента (рис.6.).

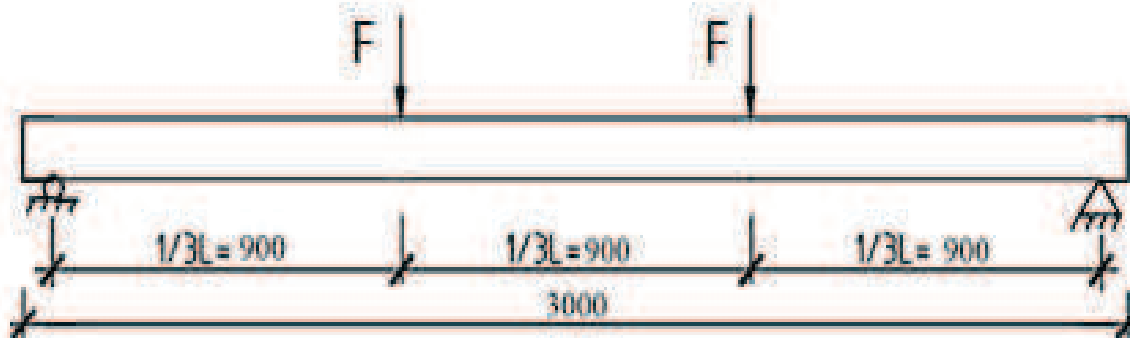


Рисунок 6. Основная схема загрузки экспериментальной балки

Нагрузка осуществлялась при помощи воздушного компрессора и передавалась непосредственно на пневматический домкрат грузоподъемностью 40 кН. Усилие передавалось в третях пролетов сосредоточенными силами, передающимися через стальной траверс.

При испытании использовался комбинированный метод для исследования процессов локализованной деформации деревянной модели усиленной высокомодульными материалами. Применение одновременной регистрации несколькими методами позволило проследить и сравнить регистрируемые параметры на протяжении всего времени эксперимента.

В качестве измерительной аппаратуры использовались прогибомеры Максимова, индикаторы часового типа (рис.2).

После проведения испытания были получены и обработаны следующие данные: прогиб в центре балки (рис.6), получено сравнение нормальных напряжений (рис.8) в зонах (рис.7) усиления балки стеклопластиком и углепластиком. По результатам фотометрии были построены эпюры нормальных и касательных деформаций (рис. 9).

На рисунке 7 изображен график прогибов в центре балки в зависимости от нагрузки. Усилие подавалось пошагово (шаг 5 кН), после каждого шага выдерживалась в течение 15 минут. Максимальная нагрузка составила 40 кН и после также пошагово уменьшалась.

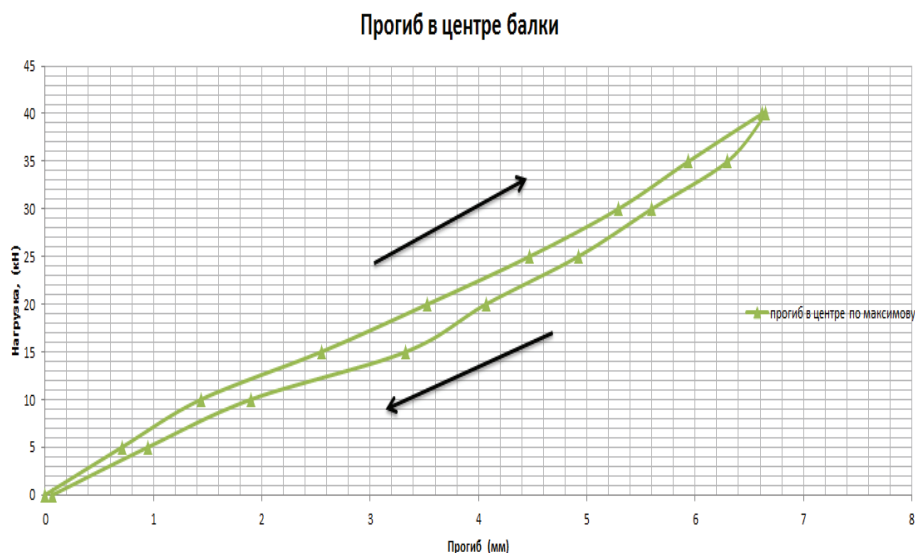


Рисунок 7. График зависимости прогиба от нагрузки в центре балки по данным прогибомера Максимова

Прогиб балки составил 6,65 мм (рис.7), который был зарегистрирован прогибомером Максимова.

По результатам тензометрии были построены эпюры нормальных напряжений (рис. 9) при действии на балку 10, 20, 30 кН. После чего было сделано сравнение распространение нормальных деформаций в зонах расположенных по схеме 8.

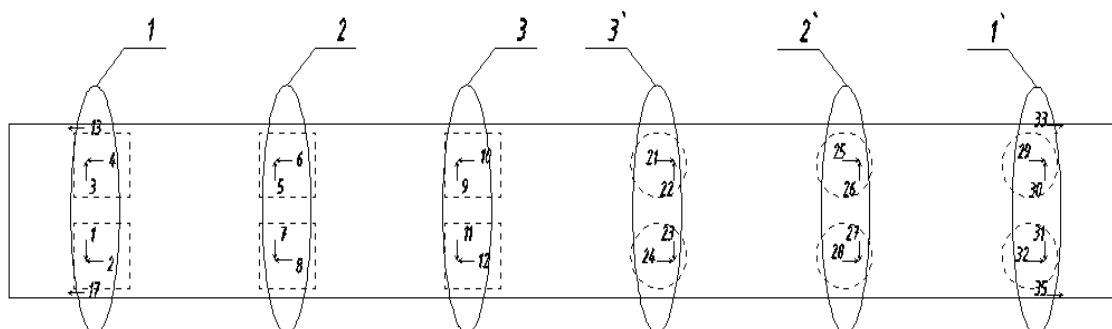


Рис.8. Схема расположения сравниваемых зон по нормальным напряжениям

В результате сравнения можно отметить, что стеклопластик и углепластик были включены в работу, также было замечено что форма элемента усиления оказывает определенное влияние на конструкцию.

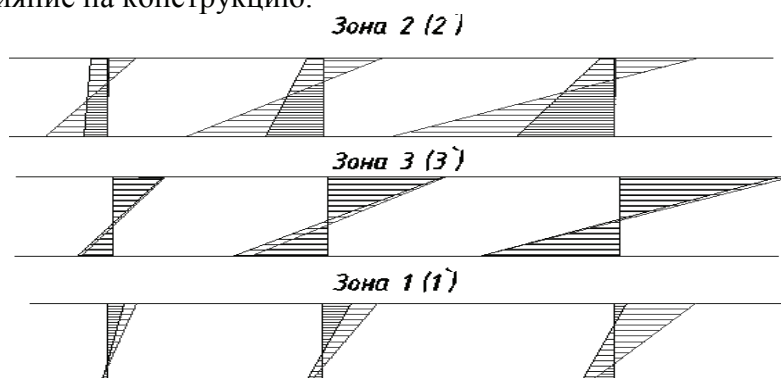


Рис.9. Сравнение эпюр нормальных напряжений при нагрузке 10, 20, 30кН

По результатам фотометрии были построены изополя деформаций в приопорной зоне, были построены эпюры нормальных и касательных напряжений поперек сечения (рис. 10).

Рассмотрены 3 участка приопорной зоны, по мере приближения к опоре было замечено видоизменение и возрастание касательных напряжений, что говорит о необходимости усиления этой зоны.

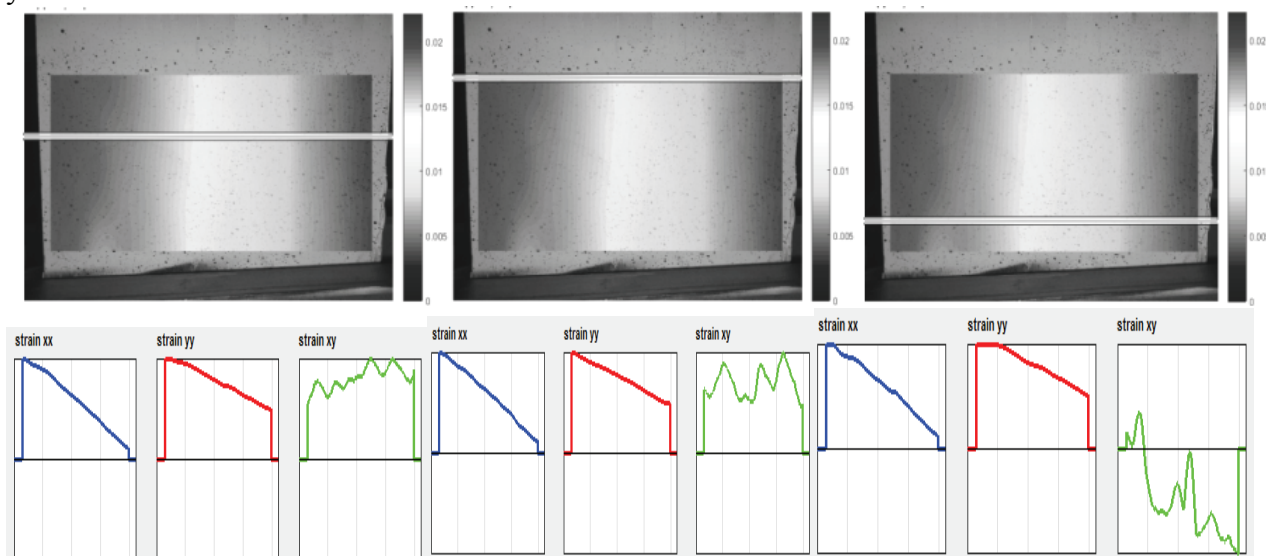


Рис.10. Эпюры нормальных и касательных деформации по линии поперек сечения

В программном комплексе ANSYS выполнено более 30 расчетов с различными конфигурациями усиления и построены эпюры нормальных и касательных деформаций. При расчете послойного армирования модели были взяты переменные:

1. h – толщина усиления
2. B – длина усиления в приопорном участке
3. E – модуль упругости элемента усиления
4. Вертикальное усиление либо горизонтальное.

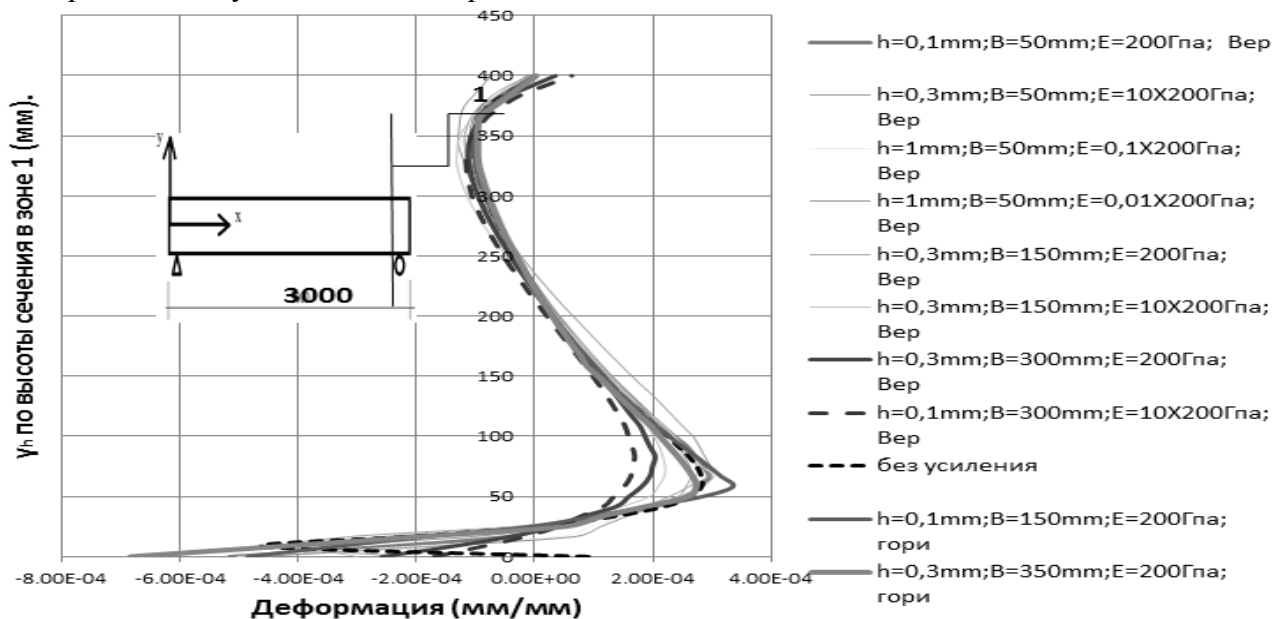


Рисунок 11. Эпюры нормальных деформаций в зоне 1

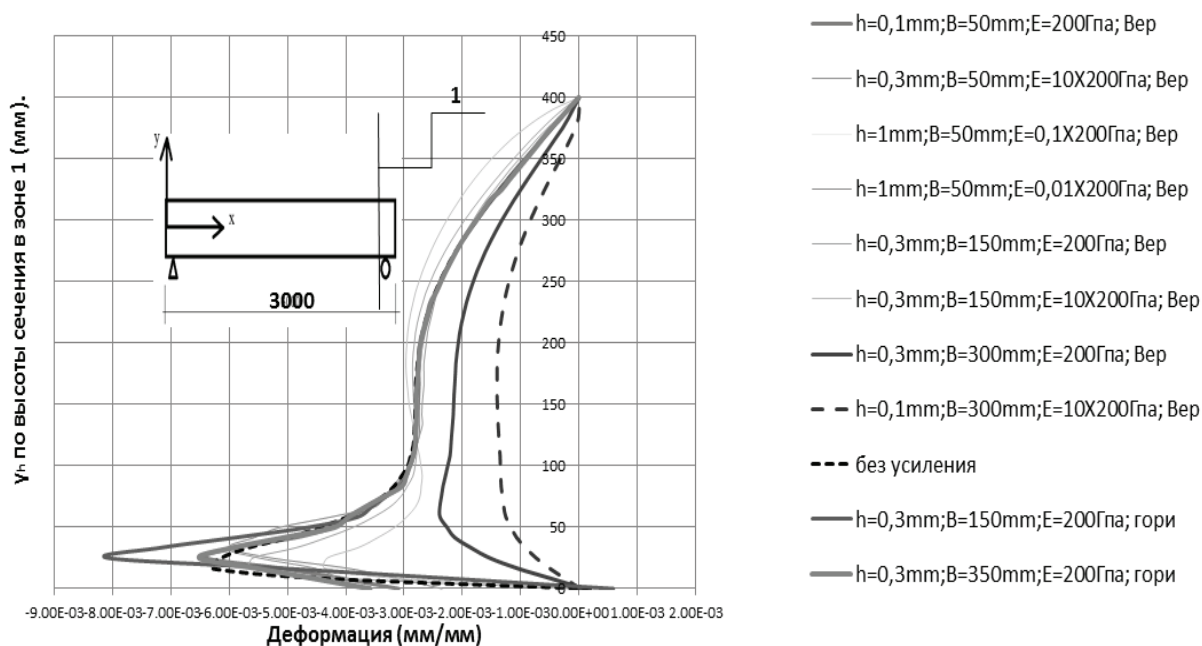


Рисунок 12. Эпюры касательных деформаций в зоне 1

По результатам можно определить что вертикальное усиление более эффективное и во многих случаях усиление только ослабляет сечение.

Также были рассмотрены усиления по боковой пласти балки, в этом случае были переменные:

1. E – модуль упругости элемента усиления

2. Его форма (квадрат, круг)

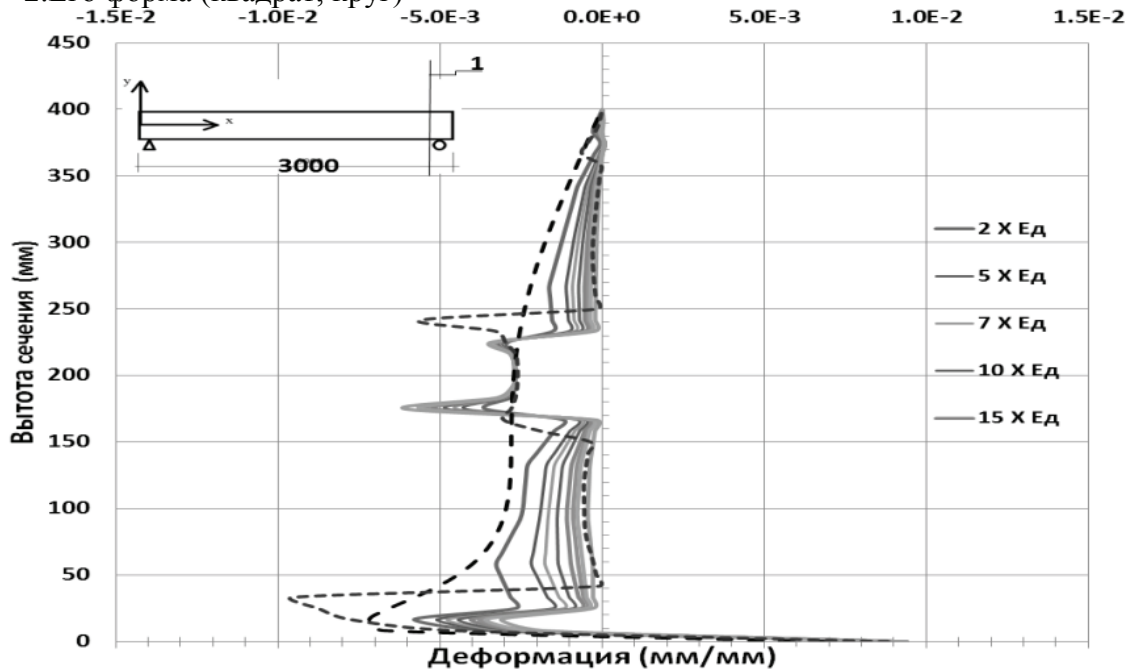


Рисунок 13. Эпюры касательных деформаций в зоне 1 (расстояние от опоры 210 мм)

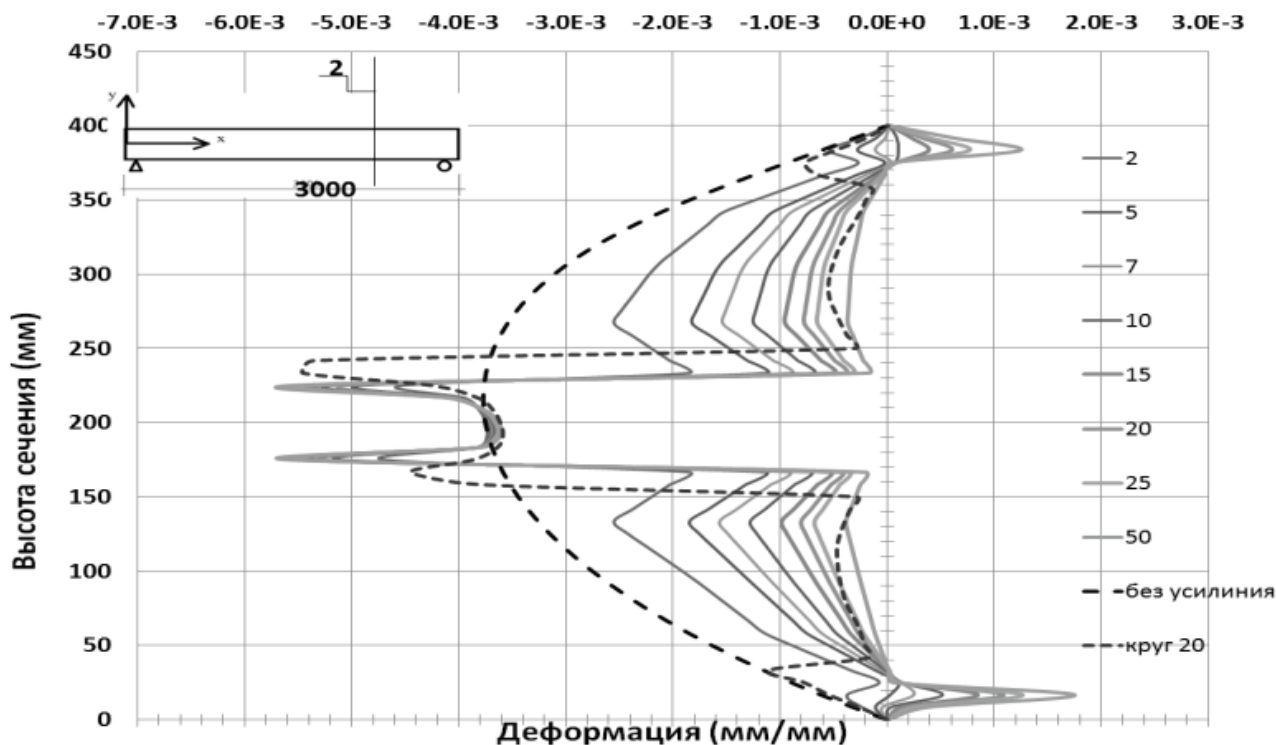


Рисунок 14. Эпюры касательных деформаций в зоне 1(расстояние от опоры 700 мм)

Выводы: высокомодульные полимерные материалы могут эффективно использоваться при усилении клеодощатых конструкций, послойное армирование эффективно в приопорных зонах для восприятия касательных напряжений. Рассмотрев результаты определено, что круглая форма элемента усиления более эффективна и рациональна, также необходимо проводить усиление по всей высоте сечения во избежания пикового напряжения и резких скачков касательных напряжений.

Список литературы:

1. Громацкий В.А., Зотова И.м., Турковский С.Б. Составные клееные деревянные элементы с наклонно вклеенными металлическими связями.<<Экспресс-информация. Строительство и архитектура>>. М.:ВНИИС, 1983. Сер. 11,вып.10.
- 2.Погорельцев А.А. Сдвиговая прочность изгибаемых деревянных элементов с поперечным армированием: Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. 1989.
- 3.А.А.Погорельцев, к.т.н., С.Б.Турковский, д.т.н. ,В.О.Стояновасп. Высокомодульные материалы, используемые в массовых клеодощатых конструкциях. В сб. современные строительные конструкции из металла и древесины – Одесса, ОГАСА, изд.ВРС, 2015, с. 106-109
- 4.Хрулев В. М. Модифицирование древесины в строительстве. - М., Стройиздат., 1983. - с.80.
5. Стоянов В.В. Деревянные балки, патент на изобретение №8156 №13 от 10.07.2007.
6. Стоянов В.В. Особенности деревянных изгибаемых элементов и современные строительные конструкции из металла и древесины -Одесса, ОГАСА, 2009.
7. Стоянов В.О. Массивные КДК – некоторые особенности их конструирования и реконструкции – 2016, с.14-164.
8. Красиминова А. (2016). Изеледоване на поведение при огъване на дървени елементи усилен с DFRP и CFRP. Днсертационен труд, УАСГ, София

УДК 624.21

РОЗВ'ЯЗКИ ШВИДКІСНИХ МАГІСТРАЛЕЙ ІЗ ЗАСТОСУВАННЯМ ЛЕГКИХ ПІШОХІДНИХ ПЕРЕХОДІВ

*д.т.н., проф **Стоянов В.В.**
Одеська державна академія будівництва та архітектури
Беленко Н.В.
головний архітектор Одеської області
доцент **Арсирій А.М.**
магістр **Підгорний А.С.**
аспірант **Бойко О.В.**
Одеська державна академія будівництва та архітектури*

Анотація: У статті розглянуто проект швидкісної автомагістралі в м. Одесі з застосуванням легких надземних пішохідних переходів. В якості несучих конструкцій транспортних розв'язок використовуються металеві конструкції посилені вуглепластиком з трубобетонних опорами. У конструктивному вирішенні пішохідних переходів застосовані легкі дерев'яних конструкцій.

РАЗВЯЗКИ СКОРОСТНЫХ МАГИСТРАЛЕЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ ЛЕГКИХ ПЕШЕХОДНЫХ ПЕРЕХОДОВ

*д.т.н., проф **Стоянов В.В.**
Одесская государственная академия строительства и архитектуры
Беленко Н.В.
главный архитектор Одесской области
доцент **Арсирий А.Н.**
магистр **Подгорный А.С.**
аспирант **Бойко А.В.**
Одесская государственная академия строительства и архитектуры*

Аннотация: В статье рассмотрен проект скоростной автомагистрали в г. Одессе с устройством легких надземных пешеходных переходов. В качестве несущих конструкций транспортных развязок используются металлические конструкции усиленные углепластиком с трубобетонными опорами. В конструктивном решении пешеходных переходов применены легкие деревянные конструкции.

HIGH SPEED MASTERS WITH APPLICATION EASY PEDESTRIAN TRANSITIONS

*Professor **Stoyanov V.V.**
Belenko N.V.
chief architect of the Odessa region
Associate Professor **Arsiri A.N.**
Master **Podgorny A.S.**
Graduate student **Boyko O.V.**
Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*

Abstract

The article deals with the project of high-speed highway (total length of 8.6 km.) In Odessa with the construction of light above-ground pedestrian crossings.

The planned highway starts from the entrance to the outskirts of the city from the satellite city of Chernomorsk (intersection of the avenues of Marshal Zhukov and Glushko) and ends near the railway station.

In the process of reconstruction of this route, it is proposed to erect 8 transport interchanges at different levels (with provision in accordance with the master plan of necessary entry and exit areas from the high-speed highway) and arrange 14 above-ground pedestrian crossings.

As the bearing structures of traffic interchanges, metal structures reinforced with carbon fiber reinforced plastic with pipe supports are used. Pedestrian overhead transitions in the design solution are designed in the form of arches and beams using light wooden structures, which are based on the method developed by the department for layer-by-layer reinforcement.

Layer-by-layer reinforcement makes it possible to reinforce the glued-shaped elements of any configuration without disturbing, and improving the modern technological process for making glued-walled structures. The thickness of the carbon fiber canvas is 0.13 mm, which makes it possible to install it in several layers or, if necessary, turn to laying along the next adhesive seam. By changing the size of the layer-by-layer reinforcement it is possible to simultaneously increase the bearing capacity and reduce the weight of the structure without changing the dimensions of its section.

As a protective structure is used translucent monolithic polycarbonate, which allows you to illuminate the transition in the dark with street lighting, thereby reducing operating costs. The staircases are made on metal kosoura with concrete steps and paneling with composite panels. For low-mobility groups of population, as well as for pedestrians with baby carriages, hydraulic lifts are provided.



Рис. 1. Схема скоростной автомагистрали

Проектом скоростной автомагистрали предполагается строительство ряда многоуровневых транспортных и пешеходных развязок. Исследование опыта других стран показало, что надземные пешеходные переходы имеют ряд преимуществ перед подземными переходами. Одним из основных преимуществ – нет необходимости перекрывать движение на длительное время и выполнять земляные работы, безопасность в темное время суток т.к. не во всех подземных переходах имеются киоски и охрана, а наземные переходы выполняются с использованием прозрачных отделочных материалов.

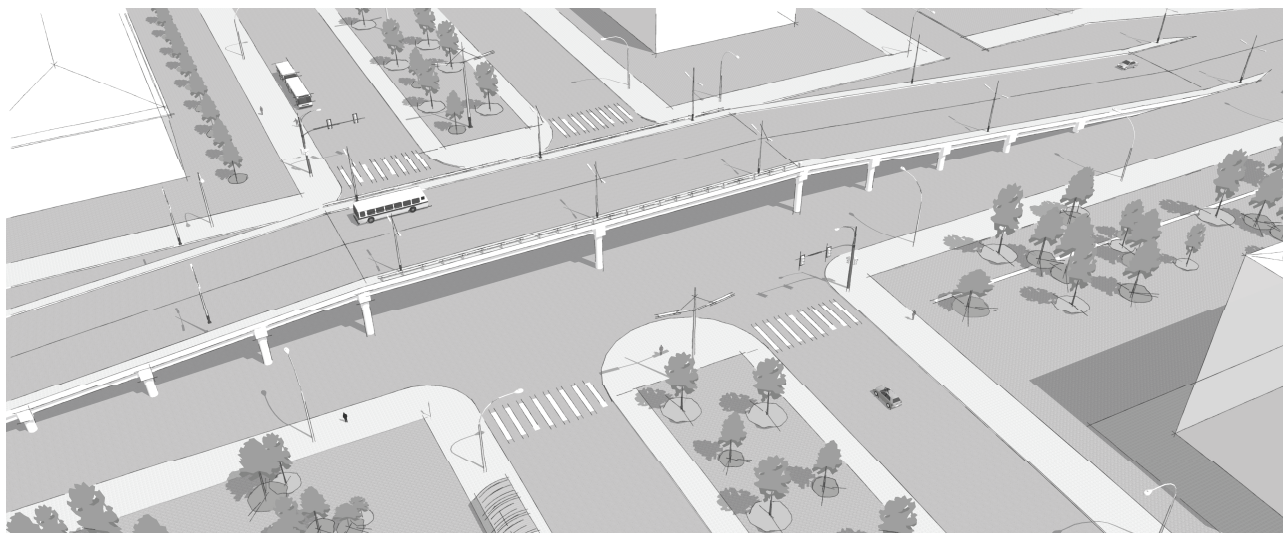


Рис. 2. Общий вид многоуровневой развязки

Еще одним аргументом при выборе надземных пешеходных переходов является их более низкая стоимость по сравнению с подземными. По данным отечественного и зарубежного опыта средняя стоимость подземных переходов составляет порядка 2 млн.\$, средняя же стоимость надземных переходов (железобетон, металл) – 1 млн.\$.

На кафедре металлических, деревянных и пластмассовых конструкций ОГАСА в течение 2-х лет разрабатываются конструктивные решения многоуровневых транспортных развязок и пешеходных переходов. В основе этих решений были положены следующие требования:

- архитектурно-конструктивное решение транспортных развязок должно обеспечить возможность их устройства без закрытия существующих автомагистралей на длительный период;
- конструктивные решения пешеходных переходов должно быть выполнены в надземном варианте из легких конструкций.

Проектом предполагается устройство скоростной магистрали с поселка Таирова до начала исторической части города, а именно Привокзальной площади общей протяженностью 8.6 км. Планируемая магистраль начинается с въезда в черту города со стороны города-спутника Черноморска (пересечение проспектов Маршала Жукова и Глушко) и заканчивается возле железнодорожного вокзала.

В процессе реконструкции этой трассы предлагается возвести 8 транспортных развязок в разных уровнях (с обеспечением в соответствии с генеральным планом необходимых мест въездов и выездов со скоростной магистрали) и устроить 14 надземных пешеходных переходов.

Конструктивное решение транспортных развязок планируется с использованием трубобетонных опор, металлических балок и прогонов и монолитного ж/б несущего перекрытия полотна дороги. Необходимо отметить, что трубобетонные конструкции опор отличаются способностью длительное время сопротивляться, в условиях экстремальных ситуаций, значительным нагрузкам, такие конструкции позволяют в короткие сроки выполнить их монтаж и перенести все работы на второй уровень.

Пешеходные надземные переходы в конструктивном решении проектируются в виде арок и балок с использованием легких деревянных конструкций (рис. 3), в основе которых лежит разработанный кафедрой метод послойного армирования.

Послойное армирование позволяет осуществить армирование клеодошчатых элементов любой конфигурации не нарушая, а совершенствуя современный технологический процесс изготовления клеодошчатых конструкций. Следуя рекомендациям проекта в необходимых местах перед установкой очередного слоя досок укладывается высокомодульный холст или

сетка. Толщина углепластикового холста составляет 0,13 мм, что позволяет устанавливать его в несколько слоев или при необходимости обратиться к укладке по следующему клеевому шву. Путем изменения величины площади послойного армирования возможно одновременно увеличить несущую способность и уменьшить собственный вес конструкции без изменения размеров ее сечения.

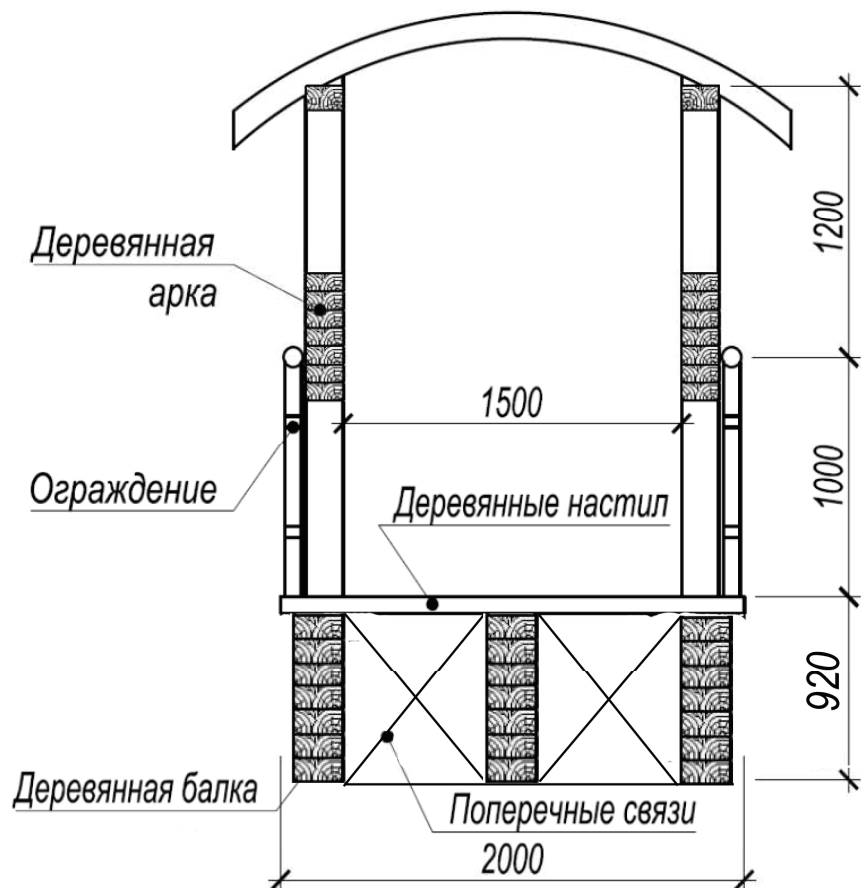


Рис. 3. Поперечный разрез надземного пешеходного перехода с несущими деревянными балками пролетом 18 м

На рис. 4 представлен проект перехода по ул. Среднефонтанской в г. Одессе. Необходимость перехода обусловлена расположением торгово-развлекательного и жилого комплексов вблизи транспортной магистрали. Для маломобильных групп населения, а также для пешеходов с детскими колясками предусмотрены высокоэффективные гидравлические подъемники. Преимуществами которых являются: возможность установки при наличии несущей стены с одной стороны, минимальные размеры приямка и машинного помещения. В качестве защитной конструкции используется светопрозрачный монолитный поликарбонат, который позволяет освещать переход в темное время суток при помощи уличного освещения, тем самым снижая эксплуатационные расходы. Лестницы выполнены по металлическим косоурам с бетонными ступенями и обшивкой композитными панелями.

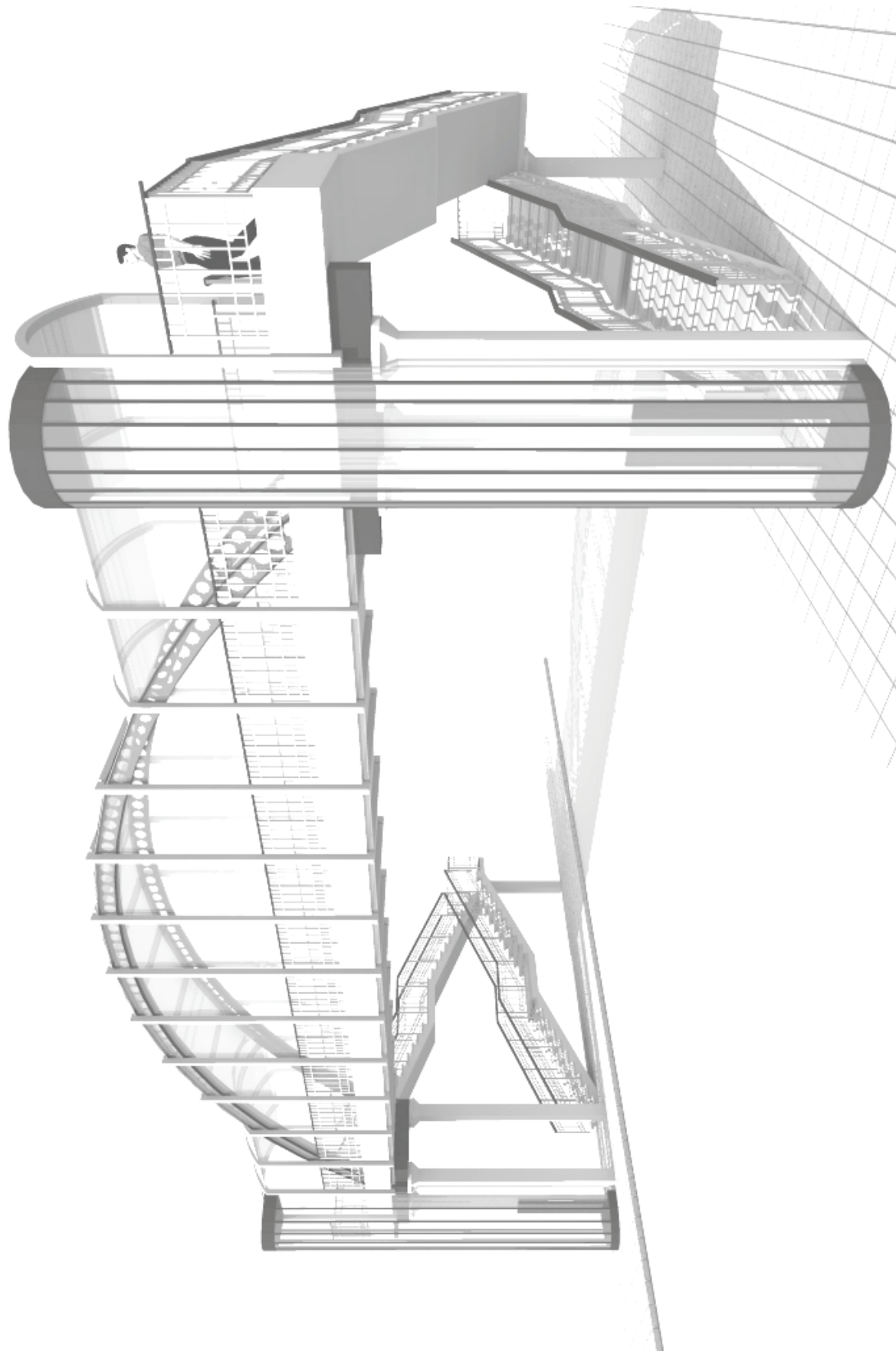


Рис. 4. Общий вид надземного переходного перехода

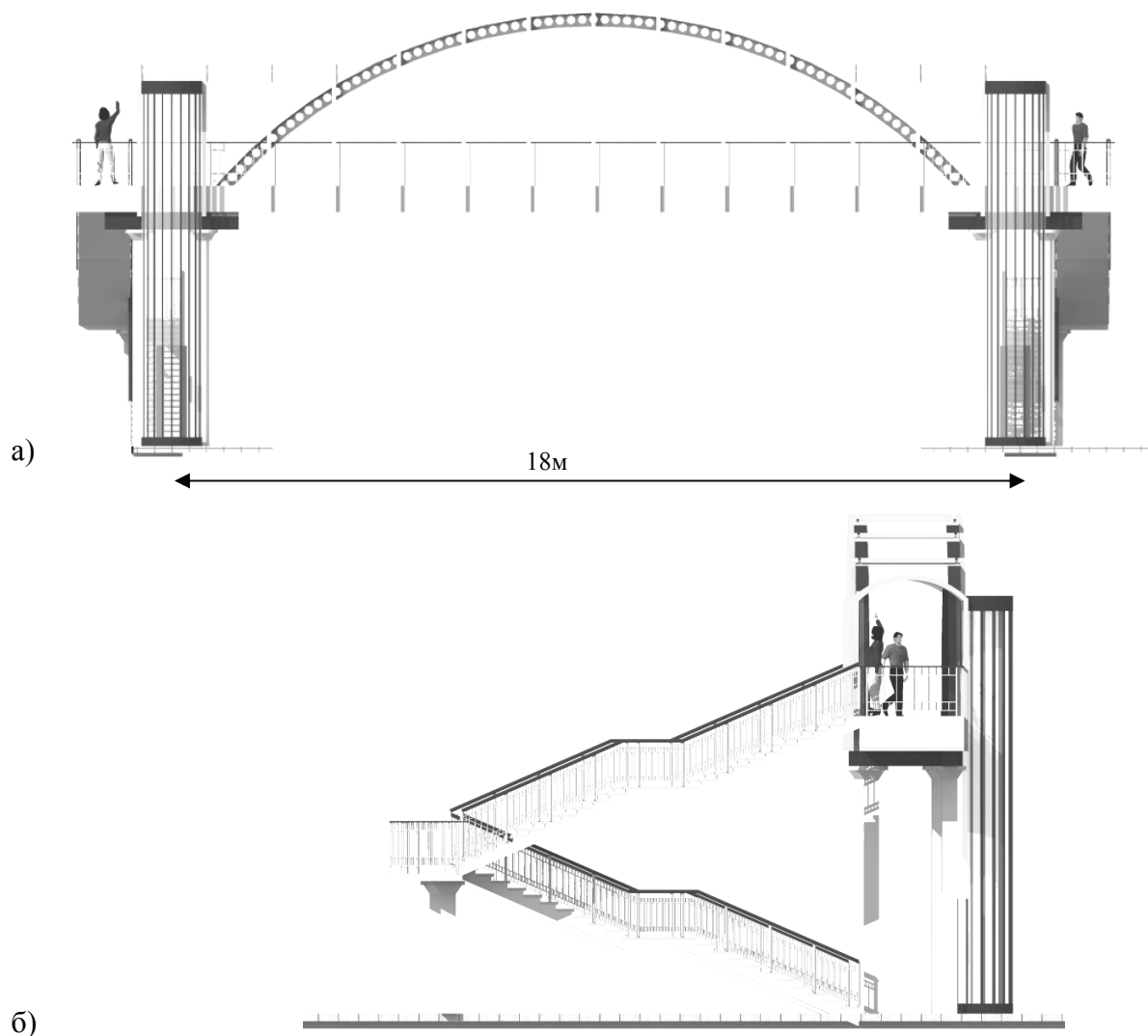


Рис. 5. Надземный переходный переход.
а) – главный фасад, б) боковой фасад,

Кафедрой разрабатываются типовые проекты надземных пешеходных переходов, пролетами 18, 24 и 36 м. Предполагается серийный выпуск переходов нового типа для использования в городах, поселках и на автомобильных трассах. Применение разработанных деревянных конструкций позволяет снизить сметную стоимость строительно-монтажных работ, по сравнению с традиционными конструктивными решениями на 30-35%.

Выводы.

Проектируемая скоростная магистраль позволит снизить время, затрачиваемое на проезд и повысить безопасность участников дорожного движения. Использование легких деревянных конструкций с послойным армированием позволяет снизить сметную стоимость строительства на 30-35% по сравнению с традиционными решениями (железобетон, сталь).

Литература.

1. Стоянов В.В. Архитектура и конструкции транспортных развязок на перегруженных городских магистралях / В.В.Стоянов, А.В.Дорожкин, О.М.Коршак, И.В.Окунь // Сб. научных трудов «Современные строительные конструкции из металла и древесины». Одесса, ООО «Внешрекламсервис» 2011. – с 72-79.
2. Стоянов В.В., Бойко А.В. Торцевой узел двутавровых деревянных балок. Заявка на патент №201701663, дата подачи 21.02.2017 г.
3. Стоянов В.В. Современные строительные конструкции из металла и дерева. Внешрекламсервис - 2016. - с.223

УДК 624.011

ВКЛЕЄНІ СТАЛЕВІ СТРИЖНІ, ЩО ПІДДАЮТЬСЯ КОМБІНОВАНИМ ОСЬОВИМ ТА БІЧНИМ НАВАНТАЖЕННЯМ

Шопські М.В.,

доц., к.т.н. **Танев В.Т.**

Університет архітектури, будівництва та геодезії - Софія

tanev_fce@uacg.bg

martin.shopski@gmail.com

Анотація. У роботі представлено експериментальна установка, за допомогою якої можна реалізувати одночасно осьове навантаження та зсув на групу круглих сталевих стрижнів (нагелів), вклеєних в дерев'яний елемент. Встановлено несуча здатність і деформативність вузлів при комбінованому впливі, також величина руйнівного зусилля. Досліджено особливості роботи при взаємодії розтягу та зсуву в одному стрижні і зроблено порівняння з несучою здатністю при «чистому» розтягуванні і «чистому» зсуві.

Ключові слова: вклеєні стержні, клеєна деревина, комбіновані навантаження

ВКЛЕЕННЫЕ СТАЛЬНЫЕ СТЕРЖНИ, ПОДВЕРГАЮЩИЕСЯ КОМБИНИРОВАННЫМ ОСЕВЫМ И БОКОВЫМ НАГРУЗКАМ

Шопски М.В.

доц., к.т.н., **Танев В.Т.**

Университет архитектуры, строительства и геодезии - София

tanev_fce@uacg.bg

martin.shopski@gmail.com

Аннотация. В работе представлено экспериментальное приспособление, с помощью которого можно реализовать одновременно осевого нагружения и сдвиг на группу круглых стальных стержней (нагелей), вклеенных в деревянный элемент. Установлена несущая способность и деформативность узлов при комбинированного воздействия, также величина разрушающего усилия. Исследованы особенности работы при взаимодействии растяжения и сдвига в одном стержне и сделано сопоставление с несущей способности при «чистом» растяжении и «чистом» сдвиге.

Ключевые слова: вклеенные стержни, клееная древесина, комбинированные нагрузки

GLUED-IN STEEL RODS SUBJECTED TO COMBINED AXIAL AND LATERAL LOADING

Shopski M.V.

Assoc. Prof. Dr. **Tanev V.T.,**

University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy – Sofia

tanev_fce@uacg.bg

martin.shopski@gmail.com

Abstract. Glued-in rods (GiRs) are well-known and relatively "modern" elements used in timber structures as connectors or for reinforcing areas with pronounced stress concentration. Many authors have worked on assessing their behavior and bearing capacity when subjected to tensile

loading ([1], [2], [3], [4]). In such conditions glued-in rods have very good properties - high stiffness, high load bearing capacity and need of small edge distances.

The load-carrying capacity of glued-in rods for lateral loads is often defined by the principles of the so called European Yield Model (EYM) defined in p.8.2 of EN 1995-1-1 [9], which is based on the K.W. Johansen theory. When rods are set parallel to the grain, a modification of the embedment strength should be made [7], [8].

An experimental program is undertaken to assess the ultimate load bearing capacity and deformability of steel threaded rods glued into timber under the combined action of axial and lateral loading. All of the experiments were conducted at the Laboratory of the Department of Steel, Timber and Plastic Structures (DSTPS), University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy – Sofia. In this experimental program 14 specimen have been tested until failure. The glulam grade is GL32h, kiln dried to reach a moisture content of $12\pm3\%$. The beams are with a cross-section of 180/240mm. For the different specimen the cantilever length L_k varies between 370 and 1650mm. The steel rods are standard metric threaded steel rods M12 with a prescribed elongation at failure $>12\%$. Specimen with an embedment length (depth) L_{an} of 120mm and 240mm (10d and 20d) have been tested. The glue is a two-component epoxy resin HILTI HIT-RE 500. A definition of an interaction between tensile and shear loads for a single glued-in rod is sought. The ultimate loads and types of failure are analyzed, a comparison with the special cases of pure tension and pure shear is made.

Keywords: *glued-in rods, glulam, combined loading*

1. Introduction

Often in real structures, joints are loaded in a complex way and the glued-in rods are subjected to a combined action of axial and transverse forces. For practical purposes an interaction between these components and a boundary of a “safety zone” should be defined.

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}\right)^{\beta} = 1, \quad (1)$$

where:

N_{Ed} , V_{Ed} – axial and lateral load in the rod;

N_{Rd} , V_{Rd} – axial and lateral load-carrying capacity;

α , β – exponential powers – integers.

Some codes ([7], [8]) impose the use of a quadratic interaction, i.e. $\alpha=\beta=2$. No background studies on this topic however were found. In [5] a verification of this theory by tests is made. The authors are using hardwood dowels instead of steel ones (there can be no plastic hinges in the rod). In another experimental study ([6]) a modified Hankinson's equation, including the dowel action of the rod, is used to model the load at failure of the connection under combined axial and lateral loading. The result is that the defined safety zone is considerably smaller than both the quadratic ($\alpha=\beta=2$) and linear ($\alpha=\beta=1$) interaction curves.

Only a few studies focused on the interaction of axial and lateral loads on glued-in rods have been found in the literature and there is a certain discrepancy between the results and conclusions. This paper is focused on the development and the preliminary results of a test setup for studying the combined action of axial and transverse loads on glued-in steel rods (GiRs).

2. Experimental program

A horizontal cantilever beam is connected to a secondary supporting steel element (SSSE) and to a rigid steel frame by two glued-in steel rods. The loading (displacement) is applied in steps, monotonically at the tip of the cantilever by a manually-controlled hydraulic jack. The test is force-controlled – for each step a constant value of the force in sensor #1 (jack) is maintained. The tension force in each rod is measured by a load-cell (sensors #2 and #3). Deflections of the beams

are monitored by linear variable displacement transducers (LVDTs). Loading starts with a few steps by 1kN, the rest until failure are by 0.5kN. The duration of each steps is 2 or 5 minutes (depending on the experiment) and the total duration of one experiment is between 20 and 90 minutes. All data is recorded in real-time with a HBM Quantum MX840A data acquisition system. A basic scheme with some dimensions is shown on *Fig. 1*.

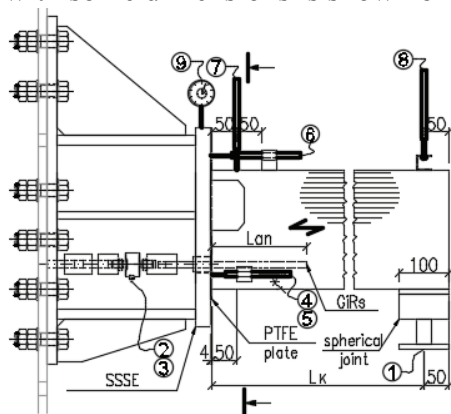
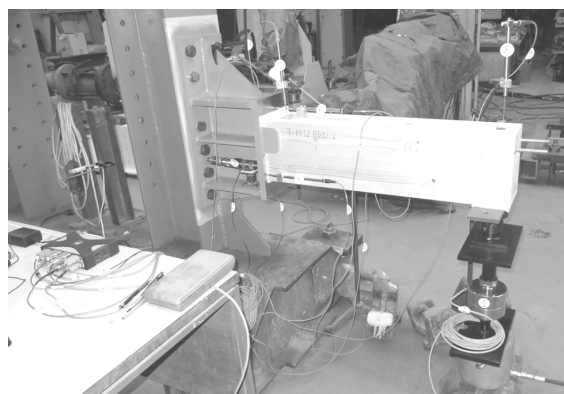


Fig. 1. Test setup scheme



Pic. 1. Test setup overview

Given the boundary conditions for the test a bending moment and a shear force are acting at the base of the cantilever. The moment is divided into tension in the rods and compression stresses between the timber beam and the steel base plate. The shear force is transferred to the SSSE by its contact with the GiRs.

Denotation of the tests and basic properties of the specimen are provided in *Table 1*.

Table 1. Denotation of tests and basic properties of the specimen.

№	Denotation of test	Rod diameter, mm	Rod grade	L_k – cantilever length, mm	L_{an} – embedment depth, mm	Distance.**, mm
1	T-M12-83/12-1	12	8.8	830	120	30
2	T-M12-83/24-1	12	8.8	830	240	30
3	T-M12-130/12-1	12	8.8	1300	120	30
4	T-M12-130/24-1	12	8.8	1300	240	30
5	T-M12-80/12-4.6	12	4.6	800	120	50
6	T-M12-80/24-4.6	12	4.6	800	240	50
7	T-M12-165/12-4.6	12	4.6	1650	120	50
8	T-M12-165/24-4.6	12	4.6	1650	240	80
9	T-M12-87/24-4.8-80	12	4.8	870	240	50
10	T-M12-87/24-4.8	12	4.8	870	240	50
11	T-M12-37/24-4.6	12	4.6	370	240	50
12	T-M12-37/24-4.6-120	12	4.6	370	240	120
13	T-M12-39/12-4.6	12	4.6	390	120	50
14	T-M12-39/24-4.6-120	12	4.6	390	240	120

3. Results

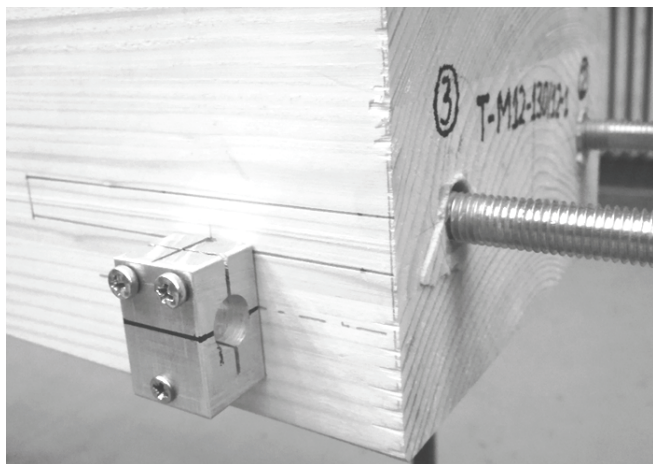
The tested specimen can be divided in two groups according to the type of failure:

- Cracking / splitting, failure due to transverse loading – taking place for beams with an embedment depth of 240mm. Failure for the specimen in this group starts with an initial crack propagating along the grain in the area of the rods due to the lateral loading. There is however a moment when the force in the hydraulic jack drops instantaneously and considerably. This is considered to be the failure of the beam due to transverse loading. In a real structure with vertical loads this would be an ultimate limit state. Due to the specifics of the test setup however at the

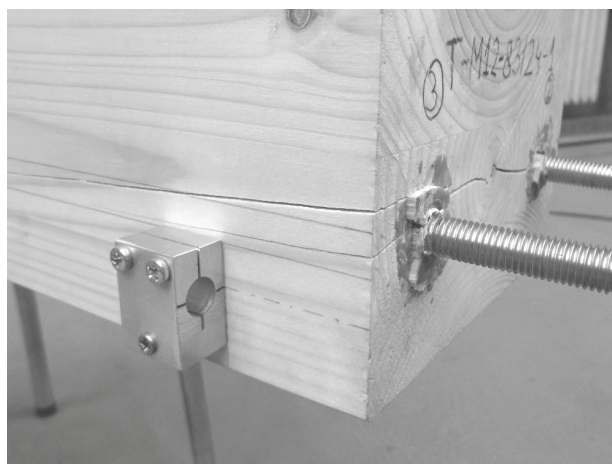
moment when the serious cracking takes place the stiffness of the beam drops considerably which in return reflects on the aforementioned “considerable drop” of the force in the hydraulic jack.

- Pull-out / failure due to tension – taking place (with one exception) for the specimen with an embedment depth of 120mm. This group consists of all cases when the load-carrying capacity for axial loads is reached before cracking/splitting or a “considerable drop” takes place. Failure due to transverse loading in accordance with the EYM has not taken place also.

The maximum values of the forces in sensors #1, #2 and #3, i.e. the hydraulic jack and the two GiRs, are presented in *Table 2*. The failure of the rod might not coincide with the moment when the maximum force is reached. For the “cracking” type of failure (see *Table 3*) after the occurrence of the “considerable drop” of the force in the hydraulic jack there is still a residual axial load-carrying capacity. The moment of the initial crack formation is recorded visually. In all cases it is assumed that the shear force, corresponding to the force in the hydraulic jack, is equally divided between the two rods and from there it is transferred to the SSSE.



Pic. 2. T-M12-130/12-1 after failure



Pic. 3. T-M12-83/24-1 after failure

Table 2. Maximal forces in the sensors and the corresponding components.

№	Denotation of test	Maximum force in jack #1, kN	Maximum force [kN] in sensor at		at a corresponding force in the jack, kN	
			rod #2	rod #3	for rod #2	for rod #3
1	T-M12-83_12-1	9.0	38.0	14.9	9.0	7.0
2	T-M12-83_24-1	11.1	24.9	29.1	11.1	7.3
3	T-M12-130_12-1	7.5	31.6	25.5	7.5	3.9
4	T-M12-130_24-1	9.5	32.2	36.4	9.5	9.5
5	T-M12-80_12-4.6	9.2	24.0	30.4	9.2	7.8
6	T-M12-80_24-4.6	14.1	39.0	30.1	11.6	14.1
7	T-M12-165_12-4.6	7.5	42.2	33.7	5.5	7.5
8	T-M12-165_24-4.6	10.6	49.8	48.3	6.2	10.6
9	T-M12-87_24-4.8-80	9.6	26.9	28.3	9.6	9.6
10	T-M12-87_24-4.8	13.6	31.6	32.2	13.6	13.5
11	T-M12-37_24-4.6	9.0	9.5	10.3	9.0	8.8
12	T-M12-37_24-4.6-120	10.5	17.6	17.5	10.5	10.5
13	T-M12-39_12-4.6	8.0	8.4	10.6	7.1	7.5
14	T-M12-39_24-4.6-120	13.4	30.3	16.4	13.4	13.4

Table 3. Forces at the moment of failure due to transverse force / “cracking”.

№	Denotation of test	First crack at a force in the jack, kN		“Considerable drop” of the force in the jack due to “cracking” at a value, kN	at corresponding forces in the sensors, kN		Type of failure
		in rod #2	in rod #3		for rod #2	for rod #3	
1	T-M12-83_12-1	-	-	-	-	-	pull-out
2	T-M12-83_24-1	5.5	5	10.8	23.5	26.6	cracking
3	T-M12-130_12-1	-	-	-	-	-	pull-out
4	T-M12-130_24-1	9	8.5	9.5	32.2	36.4	cracking
5	T-M12-80_12-4.6	-	-	-	-	-	pull-out
6	T-M12-80_24-4.6	11.5	13.5	14.1	32.6	30.0	cracking
7	T-M12-165_12-4.6	-	-	-	-	-	pull-out
8	T-M12-165_24-4.6	9.5	10	-	-	-	pull-out + cracking
9	T-M12-87_24-4.8-80	5	6	9.3	25.8	27.5	cracking
10	T-M12-87_24-4.8	8	11	13.5	31.3	32.2	cracking
11	T-M12-37_24-4.6	-	7.5	8.8	8.6	10.3	cracking
12	T-M12-37_24-4.6-120	6	6.5	10.5	17.6	17.5	cracking
13	T-M12-39_12-4.6	8	7.3	8.0	7.9	10.3	cracking
14	T-M12-39_24-4.6-120	7.5	9	13.4	30.3	16.4	cracking

Interaction of axial and lateral loading

In most of the cases when testing a pull-out of the rod (tensile failure) occurs even after the specimen has failed due to splitting. The criteria for assuming a transverse failure are described above. A distinction between “first” and “second” rod in correspondence with the failure order in time is made. After the pull-out of the “first” rod, the “second” in an instant (not static slow loading) starts carrying the whole tension force in the connection.

Using the so defined order of failure of the rods with the relevant failure loads (N_{Ed} and V_{Ed}) and after calculating the load-carrying capacities in accordance with *DIN1052:2004* [7] and *ENV1995-2:1997* [8] for the cases of pure tension (N_{Rd}) and pure shear (V_{Rd}), the results are plotted on interaction diagrams – *Fig.2*. It should be noted that if the failure is a “pull-out” then the ultimate load is given in *Table 2*. If cracking alongside with a “considerable drop” in the force in the hydraulic jack takes place, then the values in *Table 3* should be used. Both [7] and [8] prescribe assuming a quadratic interaction curve of the axial and transverse loads for GiRs:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}\right)^2 \leq 1, \quad (2)$$

After analyzing the data and diagrams on *Fig. 2* the following statements could be made:

- *DIN1052* [7] prescribes considerably lower values for the axial load-carrying capacities than *ENV1995-2* [8]. As a consequence for the “pull-out” types of failure the results from the tested specimen are far beyond the safety zone curve defined in (2) when calculating N_{Rd} and V_{Rd} in accordance with *DIN1052*. Calculating the capacities with the *ENV1995-2* formulas results in a good correspondence between results and the theoretically defined quadratic interaction curve. It can be concluded that in this case with small exceptions performing practical calculations in compliance with (2) should be on the safe side.
- When cracking due to shear (transverse) forces takes place, assuming a quadratic interaction between axial and lateral loading provides no longer the safety needed. The results from the experiments fit better to a linear interaction diagram. It could be also a good option to look for a depression curve which limits an even smaller safety area.

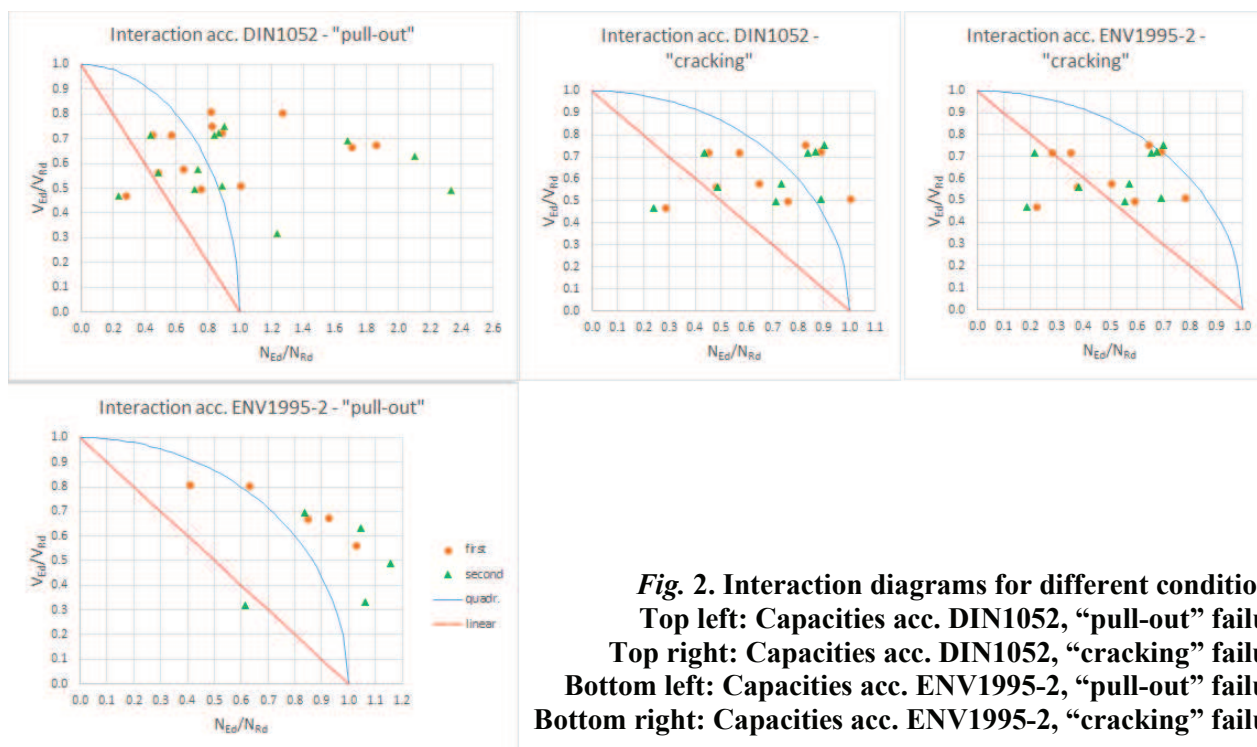


Fig. 2. Interaction diagrams for different conditions:
 Top left: Capacities acc. DIN1052, “pull-out” failure
 Top right: Capacities acc. DIN1052, “cracking” failure
 Bottom left: Capacities acc. ENV1995-2, “pull-out” failure
 Bottom right: Capacities acc. ENV1995-2, “cracking” failure

An explanation of the “cracking” type of failure

All specimen are designed so that the end/edge distances for the GiRs are in accordance with the minimum values proposed in [7] and [8]. For the beams with a rod embedment depth of 240mm however a failure with a crack propagation parallel to the grain (“cracking”/“splitting”) takes place. It may be assumed that the transverse loading results in tensile stresses acting perpendicular to the grain ($f_{t,90}$) in the zone of the rods (Fig. 3). The relationship between the load-carrying capacities for the two embedment depths should be $F_1 \leq F_2$. In some of the experiments however for specimen differing only by the rod embedment depth the one with $L_{an}=120\text{mm}$ fails in tension (“pull-out”) whereas the one with $L_{an}=240\text{mm}$ cracks at relatively low load values, meaning that $F_1 \geq F_2$. Obviously such an explanation of this phenomenon is not in accordance with the real results, therefore an alternative explanation is sought.

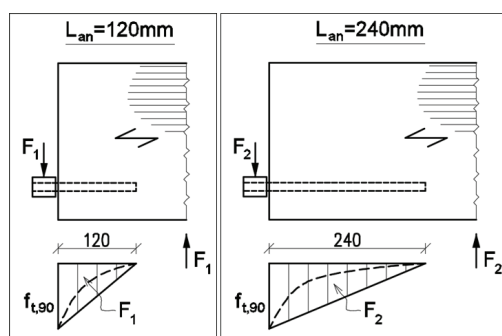


Fig. 3. Diagrams of tensile stresses perpendicular to the grain for the two embedment depth.

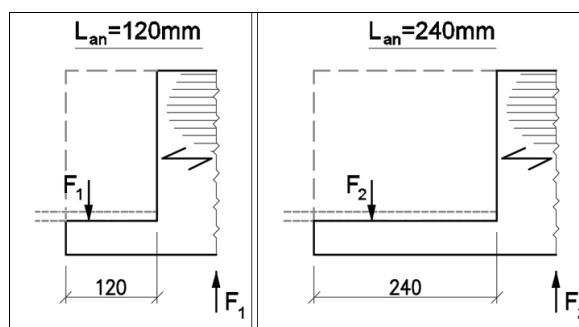


Fig. 4. A parallel with a beam with a notch at the support.

A parallel between the specimen from the test setup and a rotated version of a beam with a notch at the support could be made (Fig. 4). Due to stress concentration in the vicinity of the notch the load-carrying capacities should be $F_1 \leq F_2$, which is qualitatively in accordance with the experimental data. There is however the fact that the theory of notched beams is valid for a ratio of the notch up to about 1:1 whereas here the geometry is more like a long cantilever and the load-carrying capacity for transverse loads should not be so susceptible to stress concentrations in the notch.

4. Conclusion

An experimental program for assessing the load-carrying capacity of glued-in steel rods when subjected to a combined axial and transverse loading has taken place at the Laboratory of the Department of Steel, Timber and Plastic Structures, University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy – Sofia. Fourteen tests with varying different parameters, i.e. length of the cantilever beam, rod embedment depth and bottom edge distance, have been conducted.

Qualitatively there are two types of failure modes for the different specimen tested – the so called “cracking” (splitting, crack propagation parallel to the grain) and “pull-out” (withdrawal). In the case of failure due to predominantly axial loading the ultimate loads are in good correspondence with the values prescribed by different codes ([7], [8]) and the results are on the safe side. “Cracking” / “splitting” caused by lateral forces acting on GiRs however is not covered in the codes and no rules for calculation are provided. The load-carrying splitting (cracking) capacity of the specimen is observed to be lower than the expected one, when a calculation based on a triangular stress distribution of tension perpendicular to the grain is made. Further testing and research is required in order to provide rules and recommendations how these effects should be taken into account.

The results from the experiments give rise to a lot of questions. Some topics for future research and analysis are given:

- The quadratic curve (Eq. 2) prescribed by different codes ([7], [8]) for interaction of axial and lateral (shear) forces seems to be questionable and maybe not on the safe side.
- The prescribed minimum edge distances should be revised when a transverse force is present.
- The “cracking” / “splitting” phenomenon (longitudinal crack propagation) specific for the specimen with an embedment depth of 240mm should be explained.
- When calculating the load-carrying capacity for lateral loads in accordance with the EYM for metal dowel-type fastener, what should the contribution from the rope effect be? Is it even possible to consider such a contribution given the fact that the lateral deformation of the rod and the specimen tested is very small?

As a conclusion, the research highlights some areas with a lack of knowledge regarding the combined loading of GiRs set parallel to the grain in timber elements. A second series of experiments is planned. They should take into consideration the splitting phenomenon and give a confirmation or a suggestion for a rule of interaction between the axial and lateral forces acting on glued-in steel rods.

LITERATURE

1. Ribenholt, H. Glued Bolts in Glulam. In: Proceedings of the 19th conference of CIB-W18, Florence, Italy, 1988.
2. Johansson, C.J. et al. Axial Strength of Glued-In Bolts - Calculation Model Based on Non-Linear Fracture Mechanics - A Preliminary Study. In: Proceedings of the 28th conference of CIB-W18, Copenhagen, Denmark, 1995.
3. Blass, H.J., Laskewitz, B. Effect of Spacing and Edge Distance on the Axial Strength of Glued-in Rods. In: Proceedings of the 32nd conference of CIB-W18, Graz, Austria, 1999.
4. Steiger, R. et al. Glued-in Steel Rods: A Design Approach for Axially Loaded Single Rods Set Parallel to the Grain. In: Proceedings of the 37th conference of CIB-W18, 2004.
5. Jensen, J.L., Quenneville, P. Connections with Glued-in Rods Subjected to Combined Bending and Shear Actions. In: Proceedings of the 42nd conference of CIB-W18, 2009.
6. Walker, J., Xiao, R. Strength of glued-in rods under combined axial and lateral loading. In: Experimental Research with Timber, COST Action FP1004, 2014.
7. DIN 1052:2004. Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken
8. ENV 1995-2:1997. Design of Timber Structures - Part 2: Bridges.
9. EN 1995-1-1. Eurocode 5: Design of timber structures