



Товариство з обмеженою відповідальністю  
«Український інститут сталевих конструкцій  
імені В.М. Шимановського»

**ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ**  
**Українського інституту сталевих конструкцій**  
**імені В.М. Шимановського**



Під загальною редакцією  
заслуженого діяча науки і техніки України,  
члена-кореспондента НАН України,  
доктора технічних наук,  
професора О.В. Шимановського

Науковий збірник

---

Випуск 13

Видавництво «Сталь»  
Київ – 2014

**УДК 624.04(082)**  
**ББК 38.112я43**  
**З-41**

**РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ:**

Шимановський О.В., д.т.н. (відп. редактор); Адріанов В.П.;  
Божко В.А., к.т.н.; Гайдайчук В.В., д.т.н.; Голоднов О.І., д.т.н. (відп. секретар);  
Гордєєв В.М., д.т.н. (заст. відп. редактора); Гуляєв В.І., д.т.н.; Кириллов В.В.;  
Кордун О.І., Корольов В.П., д.т.н.; Лисицин Б.М., д.т.н.; Лебедич І.М., к.т.н.;  
Оглобля О.І., д.т.н.

**З-41** Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського / Під загальною редакцією заслуженого діяча науки і техніки України, члена-кореспондента НАН України, д.т.н., професора О. В. Шимановського. – К. : Вид-во «Сталь», 2014. – Вип. 13 – 148 с.

**ISBN 978-617-676-068-9**

У збірнику наведено статті з результатами досліджень у галузі розрахунку та проектування конструкцій, теоретичної та будівельної механіки, теорії пружності та пластичності. Особливу увагу приділено розвитку методів розрахунку і проектування конструкцій, будівель та споруд, розробленню раціональних типів конструкцій, експериментально-теоретичним дослідженням роботи елементів і з'єднань, удосконаленню матеріалів, технології виготовлення і монтажу, ремонту і реконструкції будівель і споруд, розвитку та вдосконаленню нормативної бази в цих галузях будівництва, а також дослідженням напружено-деформованого стану тіл складної структури при постійних і змінних у часі навантаженнях, включаючи випадкові впливи. Для наукових працівників, аспірантів та інженерів, зайнятих у різних галузях науки і техніки.

**УДК 624.04(082)**  
**ББК 38.112я43**

**АДРЕСА РЕДАКЦІЙНОЇ КОЛЕГІЇ:**  
вул. В. Шимановського, 2/1,  
Київ 02660,  
ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»,  
тел. 543-97-40, e-mail: [icbmc@urdisc.com.ua](mailto:icbmc@urdisc.com.ua)

**ISBN 978-617-676-068-9**

© ТОВ «Укрінсталькон  
ім. В.М. Шимановського», 2014  
© ТОВ «Видавництво «Сталь», 2014

## ЗМІСТ

<b>Шимановский А.В., Кондра С.М.</b> Методы и мероприятия по устранению дефектов и повреждений при усилении и реконструкции высотных сооружений.....	5
<b>Перельмутер А.В., Юрченко В.В.</b> До питання розрахунку просторових конструкцій із тонкостінних стрижнів відкритого профілю.....	12
<b>Шульман З.А., Шульман И.З.</b> Методика и особенности настройки динамических гасителей колебаний высотных сооружений.....	27
<b>Клименко В.З.</b> Напряжения поперек волокон в конструкциях из клееной древесины.....	39
<b>Шалинский В.В.</b> Особенности капитального ремонта автомобильной эстакады с применением современных материалов.....	57
<b>Нілова Т.О.</b> Місцева стійкість поясів двотаврів із поперечно-гофрованою стінкою з урахуванням фізичної і геометричної нелінійності.....	68
<b>Білик С.І., Бут М.О., Шпинда В.З.</b> Аналіз розрахунку болтів фланцевого з'єднання в умовах складного напружено-деформованого стану.....	76
<b>Любин А.Е.</b> Действительная работа тонкостенных оболочек промышленных трубопроводов на поперечную нагрузку.....	85
<b>Фомина И.П., Голоднов А.И.</b> Остаточные напряжения в сечениях двутавровых балок при термических воздействиях на кромках полок.....	96
<b>Голоднов А.И., Риблов В.В., Слюсар Ю.Н., Отрош Ю.А., Ткачук И.А., Семиног Н.Н.</b> Особенности расчета остаточного ресурса изгибаемых элементов после термических воздействий.....	104

<b>Кондратюк Е.В., Псюк В.В.</b> Учет влияния неупругих свойств железобетона при расчетах сталежелезобетонных перекрытий.....	116
<b>Гордіюк М.П., Семиног М.М., Отрош Ю.А.</b> Методика і результати досліджень залізобетонного фрагмента будинку на вогнестійкість.....	123
<b>Королёв В.П., Гибаленко А.Н.</b> Нормативные требования оценки коррозионной опасности при проектировании строительных объектов.....	133
<b>Вимоги до оформлення статей.....</b>	146

УДК 624.97 – 034.14

## **Методы и мероприятия по устранению дефектов и повреждений при усилении и реконструкции высотных сооружений**

**Шимановский А.В., д.т.н., Кондра С.М.**

ООО «Укринсталькон им. В.Н. Шимановского», Украина

**Анотація.** Дано визначення понять підсилення і реконструкції висотних споруд, описані характерні методи, схеми і заходи з усунення дефектів і ушкоджень, висвітлені різноманітні варіанти і прийоми підсилення і реконструкції, а також розкрито властива їм послідовність виконання робіт. Викладена сутність найбільш поширених підходів до підсилення і реконструкції дефектних і пошкоджених висотних споруд та їх конструкційних елементів.

**Аннотация.** Дано определение понятий усиления и реконструкции высотных сооружений, описаны характерные методы, схемы и мероприятия по устранению дефектов и повреждений, освещены разнообразные варианты и приемы усиления и реконструкции, а также раскрыта присущая им последовательность производства работ. Изложена суть наиболее распространенных подходов к усилению и реконструкции дефектных и поврежденных высотных сооружений и их конструкционных элементов.

**Abstract.** Conceptual definition is given concerning strengthening and reconstruction of high-rise structures, characteristic methods, charts and events, are described on the removal of defects and damages, various variants and ways of strengthening and reconstruction are lighted up, and also the inherent to them sequence of works execution is exposed. Essence of the most widespread approaches is expounded toward strengthening and reconstruction of imperfect and damaged high-rise structures and their structural elements.

**Ключевые слова:** усиление и реконструкция высотных сооружений, устранение дефектов и повреждений, последовательность производства работ.

**1. Методы и мероприятия по устранению дефектов и повреждений при реконструкции высотных сооружений.** Начнем изложение с замечания о том, что под усилением металлических конструкций принято понимать совокупность мероприятий, направленных на восстановление или повышение несущей способности сооружения в целом и отдельных его конструктивных элементов в частности. Также является само собой разумеющимся, что вид выявленного ограниченно работоспособного или вообще неработоспособного технического состояния конструкции однозначно определяет и вариантность самого усиления, которое может быть [1]: неотложно-аварийным, монтажным и временным, постоянно-капитальным и перспективным. А теперь приведем лишь несколько слов в части общей характеристики этих вариантов усиления. Например,

неотложно-аварийное усиление производится в экстремальных ситуациях для срочного восстановления несущей способности с применением, как правило, наиболее простых конструктивных и технологических решений, рассчитанных на короткий срок эксплуатации до капитального ремонта. А монтажное и временное усиление осуществляется в том случае, если необходимо обеспечить в плановом порядке нормальную эксплуатацию на время монтажа или до начала капитального усиления. Что же касается постоянно-капитального усиления, то оно применяется для решения текущих задач при реконструкции сооружений. В свою очередь, перспективное усиление необходимо тогда, когда на конструкцию в период ее эксплуатации предполагается увеличение технологической нагрузки и другие изменения условий эксплуатации.


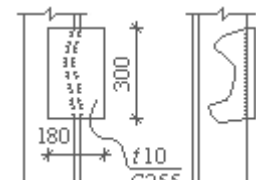
Далее обратим внимание на то, что в строительной практике насчитывается достаточно большое количество различных приемов усиления металлических конструкций, которые условно могут быть объединены в пять основных групп: подведение дополнительных конструкций или элементов; установка дополнительных связей, ребер, диафрагм, распорок; усиление соединений элементов; увеличение сечений элементов, а также изменение конструктивной схемы. При этом следует особо подчеркнуть, что до начала проведения усиления металлоконструкций необходимо производить широкий поиск возможностей, позволяющих либо вообще не усиливать сооружение, либо сократить объемы его усиления до минимальных величин. Причем хорошо известно, что согласно этой схеме рассуждений наиболее приемлемые результаты могут быть получены путем проведения проверочных расчетов или перерасчетов несущей способности конструкций с использованием:

- современных методов расчета;
- уточненных расчетных схем сооружений и их конструктивных элементов с учетом существующих дефектов;
- уменьшения или ограничения действующих на сооружение нагрузок;
- результатов испытания материала конструктивных элементов, сварных швов и металлических изделий.

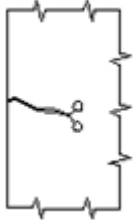
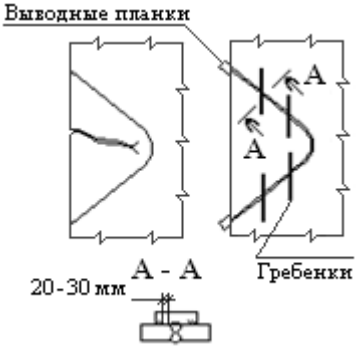
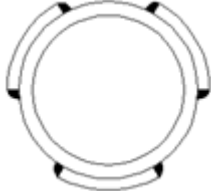
А в качестве весьма красноречивого примера применения указанного подхода упомянем один из вариантов снижения ветровых нагрузок при установке дополнительного антенного оборудования на башне Николаевского областного радиотелевизионного передающего центра. Здесь на дополнительные антенны, имеющие коэффициент лобового сопротивления  $c_x = 1,4$ , после проведения многочисленных расчетов и анализа полученных результатов было предложено установить радиопрозрачные колпаки цилиндрической формы, которые позволили снизить этот коэффициент более чем в два раза.

Теперь коснемся еще одного достаточно специфического аспекта, свойственного усилению металлических конструкций высотных сооружений связи. Этот аспект заключается в том, что при усилении увеличением площади или уменьшением расчетной длины элементов при помощи шпренгельных систем существенно увеличивается ветровая площадь сооружения и, как результат, увеличиваются напряжения в его элементах. А потому с учетом сказанного для этих сооружений рекомендуется применять сечения шпренгелей усиления с малой ветровой площадью и по возможности трубчатого сечения, а при усилении увеличением сечения избегать применения выступающих продольных ребер. Кроме того, при устранении дефектов соединений желательнее, по возможности, избегать применения монтажной сварки под нагрузкой, принимая решения по усилению с использованием болтовых соединений или хомутов. Некоторые примеры наиболее характерных дефектов конструктивных элементов башен и мачт и методы их устранения представлены в табл. 1.

Таблица 1

N п/п	Вид дефекта	Метод и схема устранения дефекта
1.	Колебание и резонанс в конструктивных элементах	Установка гасителей вибрации, уменьшение расчетной длины конструктивного элемента путем установки дополнительных элементов, устройство интерцепторов
2.	Дефекты в муфтах оттяжек	Установка хомутов, страхующих винтовые тяги 
3.	Местные искривления конструктивных элементов	Усиление приваркой дополнительного элемента 

Окончание таблицы 1

N п/п	Вид дефекта	Метод и схема устранения дефекта	
4.	Трещины в конструктивных элементах	<p>Вариант 1. Сверление на концах трещины отверстий и заварка трещины с предшествующей X-образной разделкой</p> 	<p>Вариант 2. Вырезание трещины и замена вырезанного элемента вставкой</p> 
5.	Недостаточная несущая способность трубчатого элемента		<p>Приварка гнутых по наружному диаметру трубы листов в местах недостаточной несущей способности элементов</p>

**2. Методы и мероприятия по устранению дефектов и повреждений при реконструкции высотных сооружений.** Методы и мероприятия по устранению дефектов и повреждений при реконструкции высотных сооружений связи определяются ее категоричностью, которая, в свою очередь, зависит как от нагруженности сооружения, так и от степени сложности и условий производства работ. И потому является вполне очевидным, что всего насчитывается три категории реконструкции, каждая из которых может быть охарактеризована следующим образом:

- первая – восстановление или повышение несущей способности конструкции – производится под полной нагрузкой без остановки эксплуатации;
- вторая – частичная замена конструктивных элементов – производится с частичной разгрузкой при временном прекращении эксплуатации;
- третья – полная реконструкция – производится с полной разгрузкой при прекращении эксплуатации.



Теперь остановимся подробнее на наиболее распространенных видах работ, соответствующих указанным категориям реконструкции. Так, например, для первой категории упомянутые работы состоят в усилении металлоконструкций и фундаментов, в том числе, в усилении опорных узлов бетонированием (табл. 2, п. 2); для второй – в замене поврежденных элементов решетки башни или ствола мачты (рис. 1, а); и, наконец, для третьей – в полной или частичной замене старой конструктивной формы, предполагающей установку рей или контрфорсов, замену оттяжек и анкерных фундаментов (рис. 1, б).

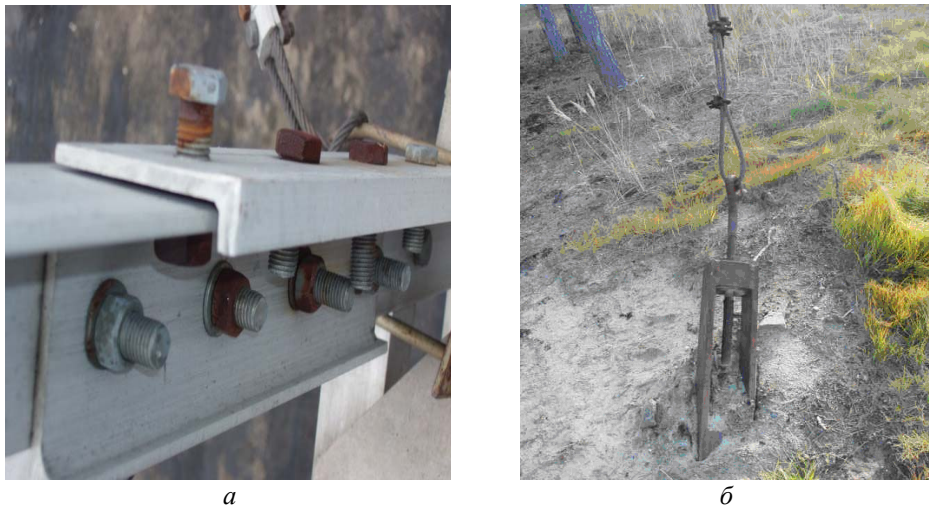


Рис. 1. Виды дефектов и работ при второй (а) и третьей (б) категориях реконструкции:  
а – узел башни (замена узловых металлических изделий);  
б – анкер мачты (замена оттяжек и анкерных фундаментов)

Здесь также будет уместно сказать несколько слов в части общей характеристики последовательности производства работ при реконструкции высотных сооружений связи. Следует заметить, что эти работы обычно выполняются в три этапа, первый из которых заключается в подготовке всех необходимых исходных данных, второй – в разработке проектных решений, а третий – в их реализации. Раскроем теперь содержание каждого из указанных этапов работ. Итак, первый этап работ предусматривает осуществление следующих действий: ознакомление с объектом и постановку задачи; сбор и анализ технической документации; натурное освидетельствование конструкций; определение фактических нагрузок, воздействий и свойств стали; проверочный расчет конструкций и оценку их технического состояния; разработку принципиальных конструктивных решений по реконструкции.

Что же касается второго этапа работ, то он включает: оценку предложенных и разработку альтернативных конструктивных решений; согласование основных технических решений с технологией изготовления и монтажа, а также их окончательное утверждение; проведение расчетов и подготовку рабочих чертежей; определение экономических показателей проекта.

И, наконец, третий этап работ состоит из таких операций: согласование разработанных проектных решений с условиями выполнения на реконструируемом объекте; непосредственное выполнение работ по реконструкции; осуществление авторского надзора в процессе производства работ; оценка технико-экономической эффективности принятых в проекте решений.

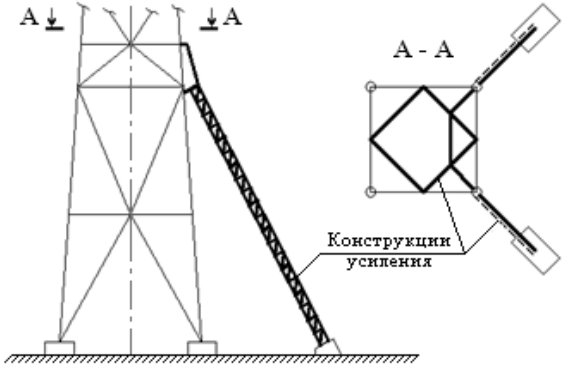
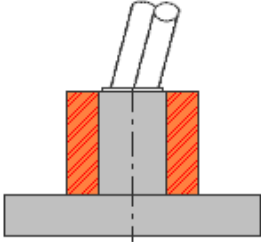
Принимая во внимание сказанное, тем не менее, дополнительно обратим внимание на то, что формулировка общей последовательности производства работ и присущих им мероприятий, охватывающей все возможные случаи реконструкции высотных сооружений связи, представляет собой практически неразрешимую задачу. Причем последнее объясняется не только специфическими особенностями технического состояния, условиями нагружения конструкций до и после усиления, но также широким многообразием силовых факторов, конструктивных исходных схем и методов реконструкции. И именно указанное заставляет решать каждую такую задачу в индивидуальном порядке. Впрочем, в большинстве случаев наиболее рациональной является такая последовательность, при которой в первую очередь используются методы, увеличивающие жесткость высотных сооружений в целом и их конструктивных элементов в частности.

Сообразно со сказанным, необходимо производить реконструкцию в следующем порядке: устанавливать дополнительные связи; вводить дополнительные стержни; усиливать элементы конструкции высотного сооружения.

При этом только стоит иметь в виду, что применение методов изменения конструктивной схемы, регулирования усилий, частичной или полной разгрузки конструктивных элементов может существенно изменить вышеуказанный порядок. Например, изменение конструктивной схемы высотного сооружения связи при его реконструкции дает целый ряд преимуществ, в том числе: усиление всей конструкции, а не только ее отдельных элементов; использование метода регулирования усилий; повышение несущей способности и жесткости реконструируемых конструкций, а также экономичности и технологичности работ. При этом само собой разумеется, что при выборе схем усиления высотного сооружения необходимо стремиться к минимизации числа усиливаемых элементов и монтажных стыков.

В заключение приведем некоторые примеры наиболее характерных методов усиления конструктивных элементов при реконструкции башен и мачт, которые представлены в табл. 2.

Таблица 2

N п/п	Вид дефекта	Метод и схема усиления
1.	Перегрузка сооружения в целом	<p>Установление дополнительных конструктивных элементов (подпорок, подкосов, диафрагм, оттяжек и т. д.)</p> 
2.	Недостаточная несущая способность фундаментов	<p>Дополнительное бетонирование колонной части фундамента башни тяжелым бетоном, с установкой дополнительных сварных каркасов (на схеме выделено штриховкой)</p> 

### Литература

- [1] Металлические конструкции : в 3-х томах / ЦНИИпроектстальконструкция им. Н.П. Мельникова; под общ. ред. В. В. Кузнецова. – М. : АСВ, 1999. – Т.3 : Стальные сооружения, конструкции из алюминиевых сплавов. Реконструкция, обследование, усиление и испытание конструкций зданий и сооружений. – 528 с. : ил. – (Справочник проектировщика).

Надійшла до редколегії 18.08.2014 р.

УДК 624.073.012

## До питання розрахунку просторових конструкцій із тонкостінних стрижнів відкритого профілю

<sup>1</sup>Перельмутер А.В., д.т.н., <sup>2</sup>Юрченко В.В., к.т.н.

<sup>1</sup>НПО «СКАД Софт», Україна

<sup>2</sup>Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна

**Анотація.** У роботі підлягала перевірці гіпотеза щодо розрахунку стрижневих конструкцій, складених із тонкостінних стрижнів відкритого профілю, з використанням семи вузлових невідомих. Перевірка була зведена до аналізу результатів тестових розрахунків стрижневих конструкцій, поведінка яких моделювалася шляхом створення розрахункової схеми з тонких плоских скінченних елементів та її подальшого розрахунку за допомогою обчислювального комплексу SCAD.

**Анотация.** В работе проверялась гипотеза о расчете конструкции, составленной из тонкостенных стержней открытого профиля, с использованием семи узловых неизвестных. Проверка была сведена к анализу результатов тестовых расчетов стержневых конструкций, поведение которых моделировалось путем создания расчетной схемы из тонких плоских конечных элементов и ее дальнейшего расчета в вычислительном комплексе SCAD.

**Abstract.** A working hypothesis relating to the structural analysis of the space structures from thin-walled open profiled bars using seven degree of freedoms has been subjected to verification. This verification has been performed based on the results of structural analysis of thin-walled bar systems which behavior under the loading has been simulated using design schemes from thin shell finite elements. Structural analysis has been realized using software SCAD.

**Ключові слова:** тонкостінний стрижень, депланація, бімомент, числовий експеримент, метод скінчених елементів, середньоквадратична похибка

**Постановка проблеми.** Останнім часом зросла зацікавленість до розрахунку просторових конструкцій, складених із тонкостінних стрижнів. Конструкції такого типу були предметом досліджень різних авторів, які використовували скінченний елемент, що має сім ступенів свободи на кінцях [8, 12].

Деформування та розподіл напружень у тонкостінних стрижнях відкритого профілю суттєво відрізняється від звичайних стрижнів, оскільки не виконується (повністю або частково) гіпотеза плоских перерізів Ейлера-Бернуллі та принцип локальності дії взаємно зрівноваженої системи сил Сен-Венана [3]. В тонкостінних стрижнях відкритого профілю відбувається значна депланація перерізів, що суттєво відображається на умовах їх роботи під навантаженням.

Статичний аналіз і визначення внутрішніх зусиль в елементах конструкції з тонкостінних холодногнутих стрижнів відкритого профілю при врахуванні стисненого кручення є складною задачею. У сучасних обчислювальних програмних комплексах використовуються типи скінченних елементів, які дозволяють врахувати до шести ступенів свободи у вузлах стрижневої системи, що відповідають лінійним переміщенням та поворотам у цих вузлах як жорстких тіл. Розрахунок конструкцій з тонкостінних стрижнів відкритого профілю може виконуватися з використанням скінченних елементів оболонки. Проте це потребує ретельного вибору сітки скінченних елементів, якою апроксимуються елементи конструкції. При цьому кількість вузлів та елементів зростає порівняно зі стрижневою апроксимацією на декілька порядків [8].

У той же час, теорія тонкостінних стрижнів відкритого профілю потребує введення додаткових ступенів свободи у вузлах, що примикають до тонкостінних стрижнів. Ці додаткові ступені свободи відповідають за депланаційні складові вузлового переміщення.

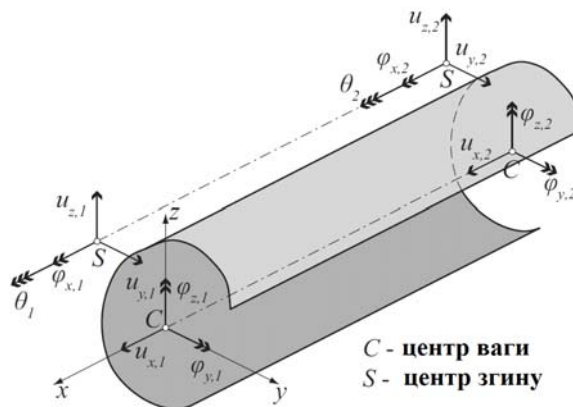


Рис. 1. Тонкостінний скінченний елемент із сьома ступенями свободи на кінцях

У роботі [8] розглянуто питання чисельного розрахунку просторових конструкцій з тонкостінних стрижнів відкритого профілю з розробкою стрижневого тонкостінного скінченного елемента із сьома ступенями свободи на його кінцях (рис. 1), який дозволяє врахувати не лише чисте, але й стиснене кручення при збіжності та незбіжності центрів ваги та згину, наявності або відсутності ексцентриситетів у вузлах тощо. Авторами представлено матрицю жорсткості такого тонкостінного стрижня з урахуванням деформацій стисненого кручення, а також матрицю перетворення координат для переходу від місцевої системи координат до загальної.

Необхідно зазначити, що сьома ступінь свободи буде вичерпно описувати поведінку тонкостінних стрижнів лише для дуже простих типів відкритих поперечних перерізів з однією стінкою та двома полицями. За наявності у перерізі тонкостінного стрижня одиночних відгинів на полицях стає необхідним використовувати вже восьму ступінь свободи, за наявності подвійних відгинів на полицях – дев'яту тощо. При цьому виникає питання щодо правильності опису умов закріплення тонкостінного скінченного елемента для кожного такого додаткового ступеня свободи. Нарешті, невирішеною залишається проблема формулювання рівняння сумісності деформацій у вузлах стрижневої розрахункової моделі за наявності додаткових ступенів свободи, що залежать від форми поперечних перерізів стрижнів, які примикають до розглядуваного вузла [1, 11].

Останнім часом науковцями здійснювалося чимало намагань побудови достатньо універсального алгоритму для розрахунку довільних тонкостінних стрижневих систем, і тут основною проблемою було формулювання крайових умов на кінцях тонкостінного стрижня [10]. У деяких роботах [6, 7] виходили з того, що на кінці стрижня депланація або повністю відсутня (абсолютно жорсткий вузол), або не зустрічає жодних перешкод (шарнір відносно депланації). У роботі [8] використовувалася гіпотеза про те, що для деяких типів конструктивних рішень вузлів депланації є однаковими для усіх тонкостінних стрижнів, що сходяться у вузлі. А у праці [7] також припускалося, що просторова орієнтація стрижня не впливає на депланацію, тобто депланації у загальній і місцевій системі координат вважались однаковими.

Зазначений підхід обґрунтований, наприклад, для плоских прямокутних рам без ексцентриситетів у вузлах, коли вісь стрижня розташовується вздовж осі центрів згину, полиць усіх стрижнів, що сходяться у вузлі, є паралельними до площини рами, а фасонки, які з'єднують пояси стрижнів у вузлі, прийняті безмежною жорсткістю у своїй площині та допускають депланацію із своєї площини [2, 4, 5] (рис. 2).

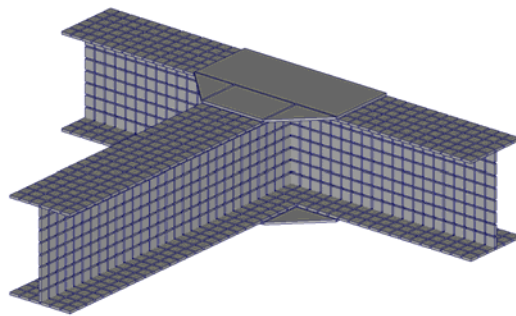


Рис. 2. Плоска прямокутна рама за [4, 5]

У роботах [9, 14, 15, 16] розглядалися різні типи тонкостінних скінченних елементів та методики числового розрахунку для дослідження стрижневих конструкцій. Усі вони використовували придатні лише для часткових випадків та достатньо сумнівні у загальному випадку підходи щодо врахування умов сумісності депланацій та орієнтувалися на використання семи вузлових невідомих: трьох лінійних переміщень, трьох кутів повороту та депланації (рис. 1).

Проте для істинно просторової конструкції гіпотеза щодо наявності у вузлі єдиної депланації викликає серйозні сумніви і потребує ретельної перевірки.

**Методика досліджень.** У подальшому розглядалися детальні оболонкові скінченно-елементні моделі стрижневих конструкцій, навантажені зовнішнім крутним моментом із різноманітними умовами обпирання. При цьому тонкостінні стрижні у такій моделі представлялися сукупністю плоских скінченних елементів. Для побудованих скінченно-елементних моделей стрижневих конструкцій визначалися поздовжні переміщення точок перерізів стрижнів  $\hat{u}_i$ , що примикають до розрахункової моделі вузла, а також поздовжні напруження у цих точках  $\hat{\sigma}_i$ .

Порівняння результатів числового розрахунку з теоретичними значеннями поздовжніх переміщень  $u_i$  та напружень  $\sigma_i$  дало змогу оцінити величину депланації і обчислити значення бімоментів.

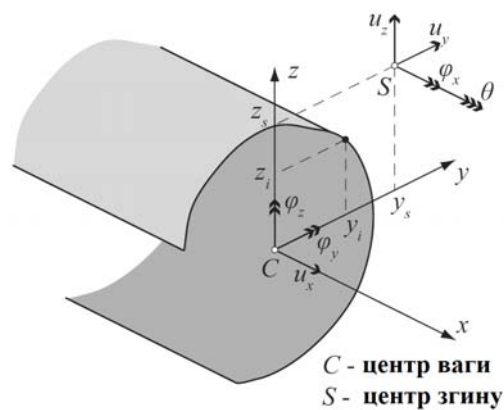


Рис. 3. Поперечний переріз тонкостінного скінченного елемента з сьома ступенями свободи

Відповідно до основних гіпотез теорії Власова щодо поведінки тонкостінних стрижнів відкритого профілю поздовжнє переміщення кожної  $i$ -ї точки поперечного перерізу таких стрижнів запишеться за допомогою рівняння,  $i = 1, \dots, n$ :

$$u_i(x, s) = \xi(x) - \eta'(x)y_i(s) - \zeta'(x)z_i(s) - \theta'(x)\omega_i(s), \quad (1)$$

де перші три доданки рівняння відповідають гіпотезі плоских перерізів, а саме:  $\xi(x)$  – поздовжнє переміщення центру ваги  $S$  як функції поздовжньої координати  $x$  розглядуваного перерізу;  $\eta(x), \zeta(x)$  – поперечні переміщення полюсу  $S$  розглядуваного перерізу;  $y_i(s), z_i(s)$  – координати розглядуваної  $i$ -ї точки у перерізі як функції дугової координати  $s$ . Останній доданок рівняння (1) відповідає за депланаційну складову переміщень точок перерізу у напрямку поздовжньої осі стрижня  $x-x$ , у ньому  $\theta(x)$  і  $\omega_i(s)$  – відповідно, кут повороту розглядуваного перерізу навколо полюса  $S$  та секторіальна координата  $i$ -ї точки перерізу.

Таким чином, знаючи секторіальні характеристики поперечного перерізу та маючи з розрахунку скінченно-елементної оболонкової моделі конструкції набір числових значень  $\hat{u}_i$  ( $i = 1, \dots, n$ ) поздовжніх переміщень  $n$  точок поперечного перерізу, можна визначити депланацію  $\theta'(x)$  у кожному примиканні тонкостінного стрижня до вузла.

Похибка представлення результатів числового розрахунку за допомогою рівняння (1) для деякої  $i$ -ї точки перерізу запишеться як,  $i = 1, \dots, n$ :

$$e_i^u(x, s) = \xi(x) - \eta'(x)y_i(s) - \zeta'(x)z_i(s) - \theta'(x)\omega_i(s) - \hat{u}_i. \quad (2)$$

З використанням ідеології методу найменших квадратів рівняння (2), сформульоване для кожної  $i$ -ї точки перерізу,  $i = 1, \dots, n$ , зводимо до задачі мінімізації функціоналу:

$$\begin{aligned} \mathbf{E}_u &= \sum_{i=1}^n (e_i^u(x, s))^2 = \\ &= \sum_{i=1}^n (\xi(x) - \eta'(x)y_i(s) - \zeta'(x)z_i(s) - \theta'(x)\omega_i(s) - \hat{u}_i)^2 \rightarrow \min. \end{aligned} \quad (3)$$



При цьому, необхідні умови мінімуму цього функціоналу:

$$\begin{cases} \frac{\partial \mathbf{E}_u}{\partial \eta'(x)} = 0, \\ \frac{\partial \mathbf{E}_u}{\partial \zeta'(x)} = 0, \\ \frac{\partial \mathbf{E}_u}{\partial \theta'(x)} = 0, \\ \frac{\partial \mathbf{E}_u}{\partial \xi(x)} = 0. \end{cases}$$

дають систему лінійних рівнянь відносно невідомих коефіцієнтів вихідного рівняння (1):

$$\begin{cases} -\eta' \sum_{i=1}^n (y_i)^2 - \zeta' \sum_{i=1}^n y_i z_i - \theta' \sum_{i=1}^n y_i \omega_i + \xi \sum_{i=1}^n y_i - \sum_{i=1}^n y_i \hat{u}_i = 0, \\ -\eta' \sum_{i=1}^n z_i y_i - \zeta' \sum_{i=1}^n (z_i)^2 - \theta' \sum_{i=1}^n z_i \omega_i + \xi \sum_{i=1}^n z_i - \sum_{i=1}^n z_i \hat{u}_i = 0, \\ -\eta' \sum_{i=1}^n \omega_i y_i - \zeta' \sum_{i=1}^n \omega_i z_i - \theta' \sum_{i=1}^n (\omega_i)^2 + \xi \sum_{i=1}^n \omega_i - \sum_{i=1}^n \omega_i \hat{u}_i = 0, \\ -\eta' \sum_{i=1}^n y_i - \zeta' \sum_{i=1}^n z_i - \theta' \sum_{i=1}^n \omega_i + n\xi - \sum_{i=1}^n \hat{u}_i = 0; \end{cases} \quad (4)$$

тут для спрощення записів вказівку на залежність від поздовжньої  $x$  або дугової  $s$  координат опущено з використанням лише позначень  $\eta$ ,  $\zeta$  і  $y_i$ ,  $z_i$ .

Таким чином, складаючи и розв'язуючи систему лінійних алгебраїчних рівнянь (4) для кожного із перерізів тонкостінного стрижня, що примикають до розрахункової моделі вузла, можна обчислити та порівняти значення депланації  $\theta'(x)$  у цих перерізах, що дає можливість перевірити гіпотезу про їх збіжність.

Цілком аналогічно виконується перевірка статичних умов у вузлі. При цьому порівнюються значення поздовжніх напружень  $\hat{\sigma}_i$  ( $i=1, \dots, n$ ) у точках перерізів стрижневих елементів скінченно-елементної моделі з теоретичними значеннями напружень  $\sigma_i(x, s)$ . Останні обчислювалися за відомою формулою для тонкостінного стрижня з урахуванням впливу бімоменту:

$$\sigma_i(x, s) = \frac{N(x)}{A} + \frac{M_y(x)}{I_y} z_i(s) + \frac{M_z(x)}{I_z} y_i(s) + \frac{B(x)}{I_\omega} \omega_i(s). \quad (5)$$

Похибка представлення результатів числового розрахунку  $\hat{\sigma}_i$  ( $i=1, \dots, n$ ) за допомогою рівняння (5) запишеться як:

$$e_i^\sigma(x, s) = \sigma_i(x, s) - \hat{\sigma}_i = \frac{N(x)}{A} + \frac{M_y(x)}{I_y} z_i(s) + \frac{M_z(x)}{I_z} y_i(s) + \frac{B(x)}{I_\omega} \omega_i(s) - \hat{\sigma}_i. \quad (6)$$

Порівнюючи теоретичні значення поздовжніх напружень  $\sigma_i(x, s)$  ( $i=1, \dots, n$ ) із значеннями поздовжніх напружень  $\hat{\sigma}_i$ , отриманими за результатами реалізації числового експерименту, а також при мінімізації суми квадратів похибок:

$$\mathbf{E}^\sigma = \sum_{i=1}^n (e_i^\sigma(x, s))^2 \rightarrow \min, \quad (7)$$

$$\mathbf{E}^\sigma = \sum_{i=1}^n \left( \frac{N(x)}{A} + \frac{M_y(x)}{I_y} z_i(s) + \frac{M_z(x)}{I_z} y_i(s) + \frac{B(x)}{I_\omega} \omega_i(s) - \hat{\sigma}_i \right)^2 \rightarrow \min.$$

Виходячи з необхідних умов мінімуму отримуємо систему лінійних алгебраїчних рівнянь відносно невідомих рівняння поздовжніх напружень (5) у точках перерізу тонкостінного стрижня:

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{\partial \mathbf{E}^\sigma}{\partial \left( \frac{N(x)}{A} \right)} &= n \frac{N}{A} + \frac{M_z}{I_z} \sum_{i=1}^n y_i + \frac{M_y}{I_y} \sum_{i=1}^n z_i + \frac{B}{I_\omega} \sum_{i=1}^n \omega_i - \sum_{i=1}^n \hat{\sigma}_i = 0, \\ \frac{\partial \mathbf{E}^\sigma}{\partial \left( \frac{M_z(x)}{I_z} \right)} &= \frac{N}{A} \sum_{i=1}^n y_i + \frac{M_z}{I_z} \sum_{i=1}^n (y_i)^2 + \frac{M_y}{I_y} \sum_{i=1}^n y_i z_i + \frac{B}{I_\omega} \sum_{i=1}^n y_i \omega_i - \sum_{i=1}^n y_i \hat{\sigma}_i = 0, \\ \frac{\partial \mathbf{E}^\sigma}{\partial \left( \frac{M_y(x)}{I_y} \right)} &= \frac{N}{A} \sum_{i=1}^n z_i + \frac{M_z}{I_z} \sum_{i=1}^n z_i y_i + \frac{M_y}{I_y} \sum_{i=1}^n (z_i)^2 + \frac{B}{I_\omega} \sum_{i=1}^n z_i \omega_i - \sum_{i=1}^n z_i \hat{\sigma}_i = 0, \\ \frac{\partial \mathbf{E}^\sigma}{\partial \left( \frac{B(x)}{I_\omega} \right)} &= \frac{N}{A} \sum_{i=1}^n \omega_i + \frac{M_z}{I_z} \sum_{i=1}^n \omega_i y_i + \frac{M_y}{I_y} \sum_{i=1}^n \omega_i z_i + \frac{B}{I_\omega} \sum_{i=1}^n (\omega_i)^2 - \sum_{i=1}^n \omega_i \hat{\sigma}_i = 0. \end{aligned} \right. \quad (8)$$

тут для спрощення записів вказівку на залежність від поздовжньої  $x$  або дугової  $s$  координат опущено з використанням лише позначень  $\eta$ ,  $\zeta$  і  $y_i$ ,  $z_i$ .

**Перевірка гіпотези.** Протягом реалізації числового експерименту розглядалися достатньо прості розрахункові моделі тонкостінних стрижневих систем. Аналізу підлягали лише конструкції з жорстким примиканням стрижневих елементів у вузлах, у яких з метою запобігання викривлення контуру перерізу забезпечувалося примикання полицок одного з елементів або до полицок, або до поперечних ребер іншого елемента. Саме така конструкція жорстких вузлів дозволяє забезпечити чітку передачу як згинальних моментів, так і бімоментів. Числовий розрахунок конструкцій виконувався з використанням обчислювального комплексу SCAD.

*Приклад 1.* Розглядалася конструкція з трьох тонкостінних двотаврів (рис. 4), полицки яких виготовлялись із листів  $600 \times 10$  мм, а стінки – з листів  $800 \times 10$  мм. Вісь (геометричне місце) центрів згину поперечних перерізів двотаврів збіглася з віссю (геометричним місцем) їх центру ваги.

Розрахунок (статичний аналіз) оболонкових скінченно-елементних моделей виконувався методом скінченних елементів із використанням обчислювального комплексу SCAD. Деформована схема конструкції наведена на рис. 4, де також позначені ті перерізи тонкостінних елементів, для яких обчислювалися значення депланацій.

Порівнюючи результати числового розрахунку для трьох перерізів (див. табл. 1), що примикають до конструкції вузла, бачимо, що їх депланації практично збігаються лише для перерізів ригелів, що розташовані в одній горизонтальній площині, при цьому різко відрізняються від депланації перерізу стійки.

Таблиця 1

**Результати числового експерименту (приклад 1)**

Характеристика	Ригель уздовж осі $y - y$	Ригель уздовж осі $x - x$	Стойка
Депланація $\theta'(x)$ , $\times 10^{-5}$ мм <sup>-1</sup>	-11,0397	+ 11,16	+ 9,6751

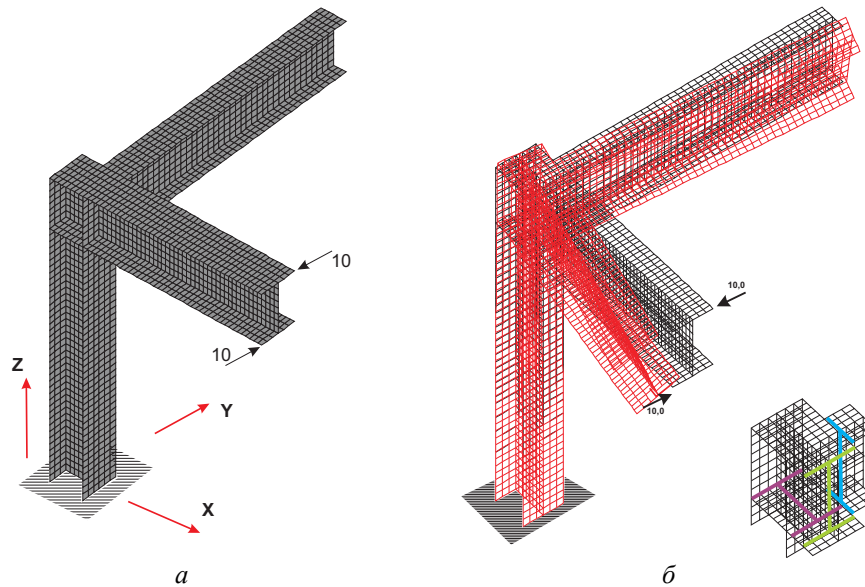


Рис. 4. Скінченно-елементна модель конструкції до прикладу 1:  
*a* – вихідна; *б* – деформована

*Приклад 2.* Розглядалася Г-подібна прямокутна рама, жорстко зацемлена по кінцях ригеля та стійки. Зовнішній крутний момент прикладався до середини прогону ригеля. Елементи рами приймалися двотаврового перерізу зі стінкою 300×10 мм та полчкою 200×10 мм.

Розглядалися 4 варіанти конструктивного оформлення вузла жорсткого спряження ригеля зі стійкою: (1) без ребер і діафрагм жорсткості, (2) з одним косим ребром, (3) з двома поперечними ребрами жорсткості (4) та з двома поперечними і одним косим ребрами жорсткості.

Результати реалізації числового експерименту показали, що зміна конструктивного оформлення конструкції жорсткого вузла спряження помітно впливає на розподіл депланацій та бімоментів у системі (див. табл. 2). У всіх випадках депланації та бімоменти у перерізах ригеля та стійки, що примикали до конструкції вузла, були різними.

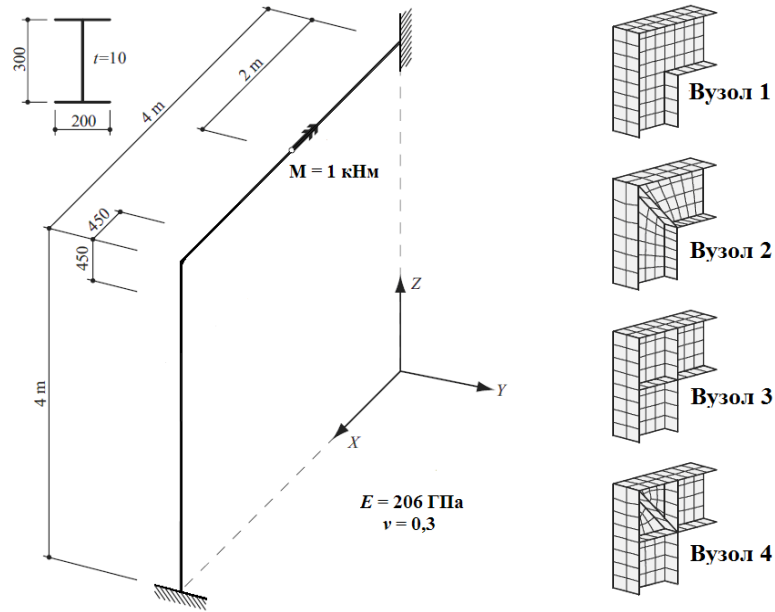
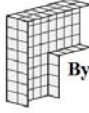
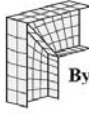
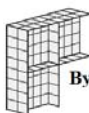
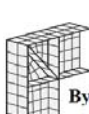


Рис. 5. Розрахункова схема конструкції до прикладу 2

Таблиця 2

**Результати числового експерименту (до прикладу 2)**

Конструктивне рішення вузла	Характеристика	Ригель	Стойка
 Вузол 1	Депланація, $\times 10^{-3} \text{ мм}^{-1}$	+ 0,00512	+ 0,0006
	Бімомент, $\text{Нм}^2$	- 52,0886	+7,781292
 Вузол 2	Депланація, $\times 10^{-3} \text{ мм}^{-1}$	+ 0,00541333	+ 0,00010667
	Бімомент, $\text{Нм}^2$	- 52,9171	- 10,5611
 Вузол 3	Депланація, $\times 10^{-3} \text{ мм}^{-1}$	+ 0,00362667	- 0,00198
	Бімомент, $\text{Нм}^2$	+118,1281	- 60,2334
 Вузол 4	Депланація, $\times 10^{-3} \text{ мм}^{-1}$	+ 0,0020933	- 0,00044
	Бімомент, $\text{Нм}^2$	+246,8	-50,0292

Приклад 3. Розглядалася Г-подібна рама (рис. 6). Нижній кінець стійки рами жорстко защемлений, кінець ригеля вільний, до нього прикладений крутний момент 1 кН·м. Стійка рами виконана з двотавра з перерізом стінки та полицки 300×10 мм. Ригель рами виконаний з двотавра з перерізом стінки 400×10 мм та полицки 300×10 мм.

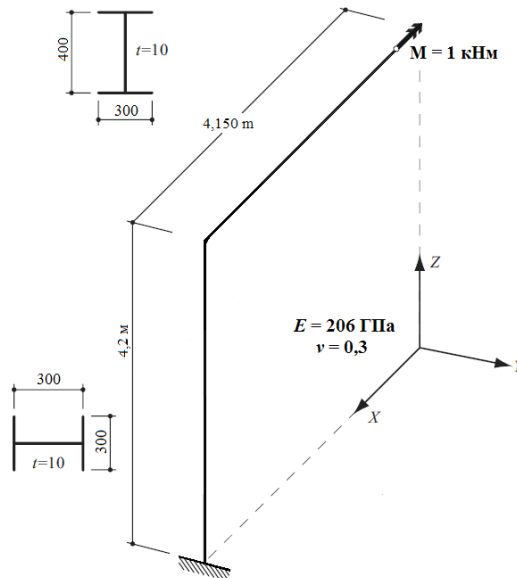


Рис. 6. Розрахункова модель конструкції (до прикладу 3)

Розглядалися два варіанти конструктивного оформлення вузла жорсткого спряження ригеля зі стійкою: з одним косим ребром та з двома поперечними ребрами жорсткості, а також розрахункова схема рами, у якій стінка стійки була зорієнтована перпендикулярно до стінки ригеля (рис. 7).

Виконано порівняння результатів числового експерименту з метою виявлення залежності депланації від типу навантаження. Оцінювалися значення депланацій у перерізах ригеля та стійки, що примикають до конструкції вузла, та їх співвідношення за різних умов прикладання зовнішнього крутного моменту: (1) на вільному кінці ригеля, (2) посередині прогону ригеля, а також (3) посередині висоти стійки.

Результати числового експерименту наведені в табл. 3. Як результат реалізації числового експерименту було виявлено, що зміна схеми навантаження конструкції спричинює суттєву зміну не лише значень депланацій, але й співвідношень депланацій у перерізах ригеля та стійки, що примикають до конструкції вузла.

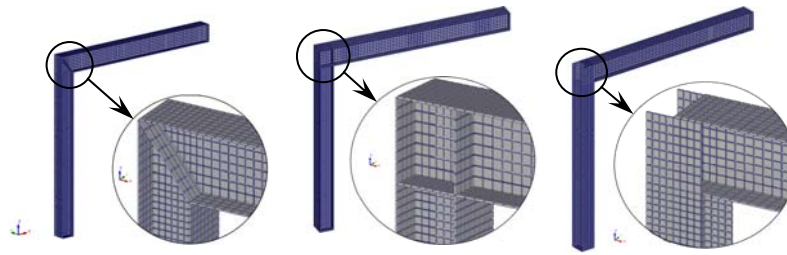


Рис. 7. Конструктивні рішення вузлів спряження ригеля з колоною  
(до прикладу 3)

Таблиця 3

**Значення депланацій у торцевих перерізах ригеля і стійки,  $10^{-2} \text{ м}^{-1}$ , а також їх співвідношення за різних умов прикладання зовнішнього крутного моменту**

Конструктивне рішення вузла	Місце прикладення зовнішнього крутного моменту					
	На кінці ригеля		Посередині прольоту ригеля		Посередині висоти стійки	
	Депланація ригеля	Співвідношення	Депланація ригеля	Співвідношення	Депланація ригеля	Співвідношення
	Депланація стійки		Депланація стійки		Депланація стійки	
Вузол 1	$\frac{1,6428}{1,1995}$	1,36957	$\frac{0,844576}{0,60955}$	1,38557	$\frac{1,78992}{2,4204}$	0,7395
Вузол 2	$\frac{1,61008}{-1,3974}$	-1,1522	$\frac{0,805494}{-0,6968}$	-1,15599	$\frac{-2,0744}{2,40584}$	-0,86224
Вузол 3	$\frac{1,38199}{-1,2153}$	1,13716	$\frac{0,696314}{-0,60951}$	-1,14242	$\frac{-1,8117}{2,10829}$	-0,85932

Таким чином, результати виконаних досліджень показали, що припущення щодо існування «депланації вузла» часто не підтверджується навіть для тих випадків, коли розглядаються плоскі, проте просторово навантажені стрижневі системи.

У загальному випадку у вузлі спряження тонкостінних стрижневих елементів не вдається вказати центр вузла, тобто точку, де перетинаються осі, що проходять через центри згину поперечних перерізів стрижнів, що примикають до вузла. Такий вузол не задовольняє вимогам теорії розрахунку плоских тонкостінних рам. Дійсну взаємодію стрижнів у вузлі їх спряження може відобразити лише просторова скінченно-елементна модель тонкостінної стрижневої системи.

У працях польського вченого С. Кочубея [14] запропоновано підхід, який вирішує описану проблему. Оскільки повне скінченно-елементне моделювання усіх тонкостінних стрижнів системи призводить до надто громіздких розрахункових схем, у його працях пропонується використовувати плоскі скінченні елементи лише у зоні конструкції вузла, а поза конструкцією вузла – тонкостінні стрижневі скінченні елементи (рис. 8 та рис. 9). Запропонований підхід значно скорочує обсяг вихідної інформації та власне розрахункову схему конструкції, в той час як модель конструкції відображає її стрижневий характер.

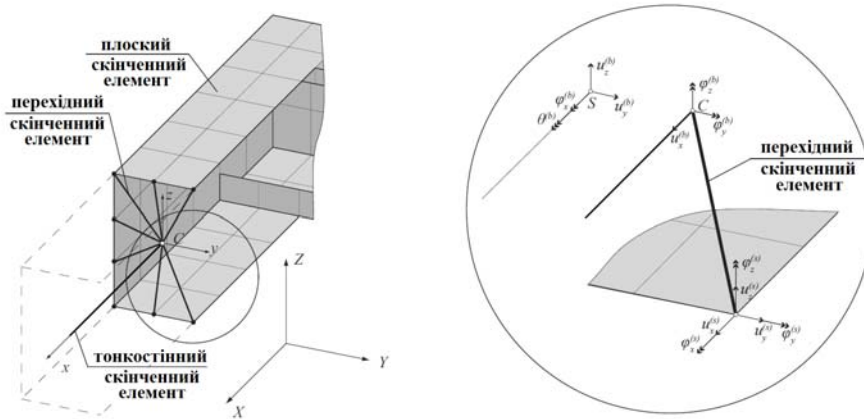


Рис. 8. Моделювання конструкції з використанням плоских та тонкостінних скінченних елементів

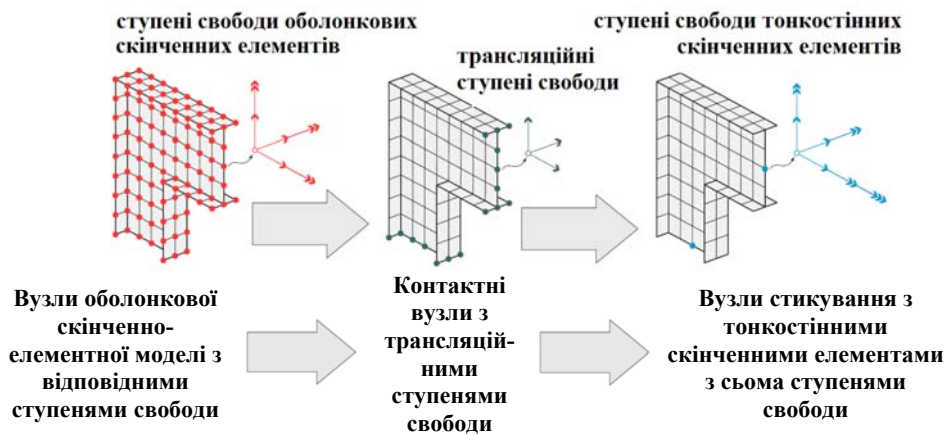


Рис. 9. Перетворення змінних методу скінченних елементів при моделюванні конструкції з використанням плоских і тонкостінних скінченних елементів



## **Висновки**

У роботі виконана перевірка гіпотези щодо розрахунку стрижневих конструкцій, складених із тонкостінних стрижнів відкритого профілю, з використанням семи вузлових невідомих. Перевірка була зведена до аналізу результатів тестових розрахунків стрижневих конструкцій, поведінка яких моделювалася шляхом створення розрахункової схеми із тонких плоских скінченних елементів. Результати виконаних досліджень показали, що припущення щодо існування «депланації вузла» часто не підтверджується навіть для тих випадків, коли розглядаються плоскі, проте просторово навантажені стрижневі системи. Показано, що дійсну взаємодію стрижнів у вузлі їх спряження може відобразити лише просторова скінченно-елементна модель тонкостінної стрижневої системи.

## **Література**

- [1] Белов І. Д. Розробка та впровадження ефективних конструкцій будівель із тонкостінних холодногнутих профілів: сучасний стан проблеми та програма досліджень / І. Д. Белов, В. В. Юрченко // Ресурсоекономі матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Випуск 20. – Рівне, 2010. – С. 364-369.
- [2] Бычков Д. В. Строительная механика стержневых тонкостенных конструкций / Д. В. Бычков. – М. : Госстройиздат, 1962. – 476 с.
- [3] Власов В. З. Тонкостенные упругие стержни / В. З. Власов. – М. : Госгортехиздат, 1940. – 256 с.
- [4] Горбунов Б. Н. Теория рам из тонкостенных стержней / Б. Н. Горбунов, А. И. Стрельбицкая. – М. : Гостехиздат, 1948. – 198 с.
- [5] Горбунов Б. Н. Расчет прочности тонкостенных стержневых систем / Б. Н. Горбунов, А. И. Стрельбицкая // Расчет пространственных конструкций. Вып. 1. – М. : Изд-во министерства строительства предприятий машиностроения, 1950. – С. 97–162.
- [6] Городецкий А. С. Применение МКЭ к расчету тонкостенных стержневых систем / А. С. Городецкий, В. С. Здоренко, В. С. Карпиловский // Соппротивление материалов и теория сооружений. Вып. 28. – К. : Издательство «Будівельник», 1976. – С. 134–140.
- [7] Постнов В. А. Метод конечных элементов в расчетах судовых конструкций / В. А. Постнов, И. Я. Хархурим. – М. : Судостроение, 1974. – 344 с.
- [8] Туснин А. Р. Численный расчет конструкций из тонкостенных стержней открытого профиля / А. Р. Туснин. – М. : Издательство АСВ, 2009. – 144 с.

- [9] Чернов С. А. К расчету пространственной тонкостенной стержневой системы / С. А. Чернов, И. Ф. Дьяков // Автоматизация и современные технологии. – 2008. – № 2. – С. 3–7.
- [10] Черный А. Н. К вопросу моделирования узловых соединений тонкостенной стержневой системы / А. Н. Черный // Механика и процессы управления. – Ульяновск: УГТУ, 1996. – С. 54–58.
- [11] Юрченко В. В. Проектирование каркасов зданий из тонкостенных холодногнутых профилей в среде «SCAD Office» / В. В. Юрченко // Инженерно-строительный журнал. – 2010. – № 8. – С. 38–46.
- [12] Bazant, P. Large-deflection spatial buckling of thin-walled beams and frame / P. Bazant, M. E. Nimeiri // Journal of Structural Engineering. – ACSE, 1973. – № 99. – P. 1259–1281.
- [13] Cichoń С. Consistent FEM model for thin-walled space frames / С. Cichoń, S. Koczubiej // Czasopismo Techniczne, 21, Budownictwo 1-B. – 2008. – Vol. 21. – P. 3–20.
- [14] Gluck G. Computer method for analysis of multi-storey structures / G. Gluck, J. Kalev // Computer and Structures. – 1972. – Vol. 2. – № 5–6. – P. 25–32.
- [15] Resaiee-Pajand M. Explicit stiffness of tapered and mono-symmetric I beam-columns / M. Resaiee-Pajand, M. Maayedian // International Journal of Engineering. – 2000. – Vol. 13. – № 2. – P. 1–18.

*Надійшла до редколегії 19.08.2014 р.*

УДК 624.92.012

## **Методика и особенности настройки динамических гасителей колебаний высотных сооружений**

<sup>1</sup>Шульман З.А., к.т.н., <sup>2</sup>Шульман И.З., к.т.н.

<sup>1</sup>Корпорация «Промстальконструкция», Украина

<sup>2</sup>ООО «Укринсталькон им. В.Н. Шимановского», Украина

**Анотація.** Викладено розроблені методики налаштування динамічних гасників коливальних та результати експериментальних робіт з оцінювання ефективності їх функціонування при будівництві та реконструкціях радіотелевізійних башт. Результати виконаних робіт на трьох висотних спорудах підтвердили надійність розроблених методів і засобів налаштування та оцінювання ефективності ДГК.

**Аннотация.** Изложены разработанные методики настройки динамических гасителей колебаний и результаты экспериментальных работ по оценке эффективности их функционирования на строящихся и реконструируемых радиотелевизионных башнях. Результаты выполненных работ на трех высотных сооружениях подтвердили надежность разработанных методов и средств настройки и оценки эффективности ДГК.

**Abstract.** The methods are outlined for setting the dynamic vibration damper and the results of experimental evaluation of effectiveness of their functioning on construction and reconstruction of radio- and television towers are cited. The results of executed works on three high-rise structures confirmed the reliability of the developed methods and tools for configuring and evaluating the effectiveness of dynamic vibration dampers.

**Ключевые слова:** Динамический гаситель колебаний (ДГК), высотные сооружения, настройка гасителей, маятник, эффективность ДГК, датчики колебаний (сейсмодатчики), частота колебаний, декремент колебаний.

Современные тенденции в проектировании, строительстве и реконструкции высотных сооружений вообще и башенных сооружений связи в частности заключаются в росте высоты, сопровождаемой повышением их гибкости, увеличении нагрузки от установки дополнительного оборудования, применении более прочных материалов и усложнении конструктивных форм. Эти обстоятельства делают такие сооружения весьма чувствительными к ветровым воздействиям, являющимся доминирующей динамической нагрузкой, что приводит к росту интенсивности их колебаний.

Эффективным средством борьбы с колебаниями высотных сооружений является применение в конструкциях динамических гасителей колебаний (ДГК) [1–4]. Динамические гасители колебаний, при установке на высотные сооружения, повышают их эксплуатационную надежность и увеличивают долговечность сооружения [5]. Эффективность применения

ДГК может быть повышена, если вопросы расчета и проектирования системы гашения колебаний вести с применением экспериментальных методов определения исходных данных о динамических характеристиках сооружения, регулировки и настройки гасителей.

Наиболее актуальной является задача массового применения ДГК для эффективного гашения колебаний стальных решетчатых радиотелевизионных башен высотой 170–210 м. Повышенный уровень колебаний этих сооружений при ветровых воздействиях возникает вследствие сравнительно низких декрементов колебаний, свойственных их конструкциям. Как показали расчеты, установка на них динамических гасителей с демпфированием позволяет существенно повысить декременты колебаний и уменьшить амплитуды колебаний сооружений [6].

В башенных сооружениях связи чаще всего применяется один гаситель или система одинаковых гасителей, настроенных на частоту, близкую к частоте основного тона колебаний конструкций. Это связано с тем, что вклады последующих гармоник сравнительно малы. Тем не менее, в отдельных случаях, при соответствующем обосновании можно говорить о гашении второй и более высоких гармоник. Поскольку спектр частот собственных колебаний башенных сооружений является разреженным, то при определении оптимальных параметров гасителя, настроенного на первую частоту, можно не учитывать более высоких гармоник. Однако вклад более высоких гармоник, который, практически, весьма мало изменяется вследствие присоединения гасителя, настроенного на первую частоту, необходимо учитывать при определении эффективности ДГК.

Точность определения частот и форм свободных колебаний защищаемого сооружения, особенно соответствующих основному тону, должна быть достаточно высокой. Эти данные позволяют оценить требуемые массы гасителей и наметить места их установки. Гаситель, настроенный на частоту первого тона колебаний, как правило, размещают в верхней части сооружения; гаситель, настроенный на вторую частоту, – в местах пучности второй формы колебаний башенного сооружения. Однако это не всегда удается реализовать ввиду отсутствия свободного пространства.

Конструкция гасителя обычно выбирается в зависимости от значения первой, низшей, частоты свободных колебаний сооружения. Для башенных сооружений в связи с частотами собственных колебаний, лежащими в области инфранизких частот от 0,2 до 0,4 Гц, целесообразно применять маятниковые гасители различных типов, механическая модель которых близка к модели математического маятника.

Натурная модель этого типа ДГК (рис. 1) представляет собой пространственную стальную раму, к верхней площадке которой на тросе (тросах) подвешен груз. Длина маятника в указанной полосе частот колеблется приблизительно от 6,2 до 1,5 м. Массу гасителя задают обычно равной 2–10 % от приведенной массы сооружения. Настройку гасителя производят за счет изменения длины маятника. Демпфирование возникает при изгибе тросов вблизи мест крепления их к раме и грузу.

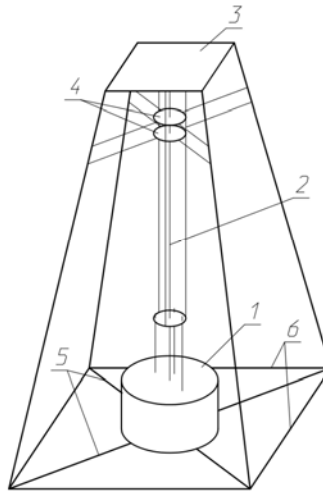


Рис. 1. Схема ДГК для башни связи:  
1 – масса; 2 – демпфирующий трос; 3 – оголовок;  
4 – зажимные устройства; 5, 6 – основание рамы гасителя

Установка ДГК на высотных сооружениях, воспринимающих значительные динамические нагрузки, должна способствовать не только уменьшению амплитуд колебаний, но и предотвращению усталостного разрушения, то есть повышению долговечности конструкций [5]. В то же время, неправильные расчет и настройка ДГК могут приводить к противоположным эффектам. В частности, установка на конструкции дополнительных, довольно значительных масс может явиться причиной роста амплитуд колебаний даже при ветрах, скорость которых не превышает 10...12 м/с.

Поэтому основной целью экспериментальных работ и контрольных измерений при пусконаладочных работах по установке ДГК является не только определение частот собственных колебаний башни, необходимых для их настройки, но и проверка эффективности их функционирования путем корректировки динамических параметров маятника ДГК, обеспе-

чивающих максимальную эффективность его работы, т. е. максимальное уменьшение амплитуд колебаний башни при ветровом воздействии. В связи с этим, экспериментальная проверка эффективности работы гасителей после их настройки является актуальной задачей. Кроме того, не менее важной задачей является экспериментальное изучение в натуральных условиях влияния функционирования установленных на башне гасителей на параметры работы конструкции (амплитуду колебаний при ветровых воздействиях, декременты колебаний, напряженное состояние и др.).

Исходя из этого, типовой программой и методикой выполнения работ по установке гасителей на высотных сооружениях предусматриваются следующие этапы и последовательность их проведения:

- определение низших собственных частот колебаний сооружения с учетом измененных при реконструкции геометрических и массовых параметров металлоконструкций;
- настройка ДГК на соответствующие частоты, обеспечивающие гашение первой и второй собственных форм колебаний сооружения;
- оценка эффективности функционирования ДГК по критериям динамических перемещений (виброперемещений) башни и декрементов ее колебаний.

В качестве иллюстрации приводятся численные значения динамических характеристик сооружения и ДГК для радиотелевизионной башни  $H=204$  м в г. Даугавпилс, Латвия, полученные с использованием приведенного методического подхода настройки ДГК.

*Собственные частоты низших форм колебаний и логарифмические декременты колебаний башни*, соответствующие этим формам, определяются двумя методами: путем записи колебаний башни в естественном ветровом потоке при отключенных (заторможенных) маятниках ДГК и раскачиванием сооружения с помощью маятника установленного на нем ДГК. При этом регистрация частот колебаний башни выполняется в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

В качестве измерительной аппаратуры используются специально разработанные датчики колебаний (сейсмодатчики), оснащенные блоком формирования характеристик, обеспечивающие измерения колебаний в области инфранизких частот с амплитудами до 300 мм. Датчики (2 шт.) устанавливаются на площадке башни на отметке примерно равной 0,4–0,5 ее высоты (см. рис. 2). Регистрация выходных сигналов датчиков выполняется с помощью аналого-цифрового преобразователя. Для идентификации частот колебаний башни используются записи виброперемещений и виброскорости башни продолжительностью не менее 200 с при записи колебаний в ветровом потоке и 50 с – при возбуждении колебаний башни с помощью ДГК.

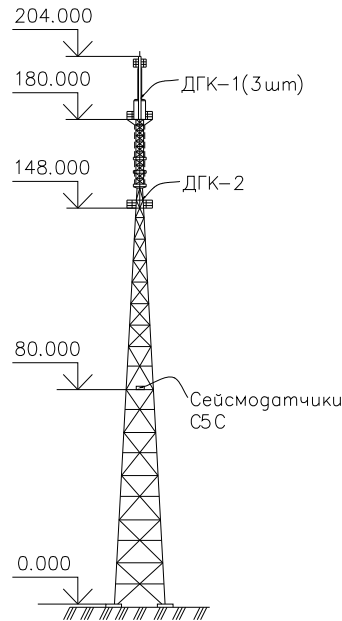


Рис. 2. Схема размещения ДГК и измерительной аппаратуры на башне

Обработка результатов измерений выполняется по специальной программе, реализующей метод быстрого преобразования Фурье с осреднением по ансамблю реализаций.

Декременты колебаний вычисляются по методу половинного пропускания энергии и используются для анализа эффективности демпфирования. Кроме этого, декременты колебаний можно определять по известным зависимостям на основании записей затухающих колебаний, создаваемых маятниками ДГК после их настройки.

*Настройка динамических гасителей колебаний* осуществляется путем изменения длины маятника  $l$  (расстояния от точки фиксации троса до центра тяжести массы ДГК) до получения заданной частоты его колебаний. Теоретическая зависимость, связывающая собственную частоту и длину математического маятника, определяется выражением:

$$l = \frac{g}{4\pi^2 f^2} \quad (1)$$

где:  $f$  – заданная частота, на которую настраивается ДГК (соответствует одной из собственных частот колебаний башни);  $g = 9.81 \text{ м/с}^2$ .

Далее настройка выполняется следующим образом:

- на ДГК, смонтированных на отметках 148 м и 180 м, устанавливаются свободные длины маятников, определенные расчетом по действительным значениям собственных частот башни;
- монтируется измерительная система для дистанционной регистрации колебаний ДГК, включающая четыре специально разработанных датчика индукционного типа;
- осуществляется параллельная регистрация колебаний башни и ДГК в ветровом потоке;
- после сопоставления зарегистрированных колебаний сооружения и гасителей, в случае необходимости, производится корректировка собственных частот ДГК (путем изменения свободных длин маятников).

В результате спектрального анализа колебаний определяются величины низших собственных частот колебаний сооружения, которые составили:

$$f_1 = 0,273 + 0,0025 \text{ Гц} \quad \text{и} \quad f_2 = 0,620 + 0,01 \text{ Гц}$$

Настройка ДГК-1 осуществлялась на величину  $f_1$ , а ДГК-2 – на величину  $f_2$ . При этом длины маятников ДГК после настройки составляют: для ДГК-1 – 3380 мм, для ДГК-2 – 620 мм, а их собственные частоты составляют: для ДГК-1 М от 0.274 Гц до 0.276 Гц; для ДГК-2 – 0.57 Гц.

Отличие фактических величин собственных частот колебаний маятника от расчетных значений оценивается величинами: для ДГК-1  $\leq 2 \%$ , для ДГК-2  $\leq 10 \%$ .

Опыт настройки ДГК на нескольких сооружениях позволил сформулировать следующие рекомендации, которые целесообразно принять во внимание при проектировании аналогичных систем гашения колебаний высотных сооружений:

1. Теоретическая зависимость, связывающая собственную частоту  $f$  и длину математического маятника  $l$ , дает удовлетворительные результаты при относительно больших значениях. Например, рассчитанная по приведенной выше формуле собственная частота маятника для ДГК-1 составляет  $f_1 = 0.271$  Гц (отличие от значения, полученного экспериментальным путем  $\Delta f = 1.8 \%$ ), а для ДГК-2 –  $f_2 = 0.633$  ( $\Delta f = 11 \%$ ). Поэтому в процессе настройки ДГК для определения их собственных частот следует рекомендовать пользоваться не расчетным, а экспериментальным, более достоверным, способом.



2. Измерение собственных частот ДГК после окончания работ по реконструкции телевизионной башни в некоторой степени затруднено взаимным влиянием колебаний маятника ДГК и сооружения – в частности, возникновением эффекта биения. В связи с этим, если это представляется возможным, градуировку ДГК – определение зависимости их динамических характеристик от положения, предусмотренного конструкцией градуировочного устройства, – лучше производить до их установки на башню.

3. В конструкции ДГК следует предусмотреть более жесткую фиксацию троса маятника в регулировочном устройстве, т. к. появление люфтов в этом узле приводит к снижению точности их настройки, в том числе, в период эксплуатации.

*Определение параметров работы ДГК при колебаниях башни в ветровом потоке* выполняются путем регистрации и анализа колебательного процесса сооружения при включенных и отключенных ДГК-1 и ДГК-2.

Для того, чтобы ветровое воздействие можно было считать случайным стационарным процессом [4], длительность регистрации ограничивается во времени: одна запись – 6 мин, общая продолжительность – 30 мин. Включение и выключение ДГК можно осуществлять с помощью специально изготовленных клиньев, помещаемых между грузом ДГК и площадкой. Операция «включение-выключение» занимает не более 20 с. Данные регистрации колебательного процесса телевизионной башни (см. рис. 3) подвергаются спектральному анализу, после чего оценивается энергия колебаний сооружения на 1-й и 2-й собственных частотах. Изменение величины энергии при последовательном включении ДГК является критерием эффективности работы гасителей.

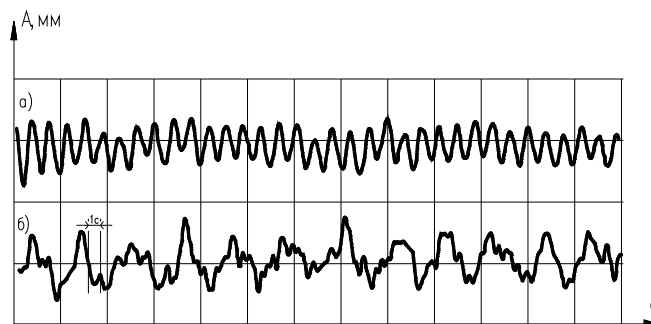


Рис. 3. Фрагмент записи колебаний башни в ветровом потоке:  
*a* – ветер южного направления; *b* – ветер северного направления

Результаты обработки полученных экспериментальных данных приведены в табл. 1. Эффективность функционирования системы из трех ДГК-1 можно численно оценить величиной  $\mu_1$ , определяемой по формуле:

$$\mu_1 = \frac{A_{10}}{A_{11}} \quad (2)$$

где  $A_{10}$ ,  $A_{11}$  – определенная по спектрограмме амплитуда колебаний сооружения по 1 собственной форме при отключенных и включенных ДГК-1, соответственно. Для ДГК-1  $\mu_1=4.21...7.26$ . Вычисленная аналогичным образом для ДГК-2 величина  $\mu_2$  составляет  $\mu_2=3.79$ .

Таблица 1

**Результаты определения динамических характеристик башни  
и экспериментальной оценки эффективности работы ДГК**

№ эксперимента	Способ возбуждения колебаний	Работа ДГК	Спектральная плотность виброскорости сооружения (условные единицы)		Амплитуда колебаний сооружения (условные единицы)*		Эффективность работы ДГК**	
			форма 1	форма 2	форма 1	форма 2	ДГК-1	ДГК-2
1	Ветровой поток, скорость ветра $v=3\div 4$ м/с	ДГК-2 вкл. Все ДГК-1 откл.	2.8	0.05	1.38	0.08	1	1
		ДГК-2 вкл. 1 ДГК-1 вкл. 2 ДГК-2 откл.	0.27	0.05	0.19	0.08	7.26	1
2	Раскачка маятника ДГК-1	ДГК-2 вкл. Все ДГК-1, кроме возбудителя, откл.	33.06	0.05	4.74	0.08	1	1
		ДГК-2 вкл. Один ДГК-1 вкл. постоянно	12.30	0.05	2.89	0.08	1.64	1
		ДГК-2 вкл. Один ДГК-1 вкл. после торможения возбудителя	21.67	0.05	3.84	0.08	1.23	1
3	Ветровой поток. Скорость ветра $v=5$ м/с	Все ДГК откл.	7.07	2.41	2.19	0.53	1	1
		ДГК-2 откл. 2 ДГК-1 откл. 1 ДГК-1 вкл.	1.56	1.90	1.07	0.47	2.05	-
		ДГК-2 откл. 3 ДГК-1 вкл.	0.66	0.89	0.67	0.32	3.27	-
		Все ДГК вкл.	0.40	0.18	0.52	0.14	4.21	3.79

Окончание таблицы 1

Примечания:

\*) Амплитуда колебаний сооружения по  $i$ -ой собственной форме определяется по формуле:

$$a_i = \frac{\sqrt{2G_{xx}^{(i)}}}{2\pi \cdot f_i}, \text{ где } f_i - i\text{-я собственная частота сооружения, } G_{xx}^{(i)} - \text{спектральная плотность}$$

виброскорости в окрестности  $f_i$ ;

\*\*) Эффективность работы ДГК определяется отношением амплитуд колебаний сооружения в месте установки датчика при отключенных и включенных гасителях.

Изменение энергии колебаний телевизионной башни при включении ДГК показано на рис. 4.

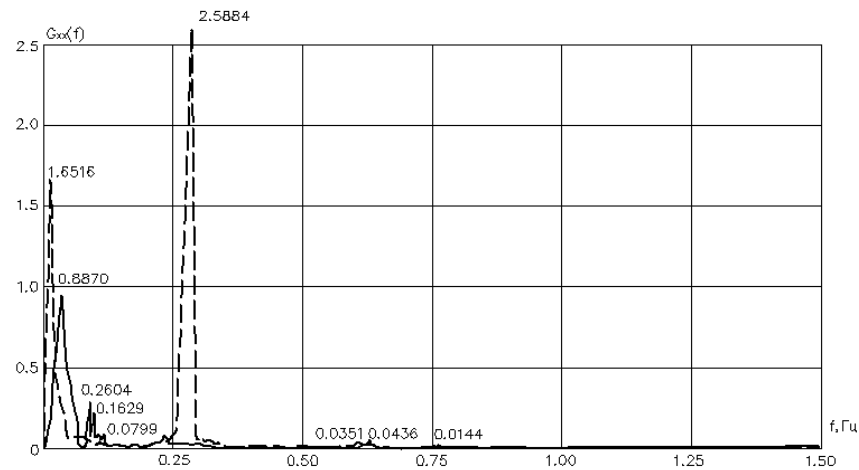


Рис. 4. Спектрограммы виброскорости колебаний телевизионной башни при включенном (—) и отключенном (- - -) ДГК-1 (остальные два ДГК-1 отключены). Возбуждение в естественном ветровом потоке

5. Из рисунков видно, что при включении ДГК наблюдается «дрейф» собственных частот сооружения (их изменение на 5–11 % показано на рис. 5). Это явление нуждается в дополнительном исследовании.

При раскачке маятников ДГК на башню воздействует сила, изменяющаяся по гармоническому закону с частотой, равной собственной частоте маятника. После настройки ДГК на собственную частоту сооружения такое воздействие вызывает резонансные явления. Указанный эффект используется для получения колебаний башни по I форме с помощью ДГК-1. Раскачка осуществляется вручную. Маятнику сообщалось 5 импульсов (промежуток между импульсами равнялся периоду колебаний маятника), после чего производилось торможение и отключение ДГК-

возбудителя. Затем башня совершает свободные колебания с включенными или отключенными ДГК-1 в качестве гасителей. Результаты измерений приведены в табл. 1 и на рис. 5.

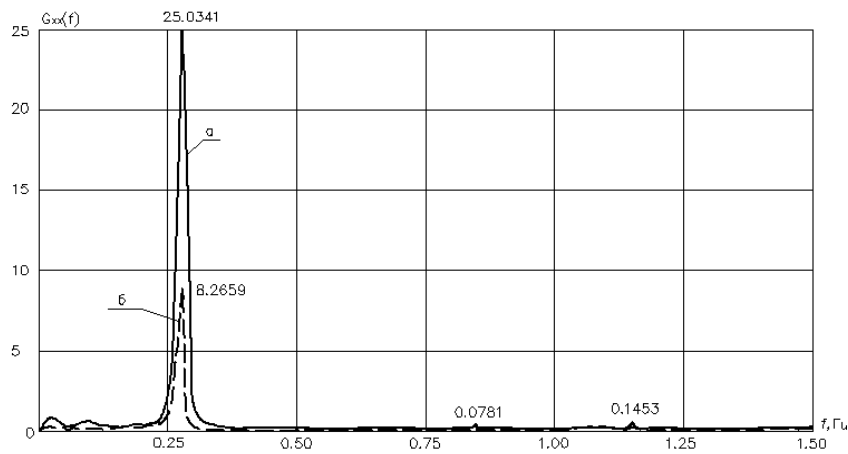


Рис. 5. Спектрограммы виброскорости колебаний телевизионной башни.

Возбуждение раскачкой маятника ДГК-1:

*а* – все ДГК отключены; *б* – один ДГК-1 работает в течение всего эксперимента

Оценка эффективности функционирования ДГК является наиболее важной и актуальной частью опытно-экспериментальных работ, результаты которых способствуют уменьшению амплитуд колебаний башни и предотвращению усталостного разрушения, то есть повышению долговечности конструкции. Под оценкой эффективности ДГК подразумевается экспериментальное изучение в натуральных условиях влияния работы гасителей на параметры работы конструкции (величины амплитуд виброперемещений, декрементов колебаний, напряженное состояние).

Результаты определения параметров работы ДГК, выполненные с целью оценки эффективности их функционирования, позволяют сделать следующие выводы и предложения:

1. Эффективность работы ДГК, по-видимому, зависит от интенсивности ветрового воздействия. Поэтому представляется целесообразным проведение экспериментальных исследований этой зависимости.
2. Величина  $\mu$ , вообще говоря, зависит от места и направления регистрации колебаний сооружения. Объективная и адекватная оценка эффективности работы ДГК требует использования измерительного комплекса, включающего от 5 до 10 вибродатчиков, расположенных на различных уровнях по высоте башни.

3. При исследовании эффективности функционирования ДГК с возбуждением колебаний сооружения в естественном ветровом потоке необходимо иметь возможность контролировать скорость и направление ветра, чтобы соблюдать условия стационарности воздействия в течение эксперимента.

4. Эксперименты с группой ДГК, настроенных на одну частоту, следует производить с отключением всех остальных ДГК, настроенных на другие частоты, для исключения взаимовлияния гасителей.

В работах [3, 6] приведена методика расчета и проектирования ДГК. На ее основе выполняются определение параметров ДГК и расчетное значение эффективности их функционирования. В качестве критериев эффективности рассматриваются следующие параметры работы сооружения: относительное уменьшение изгибающих моментов и относительное уменьшение амплитуд виброперемещений (амплитуд колебаний) башни в системе с ДГК по сравнению с системой без ДГК.

Задачей экспериментальных работ в этом случае является инструментальная проверка эффективности работы гасителей и изучение влияния ДГК на декременты колебаний башни. Указанная задача решается после окончания настройки гасителей.

Вычисленные значения коэффициентов эффективности работы динамических гасителей колебаний при различных режимах работы системы гашения колебаний и при различных параметрах ветрового воздействия приведены в табл. 1.

Выполненные экспериментальные работы по оценке эффективности функционирования динамических гасителей колебаний для трех однотипных сооружений и полученные по их результатам количественные оценки эффективности установки их работы подтвердили надежность разработанных методов и средств настройки и оценки эффективности ДГК при установке их на всех типах высотных сооружений (антенно-мачтовых, башенных, труб и др.). При этом можно исследовать зависимость эффективности ДГК, в том числе, от величины ветрового воздействия и мест установки их на сооружениях.

По результатам выполненных работ составляется «Динамический паспорт сооружения». Внесенные в него экспериментальные данные о собственных динамических характеристиках башни, параметрах установленных на ней ДГК являются исходными (паспортными) величинами для последующего наблюдения за работой гасителей колебаний и мониторинга технического состояния телевизионной башни по изменениям в спектрограмме частот собственных колебаний металлоконструкций.

## **Литература**

- [1] Коренев Б. Г. Опыт гашения колебаний башенного сооружения / Б. Г. Коренев, А. П. Блехерман // Строительная механика и расчет сооружений. – 1979. – № 1. – С.50–52.
- [2] Коренев Б. Г. О гашении колебаний мачтовых сооружений / Б. Г. Коренев, М. Я. Болоцкий, О. М. Фукс // Строительная механика и расчет сооружений. – 1976. – № 1. – С. 20–22.
- [3] Коренев Б. Г. Динамические гасители колебаний специальных сооружений / Б. Г. Коренев, Л. М. Резников ; [под. ред. Б. Г. Коренева, А. Ф. Смирнова]. – М. : Стройиздат, 1986. – С.404–445.
- [4] Коренев Б. Г. О гашении автоколебаний башенных сооружений при действии ветра / Б. Г. Коренев, Л. М. Резников // Строительная механика и расчет сооружений. – 1971. – № 6 – С.19–21.
- [5] Коренев Б. Г. О влиянии гашения колебаний на долговечность стальных гибких высоких сооружений / Б. Г. Коренев, М. А. Микитаренко // Строительная механика и расчет сооружений. – 1982. – № 4. – С.17–18.
- [6] Коренев Б. Г. О колебаниях конструкций с динамическими гасителями при стационарных случайных воздействиях / Б. Г. Коренев, Л. М. Резников // Строительная механика и расчет сооружений. – 1969. – № 4. – С.33–39.

*Надійшла до редколегії 20.03.2014 р.*

УДК 624.011

## **Напряжения поперек волокон в конструкциях из клееной древесины**

**Клименко В.З., к.т.н.**

Киевский национальный университет строительства и архитектуры, Украина

**Анотація.** Досвід експлуатації конструкцій з клеєної деревини свідчить про суттєвий вплив напружень поперек волокон на їхню несучу здатність. Викликано це надзвичайно низькою міцністю деревини поперек волокон. Деформації, які викликають ці напруження, є результатом як зовнішніх силових впливів, так і наслідком природної структури деревини. Нова концепція проектування конструкцій з клеєної деревини передбачає їх конструктивне підсилення для зниження впливу поперечних напружень.

**Анотация.** Опыт эксплуатации конструкций из клееной древесины свидетельствует о существенном влиянии напряжений поперек волокон на их несущую способность и надежность. Вызвано это чрезвычайно низкой прочностью древесины поперек волокон. Деформации, вызывающие эти напряжения, есть результатом как внешних силовых воздействий, так и следствием природной структуры древесины. Новая концепция проектирования конструкций из клееной древесины предусматривает их конструктивное усиление для снижения роли поперечных напряжений.

**Abstract.** Working life experience concerning glued laminated timber structures indicates a significant impact of the stresses acting perpendicular to the grain on their load-bearing capacity and reliability. It is caused by extremely low strength of timber perpendicular to the grain. Deformations causing these stresses are result both of external force actions and a consequence of the natural structure of timber. New design concept of structures made of glued laminated wood provides their constructive reinforcement to reduce the role of transverse stresses.

**Ключевые слова:** поперечные напряжения, анизотропия прочности.

**Вступлення.** Напряжения перпендикулярно волокнам совместно с другими напряжениями формируют в конструкциях из клееной древесины напряженное состояние, при котором прочность материала существенно снижается. Это обстоятельство, отмеченное специалистами как патология, вынудило разработать новые правила проектирования конструкций из клееной древесины, повышающие их надежность.

**Немного философии техники.** Клееная древесина отличается от цельной древесины строением на уровне микроструктуры, наличием адгезионных (на молекулярном уровне) сил, сцеплением тонких досок между собой. Одним из объективных законов развития технических систем является закон перехода их на микроуровень совершенствования. Этот закон предусматривает все большее использование глубинных уровней строения веществ. Применение вместо податливых механических связей сдвига между слоями в клееной

древесине жестких клеевых соединений демонстрирует переход составных, по сути, элементов на новую техническую ступень в своем эволюционном развитии. Справедливо утверждение о том, что резервы прочности древесины следует искать на уровне ее анатомического строения [1, стр. 38]. Сплачивание досок в многослойном пакете с применением соединения на клею позволило создать клееную древесину с новыми вещественными ресурсами при сохранении ее большой относительной прочности. Но при этом, по сравнению с цельной древесиной, в клееной древесине обострилась анизотропия ее прочности вдоль и поперек волокон. В конструкциях из клееной древесины поперечные напряжения стали обычными, и влияние на них различных факторов стало актуальной проблемой расчета конструкций. Приведем мнение из [1, стр. 43]: *«Для обоснованного расчета элементов деревянных конструкций необходимо знать прочность древесины при различных видах напряженного состояния и при разнообразном их сочетании (при сложном напряжении)».*

В книге [2], к которой еще будет повод обратиться, проф. В.Ф. Иванов высказал свои соображения о возможности учета влияния различных факторов на прочность древесины и элементов конструкций. Его соображения сводятся к следующему: *«В некоторых случаях и только для отдельных элементов конструкции задача эта, если учитывается анизотропность древесины, может быть решена лишь с некоторым приближением. ...Теоретическая же сторона вопроса в строго обоснованной форме невозможна, так как комплексное влияние многих, весьма разнообразных факторов в отдельных элементах создает весьма неопределенную и совершенно недоступную для решения сложнейшую зависимость».* Мнение В.Ф. Иванова основано на принципе неаддитивности влияния разнообразных факторов, исключающем возможность исчерпывающего объяснения свойств целого из свойств частей.

Вскоре после [2] был внедрен метод предельных состояний, в основе которого – разветвленная система коэффициентов условий работы элементов и конструкций, учитывающих влияние разнообразных факторов на изменение технического качества древесины как цельной, так и клееной. Система коэффициентов постоянно совершенствуется, а метод расчета трансформируется в метод частных коэффициентов надежности.

Что касается клееной древесины, то современная математика, используя принцип аддитивности (целое равно сумме частей), позволяет сформулировать и решить задачу о комплексном влиянии разных факторов на техническое качество клееной древесины как анизотропной среды с учетом ее строения как хаотической многослойной системы. Наверно, решение окажется очень непростым и сложным для практического использования. А надо ли это?



**Напряжения поперек волокон в элементах конструкций из клееной древесины.** Рассматриваются напряжения, вызванные механическим фактором в следующих конструкциях: в арках, сегментных и линзоподобных фермах; гнукотклееных рамах; стержневых конструкциях (фермах) со стыкованием панелей верхних поясов для образования отрицательного эксцентриситета частью торцов; в балках гнукотклееных и прямолинейных больших пролетов. Природа напряжений поперек волокон клееной древесины в этих конструкциях разная. Общим является то, что поперечные напряжения, вследствие усугубившейся анизотропии прочности клееной древесины вдоль и поперек волокон, во-первых, в отдельных случаях становятся опасными сами по себе, во-вторых, они всегда формируют сложное напряженное состояние материала.

*Балки больших пролетов.* При исследовании балок увеличенной высоты Светозаровой Е.И. и Серовым Е.Н. была замечена особенность напряженного состояния в них клееной древесины, что несколько позже проф. Серовым Е.Н. и Найчуком А.В. охарактеризовано [11] как патология ККД. В балках увеличенной высоты неприменима гипотеза ненадавливаемости слоев при изгибе, она не совместима с физическим явлением в чрезвычайно анизотропном материале. По высоте балок происходит накопление поперечных деформаций, и при большой высоте поперечные напряжения могут достигнуть значений, сопоставимых с расчетным сопротивлением клееной древесины. Признанием надавливаемости слоев при изгибе служат напряжения поперек волокон  $\sigma_q$  от равномерно распределенной нагрузки (п. 6.15 [3]). Представляется логичным *учитывать в деформированном состоянии балок* появление радиальных напряжений  $\sigma_{r,90}$ . Будучи прямо пропорциональными изгибающему моменту, даже при большом радиусе кривизны, напряжения  $\sigma_{r,90}$  совместно с напряжениями  $\sigma_q$  формируют СНС клееной древесины.

Возникла достаточно непростая проблема с передачей больших по величине реакций на нижерасположенных конструкциях через ограниченные опорные площадки балок.

*Криволинейные балки.* В них помимо того, о чем сказано выше, соответственно теории расчета кривого бруса, развиваются радиальные напряжения. В выгнутых балках радиальные напряжения растяжения поперек волокон  $\sigma_{r,p,90}$  совместно с  $\sigma_u$  и  $\tau$  формируют в растянутой зоне поперечных сечений очень опасное СНС.

*Крупнопанельные фермы из прямолинейных элементов.* В зоне узлов верхних поясов происходит искривление потока внутренних напряжений по направлению к площадкам лобовых упоров на частях торцов

элементов. Появляется концентрация поперечных напряжений и сопутствующих им касательных напряжений. Совместно с большими поперечными напряжениями от поперечной силы в зоне узлов формируется своеобразное СНС клееной древесины.

Это обстоятельство не было учтено при применении крупнопанельных ферм и треугольных распорных систем, что стало одной из причин разрушения клееной древесины в узлах конструкций.

*Гнутоклееные рамы.* Следствием большой кривизны карнизных участков рам являются очень большие радиальные напряжения  $\sigma_{r.c.90}$ , которые формируют опасное СНС, что подтвердилось опытом применения рам. В литературе рассматриваются два приема усиления карнизных участков: системой ЦНИИСК и применением карнизных вставок из более качественной древесины. При втором приеме появляются два зубчатых соединения на клею, в зоне которых клееная древесина находится в опасном СНС и они так же могут потребовать усиления.

*Прямолинейные рамы.* В клееной древесине, в зоне зубчатого соединения карнизных узлов рам, реализуется очень опасное СНС, вызванное касательными и ортогональными напряжениями, действующими на наклонных гранях зубьев. Вместе с затуплениями клиньев на концах специфическое напряженное состояние в зоне соединений делает зубчатый шип неравнопрочным клееной древесине стоек и ригеля. Опыт применения рам подтвердил неравнопрочность отдельных частей рам. Усиление карнизных узлов механическими способами заключается в том, что изгибающий момент целиком воспринимается механическим креплением. По сути, отпадает необходимость в зубчатом клеевом соединении.

**Прочность древесины перпендикулярно волокнам.** *Понятие о прочности перпендикулярно волокнам.* Принятое сейчас понятие о прочности древесины поперек волокон весьма условно. В современной терминологии «поперек волокон» означает перпендикулярно направлению вдоль ствола дерева, а в конструкциях – вдоль элемента. Прочность поперек волокон на  $1 \text{ см}^2$  сечения является приведенной к площади древесины, а не к ее структурным образованиям, определяющим ее прочность – фибриллам. Действительная прочность фибрилл может быть найдена, если известна их площадь поперечного сечения, приходящаяся на  $1 \text{ см}^2$  сечения перпендикулярно оси ствола, и угол наклона их спиральной ориентации в стенках трахеид. Это важно, так как от угла наклона фибрилл зависит прочность древесины поперек волокон. Подобные экспериментальные исследования древесины (сосны) на уровне микроструктуры образцов не проводились. Поэтому воспользуемся

аналогией между влиянием косослоя на прочность древесины с направлением фибрилл в стенках трахеид сосны. Следует оговорить, что перенос влияния косослоя по сравнению с направлением фибрилл дает качественную характеристику изменения прочности древесины.

Рассмотрим подвергнутый осевому растяжению призматический брус, в котором косослой имеет наклон под углом  $\varphi$  к оси бруса [2]. На рис. 1 приняты такие обозначения:  $\sigma_x$  – напряжения в сечении, перпендикулярном к оси бруса при наличии в нем косослоя;  $\sigma_\varphi$  – напряжения нормальные к направлению волокон;  $\tau_\varphi$  – скалывающие напряжения вдоль волокон;  $\sigma$  – напряжения в сечении поперек оси бруса без учета косослоя.

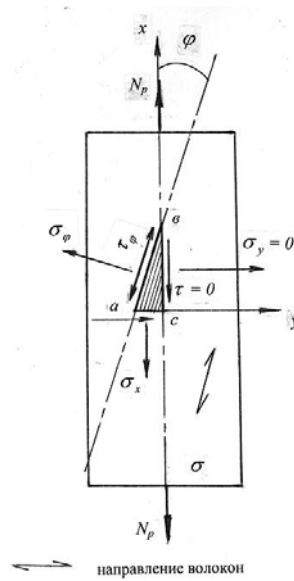


Рис. 1. Осевое растяжение бруса с косослоем

Напряжение  $\sigma_x$  можно записать так:

$$\sigma_x = \sigma_\varphi / \sin^2 \varphi, \quad \sigma_x = 2\tau_\varphi / \sin 2\varphi. \quad (1)$$

Используя опытные данные  $\varphi_\varphi$ ,  $\tau_{\varphi\sigma}$  – для растяжения вдоль оси бруса, установлены соотношения:

$$\sigma_\varphi / \sigma = 0,02 \text{ и } \tau_\varphi / \sigma = 0,08. \quad (2)$$

При осевом сжатии бруса опытные соотношения  $\sigma_\varphi/\sigma$  и  $\tau_\varphi/\sigma$  примерно в два раза больше. В контексте статьи интересен тот факт, что при растяжении вдоль волокон разрушение древесины происходит при соотношениях (2) меньших, чем при сжатии. Из этого следует, что растяжение вдоль волокон (вдоль оси элемента) более опасно по сравнению со сжатием вследствие разного характера одноосного напряженного состояния, что, в свою очередь, есть следствием строения древесного вещества на микроуровне. Это подтверждается характером разрушения центрально растянутых досок при отсутствии сучков и с присучковым косослоем.

По результатам экспериментальных работ по изучению влияния косослоя на прочность древесины в [2] приведены графики, показанные на рис. 2.

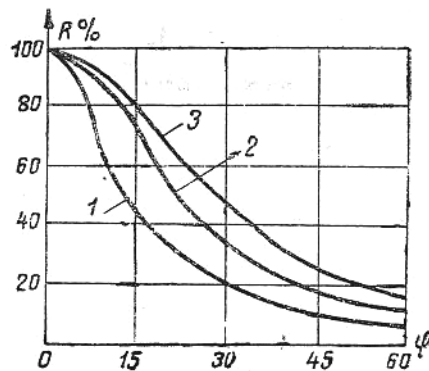


Рис. 2. Влияние (в %) косослоя на прочность древесины:  
1 – при растяжении; 2 – при изгибе; 3 – при сжатии

Влияние наклона волокон, которое имеет место в спиралеобразных фибриллах в стенках клеток, при растяжении вдоль волокон значительно больше, чем при сжатии. Направление фибрилл оказывает существенное влияние на техническое качество древесины сосны, выросшей в различных климатических, почвенных и других условиях. Даже по длине в одном и том же элементе техническое качество древесины сосны разное. На рис. 3 представлена диаграмма, демонстрирующая колебание прочности по длине сосновой доски.

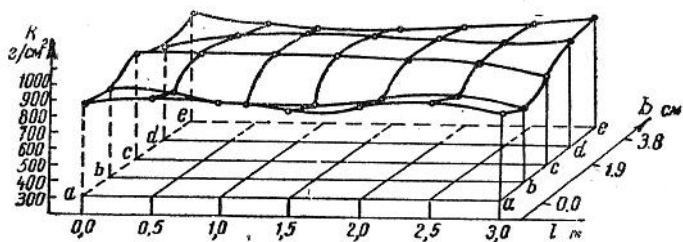


Рис. 3. Предел прочности на растяжение сосновой доски в разных точках ее длины ( $l$ ) и ширины ( $e$ )

*Анизотропия прочности древесины.* Это свойство проявилось в конструкциях из клееной древесины самым неблагоприятным для них образом. Анизотропия представлена на рис. 4 в виде сопоставления соотношений прочности древесины чистых образцов вдоль и поперек волокон. При временном сопротивлении растяжению чистых образцов вдоль волокон  $R_p^{ep} = 100$  МПа эта же характеристика для растяжения поперек волокон составляет  $R_{p,90}^{ep} = 1,4$  МПа. Соотношение  $R_p^{ep} / R_{p,90}^{ep} = 100/1,4 = 71,4$ . То же при сжатии:  $R_c^{ep} / R_{c,90}^{ep} = 45/1,8 = 25$ . Отношение  $71,4/25=2,86$ .

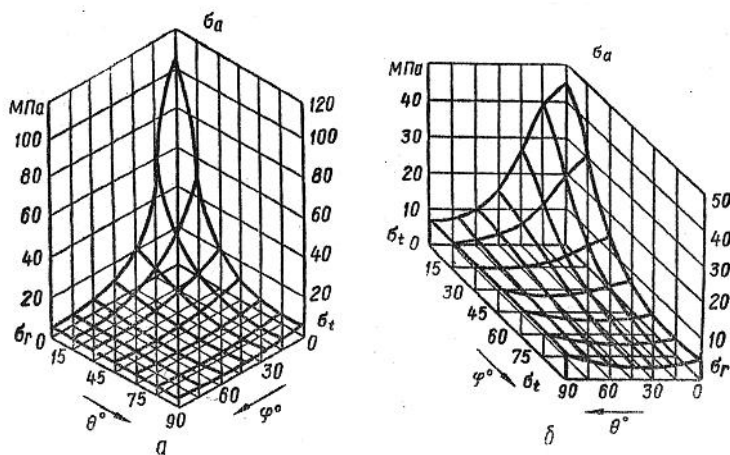


Рис. 4. Анизотропия прочности древесины сосны:  
 $a$  – при растяжении;  $b$  – при сжатии;  $\sigma_a$  — напряжение вдоль волокон;  
 $\sigma_r, \sigma_t$  — напряжение поперек волокон соответственно в радиальном и тангенциальном направлениях

Анизотропия прочности поперек волокон. В [2] содержатся такие сведения об анизотропии прочности древесины поперек волокон (рис. 5).

Тангенциальное сопротивление сжатию несколько больше, чем радиальное. Меньшее между ними сопротивление наблюдается при угле наклона между направлением усилия и направлением годовых слоев в интервале  $45^\circ \div 60^\circ$ . В этом случае произойдет сдвиг вдоль годовых слоев.

Анизотропия прочности древесины при растяжении под углом к волокнам отличается от того, что наблюдается при сжатии. Тангенциальное сопротивление растяжению меньше, чем радиальное.

Все имеющиеся данные о прочности древесины, особенно при растяжении поперек волокон, носят неустойчивый характер. Разница между указанными прочностями при сжатии и при растяжении небольшая, поэтому в нормативных документах принята одна (условная) прочность поперек волокон для сжатия  $R_{c,90}$  и растяжения  $R_{p,90}$ .

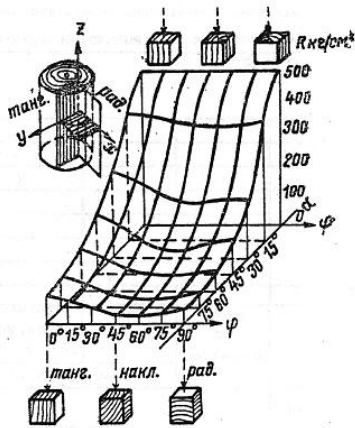


Рис. 5. Анизотропия прочности древесины при сжатии от угла  $\alpha$  между направлением силы и направлением волокон и от угла  $\varphi$  между направлением силы и направлением годовых слоев

Выше рассмотрены два биологических фактора, влияющие на техническое качество древесины, вызванные ее анатомическим строением. Эти и другие факторы считаются специалистами, с точки зрения на древесину как конструкционный материал, природными пороками. Та же природа в процессе долгой эволюции стволов деревьев формирует их целесообразно, для лучшего сопротивления внешним силовым воздействиям. Спиралеобразное размещение фибрилл в стенках трахеид сосны обеспечивает эффект резильянса. Так называется у биологов накопление в

стволе дерева упругой энергии, позволяющей дереву сопротивляться порыву ветра и возвращаться в первоначальное состояние (ветер, скорее, вырвет дерево с корнем, но не ломает ствол). Благодаря резильянсу дерево как конструкционный материал обладает достаточным модулем упругости для изготовления из него большепролетных конструктивных форм, в которых жесткость не является лимитирующей

В процессе эволюции строения ствола дерева не возникала необходимость формирования в нем специальных структурных элементов, воспринимающих деформации поперек ствола, в частности, растягивающие. Поэтому прочность древесины поперек волокон существенно меньше, чем прочность вдоль волокон.

Снижение прочности древесины в элементах конструкций по сравнению со стандартными образцами чистой древесины, особенно при растяжении вдоль волокон, объясняется биологическим фактором – неоднородностью строения древесины. В учебной литературе об этом часто говорится вскользь, а, упоминая масштабный фактор, нормы проектирования вообще не дают объяснения. Нельзя не согласиться с мнением автора [2] о целесообразности издания комментариев к нормам, при этом приводится пример норм Франции с подобными комментариями. Пособие к СНиП также не давало развернутого объяснения масштабного фактора. Автор остановился в статье на растянутых элементах, так как при напряженном состоянии древесины вдоль волокон обязательно появляются напряжения растяжения поперек волокон, играющие решающую роль в прочности растянутого элемента. Основное участие в этом физическом явлении принимают такие биологические факторы строения древесины: свилеватость, сучки, косослой.

На рис. 6 показан характер появления трещин в центрально растянутых образцах [2].

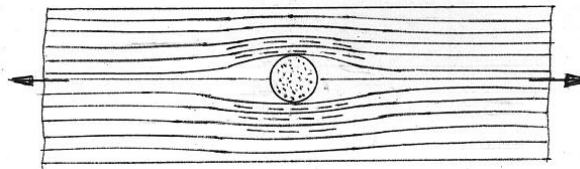


Рис. 6. Трещины в центрально растянутых образцах

В пояснении к результатам испытаний крупных образцов отмечено появление в присучковатой зоне в перпендикулярном к растягивающему усилию направлении трещин, сопровождавшееся сильным треском. Та же картина наблюдается в растянутых элементах ферм (решетке и нижних поясах).

Результаты испытаний показали, что сопротивление крупных образцов ( $R_{кр}$ ) растяжению при сравнении с малыми образцами ( $R_{см}$ ) сильно снизилось. Коэффициент снижения прочности  $R_{кр} / R_{см}$  колебался в интервале  $0,17 \div 0,61$ . В [2] утверждается, что центрального растяжения крупных образцов ни в одном случае получить не удалось. Происходил выгиб образцов с возникновением *естественного эксцентриситета*, который фиксировался мессурами.

**Роль поперечных напряжений в ККД.** Напряжения поперек волокон древесины появляются в криволинейных элементах, работающих на изгиб и на изгиб со сжатием. В [1, стр. 57] говорится так: *«Некоторые исследователи иногда неправильно представляют роль и характер влияния нормальных напряжений поперечного сжатия и растяжения на предельное сопротивление скалыванию, при этом преувеличивают как положительную роль сжатия, так и отрицательную роль растяжения поперек волокон»*. В качестве примера для подтверждения высказанного соображения приводится лобовая врубка с анализом влияния поперечных напряжений на сопротивление скалыванию. В статье речь идет о сопротивлении клееной древесины в элементах при одновременном действии напряжений изгиба, касательных и поперечных. Здесь уместно обратиться к исследованиям на прочность гнутоклееных балок (Зотова И.М.) и карнизных участков большой кривизны гнутоклееных рам (Шмидт А.Б.). В выгнутых балках появляются радиальные напряжения растяжения поперек волокон, достигая максимального значения на нейтральной плоскости в сечении с максимальным изгибающим моментом. Разрушение клееной древесины происходило в сечениях, расположенных между опорами и серединой пролета, ниже нейтральной плоскости, в растянутой зоне. В тех местах, где одновременно действуют напряжения изгиба и касательные, по величине далекие от максимальных, но уже достаточно большие, поперечные напряжения. Разрушение имело характер раскалывания клееной древесины и вызвано резким снижением прочности материала. Здесь отрицательная роль поперечных напряжений является решающей.

Разрушение в карнизных участках гнутоклееных рам проходило в растянутой зоне поперечного сечения от максимального изгибающего момента между нейтральной плоскостью и верхней кромкой рам, при радиальных напряжениях сжатия поперек волокон. Наличие поперечного обжатия в карнизном участке не столько дало эффект повышения сопротивления скалыванию, сколько вызвало снижение прочности клееной древесины в *растянутой* зоне (отсутствие положительного эффекта от обжатия отмечалось в лобовых врубках).



Нельзя говорить о прочности клееной древесины, как результате различных сочетаний только касательных и нормальных (автор – *поперечных*) напряжений (так в [1] на стр. 50). Не случайным в рассмотренных примерах есть то, что разрушение клееной древесины происходило в растянутой зоне при поперечных напряжениях как растяжения, так и сжатия. Несомненно, на этом сказывается присутствующий при изгибе эффект растяжения древесины в растянутой зоне (об этом будет еще сказано ниже).

Приведем для сравнения прочность клееной древесины, по табл. 9 Пособия [3] при изгибе и растяжении вдоль волокон. Для клееной древесины высокого технического качества 1-го сорта сопротивление изгибу и растяжению отличаются ненамного. С ухудшением технического качества для 2-го сорта сопротивление растяжению вдоль волокон уже намного меньше изгибу, а для 3-го сорта сопротивление растяжению вдоль волокон вообще не нормируется. В выпуклых балках, в средней их части по высоте, вероятно, размещалась клееная древесина 3-го сорта, работающая в растянутой зоне с эффектом растяжения, с чрезвычайно низкой прочностью при растяжении поперек волокон. Разрушение клееной древесины от раскалывания здесь вполне ожидаемо. Оно начиналось при изгибных и касательных напряжениях в соответствующих расчетных сечениях, далеко не достигающих прочности материала.

Здесь разрушение рассматривается как следствие анизотропии прочности клееной древесины, которая представлена соотношением прочности при изгибе и поперек волокон. В табл. 1 для трех сортов клееной древесины, с использованием данных табл. 9 из [3], представлены соотношения прочности при изгибе и растяжении, изгибе и сжатии перпендикулярно волокнам.

Таблица 1

**Анизотропия прочности клееной древесины  
(по данным табл. 9 Пособия [3])**

Сорт клееной древесины	Соотношение прочности при изгибе и растяжении поперек волокон			Соотношение прочности при изгибе и сжатии поперек волокон		
	$R_u^{ep} / R_{p,90}^{ep}$	$R_u^H / R_{p,90}^H$	$R_u / R_{p,90}$	$R_u^{ep} / R_{c,90}^{ep}$	$R_u^H / R_{c,90}^H$	$R_u / R_{c,90}$
1	26,8	35,0	45,7	7,5	8,2	8,9
2	29,2	37,1	50,0	7,0	7,65	8,3
3	25,0	31,7	44	5,0	5,6	6,1

При чрезвычайной анизотропии прочности при изгибе и растяжении поперек волокон (графа 2 табл. 1) трудно, а теоретически, вероятно, невозможно соблюсти принцип равнопрочности отдельных участков ККД

с учетом размещения в них материала различного технического качества. В балках из цельной древесины, при подборе размеров поперечного сечения из условия прочности при нормальных краевых напряжениях, условия прочности по касательным напряжениям выполнялось, можно сказать, автоматически (эта проверка носила формальный характер). В криволинейных ККД поперечные напряжения изменяют физическое явление скалывания вдоль волокон по-разному – в зависимости от знака напряжений. В выпуклых балках клееная древесина работает на скалывание, и оно приходит в тех местах, где размещен материал с анизотропией, выраженной количественно:

$$R_u^{ep} / R_{p.90}^{ep} = 26,8 \div 25.$$

В вогнутых балках с анизотропией  $R_u^{ep} / R_{c.90}^{ep} = 7,5 \div 5$  (графа 5 табл. 1) поперечное обжатие мало сказывается на сопротивлении скалыванию на участках балок, расположенных между опорами и серединой пролета. Нормальные напряжения от изгиба ближе к нейтральному слою настолько малы, что они мало влияют на физическое явление скалывания при изгибе.

Анизотропия расчетных сопротивлений изгибу и поперек волокон, по сравнению с анизотропией временных сопротивлений при растяжении поперек волокон (графа 4), усугубилась почти вдвое, а при сжатии поперек волокон (графа 7) – гораздо меньше. Поэтому в теоретических расчетах ККД на прочность по поперечным растягивающим напряжениям проверка часто не выполняется. Из возможных мероприятий по усилению ККД самым эффективным оказывается усиление с помощью поперечных или наклонных вклеенных стержней из арматурной стали. Поскольку усиление часто становится обязательным, то оно предложено как конструктивное мероприятие при проектировании ККД. Вклеенные стержни воспринимают поперечные напряжения, и проверка клееной древесины становится излишней. Параметры конструктивного усиления – диаметр, длина и количество стержней – рассчитываются. Другими мероприятиями анизотропию прочности клееной древесины в конструкциях убрать трудно.

В карнизных участках большой кривизны гнутоклееных рам анизотропия прочности клееной древесины вдоль и поперек волокон проявляется в деформированном состоянии материала по-разному и зависит от поперечного усилия и соотношения изгибающего момента и продольного усилия. В карнизных участках всегда действуют большие по значению радиальные напряжения сжатия. Физические явления напряженного состояния материала в карнизных участках при анизотропии  $R_u^{ep} / R_{c.90}^{ep}$  и  $R_u / R_{c.90}$  разные и формируются или при очень больших напряжениях  $\sigma_u$

в сжатой зоне, или при небольших  $\sigma_u$  в растянутой зоне. Гнутоклееные рамы применяются для перекрытия средних пролетов при большой вероятности действия значительных напряжений  $\sigma_u$ . В этих рамах более отчетливо проявляется невозможность соблюдения принципа равнопрочности отдельных частей ККД без увеличения высоты поперечного сечения карнизных участков по сравнению с опорными и коньковым. Это усложняет экономичную компоновку многослойных частей рам и их изготовление. Для сохранения этой конструктивной формы предложено усиление карнизных участков системой ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко.

В соответствии с темой следующей части статьи сделаем здесь небольшую реплику, касающуюся расчетного сопротивления клееной древесины растяжению поперек волокон. Динамика возрастания соотношений временных сопротивлений (графа 2) к нормативным (графа 3), и особенно к расчетным (графа 4), по мнению автора, свидетельствует о некоторой неопределенности (лучше сказать, искусственности) расчетных сопротивлений растяжения поперек волокон, по сортам. Можно высказать только предположение о причине этого. Практика применения ККД показала решающее влияние напряжений при растяжении поперек волокон на прочность конструкций. Отсюда желание обеспечить их надежность путем снижения расчетного сопротивления. Представляется более по-инженерному последовать предупреждению акад. Ф.П. Белянкина [6] (еще в 1951 г.): *«...опасное место элемента, для которого составляется уравнение прочности, не всегда может быть принято определенно и поэтому уравнение прочности составляется обычно для ряда мест, которые можно принять за опасные»* – и предпринять конструктивные меры по ограничению влияния напряжений растяжения поперек волокон.

Практический опыт применения в капитальном строительстве в последней четверти прошлого столетия ККД оказался поучительным. На основании этого опыт познакомимся с мнением проф. Ю.М. Иванова.

В работе [2] им было сказано, что напряжения поперек волокон значительно снижают прочность древесины в тех случаях, когда они сопутствуют другим напряжениям. Далее сделан вывод: при разных видах сложного напряженного состояния древесины будет наблюдаться ускорение разрушения, если при этом присутствуют растягивающие напряжения поперек волокон. И даны следующие рекомендации:

1) работа древесины на скалывание в соединениях может допускаться только при отсутствии отрывающих напряжений поперек волокон;

2) работа древесины на растяжение поперек волокон в конструкции должна быть полностью исключена.

В новой концепции проектирования конструкций из клееной древесины успешно разрешаются категоричные запрещения проф. Ю.М. Иванова.

**Из истории расчетного сопротивления древесины растяжению поперек волокон.** В конструкциях начала прошлого столетия из цельной древесины вопрос ее низкой прочности при растяжении поперек волокон не был настолько важным, как позже в конструкциях из древесины клееной. Это механическое свойство древесины проявлялось в некоторых видах соединений, и его недостаток решался конструктивными мероприятиями. Например, устройством зазора в лобовой врубке между подкосом и нижним поясом с целью предотвращения появления отдирающих напряжений и т. п. В нормах проектирования того времени вплоть до [13] допустимые напряжения растяжению поперек волокон составляли  $[\sigma_{p\perp}] = 6 \text{ кг/см}^2$ . В связи с неактуальностью проверки прочности древесины растяжению поперек волокон нормы расчета 1936 г. уже не содержали указанных допускающих напряжений. Эта прочностная характеристика в виде расчета сопротивления  $R_{p,90}$  появилась вновь в СНиП II-25-80, когда вопрос прочности клееной древесины поперек волокон стал в конструкциях актуальной проблемой.

Проведем сопоставление прочности древесины сосны (ели) по государственному стандарту и Пособию [3] с американскими нормами проектирования [4], в которых приведены данные для разных пород древесины с различной объемной плотностью (табл. 2). Возможность сопоставления допускается наличием стойкой корреляции между плотностью древесины и ее прочностными показателями. Сравним показатели прочности ели дуглосовой и сосны вергинской с  $v = 480 \text{ кг/м}^3$  с сосной европейской с  $v = 500 \text{ кг/м}^3$ . Показатели сосны южной плотной по [4] приведены для подтверждения корректности и объективности проведенного сравнения. Все показатели сосны европейской меньше соответствующих показателей американских пород. По теме статьи обращаем внимание на прочность при растяжении поперек волокон (графа 8). Для обеих пород американских деревьев значения  $[\sigma_{p,90}]$  превышают  $R_{p,90}^{ep}$  для клееной древесины по [3] почти вдвое.

По литературным источникам  $R_{p,90}^{ep}$  находится в широком диапазоне: от 2,0 МПа до 5,4 МПа, что характерно для этого вида сопротивления древесины. Отбросив крайние значения, получим  $R_{p,90}^{ep}$  равное 2,4; 2,6; 3,0

МПа, что близко к  $[\sigma_{p,90}]$ , чем объясняется резкое уменьшение прочности  $R_{p,90}^{ep} = 1,4; 1,2; 1,0$  для клееной древесины.

Автора не удовлетворяет объяснение, которое, если оно справедливо, следует из сравнения прочности при скалывании вдоль волокон (графа 7 табл. 2). В отечественных нормах при изгибе элементов из цельной древесины  $R_{ск}^{ep} = 5$  и 6 МПа (для сортов), а по литературным источникам и – 7; 9 МПа, что очень близко к прочности американских пород. При изгибе элементов из клееной древесины у нас  $R_{ск(кл)}^{ep} = 4,5$  и 4,2 МПа. Это объясняется низким качеством клееной древесины, что было признано официально включением в нормы проектирования коэффициента 0,6 к ширине сечения при его проверке на скалывание.

Таблица 2

**Сравнительные показатели прочности древесины**

№ п/п	Нормативный документ/ Порода древесины	Плотность, кг/м <sup>3</sup>	Пределы прочности $[\sigma]$ , $R^{ep}$ , МПа				
			при изгибе <sup>*)</sup>	при сжатии вдоль волокон	при сжатии поперек волокон	при скалывании вдоль волокон	при растяжении поперек волокон
1	По [4]: Сосна восточная белая	350	60,2	33,6	3,6	6,3	2,2
2	Ель дуглосовая	480	85,4	52,0	6,1	8,1	2,4
3	Сосна вергинская	480	91,0	47,0	6,4	9,5	2,7
4	Сосна южная плотная	610	111,3	63,7	9,7	12,1	4,0
5	По [3]	500	80,0	44,0	5,0	5 <sup>3</sup> ; 6 <sup>3</sup> 4,5 <sup>3</sup> ; 4,2 <sup>3</sup> 7 <sup>4</sup> ; 9 <sup>5</sup>	1,4; 1,2 <sup>3</sup> 1,0 <sup>3</sup> 2,4 <sup>6</sup> ; 3,0 <sup>7</sup> 2,6; 2,0 <sup>9</sup> 5,4; 3,5 <sup>10</sup> 4,5; 4,7 <sup>11</sup> 3,4 <sup>12</sup> ; 2,9 <sup>13</sup> 3,64 <sup>14</sup>

Примечание: <sup>\*)</sup> в [4] для статического изгиба даются граница пропорциональности и граница прочности; 2,3 – по [3]; 4 – по [4]; 5 – по [5]; 6 – по [6]; 7 – по [7]; 9 – по Филиппову Н.А. из [2]; 10 – по Чернецову М.М. и 11 по Гамову В.В. из [8]: первое – в радиальном, второе – в тангенциальном направлении; 12 – по [9]; 13 – по [10]; 14 – по Соболеву Ю.С. из [8].

Ни раньше, ни сейчас автор не соглашается с такой оценкой технического качества клееной древесины. Это дискредитация клееной древесины как конструкционного материала. Прочность клееной древесины при растяжении поперек волокон не должна снижаться по сравнению с

прочностью цельной древесины. Качество клееной древесины должно быть высоким: адгезионная прочность не должна быть меньше когезионной.

Повышение технического качества клееной древесины – это гарантия надежности ККД при использовании в них высокой относительной прочности материала.

**Собственные внутренние напряжения в клееной древесине.**

Определение *собственные внутренние напряжения* непривычно для не специалистов в области деревянных конструкций. Собственные внутренние напряжения есть следствие деформаций при изменении температурно-влажностного режима хранения и эксплуатации конструкций из клееной древесины. Циклические колебания равновесной влажности в отдельных слоях многослойного элемента вызывают деформации усушки или разбухания древесины досок. Клеевые соединения между слоями препятствуют этим деформациям, в результате чего появляются собственные внутренние напряжения: нормальные и касательные поперек волокон. Их влияние на прочность клееной древесины различно для разных видов ее напряженного состояния, особенно в местах концентрации напряжений от внешних силовых воздействий. Наибольшую опасность (п. 3.9 Пособия [3]) они представляют при растяжении поперек волокон и для сложного напряженного состояния сдвига вдоль и поперек волокон с растяжением поперек волокон, которое оказывается обычным в конструкциях из клееной древесины. При этом настолько опасным, что случаи «саморазрушения» конструкций наблюдались во время их хранения еще до монтажа в проектное положение. Это результат несоблюдения технических правил хранения конструкций и он не должен проявлять себя при применении конструкций из клееной древесины.

Собственные внутренние напряжения зависят от ориентации годовичных колец в слоях многослойного пакета. Возможны три схемы сочетания годовичных колец в смежных слоях:

- 1) тангентально-тангентальное;
- 2) радиально-тангентальное;
- 3) радиальное смешанное.

Первая схема сочетания (иначе – *согласованное*) вызывает появление на плоскости сплачивания слоев касательные поперечные напряжения. Две другие схемы вызывают вместе с касательными поперечные напряжения растяжения.

В нормах проектирования конструкций из клееной древесины до СНиП II-25-80 содержалось требование по компоновке многослойного пакета из досок, предусматривающее только согласованное сочетание годичных слоев. Обеспечение надежности конструкций из клееной древесины делает это требование обязательным в действующих нормативных документах, и оно должно содержаться в рабочей проектной документации.

В статье [11, стр. 163] утверждается: «... для получения доброкачественных конструкций необходимо установить безопасные значения внутренних напряжений и разработать мероприятия, препятствующие их развитию и изменению выше некоторого предела, приводящего к расслоению и растрескиванию клееных элементов конструкций». Изучено возникновение и развитие внутренних напряжений при изготовлении, хранении и эксплуатации конструкций из клееной древесины.

В [11, стр. 175] дается рекомендация: «... расчетное сопротивление растяжению поперек волокон клееной древесины в направлении, перпендикулярном слоям, может быть определено из следующего условия:  $R_{p,90} = [R_{мин} - (\sigma_{тех} + \sigma_{экс})]/k$ », где для сосны:  $R_{мин} = 0,76$  МПа;  $\sigma_{тех} = 0,3 \div 0,4$  МПа;  $\sigma_{экс} = 0,05 \div 0,2$  МПа;  $k$  – коэффициент безопасности принят равным 1,1.

В итоге получено  $R_{p,90} = 0,145 \div 0,373$  МПа, на основании чего в нормах проектирования даны расчетные сопротивления  $R_{p,90}$  для трех сортов клееной древесины.

### **Выводы**

Напряжения поперек волокон свойственны конструкциям из клееной древесины. Низкое сопротивление материала этим напряжениям и формирование ими сложного напряженного состояния в элементах не должны быть препятствием для применения ККД в капитальном строительстве. Новая концепция проектирования ККД предусматривает конструктивное усиление опасных участков элементов. Эта концепция включена в национальный стандарт по проектированию [12], что обеспечивает проектную надежность.

### **Литература**

- [1] Слицкоухов Ю. В. Конструкции из дерева и пластмасс : учебник для студентов вузов / [Ю. В. Слицкоухов и др.] ; под ред. Ю. В. Слицкоухова. – 5-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1986. – 543 с. : ил.
- [2] Иванов В.Ф. Проблемы долговечности деревянных конструкций / В.Ф. Иванов. – М.–Л. : СИ, 1950. – 135 с.

- [3] Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) : нормативно-технический материал / ЦНИИСК. – Введ. с 28 ноября 1983 г. – М. : Стройиздат, 1986. — 216 с.
- [4] Wood Handbook: Wood as an Engineering Material : Agriculture Handbook // Forest Products Laboratory Forest Servis / U.S. Department of Agriculture. – January 1, 1974. – No. 72.
- [5] Освенский Б. А. Скалывание и раскалывание в деревянных конструкциях/ Б. А. Освенский // МИСИ им. В.В. Куйбышева : сборник трудов. – 1978. – Вып. 169. – С. 28–34.
- [6] Белянкин Ф. П. Современные методы расчета прочности элементов деревянных конструкций / Ф. П. Белянкин. – Киев : Изд-во АНУССР, 1951. – 20 с.
- [7] Вильке Г. А. О распределении напряжений в древесине при раскалывании / Г. А. Вильке. – М. : Наркомлес, 1940.
- [8] Ашкенази Е. К. Анизотропия древесины и древесных материалов / Е. К. Ашкенази. – М. : Лесная промышленность, 1978. – 224 с.
- [9] Орлович Р. Б. Длительная прочность деревянных элементов при сложном напряженном состоянии / Р. Б. Орлович // Строительство и архитектура : Известия вузов. – 1986. – № 19. – С. 80–87.
- [10] Езепов Г. Г. Исследование прочности древесины при двухосном смешанном напряженном состоянии / Г. Г. Езепов // Сб. тр. ЦНИИпромзданий и ЦНИИСК. – М., 1986. – С. 71-76.
- [11] Влияние технологических факторов и температурно-влажностных воздействий при эксплуатации на внутренние напряжения, вызывающие расслоение клееных элементов / [Знаменский Е. М., Лепарский Л. О., Цветков А. К., Кувшинов А. П.] // Производство и повышение качества деревянных клееных конструкций. – М. : СИ, 1978. – С. 162–176.
- [12] Конструкції будинків і споруд. Конструкції із цільної і клеєної деревини. Настанова з проектування : ДСТУ-Н Б В.2.6-184:2012. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіон України, 2013. – 158 с.
- [13] Деревянные конструкции и сооружения. Технические условия и нормы проектирования и возведения / Институт норм и стандартов строительной промышленности. – М. ; Л. : ОНТИ НКТП СССР, Госстройиздат, 1935. – 400 с.

*Надійшла до редколегії 12.02.2014 р.*



УДК 624.21.037

## **Особенности капитального ремонта автомобильной эстакады с применением современных материалов**

**Шалинский В.В.**, к.т.н.

ООО «Укринсталькон им. В.Н. Шимановского», Украина

**Анотація.** Викладено технічний стан основних конструкцій естакади через шлюзи автодорожного переходу по спорудах греблі ДніпроГЕС. Зазначено причини виникнення та методи усунення виявлених дефектів. Обґрунтовано вибір використаних матеріалів та конструкцій.

**Аннотация.** Изложено техническое состояние основных конструкций эстакады через шлюзы автодорожного перехода по сооружениям плотины ДнепроГЭС. Указаны причины возникновения и методы устранения обнаруженных дефектов. Обоснован выбор использованных материалов и конструкций.

**Abstract.** The technical condition of basic road-transport bridge structures on buildings of DniproGES weir is expounded. Reasons of occurrence and methods of removal of found out defects are indicated. The choice of used materials and constructions is grounded.

**Ключевые слова:** коррозия, деформационный шов, усиление конструкций.

**Введение.** На протяжении последних лет в Украине наблюдается тенденция увеличения количества чрезвычайных ситуаций техногенного характера. Главным образом, это обусловлено высокой степенью изношенности конструкций зданий и сооружений, а также низкой культурой их эксплуатации, практически, во всех отраслях хозяйства. В частности, это касается и транспортных сооружений: мостов, эстакад, путепроводов и др. Причем неудовлетворительное техническое состояние транспортных сооружений становится особо опасным в случае их расположения в непосредственной близости от ответственных объектов класса ССЗ [1] – электростанций, объектов промышленности, связанных с вредным производством и пр. В качестве примера рассмотрим автодорожный переход по сооружениям ДнепроГЭС (рис. 1), состоящий из комплекса сооружений:

- эстакада через шлюзы длиной 352,00 м;
- эстакада сопряжения плотины с левым берегом длиной 111,50 м;
- расширение автопроезда на плотине длиной 666,00 м;
- мост через аванкамеру длиной 319,75 м;
- земляная вставка длиной 136,57 м.

В соответствии с поручением Президента Украины №1-1/1445 от 06.07.2010 г. в рамках программы проектных работ «ГЭС «Укрэнерго». Реконструкция. II очередь. Автодорожный переезд филиала «Днепровская ГЭС» институтом ООО «Укринсталкон им. В. Н. Шимановского» проведено обследование конструкций перечисленных выше сооружений, в том числе, и эстакады через шлюзы (рис. 2, 3).

**Конструкция обследованного сооружения.** Эстакада через шлюзы представляет собой криволинейную в плане, пространственно работающую, неразрезную шестипролетную раму по схеме:  $2 \times 56 + 2 \times 64 + 2 \times 56 = 352$  м с гибкими промежуточными стойками опор и массивными устоями. Ригель рамы состоит из криволинейной в плане главной балки замкнутого коробчатого трапециевидального сечения и стальной ортотропной плиты проезжей части. Промежуточные стойки опор металлические, жестко прикрепленные к главной балке и фундаментам. Крайние опоры – массивные железобетонные устои. Все горизонтальные усилия и крутящие моменты, возникающие при эксцентричном расположении временной нагрузки, а также вызванные кривизной сооружения в плане, передаются на устои и воспринимаются шарнирно закрепленными концами пролетного строения и широко разнесенными опорными частями. Все конструкции выполнены цельносварными. Материал конструкций пролетного строения и стоек промежуточных опор – низколегированная сталь марки 09Г2С по ГОСТ 5058-65\*.



Рис. 1. Автодорожный переход по сооружениям ДнепроГЭС

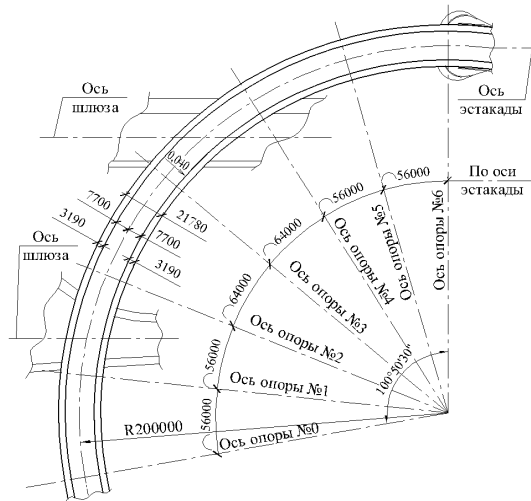


Рис. 2. План эстакады через шлюзы

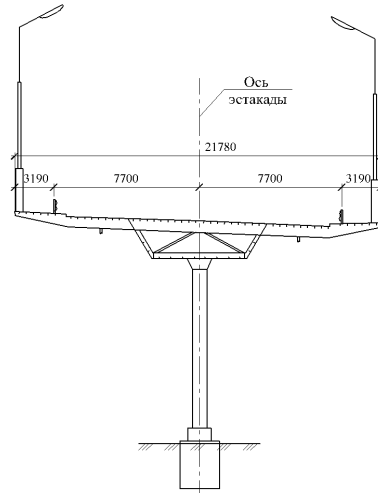


Рис. 3. Поперечное сечение эстакады через шлюзы

**Результаты обследования и устранение дефектов.** По результатам обследования эстакады было установлено наличие ряда дефектов.

*Пролетное строение.* Наиболее опасным и требующим немедленного устранения из числа обнаруженных дефектов была трещина и частичный разрыв стенки тяги на опоре № 0 (рис. 4). Следует отметить, что основным назначением указанной и остальных тяг, размещенных в крайних блоках пролетного строения эстакады (рис. 5), является передача продольных усилий от пролетного строения через звенья на устои. Выход из работы хотя бы одной из тяг привел бы к изменению характера работы всего сооружения, перераспределению внутренних усилий в нем и значительному увеличению усилий и напряжений в крайних металлических опорах по осям № 1 и № 5. Во избежание этого в срочном порядке было разработано решение по устранению данного дефекта путем вырезания поврежденного участка тяги и установки на его место новой детали (рис. 6, а–в). При этом, присоединение новой детали к стенке и диафрагме пролетного строения предусматривалось через уголок с помощью сварки с последующим выполнением ультразвукового контроля качества сварных швов. Такое решение обусловлено значительными действующими нормальными усилиями в элементе, достигающими 3500 кН и невозможностью восстановления изначального проектного решения ввиду характера повреждения тяги. Кроме того, во избежание возможной потери устойчивости вертикального листа устанавливаемой детали, который является продолжением стенки существующей тяги, было решено

повысить жесткость указанного листа дополнительными горизонтальными ребрами. Соединение новой детали с тягой предусмотрено выполнить с помощью накладок на высокопрочных болтах.



Рис. 4. Трещина и смещение кромок в стенке тяги

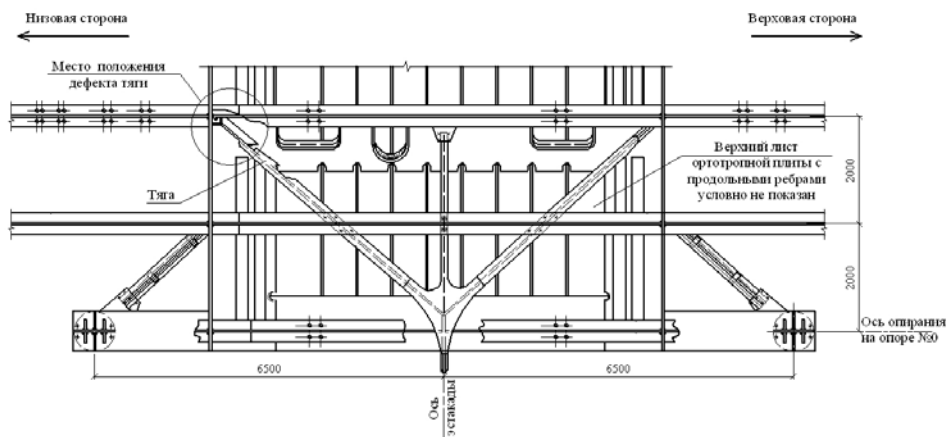


Рис. 5. Фрагмент плана пролетного строения эстакады

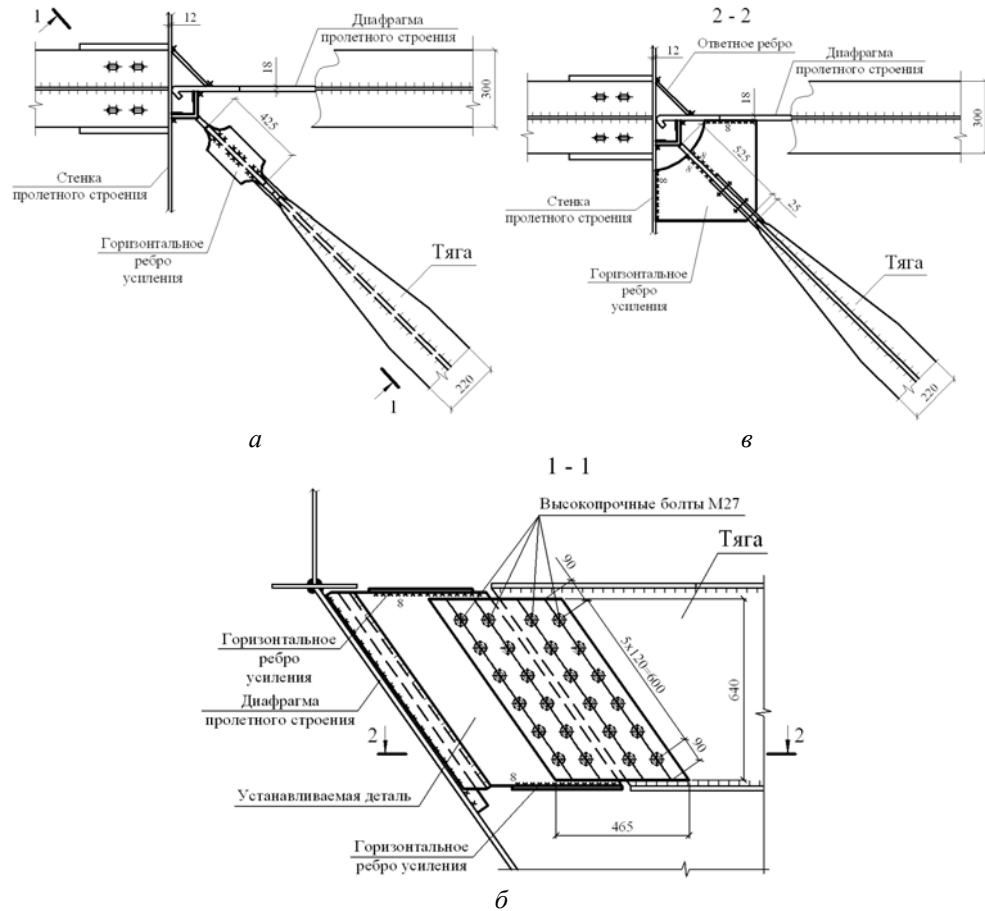


Рис. 6. Узел усиления тяги:  
а – вид сверху; б – разрез 1-1; в – разрез 2-2

По результатам обследования также было установлено, что антикоррозионное покрытие наружной поверхности пролетного строения находится в неудовлетворительном состоянии (рис. 7). Следы поверхностной коррозии, общая площадь которой составила около 15 % общей площади поверхности пролетного строения, обнаружены, главным образом, на консольной части ортотропной плиты, что стало следствием протекания агрессивной воды через незагерметизированные отверстия плиты под болты ранее демонтированного барьерного ограждения. Длительное воздействие коррозии в указанных местах привело к ослаблению сечений поперечных балок консольной части ортотропной плиты (рис. 8). Для восстановления несущей способности поперечных балок, последние были усилены (рис. 9). С целью защиты металлоконструкций пролетного

строения от коррозии принято решение о выполнении антикоррозионных работ по их защите путем применения системы покрытий производства «Welesgard». Данная антикоррозионная система покрытий наносится на поверхность металлоконструкций после предварительной очистки, обезжиривания и обеспыливания и при этом состоит из трех слоев:

1-й слой – WG-Ferrogalvanic – однокомпонентная полиуретановая антикоррозионная грунтовка на основе растворителя, твердеющая при соединении с атмосферной влагой (толщина сухой пленки – 80 мкм);

2-й слой – WG-Weleflex – однокомпонентное полиуретановое покрытие, твердеющее при соединении с атмосферной влагой (толщина сухой пленки – 100 мкм);

3-й слой – WG-Welesilver – однокомпонентное отверждаемое влагой полиуретановое покрытие (толщина сухой пленки – 60 мкм).



Рис. 7. Разрушение антикоррозионного покрытия пролетного строения



Рис. 8. Ослабленные сечения поперечных балок

Также отметим, что из-за разрушения гидроизоляции проезжей части вода и мусор через технологические отверстия в ортотропной плите попали внутрь коробки пролетного строения. По всей его длине в указанных местах обнаружены места разрушения грунтовки, следы ржавчины (рис. 10). На участках пролетного строения между опорами № 0 и № 1, а также опорами № 5 и № 6 выявлено разрушение антикоррозионного покрытия металла внутренней поверхности коробки главной балки, а именно: нижнего пояса, продольных ребер и нижней части стенок, что обусловлено попаданием воды внутрь коробки через короба для коммуникаций в местах деформационных швов (рис. 11). Причиной этому послужило отсутствие водоотводных лотков под деформационными швами (рис. 12). Антикоррозионную защиту металлоконструкций внутри коробки пролетного строения предусмотрено восстановить.

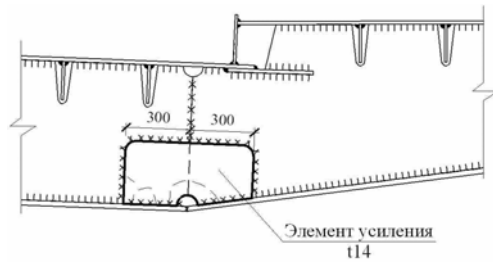


Рис. 9. Узел усиления поперечных балок



Рис. 10. Место разрушения грунтовки, поверхностная коррозия



Рис. 11. Разрушение антикоррозионного покрытия, мусор



Рис. 12. Отсутствие водоотводных лотков под деформационным швом

*Опоры.* Из дефектов опор отметим незначительную коррозию (менее 3 % сечения) металла основания колонн в местах их заделки в бетон фундаментов в виде коррозионной шейки (рис. 13). Также установлено, что вся поверхность колонн, как и пролетного строения, нуждается в обновлении антикоррозионной защиты (рис. 14). С целью антикоррозионной защиты колонн также предусмотрено использование покрытий производства «Welesgard».

*Проезжая часть и тротуары.* Выявлено, что уравнильные приборы деформационных швов находятся в расстроенном состоянии: пружины не выполняют свои функции – некоторые разрушены коррозией, а у остальных нет возможности прижимать скользящие листы (рис. 15), вследствие чего возникает высокая динамическая нагрузка от транспорта на опорные узлы пролетного строения. Ввиду того, что данная

конструкция деформационных швов физически и морально устарела, их было решено заменить на современные, хорошо зарекомендовавшие себя в мировой практике мостостроения деформационные швы фирмы Mauger Söhne (рис. 16). Указанные швы в полной мере решают две основные задачи функционирования деформационных швов: передачи нагрузок и водонепроницаемости.



Рис. 13. Коррозия металла основания колонн



Рис. 14. Разрушение антикоррозионной защиты колонн и пролетного строения



Рис. 15. Разрушение уравнильных приборов деформационных швов

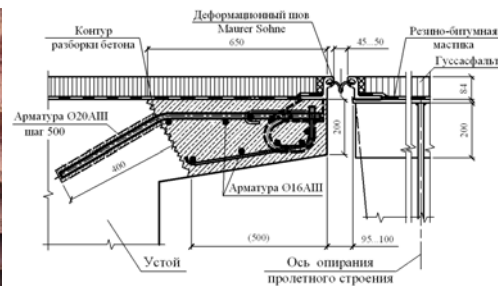


Рис. 16. Узел установки деформационных швов Mauger Söhne

Что же касается покрытия проезжей части, то оно находится в неудовлетворительном состоянии: обнаружены множественные продольные и поперечные трещины, наплывы и колейность у бордюров, сдвиг асфальтобетонного покрытия в сторону тротуара с внешней стороны кривой (рис. 17). При этом толщина асфальтобетонного покрытия на 3–5 см превышает проектную, что приводит к дополнительной нагрузке на эстакаду. После проведенных многочисленных ремонтов состав асфальтобетона не соответствует проектному, который с добавками



эпоксидной смолы должен обладать гидроизоляционными и сдвигоустойчивыми свойствами. Покрытие тротуаров также не выполняет свои защитные функции: асфальтобетон пористый, с разрушениями, а также с участками, разобранными до металла плиты при ремонте барьерного ограждения, на всем протяжении тротуаров (рис. 18). Исходя из этого, было принято решение о полной замене существующего асфальтобетонного покрытия проезжей части и тротуаров на покрытие из гусасфальта – очень плотного водонепроницаемого литого асфальта, поразительная долговечность которого связана с оптимальным соотношением жесткости и упругости материала. Это покрытие в настоящее время должным образом оценено в Европе. Согласно рекомендациям разработчиков гусасфальта, использование последнего предусмотрено совместно с метакрилатной гидроизоляцией «Eliminator». В таком сочетании покрытие должно работать на стальной плите эстакады не менее 20–25 лет.



Рис. 17. Дефекты асфальтобетонного покрытия проезжей части



Рис. 18. Разрушение асфальтобетонного покрытия тротуаров

Также обнаружено, что нижняя тетива перильного ограждения, состоящая из гнутого профиля, по всей её длине имеет коррозионные дыры, а в отдельных местах находится в аварийном состоянии – разрушено крепление перильного ограждения к пролетному строению (рис. 19). Поэтому для устранения аварийного состояния перил их нижнюю тетиву было решено полностью заменить.

Согласно проекту эстакады водоотвод с проезжей части предусматривался через отверстия в бортовом листе тротуаров со стороны верхнего бьефа со сбросом воды непосредственно на территорию шлюзов. Однако в настоящий момент отверстия забиты асфальтобетоном. Здесь следует отметить, что согласно действующим нормам [2] неорганизованный сброс

воды с пролетных строений не допускается. При этом рекомендуется выводить воду через водоотводные трубки к магистральной трубе или открытому лотку. В связи с этим было разработано проектное решение по устройству организованного сброса воды.



Рис. 19. Коррозионные дыры в нижней тетиве перильного ограждения

### **Выводы**

Эксплуатация мостовых сооружений без надлежащего контроля состояния конструкций путем проведения плановых обследований согласно требованиям [3] и [4], а также своевременного проведения текущих и капитальных ремонтов по результатам проведенных обследований приводит к снижению показателей, характеризующих эксплуатационную пригодность мостовых сооружений и их конструкций выполнять проектные функции, а также способствует необходимости дополнительных затрат для восстановления проектных характеристик мостов.

При разработке проектных решений по восстановлению исходных эксплуатационных характеристик мостовых сооружений рекомендуется использовать современные более совершенные конструкции и материалы, хорошо зарекомендовавшие себя в мировой практике мостостроения.

### **Литература**

- [1] Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14-2009. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 37 с. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).
- [2] Мости та труби. Основні вимоги проектування : ДБН В.2.3-22:2009. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 73 с. – (Споруди транспорту. Державні будівельні норми України).
- [3] Мости та труби. Обстеження та випробування : ДБН В.2.3-6:2009. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 63 с. – (Споруди транспорту. Державні будівельні норми України).
- [4] Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів : ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2012 – Офіц. вид. – К. : Мінрегіон України, 2013. – 45 с. – (Національний стандарт України).

*Надійшла до редколегії 07.07.2014 р.*

УДК 624.014

## Місцева стійкість поясів двотаврів із поперечно-гофрованою стінкою з урахуванням фізичної і геометричної нелінійності

Нілова Т.О., к.т.н.

Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна

**Анотація.** Викладається методика розрахунку поясів двотаврів із поперечно-гофрованою стінкою на місцеву стійкість при умові їх жорсткого спряження зі стінкою з одночасним урахуванням геометричної нелінійності поведінки конструкції і фізичної нелінійності роботи сталі з використанням МСЕ і ПК ЛІРА.

**Аннотация.** Излагается методика расчета поясов двутавров с поперечно-гофрированной стенкой на местную устойчивость при условии их жесткого соединения со стенкой с одновременным учетом геометрической нелинейности поведения конструкции и физической нелинейности работы стали с использованием МКЭ и ПК ЛИРА.

**Abstract.** The method is proposed for flange local stability analysis of I-sections with transversely corrugated web subject to their rigid connection with the web taking simultaneously into account geometric nonlinearity of structure behaviour and steel physical nonlinearity by FEM and LIRA software.

**Ключові слова:** місцева стійкість поясів, гофрована стінка, стійкість.

**Актуальність роботи.** На сьогодні застосування легких металевих конструкцій з використанням сталевих двотаврових елементів із поперечно-гофрованими тонкими стінками (далі – елементи ПГС) значно поширилося в світовій практиці будівництва. В Україні збудовано два заводи, що випускають елементи ПГС за технологією австрійської фірми «Zeman». В останні роки з'явилася велика кількість теоретичних і експериментальних робіт, присвячених розрахунку елементів ПГС на місцеву стійкість. Найбільша увага при цьому була приділена питанням теоретичного розрахунку гофрованих стінок, результати якого були підтверджені експериментальними дослідженнями [1, 2, 3]. Теоретичні питання розрахунку поясів елементів із синусоїдними стінками розроблені значно менше, а в експериментальних дослідженнях на сьогодні використовувалися зразки з таким співвідношенням ширини звису поясів до товщини  $b_{ef}/t_f$ , при якому місцева стійкість поясів завідомо забезпечена навіть у балках із плоскими стінками, і підтримуючий вплив гофрування не виявляється [1, 2].

Загальним недоліком всіх відомих автору робіт із розрахунку поясів гофрованих елементів є неврахування впливу жорсткості гофрованої стінки на стійкість поясів. Пояси розглядалися як такі, що шарнірно поєднуються зі стінкою, а форми випинання поясів призначалися залежно від параметрів гофрування. Разом із тим відомо, що довжина півхвилі випинання поясів не співпадає з параметрами гофрування і, як правило, значно більша за довжину півхвилі гофрів.

На теренах колишнього СРСР державні норми проектування конструкцій з використанням елементів ПГС із гофрама трикутної форми введені лише в Республіці Казахстан [4]. В Україні триває розроблення нової редакції глави державних норм проектування ДБН В.2.6-163:201Х «Сталеві конструкції. Норми проектування», в якій передбачено розділ «Додаткові вимоги щодо проектування елементів двотаврового перерізу з гофрованою стінкою», проте питання розрахунку поясів на місцеву стійкість у ньому не розглядається. В роботі [5] містяться рекомендації про доцільність використання балок із гофростінками при будівництві в сейсмічних районах України.

**Мета роботи.** В даній роботі пропонується методика розрахунку поясів елементів ПГС на місцеву стійкість з урахуванням їх жорсткого спряження з гофрованою стінкою, що дозволяє значно збільшити відношення ширини їх звису  $b_{ef}$  до товщини  $t_f$ . При цьому також збільшиться загальна стійкість поясу, як окремого елемента, при випинанні відносно осі  $y-y$  (рис. 1).

**Результати досліджень.** Для визначення критичних напружень втрати стійкості поясів у розрахункових моделях елементів з урахуванням параметрів і форми гофрів використовується метод скінченних елементів (МСЕ).

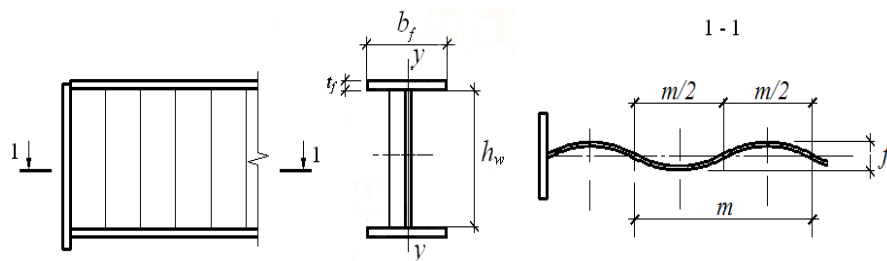


Рис. 1. Геометричні параметри елемента ПГС

В якості розрахункової моделі був прийнятий елемент ПГС довжиною 1700 мм (збільшення довжини призводило лише до збільшення часу розрахунку, а результати практично не змінювалися); ширина полиць

становила  $b_f=400, 300$  і  $240$  мм при змінній товщині  $t_f=6, 8, 10, 12$  і  $14$  мм. Елементарні розрахунки свідчать, що при більших товщинах місцева стійкість поясів буде завжди забезпечена.

Розрахункові моделі елементів ПГС завантажувалися лінійним рівномірно-розподіленим навантаженням  $q=t_f \cdot R_y$ , що прикладалося у повздовжньому напрямку до поясів елемента (рис. 2). Розглядалося три розрахункові схеми навантаження: *a* – обидва пояси стиснуті, що відповідає роботі елемента при центральному стиску; *б* – один із поясів стиснутий вищезначеним навантаженням  $q=t_f \cdot R_y$ , а інший не завантажений, що відповідає роботі позацентрово-стиснутого елемента з відносним ексцентриситетом  $m=1$ ; *в* – один з поясів стиснутий, а протилежний розтягнутий вищезначеним навантаженням  $q=t_f \cdot R_y$ . Такий напружений стан відповідає чистому згину. Вказані схеми навантаження виключають вплив дотичних напружень, а отже і втрати стійкості стінки, на роботу поясів.

У сучасних конструкціях, як правило, використовуються пояси з таким співвідношенням ширини звису до товщини  $b_{ef}/t_f$ , при якому їх втрата стійкості відбувається в області пружно-пластичної роботи сталі. В даній роботі з метою визначення стійкості поясів із підвищеною гнучкістю за межею пружної роботи сталі проводяться чисельні дослідження з урахуванням одночасно геометричної нелінійності поведінки конструкції і фізичної нелінійності роботи сталі.

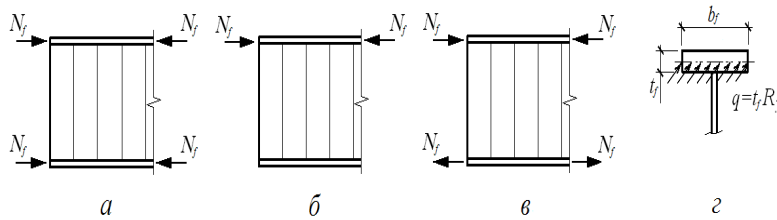


Рис. 2. Схеми навантаження розрахункових моделей:  
*a, б* – центральний і позацентровий стиск; *в* – чистий згин;  
*z* – навантаження полиці

Для дослідження задач стійкості поясів в елементах ПГС при урахуванні геометричної і фізичної нелінійності одночасно використовується метод [6]. Нелінійність диференціальних розв'язувальних рівнянь обумовлена нелінійною залежністю між напруженнями і деформаціями  $\sigma=\sigma(\varepsilon)$  і нелінійним зв'язком між деформаціями  $\varepsilon_{i,j}(u)$  і переміщеннями. Фізична нелінійність розглядається в рамках нелінійної теорії пружності, розрахунки ведуться із застосуванням крокового методу за умови досягнення текучості в крайніх фібрах елемента (крайової текучості).

Залежність між напруженнями  $\sigma_i$  та деформаціями  $\varepsilon_i$  прийнята за уніфікованою діаграмою  $\sigma-\varepsilon$  (рис. 3) для низьковуглецевої сталі з  $R_y=240$  МПа і задавалася у вигляді кусково-лінійної залежності:

$$\begin{aligned} \text{при } \sigma \leq \sigma_e \quad (\sigma_e=0,8R_y): & \quad \sigma = \varepsilon E; \quad \tau = \gamma G; \\ \text{при } \sigma_e \leq \sigma \leq R_y \quad (0,8R_y < \sigma \leq R_y): & \quad \sigma = \varepsilon E_c; \quad \tau = \gamma G_c; \end{aligned}$$

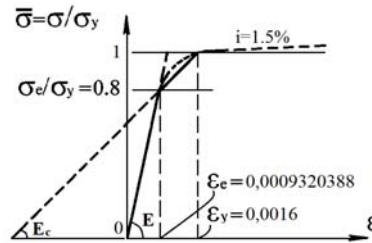


Рис. 3. Кусково-лінійна діаграма роботи пластичної сталі  $\sigma-\varepsilon$

Розрахунки показали, що критичні напруження місцевої втрати стійкості поясів у моделі типу *a* (рис. 2) виявилися дещо меншими, тому в подальшому вона була прийнята за основну.

При розв'язуванні задачі використовувалися плоскі трьохвузлові і чотирьохвузлові скінченні елементи оболонки, що одночасно враховують геометричну і фізичну нелінійність. При призначенні характеристик жорсткості застосовувалася кусково-лінійна залежність  $\sigma_i - \varepsilon_i$ , що відповідає діаграмі  $\bar{\sigma} - \bar{\varepsilon}$  (рис. 3) для низьковуглецевої сталі з  $R_y=240$  МПа.

В роботі чисельно досліджувалися моделі з висотою стінок  $h_w$  від 333 до 1500 мм і товщиною стінок  $t_w=2,0, 2,5$  і 3 мм. При цьому гнучкість стінок  $\lambda_w = h_w/t_w$  змінюється від 111 до 750. Для стінки і поясів використовувалася сталь з  $R_y=240$  МПа. Навантаження на моделі прикладаються до поясів у вигляді рівномірно-розподіленого навантаження  $q = t_f \cdot R_y$ , де  $t_f$  – товщина поясу. При цьому коефіцієнт втрати стійкості моделі – він же коефіцієнт місцевої втрати стійкості поясу  $k_{cr}^n = \sigma_{cr}^n / R_y$ .

При чисельному дослідженні основна увага була приділена поясам із підвищеною гнучкістю звису порівняно з вимогами [1]  $\bar{\lambda}_{uf} = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq 0,5$ .

При цьому для сталей з  $R_y=240$  МПа гранична гнучкість звису полиці в балках із плоскою стінкою становить  $\frac{b_{ef}}{t_f} = 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} \leq 14,65$ . Тому в роботі розглядалися пояси з гнучкістю  $\lambda_{ef} = b_{ef}/t_f$ , рівною 15,5, 16,0, 16,5, 18,75 і

20,0. Для більш глибокого вивчення роботи моделі при втраті стійкості були розглянуті пояси з відношенням  $b_{ef}/t_f=12$  і 14,65. Результати розрахунків для деяких моделей наведені в табл. 1.

Таблиця 1

**Коефіцієнти критичних напружень  $k_{cr}^n$  за МСЕ**

$b_{ef}/t_f$			$300 < b_f \leq 400$		$b_f \leq 300$		
			16	15,5	17	16,5	16
$h_w$	$t_w$	$\lambda_w$	$k_{cr}^n$	$k_{cr}^n$	$k_{cr}^n$	$k_{cr}^n$	$k_{cr}^n$
333	2,0	166	0,960	0,960	0,960	0,960	0,960
	2,5	133	0,960	0,960	0,960	0,960	0,960
	3,0	111	0,960	0,960	0,960	0,960	0,960
500	2,0	250	0,960	0,960	0,940	0,960	0,960
	2,5	200	0,960	0,960	0,960	0,960	0,960
	3,0	167	0,960	0,960	0,960	0,960	0,960
625	2,0	312	0,960	0,960	0,940	0,960	0,960
	2,5	250	0,960	0,960	0,960	0,960	0,960
	3,0	208	0,960	0,960	0,960	0,960	0,960
750	2,0	375	0,960	0,960	0,940	0,960	0,960
	2,5	300	0,960	0,960	0,960	0,960	0,960
	3,0	250	0,960	0,960	0,960	0,960	0,960
1000	2,0	500	0,96	0,960	0,920	0,960	0,940
	2,5	400	0,96	0,960	0,940	0,960	0,960
	3,0	333	0,96	0,960	0,960	0,960	0,960
1250	2,0	625	0,92	0,960	0,920	0,960	0,920
	2,5	500	0,96	0,960	0,940	0,960	0,940
	3,0	417	0,96	0,960	0,960	0,960	0,960
1500	2,0	750	0,90	0,940	0,920	0,960	0,900
	2,5	600	0,94	0,960	0,940	0,960	0,940
	3,0	500	0,96	0,960	0,960	0,960	0,960

Аналіз результатів чисельних досліджень критичних напружень втрати стійкості поясів з урахуванням геометричної і фізичної нелінійності дозволив встановити, що максимальне значення коефіцієнта критичних напружень втрати стійкості поясів  $k_{cr}^n$  становить 0,96. При зменшенні гнучкості звису поясу  $\lambda_f = b_{ef}/t_f$  нижче нормативного  $0,5\sqrt{E/R_y}$  значення  $k_{cr}^n$  не збільшується, що практично не відрізняється від  $\varphi=0,967$  за [7] при  $\bar{\lambda}_y = 0,8$ .



Для забезпечення коефіцієнта критичних напружень  $k_{cr}^n$  таким, що завжди дорівнює 0,96, необхідно дотримуватися наступних правил:

- гнучкість стінки у всіх випадках слід обмежувати максимальною величиною  $\lambda_w = h_w / t_w = 500$ ;
- гнучкість звису полиці  $\lambda_f$  можна приймати у всіх випадках без обмежень при дотриманні наступних правил стосовно розмірів ширини поясу  $b_f$  і товщини стінки  $t_w$ :
  - $\lambda_f \leq 15,5$  при  $b_f \leq 400$  мм;
  - $15,5 < \lambda_f \leq 16$  при  $b_f \leq 400$  мм і  $\lambda_w < 500$ ;
  - $16 < \lambda_f \leq 16,5$  при  $b_f \leq 300$  мм;
  - $16,5 < \lambda_f \leq 17$  при  $b_f \leq 300$  мм і  $t_w = 3$  мм;
- при ширині поясу  $b_f > 400$  мм граничну гнучкість звису поясу приймати за формулою  $\bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,1\bar{\lambda}_y$ , як для плоскої стінки.

Вказані формули (1) слід використовувати у випадках безперервного розкріплення поясу від випинання відносно осі у-у, наприклад, сталевим настилом, що надійно з ним пов'язаний.

Збільшення відношення  $b_{ef}/t_f$  призводить до збільшення ширини поясу, а відтоді і його загальної стійкості відносно осі у-у. При гнучкості полиці  $\lambda_f = 16$  ширина полиці, а разом з нею і радіус інерції полиці  $i$ , можуть бути збільшені на 9,2 %, при  $\lambda_f = 16,5$  – на 12,6 %, а при  $\lambda_f = 17$  – на 16 % порівняно з нормативною величиною. На стільки ж процентів буде зменшуватися гнучкість гілки двотавра (одиночної полиці) відносно осі у-у, а відтоді і витрати сталі на елемент в цілому на 6...9 %.

Згідно з [7] для центрально-стиснутих елементів із плоскою стінкою умовна гранична гнучкість звису поясу становить:

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,1\bar{\lambda}_y \quad (2)$$

При  $\bar{\lambda}_y \leq 0,8$  приймається  $\bar{\lambda}_y = 0,8$ , а при  $\bar{\lambda}_y \geq 4$  приймається  $\bar{\lambda}_y = 4$ .

Для гладкої стінки мінімальне значення  $\bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,1 \cdot 0,8 = 0,44$ . Для елементів із гофрованою стінкою значення  $\bar{\lambda}_{uf}$  повинно бути збільшено і залежно від  $b_{ef}/t_f$  і умовної гнучкості гілки двотавра відносно осі у-у  $\bar{\lambda}_y$  (рис. 1) буде мати вигляд:

$$\begin{aligned} \text{при } b_{ef}/t_f \leq 15,5 & \quad \bar{\lambda}_{uf} = (0,45 + 0,1\bar{\lambda}_y); \\ 15,5 < b_{ef}/t_f \leq 16,0 & \quad \bar{\lambda}_{uf} = (0,466 + 0,1\bar{\lambda}_y); \\ 16 < b_{ef}/t_f \leq 16,5 & \quad \bar{\lambda}_{uf} = (0,483 + 0,1\bar{\lambda}_y); \\ 16,5 < b_{ef}/t_f \leq 17,0 & \quad \bar{\lambda}_{uf} = (0,50 + 0,1\bar{\lambda}_y). \end{aligned} \quad (3)$$

Враховуючи, що тонкостінні елементи ПГС чутливі до недосконалостей геометричної форми, в формулах (3) рекомендується  $\bar{\lambda}_y$  приймати не більше 3. Дані формули можна використовувати для підбору оптимального перерізу поясу у вигляді смуги [8].

### Висновки

Побудовані і чисельно досліджені за МСЕ з застосуванням ПК ЛРА фізико-математичні моделі елементів ПГС для розрахунку стиснутих поясів на місцеву стійкість за умови жорсткого сполучення їх із гофрованою стінкою. За результатами чисельних експериментів з урахуванням геометричної і фізичної нелінійності запропоновано формули для визначення відношення граничної ширини звису поясу до його товщини за умови забезпечення його місцевої стійкості.

### Література

- [1] Flange buckling behavior of the H-shaped member with sinusoidal webs / [Guo Yan-lin, Zhang Qing-lin, Siokola, W., Hofer, A.] // Fifth International Conference on Thin-Walled Structures. – Australia, 2008.
- [2] Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-5: Plated structural elements: EN 1993-1-5:2006. – Brussels : CEN–CENELEC Management Centre, 2006. – 55 p. – (European Standard).
- [3] Лазнюк М. В. Балки з поперечно гофрованою тонкою стінкою при дії статичного навантаження : дис. ... канд. техн. наук : спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Михайло Васильович Лазнюк ; Київський національний університет будівництва і архітектури. – Київ, 2006.
- [4] Стальные конструкции. Нормы проектирования : СНиП РК 5.04-23-2002. – Астана : Комитет по делам строительства Министерства индустрии и торговли Республики Казахстан, 2003. – 118 с.

- [5] Будівництво в сейсмічних районах України: ДБН В.1.1–12:2006. – [Чинний від 2007–01–02]. – К. : Мінбуд України, 2006. – 84 с. – (Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Державні будівельні норми України).
- [6] Городецкий А. С. Компьютерные модели конструкций / А. С. Городецкий, И. Д. Евзеров. – К. : Факт, 2005. – 344 с.
- [7] Конструкції будинків і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу: ДБН В.2.6-163:2010. – [Чинні з 2011-12-01]. – Київ, 2011. – 219 с. – (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України).
- [8] Нілова Т. О. Розрахунок і компонування перерізів стиснутих сталевих елементів з поперечно-гофрованими стінками / Т. О. Нілова, С. І. Білик, Л. І. Лавриненко // Современные строительные конструкции из металла и древесины : сб. науч. трудов Одесской гос. академии строительства и архитектуры. – Одесса, 2011. – № 15, Ч. 2. – С. 165–171.

*Надійшла до редколегії 19.08.2014 р.*

УДК 624.014 (688.775.3)

## **Аналіз розрахунку болтів фланцевого з'єднання в умовах складного напружено-деформованого стану**

**Білик С.І., д.т.н., Бут М.О., Шпинда В.З.**

Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна

**Анотація.** Розглянуто особливості розрахунку фланцевих з'єднань згідно з положеннями будівельних норм, машинобудівельної методики Біргера та математичного моделювання в розрахункових комплексах будівельного та мультифізичного напрямків. Зроблено порівняння методик та проведено верифікаційний тест роботи фланцевого з'єднання.

**Аннотация.** Рассмотрены особенности расчета фланцевых соединений в соответствии с положениями строительных норм, машиностроительной методики Биргера и математического моделирования в расчетных комплексах строительного и мультифизического направлений. Выполнено сравнение методик и проведен верификационный тест работы фланцевого соединения.

**Abstract.** Calculation features of flange connections in accordance with the provisions of building codes, Birger engineering methods and mathematical modeling in computational complexes of constructional and multi-physician directions. Comparison of methods and verification test concerning work of flanged connections are conducted.

**Ключові слова:** фланець, розрахунок, ПК Ліра, верифікаційний тест.

**Постановка проблеми.** Фланцеві з'єднання мають широке застосування в різних галузях промисловості. Незважаючи на стандартизацію фланців, вирішальний вибір виду, розмірів і складових даного виду з'єднань залишається за конструктором. В особливих випадках виникає необхідність конструювання фланців не передбачених вітчизняними нормами та стандартами. Дана робота присвячується аналізу розрахунку болтів фланцевих з'єднань при складному напружено – деформованому стані який виникає в болтах контактного фланцевого з'єднання (з'єднання без прокладок, які застосовуються в конструкціях що не потребують повної герметизації стиків) в нашому випадку – з'єднання направляючої і валу колеса огляду.

**Аналіз останніх досліджень.** Оскільки порядок проектування такого з'єднання поверхнево описаний у державних будівельних нормах, і є частково експериментальним, дана робота дає цінний досвід який знадобиться для аналізу та оптимізації методики розрахунку фланцевих з'єднань в цілому.

Метою роботи є аналіз розрахунку болтів фланцевого з'єднання напрямної та валу колеса огляду за чинними нормативними документами: СНиП II-23-81 [2], ДБН В.2.6-163 [1], Єврокод 3 [4], за методикою, описа-

ною в книгах Біргера І. А., Іосилевича Г. Б. [5], Волошина А. А. [6], а також із застосуванням програмних комплексів ПК «Ліра-Сапр 2012» і «Autodesk Simulation Mechanical» (ASM) для створення просторової моделі і проведення нелінійного розрахунку та порівняння даних, отриманих в результаті аналітичного розрахунку і застосування програмних комплексів.

**Основними цілями є:**

- провести аналітичний розрахунок згідно з чинними нормативними документами;
- задати в програмному комплексі ПК «Ліра-Сапр 2012» просторову модель фланцевого з'єднання, змодельовавши контактну роботу пластин фланцю;
- порівняти отримані зусилля в болтах із результатами аналітичних розрахунків;
- продемонструвати переваги і недоліки програмного комплексу «Ліра – Сапр 2012» у моделюванні та розрахунку вузлів сталевих конструкцій об'ємними елементами на прикладі фланцевого з'єднання;
- для порівняння результатів, отриманих в «Ліра-Сапр», з іншими програмними комплексами, провести розрахунок даного з'єднання в «Autodesk Simulation Mechanical».

**Викладення основного матеріалу.** Об'єктом дослідження є фланцеве з'єднання напрямної і валу колеса огляду що знаходиться на відмітці 102.5 м в будівлі «Батумського технологічного університету» [8, 9], проект якого був розроблений силами кафедри металевих та дерев'яних конструкцій Київського національного університету будівництва та архітектури.

Для моделювання з'єднання прийняті наступні конструктивні рішення:

1. В роботі розглянутий варіант розрахунку фланцевого з'єднання зі сторони примикання напрямної і пластини фланцю, оскільки варіант з'єднання лафети і пластини фланцю з протилежної сторони не розглядається в у нормативних документах і є експериментальним, відповідно, приймаємо до порівняння фланцеві з'єднання, запроєктовані за вимогами: СНиП II-23-81; ДБН В.2.6-163; Єврокод 3; методикою галузевих розрахунків для машинобудівного призначення, описаних у [5].
2. Діаметр труби напрямної становить:  $d = 720$  мм.
3. З'єднання двох пластин фланців на болтах (16 шт.) діаметром 48 мм, класу точності А, класу міцності 10.9, прийнятих за ГОСТ 7805-70.
4. Фланець і труби виготовлені зі сталі 09Г2С, що відповідає сталі класу С345.

5. Фрагмент з'єднання взятий до точки примикання опор до лафети для передачі зусилля з урахуванням перерозподілу навантаження на опори колеса огляду.

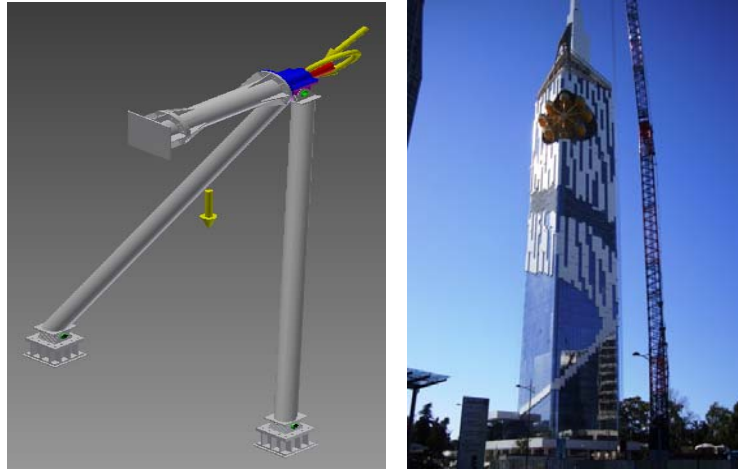


Рис. 1. Колесо огляду, розташоване у будівлі в м. Батумі, Грузія

Розрахунок виконується за комбінацією зусиль, що викликає найбільші зусилля розтягу в болтах. Збір навантажень на колесо огляду виконаний згідно зі СНиП 2.01.07-85 [3], що діє на території Грузії, де і знаходиться об'єкт. Зусилля, які виникають в елементах з'єднання, отримані з розрахунку, проведеного в ПК Ліра 9.6.

Розглянемо складний напружено-деформований стан з'єднання.

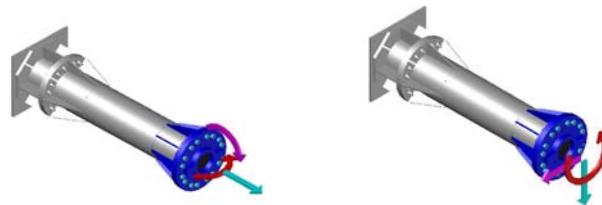


Рис. 2. Напружено-деформований стан болтів у з'єднанні

При одночасній дії моментів у двох площинах відбувається нерівномірний розподіл навантажень, відповідно, необхідний переріз болтів приймається за більш напруженими, що знаходяться у виділеній частині з'єднання.

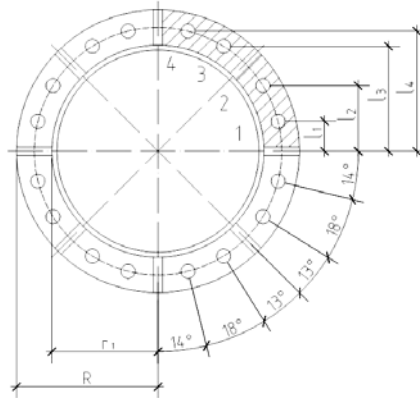


Рис. 3. Розподіл зусиль між болтами з'єднання

При цьому розподіл поздовжньої розтягуючої сили відбувається лінійно між усіма болтами:

$$N = \frac{N_x}{n}, \quad (1)$$

а дію моментів зводимо до зосереджених сил залежністю з урахуванням полярного моменту інерції:

$$P_k = \frac{l_k \times M_y (M_z) / 2}{\sum_{i=1}^4 l_i^2}; \quad (2)$$

Тоді повне зусилля розтягу в болті становить:

$$N_t = N + P_{z1} + P_{z2} + F_0 \quad (3)$$

Безпосередньо розглянемо методики розрахунку за нормативними документами:

При розрахунку болтового з'єднання за методикою ДБН [1] передбачається визначення несучої здатності болтів при роботі на:

— зріз:

$$N_{bs} = R_{bs} \times A_b \times n_s \times \gamma_b \times \gamma_c; \quad (4)$$

— розтяг:

$$N_{bt} = R_{bt} \times A_{bn} \times \gamma_c; \quad (5)$$

— зминання металу з'єднувальних елементів:

$$N_{bp} = R_{bp} \times d_b \times \sum t_{\min} \times \gamma_b \times \gamma_c. \quad (6)$$

Методика СНиП [2] побудована аналогічним чином, але з дещо іншими значеннями нормативних опорів та вимог щодо розміщення болтів.

Особливістю розрахунку за Єврокодом 3 [4] є надання вищих нормативних опорів сталі для болтових з'єднань, порівняно зі СНиП та ДБН, але разом з тим проводиться більш детальний розрахунок з'єднання з урахуванням таких додаткових факторів, як робота на продавлювання:

$$N_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{M2}} \quad (7)$$

При розрахунку за методикою Біргера [5] приймаємо стрижень в якості моделі фланцю і припустимо, що контактні напруження постійні по ширині його перерізу і характеризуються розподіленими навантаженнями  $q$ .

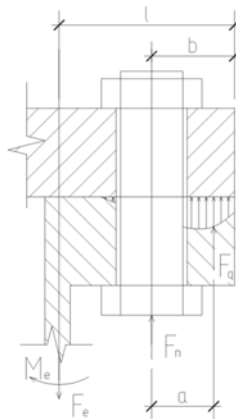


Рис. 4. Контактна робота пластин фланцевого з'єднання

Припустимо, що кінематичні переміщення фланців (зближення локальних осей координат) відбувається в результаті їх стиснення в зоні контакту, а це рівнозначно введенню в стик фланців умовного контактної сфери, піддатливість якого дорівнює піддатливості фланців ( $\lambda_1$ ;  $\lambda_2$ ) при стисненні.

$$\lambda_o = \frac{2}{E_o \times \pi \times d_o \times tg\alpha} \ln \frac{(a + d_o) \times (a + l \times tg\alpha - d_o)}{(a - d_o) \times (a + l \times tg\alpha + d_o)} \quad (8)$$

Такий метод розрахунку описує більш правильно роботу з'єднання з фізичної точки зору, оскільки враховує такі фактори, як піддатливість елементів з'єднання, через постановку контактної плоскої задачі.



$$F_q = \frac{F_e \cdot \left( \frac{F_0}{F_e} - \frac{\lambda_0}{\lambda_\Sigma} \right)}{1 - \frac{\beta \cdot a^3}{6 \cdot \lambda_\Sigma}}; \quad (9)$$

Саме методика Біргера навела на думку про моделювання фланцевого з'єднання в середовищі МСЕ. Даний метод вказує на необхідність врахування контактної задачі при розрахунку фланцевих з'єднань, тому було прийнято рішення про проведення верифікаційного тесту з використанням сучасних МСЕ комплексів, а саме: ПК «Ліра-Сапр 2012».

Геометрія з'єднання була виконана згідно з вимогами СНиП, оскільки самі ці норми є чинними на території Грузії, і керуючись саме цими нормами, був виконаний розрахунок даного об'єкта.

Побудова моделі була виконана за допомогою програми AutoCAD. Таке рішення було прийняте як найбільш практичне серед відомих методів моделювання об'ємних тіл за рахунок побудови скінченно-елементної сітки, методом Кунса, що дозволило провести рівномірний поділ на СЕ з розмірами сторін не більше 20 мм. Після імпорту виконано видавлювання в об'ємні елементи та формування остаточної геометрії моделі.

Далі було задано граничні умови і жорсткісні характеристики задачі, після чого змодельовано контакти між пластинами фланців через 262 СЕ, що включаються в роботу лише при стисканні, що дає змогу правильно зобразити контактну роботу пластин фланців.

До схеми послідовно прикладене навантаження, а саме:

- власна вага;
- зовнішнє навантаження, задане за допомогою інструменту «Об'єднання переміщень».

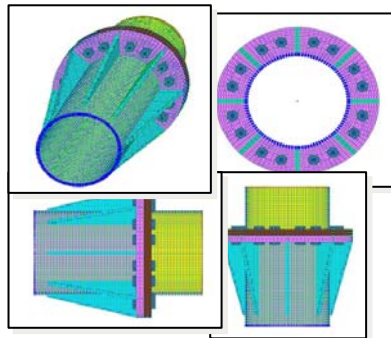


Рис. 5. Просторова комп'ютерна модель фланцевого з'єднання в програмі «Ліра-Сапр 2012».

Зусилля попереднього натягу болтів змодельовано у вигляді рівномірного нагріву елементів, що утворюють болти. Значення різниці температур  $\Delta T$  знаходимо аналітично із закону Гука та закону лінійного розширення сталі від дії температури. В результаті зусилля попереднього натягу, що становить 162 кН, перетворено на температурний розігрів розміром  $3,615^\circ$ .

$$\Delta T = \frac{F}{E \cdot A \cdot \alpha} = \frac{162 \cdot 10^3}{2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^6 \cdot 3,14 \cdot 0,024^2 \cdot 1,2 \cdot 10^{-4}} = 3,6215^\circ, \quad (10)$$

де  $\alpha_L = \frac{\Delta L}{L \cdot \Delta T}$  – коефіцієнт температурного розширення сталі.

За рахунок нелінійності було змодельовано реальну послідовність прикладання навантажень на конструкцію. Для отримання зусилля розтягу в болті розподіляємо напруження по площі його перерізу. Для порівняння результатів, отриманих в ПК «Ліра-Сапр 2012» з іншими програмними комплексами, розглянемо розрахунок виконаний в ASM.

Для створення моделі було використано інструмент твердого моделювання AI 2013, в якому враховані всі технологічні рішення щодо з'єднань вузла, а саме: зварні з'єднання, умови закріплення, прикладання навантажень, а також заданий односторонній контакт пластин фланцю.

Особливістю моделювання в ASM порівняно з ПК «Ліра-Сапр 2012» є простіший процес завдання болтових з'єднань. За рахунок роботи з твердим елементом для моделювання достатньо вказати тип болтового з'єднання, перерізуючи площини, площини закріплення та геометрію болтів. Але разом з тим процес завдання навантажень на з'єднання є більш трудомістким порівняно з Лірою.

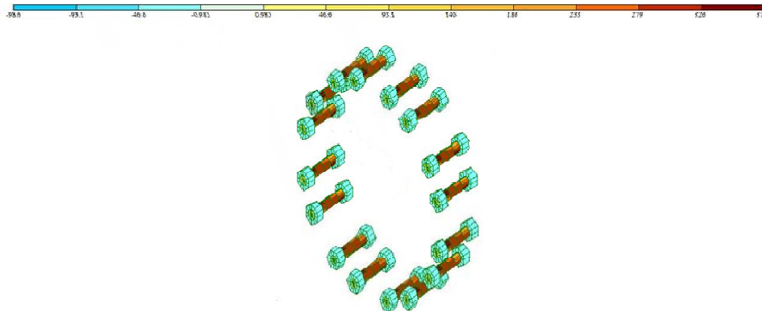


Рис. 6. Ізополя напружень, які виникають в болтах по локальній осі Z

**Обговорення результатів.** Нижче наведена гістограма порівняння зусиль за представленими методиками в чотирьох болтах, які будуть сприймати основні зусилля розтягу. У зображених результатах спостерігається деяка

розбіжність значень між різними методиками розрахунку, а саме 14,4 % між максимальними зусиллями розтягу, які виникають в болті № 3. Це пояснюється різницею геометричних розмірів пластин фланців, яка залежить від вимог відповідних норм щодо розташування болтів у багатоболтовому з'єднанні. Безпосередньо різниця між розрахунком, виконаним із використанням ПК Ліра, і аналітичним розрахунком за СНиП обумовлена постановкою задачі у вигляді просторової моделі, поступовістю прикладання навантаження, а також врахуванням контактної роботи пластин з'єднання у ПК «Ліра-Сапр 2012», чого не передбачається вимогами СНиП II-23-81.

Отримані результати розрахунку в ASM є близькими до результатів «Ліри-Сапр», а розбіжність результатів, що складає 4,2 % у найбільш напруженому болті, пояснюється різницею у моделюванні з'єднань труби і пластин фланцю в цих програмних комплексах.

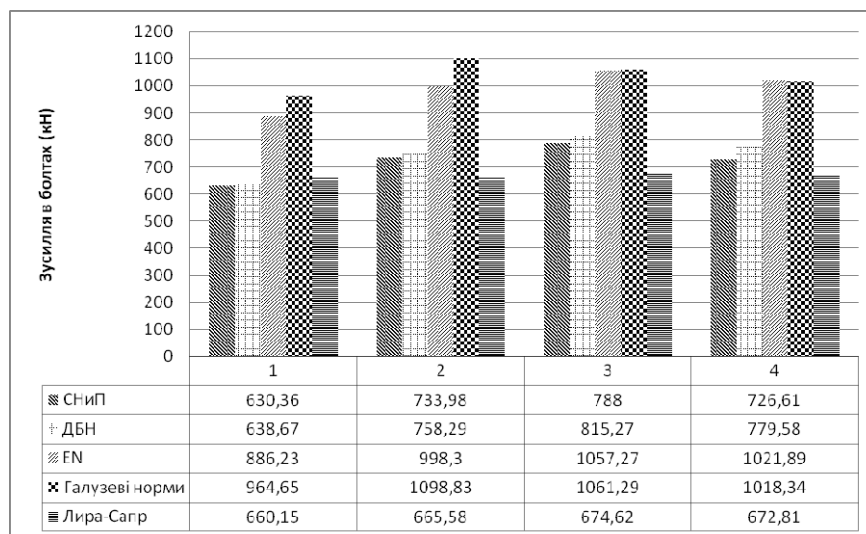


Рис. 7. Гістограма порівняння зусиль, які виникають в болтах при роботі з'єднання на розтяг

### Висновки

Як показує досвід проектування, сучасні програмні комплекси дозволяють точніше розглянути роботу з'єднання за рахунок можливості створення просторової твердотілої моделі, поетапного прикладання нелінійних навантажень і відтворення фізичних процесів (таких як контактна робота пластин фланців), що дозволяє зменшити зусилля, які виникають в болтах, у порівнянні зі спрощеними аналітичними методиками, представленими у нормативних документах, що упускають дані аспекти.

Саме тому для підвищення надійності фланцевих з'єднань необхідно застосовувати сучасні методи проектування, засновані на широкому використанні програмних комплексів, які дозволяють провести точний аналіз роботи з'єднання, врахувати розподіл зусиль, визначити запаси міцності і в результаті – запроектувати надійну конструкцію.

### **Література**

- [1] Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу : ДБН В.2.6-163:2010. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 202 с. – (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України).
- [2] Стальные конструкции : СНиП II-23-81\*. – Офиц. изд. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
- [3] Нагрузки и воздействия : СНиП 2.01.07-85. – Офиц. изд. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 35 с.
- [4] Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-5. Пластинчасті конструктивні елементи (EN 1993-1-5:2006, IDT) : ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5:2012 : проект [Електронний ресурс] / ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського», ТК 301 «Металобудівництво». – Електронні дані. – К. : «НОРМАТИВ™ PRO». – (Нормативно-правове забезпечення діяльності проектних і будівельних організацій України).
- [5] Биргер И. А. Резьбовые и фланцевые соединения / И. А. Биргер, Г. Б. Иосилевич. – Москва : Машиностроение, 1990. – 367с.
- [6] Волошин А. А. Расчет и конструирование фланцевых соединений / А. А. Волошин – Ленинград : Машиностроение, 1979. – 126 с.
- [7] Болты с шестигранной головкой класса точности А. Конструкция и размеры [Електронний ресурс] : ГОСТ 7805-70 – Електронні дані. – К. : ТОВ «Інформаційно-маркетинговий центр», 2010. – Інформаційно-довідкова система «Зодчий», версія 9.07. – (Нормативно-правове забезпечення діяльності проектних і будівельних організацій України).
- [8] Білик А. С. Атракціон у висотній будівлі технологічного університету м. Батумі / А. С. Білик, М.О. Бут // Промислове та цивільне будівництво : науково-виробничий журнал. – 2013. – № 1. – С. 37–42.
- [9] Расчёт колеса обозрения, закреплённого в высотном здании : отчет о НИР / рук. А. С. Билык, М. А. Бут. – К. : 2012. – 78 с. – Библиогр.: с 77-78. — Деп. в НИЧП «Вартість», № 75.

*Надійшла до редколегії 20.08.2014 р.*

УДК 624.014.2

## Действительная работа тонкостенных оболочек промышленных трубопроводов на поперечную нагрузку

Любин А.Е., к.т.н.

Корпорация «Промстальконструкция», Украина

**Анотація.** Розглянуті питання дійсної роботи тонкостінних оболонок трубопроводів на поперечне навантаження. Показані особливості напружено-деформованого стану, викликаного зміною кругової форми поперечного перетину оболонки під впливом неосесиметричного навантаження. Визначені граничні умови геометричних параметрів оболонки, відповідних певному характеру її роботи. Наведені результати експериментальних досліджень оболонок реальних розмірів. Показані впливи проміжних шпангоутів на стабільність кругової форми поперечного перетину оболонки.

**Аннотация.** Рассмотрены вопросы действительной работы тонкостенных оболочек трубопроводов на поперечную нагрузку. Показаны особенности напряженно-деформированного состояния, вызванного изменением круговой формы поперечного сечения оболочки под действием неосесимметричной нагрузки. Определены граничные условия геометрических параметров оболочки, соответствующих определенному характеру ее работы. Приведены результаты экспериментальных исследований оболочек реальных размеров. Показано влияние промежуточных шпангоутов на стабильность круговой формы поперечного сечения оболочки.

**Abstract.** The questions of actual work of the thin-walled shells of pipelines are considered under the transversal loading. The features of tense-deformed state are shown caused by change of circular form of cross-section of shell under influence of the non-axis-symmetrical loading. The scope terms of shell geometrical sizes are determined corresponding to certain character of pipeline work. Results of experimental researches of real size shells are cited. Influence of transverse frames on stability of circular cross-sectional shape of the shell is shown.

**Ключевые слова:** Трубопровод, оболочка, поперечные нагрузки, пространственная работа, депланации контура, дополнительные напряжения, деформации.

Оболочки промышленных трубопроводов работают, как правило, при низком внутреннем давлении и на значительные вертикальные поперечные нагрузки. Они представляют собой пространственные конструкции, оценка напряженного состояния которых достаточно сложна.

Результаты теоретических исследований в области строительной механики и теории упругости в этой области, а также полученные зависимости весьма громоздки и, как правило, справедливы лишь для идеальных схем.

Действительная работа таких оболочек при определенных параметрах не корреспондируется с представлениями, основанными на известных расчетных гипотезах и предположениях.

Основным отличием в работе тонкостенной оболочки трубопровода являются деформации контура поперечного сечения и нарушение его круговой формы, возникающие при определенных типах нагрузки и геометрических параметрах трубопровода.

Нагрузки, приложенные к оболочке трубопровода, по характеру воздействия можно разделить на два типа:

- осесимметричные нагрузки, не вызывающие деформирование кругового контура поперечного сечения;
- неосесимметричные нагрузки, вызывающие деформирование кругового контура поперечного сечения.

К симметричным относительно продольной оси можно отнести только нагрузки от внутреннего давления, собственного веса, футеровки, полного заполнения трубопровода транспортируемым продуктом или отложениями.

Именно при воздействии неосесимметричных нагрузок проявляются деформации контура поперечного сечения и нарушение его круговой формы, что приводит к существенному отличию напряженного состояния оболочки трубопровода от тонкостенной балки.

Эти явления связаны с многими факторами, в том числе, в первую очередь, с характером нагрузок и геометрическими параметрами трубопровода.

По методу, предложенному в [1], напряженное состояние оболочки представляется в виде двух состояний:

- элементарное напряженное состояние пустотелой балки, которая в данном случае является основной системой;
- дополнительное напряженное состояние, отражающее статическую неопределимость оболочки и характеризующее в сочетании с первым действительную ее работу.

При расчете на прочность от действия симметричных нагрузок, трубопроводы рассчитывают по балочной схеме, как плоскую конструкцию – балку кольцевого сечения.

Расчет оболочек трубопроводов по плоской схеме на неосесимметричные нагрузки не отвечает действительному напряженному состоянию, так как при действии на оболочку таких нагрузок теряет силу закон плоских сечений. При действии неосесимметричной нагрузки тонкие оболочки трубопроводов работают не как плоские конструкции, а как пространственные системы (оболочка с жесткими кольцами), находящиеся в условиях двухосного напряженного состояния.

На действие таких нагрузок оболочки трубопроводов рассчитывают на основе технической (полубезмоментной) теории оболочек и определяют величину дополнительных нормальных напряжений, вызванных изменением круговой формы контура поперечного сечения оболочки.

Исследование зависимости величины дополнительных нормальных напряжений от геометрических параметров оболочки позволило получить их экстремальные значения, соответствующие определенному характеру работы оболочки.

Геометрические параметры оболочки характеризовались ее относительной длиной  $\lambda = l/r$ , где,  $l$  – полуудлина оболочки,  $r$  – радиус оболочки.

Установлены граничные значения относительной длины оболочки  $\lambda$ , соответствующие ее работе, как пространственной конструкции или, как балки кольцевого сечения.

На рис. 1–5 показаны графики зависимости дополнительных нормальных продольных напряжений  $\sigma_{\text{хдоп}}$  от диаметра  $D$  оболочки для различных относительных длин оболочек в интервале  $\lambda = 4-20$ , наиболее часто применяемых при строительстве трубопроводных систем.

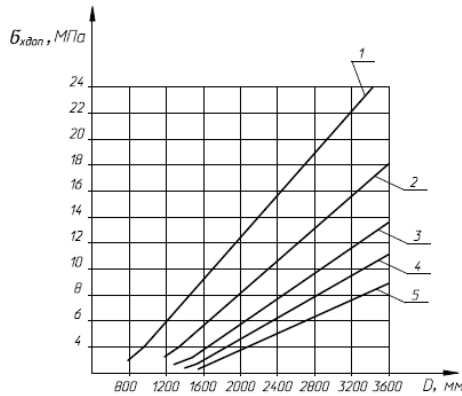


Рис. 1. График зависимости дополнительных напряжений от диаметра оболочки  $D$  при  $\lambda = 4$   
1, 2, 3, 4, 5 – толщина оболочки, соответственно  $t = 4, 6, 8, 10, 12$  мм

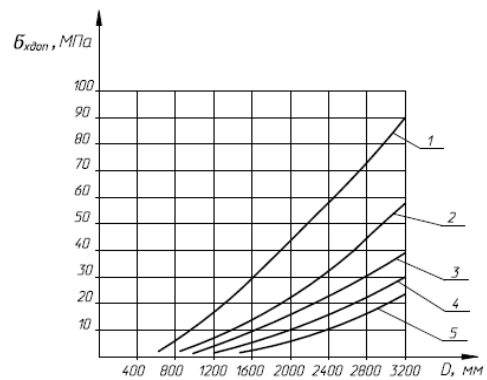


Рис. 2. График зависимости дополнительных напряжений от диаметра оболочки  $D$  при  $\lambda = 8$   
1, 2, 3, 4, 5 – толщина оболочки, соответственно  $t = 4, 6, 8, 10, 12$  мм

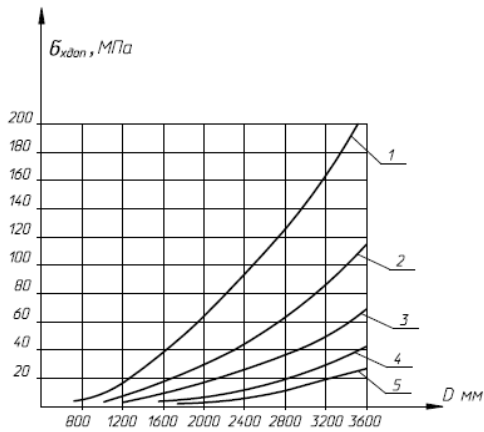


Рис. 3. График зависимости дополнительных напряжений от диаметра оболочки  $D$  при  $\lambda = 12$   
1, 2, 3, 4, 5 – толщина оболочки соответственно  $t = 4, 6, 8, 10, 12$  мм

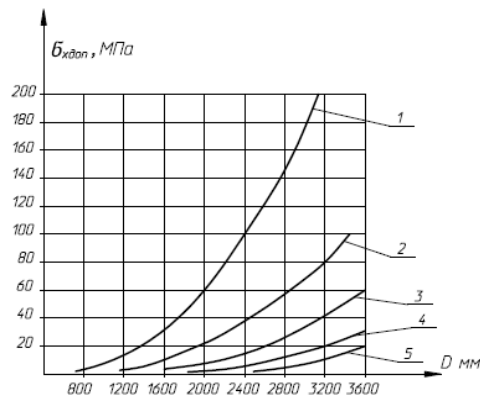


Рис. 4. График зависимости дополнительных напряжений  $\sigma_x$  от диаметра оболочки  $D$  при  $\lambda = 16$   
1, 2, 3, 4, 5 – толщина оболочки, соответственно  $t = 4, 6, 8, 10, 12$  мм

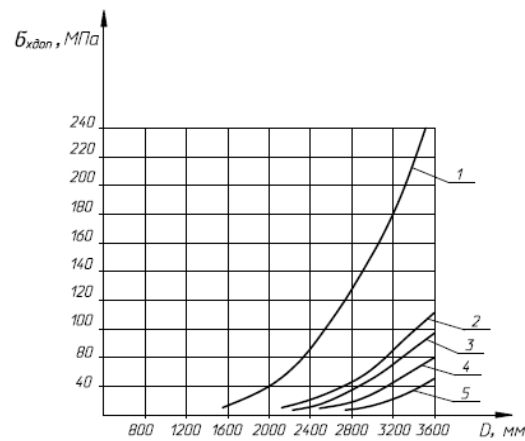


Рис. 5. График зависимости дополнительных напряжений от диаметра оболочки  $D$  при  $\lambda = 20$   
1, 2, 3, 4, 5 – толщина оболочки, соответственно  $t = 4, 6, 8, 10, 12$  мм

Как показали исследования, наибольшие дополнительные нормальные продольные напряжения  $\sigma_{хдоп}$ , вызванные изменением круговой формы поперечного сечения оболочки радиусом  $r$  и толщиной  $t$ , наступают при относительной ее длине  $\lambda = 0,82\sqrt{\frac{r}{t}}$ .



При значениях  $\lambda = 2,38\sqrt{\frac{r}{t}}$  работа таких оболочек описывается работой пустотелой балки кольцевого сечения.

Эти значения справедливы лишь для гладких оболочек, без ребер жесткости (шпангоутов), так как постановка в пролете 1–2 шпангоутов в значительной степени снижает деформирование контура поперечного сечения оболочки и приближает ее работу к балке кольцевого сечения.

Установлено также, что в гладких не подкрепленных оболочках диаметром до 2 м можно ограничиться учетом нормальных напряжений, как в балке кольцевого сечения.

Для изучения действительной работы таких оболочек и подтверждения полученных выводов были проведены экспериментальные исследования работы моделей оболочек реальной величины под действием поперечной нагрузки. Результаты этих исследований [2] позволили получить достаточно достоверную картину деформирования поперечного сечения оболочки под нагрузкой и соответствующую ей картину распределения напряжений в продольном направлении.

Экспериментальные исследования были проведены для оболочек больших диаметров, с относительной длиной  $\lambda = 10$  и  $\lambda = 20$  при соотношениях  $r/t = 125$  и различными вариантами подкрепления оболочки кольцевыми ребрами жесткости (шпангоутами).

Исследования проводились путем испытания двух базовых моделей, представляющих собой цилиндрические оболочки реальных размеров – диаметром 1000 мм со стенкой толщиной 4 мм и длиной соответственно 10 м и 20 м.

В процессе испытания на базовые модели приваривались промежуточные шпангоуты: на модель длиной 10 м – один шпангоут, на модель длиной 20 м – поэтапно два шпангоута. В местах опор оболочки укреплялись опорными шпангоутами. По торцам оболочек были предусмотрены листовые заглушки.

Схема испытанных моделей показана на рис.6, а их конструктивная форма – на рис.7.

Нагрузка создавалась внутренним заполнением водой, что практически полностью соответствует нагрузке от отложений конденсата и пыли. В табл. 1 приведены нагрузки, принятые при испытании.

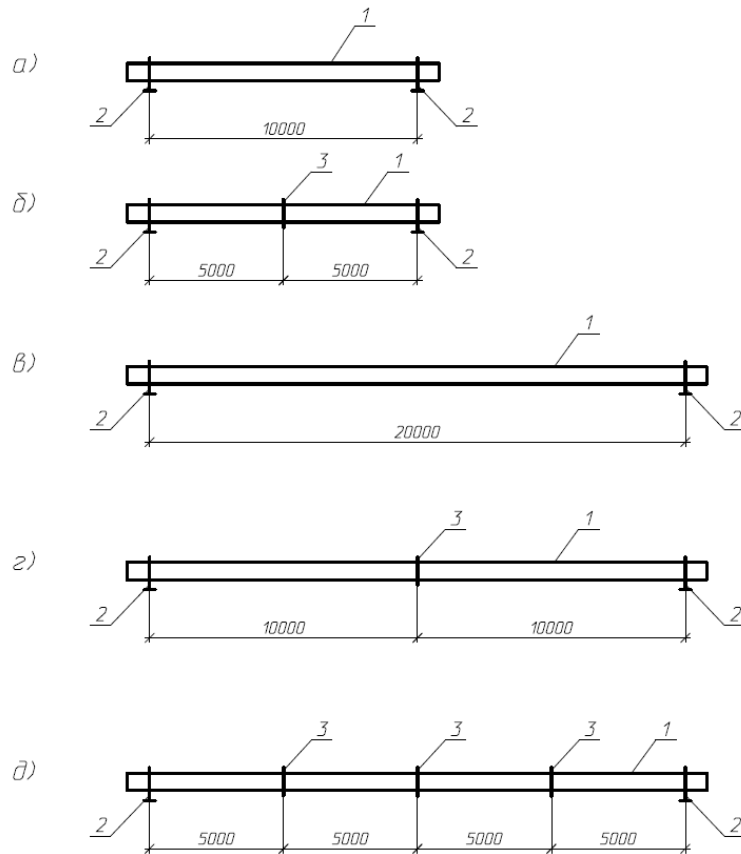


Рис. 6. Схеми испытанных моделей а, б, в, г, д:  
1 – оболочка, 2 – опорные шпангоуты, 3 – промежуточные шпангоуты

Таблица 1

Схема	Нагрузка, кН/м	$\alpha$		$\varphi^\circ$	% заполнения	H, мм
		градусы	радианы			
	1,96	113	1,98	134	25,5	302
	3,31	97	1,68	168	40	446
	3,62	89	1,56	182	60	500
	5,88	62	1,08	248	83,5	779
	7,69	0	0	360	100	1000

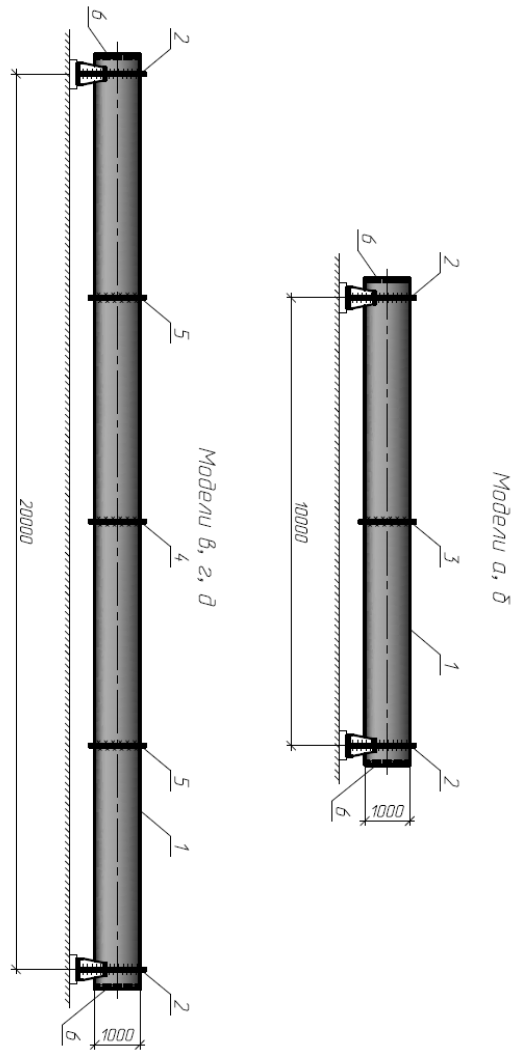


Рис. 7. Конструктивные формы испытанных моделей: 1 – оболочка трубопровода, 2 – опорные шпангоуты, 3 – промежуточный шпангоут только для модели б, 4 – промежуточный шпангоут только для модели з, 5 – промежуточные шпангоуты только для модели д, 6 – заглушка

Заполнению  $H = 446$  мм соответствует нагрузка, возникающая при резком нарушении технологического процесса, по классификации, принятой в [3].

Анализ результатов исследований позволил проследить характер работы конструкций и выработать ряд практических рекомендаций.

Действительный уровень напряженного состояния в целом соответствует предлагаемому расчетом уровню продольных и кольцевых напряжений. Некоторые наблюдаемые количественные расхождения опытных результатов – следствие факторов, присущих реальной конструкции: несовершенство геометрической формы, наличие дополнительной жесткости в местах сварных швов, влияние не учитываемых расчетом краевых эффектов, разброс модулей упругости материала и т. п.

Анализ распределения продольных и кольцевых напряжений показал наличие неодинаковых по длине модели отклонения напряжений от полученных по расчету, соответствующему гипотезе плоских сечений, а также зависимость отклонения от уровня нагрузки. В частности, отмечено, что продольные напряжения достигают максимальных отклонений от балочных в середине пролета модели, а кольцевые – в ее четверти.

Резкое отклонение напряженного состояния оболочки с  $\lambda = 10$  (рис 7, модель *a*) от гипотезы плоских сечений подтверждает, что существуют границы возможного расчета оболочек трубопроводов, как балок кольцевого сечения. Предложенная формула дает экстремальное значение относительной длины  $\lambda = 8,2$ , при которой наблюдается максимальное отклонение напряжений от гипотезы плоских сечений. Испытываемая оболочка, в которой зафиксированы наибольшие отклонения напряжений, имеет относительную длину  $\lambda = 10$ , близкую к экстремальному расчетному значению  $\lambda$ .

Исследования позволили сделать вывод, что для коротких неподкрепленных оболочек трубопроводов, нагруженных неосесимметричной нагрузкой, обязателен учет продольных напряжений, вызванных изгибом контура поперечного сечения. С увеличением пролета трубопровода влияние этого изгиба уменьшается, и работа оболочки становится близка работе балки кольцевого сечения. Что касается кольцевых напряжений, вызванных изгибом контура, то, ввиду их незначительности, в инженерных расчетах можно учитывать лишь кольцевые напряжения элементарного состояния.

Подкрепление оболочек трубопроводов промежуточными шпангоутами существенно меняет картину их напряженного состояния. Исследование трубопровода при  $\lambda = 10$  со шпангоутом в середине пролета (рис. 7, модель *b*) показало значительно большую равномерность распределения продольных и кольцевых напряжений по сравнению с неподкрепленным. Это свидетельствует о том, что короткие оболочки трубопроводов, подкрепленные одним шпангоутом, приближаются по своей работе к балкам кольцевого сечения.

В длинной подкрепленной оболочке трубопровода при  $\lambda = 20$  (рис. 7, модели  $\varepsilon$  и  $\delta$ ) распределение продольных и кольцевых напряжений еще ближе совпадает с распределением, соответствующим расчету по гипотезе плоских сечений. Постановка одного промежуточного шпангоута (рис. 7, модель  $\varepsilon$ ) позволяет рассматривать такие оболочки трубопроводов как балки кольцевого сечения и рассчитывать их в соответствии с гипотезой плоских сечений.

Изучение деформаций контуров поперечных сечений оболочек трубопроводов под действием поперечной нагрузки показало соответствие результатов испытаний изложенным выше выводам о влиянии этих деформаций на напряженное состояние.

Из эпюр деформации контуров поперечных сечений испытанных моделей видны значительные отклонения от окружности точек сечения в неподкрепленных моделях, превышающих по величине толщину стенки.

Анализ характера деформаций показал, что их значения меняются на разных этапах нагружения.

На рис. 8 схематически показан процесс деформирования контура поперечного сечения на примере короткой не подкрепленной модели (рис. 7, модель  $a$ ). Здесь первоначально выпучивается нижняя часть сечения с одновременным резким отклонением очертания деформированного контура от круга. Верхняя часть сечения в это время деформируется значительно меньше с сохранением деформированным контуром очертания окружности. Точки, лежащие на горизонтальном диаметре, начинают сближаться к центру.

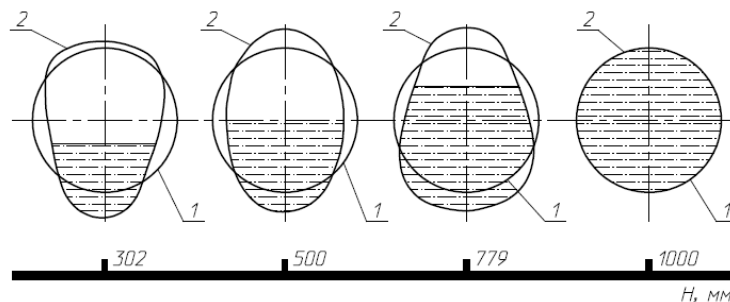


Рис. 8. Характер деформирования контура поперечного сечения оболочки трубопровода при изменении высоты  $H$  его заполнения  
1 – недеформированный контур; 2 – деформированный контур

В дальнейшем деформации нарастают и примерно при половинном заполнении деформации верхней и нижней частей выравниваются по размеру. Одновременно контур нижней части сечения стремится приобрести форму окружности.

После нагрузки, соответствующей уровню заполнения  $0,7 \dots 0,8 H$ , начинается достаточно быстрый возврат в первоначальное положение всего деформированного контура. При полном заполнении поперечного сечения контур вновь приобретает форму круга.

Исследование моделей со шпангоутами показало, что постановка одного шпангоута стабилизирует форму поперечного сечения. Характер деформаций остается тот же, однако значения их малы и не превышают  $(0,1 \dots 0,2)t$ .

Эти данные позволяют сделать вывод о том, что постановка одного шпангоута в середине пролета оболочки резко снижает деформативность поперечных сечений, приближая ее работу к балке кольцевого сечения.

Исследование действительной работы оболочек трубопроводов под воздействием поперечной вертикальной нагрузки позволяют сделать следующие выводы, которые могут быть использованы в инженерном проектировании.

1. При нагружении оболочки короткого трубопровода неосесимметричной нагрузкой наблюдаются значительные отклонения результатов от полученных при расчете оболочки как балки кольцевого сечения. В то же время, для оболочек длинных трубопроводов характерно близкое совпадение напряженного состояния с определенным по гипотезе плоских сечений. Это соответствует результатам анализа о границах возможного расчета оболочек трубопроводов как балок кольцевого сечения.
2. Кольцевые напряжения имеют незначительные отклонения от напряжений полученных с учетом гипотезы плоских сечений. Поэтому в инженерных расчетах можно учитывать лишь кольцевые моменты элементарного состояния.
3. Характер деформаций контура поперечного сечения и их значения меняются на разных этапах нагружения и, достигая максимума в средней части пролета, уменьшаются в его четверти на  $45 \dots 65 \%$ .
4. Максимальная деформация точек, определяющих общую несущую способность, наблюдается при нагрузке, близкой к половинному заполнению.

5. Постановка одного проміжувочного шпангоута в середині прольота в значительній степені стабілізує форму поперечного сечення і зменшує відхилення напружень від балочних. Сохраняє загальний характер деформацій гладкої неподкрепленої оболонки, значення їх різко зменшуються, і контур поперечного сечення в цьому випадку незначительно відрізняється від недеформованого, що підтверджує можливість розрахунку такої оболонки трубопроводу як балки кільцевого сечення.

### **Выводи**

Гладкі тонкостінні оболонки трубопроводів при роботі на поперечну навантаження необхідно розглядати як просторові конструкції і враховувати додаткові нормальні напруження, викликані деформаціями контура їх поперечного сечення і втратами його кругового очертання. При певних геометричних параметрах оболонки або при підкріпленні її проміжувочними шпангоутами оболонка трубопроводу може бути розглянута як плоска конструкція і без урахування додаткових нормальних напружень.

### **Литература**

- [1] Кан С. Н. Строительная механика оболочек : монография / С. Н. Кан. – М. : Машиностроение, 1966. – 505 с. : ил., табл. – Библиогр.: с. 503–506.
- [2] Казакевич М. И. Проектирование металлических конструкций надземных промышленных трубопроводов : коллект. монография / М. И. Казакевич, А. Е. Любин. – К. : Будівельник, 1989. – 157 с. : ил., табл. – Библиогр.: с. 156–157.
- [3] Рекомендации по определению нагрузок на отдельно стоящие опоры и эстакады под трубопроводы / Центр. науч.-исслед. ин-т строит. конструкций им. В. А. Кучеренко. – М. : Стройиздат, 1973. – 65 с. : ил., табл.

*Надійшла до редколегій 7.11.2014 р.*

УДК 624.072.002.2

## Остаточные напряжения в сечениях двутавровых балок при термических воздействиях на кромках полок

<sup>1</sup>Фомина И.П., <sup>2</sup>Голоднов А.И., д.т.н.

<sup>1</sup>ПАО «ХК «Киевгорстрой», Украина

<sup>2</sup>ООО «Укринсталькон им. В.Н. Шимановского», Украина

**Анотація.** Представлено методику визначення залишкового напруженого стану в двутаврових перерізах елементів, що згинаються, при термічних впливах на кромках полиць. Методика може бути використана при підборі перерізів зварних двутаврових балок. Це дозволить виявити резерви несучої здатності елементів, що згинаються, і правильно оцінювати ресурс конструкцій.

**Аннотация.** Представлена методика определения остаточного напряженного состояния в двутавровых сечениях изгибаемых элементов при термических воздействиях на кромках полок. Методика может быть использована при подборе сечений сварных двутавровых балок. Это позволит выявить резервы несущей способности изгибаемых элементов и правильно оценивать ресурс конструкций.

**Abstract.** Methodology is presented concerning determination of the residual stress state in the i-sections of bent elements at thermal influences on the edges of shelves. Methodology can be used for selection of sections of the weld-fabricated flange beams. It will allow to educe backlogs of bearing strength of the bent elements and to estimate correctly the resource of constructions.

**Ключевые слова:** стальные двутавровые балки, остаточное напряженное состояние, несущая способность, учет влияния.

**Введение. Постановка проблемы.** В Украине существует значительный фонд стальных строительных конструкций. Только в промышленности эксплуатируется около 36 млн. тонн конструкций, и этот объем имеет тенденцию к увеличению [1].

Наиболее ходовыми для изготовления колонн, стропильных балок и ферм, специальных конструкций зданий и сооружений являются двутавровые профили. Это обстоятельство способствует разработке новых методов расчета и технологий изготовления стальных элементов двутаврового сечения на базе последних достижений науки и техники [1–3].

Как известно [4], предельным состоянием считается такое состояние объекта, при котором его дальнейшая эксплуатация недопустима или нецелесообразна, либо восстановление его работоспособного состояния невозможно или нецелесообразно. Критерием предельного состояния является признак или совокупность признаков предельного состояния объекта, которые устанавливаются нормативно-технической и (или) проектной документацией. При этом, в зависимости от условий



експлуатації, для одного и того же объекта могут быть установлены два и более критериев предельного состояния.

Остаточное напряженное состояние (ОНС) неизбежно возникает при изготовлении металлических конструкций вследствие применения локального высокотемпературного нагрева.

Основными причинами возникновения остаточных напряжений (ОН) в сварных конструкциях являются [1–2]:

- неоднородность температурного поля при прокатке и охлаждении профильного металла;
- неравномерность распределения температуры в зоне сварки и резки;
- усадка металла шва при кристаллизации;
- фазовые и структурные превращения, определяемые тепловым режимом сварки и свойствами сплавов.

Вследствие возрастающих требований вопрос изучения величин и распределения ОН, а также их влияния на работу строительных конструкций, имеет важное практическое значение, поскольку величины ОН достигают в отдельных точках сечений элементов уровня, соизмеримого с пределом текучести стали, а это не может не влиять на несущую способность и деформативность конструкций.

Обычно проектирование элементов ведется на основе общих принципов компоновки сечения. Суть методов компоновки составных сечений сводится к установлению зависимостей между действующими усилиями и параметрами сечения, отвечающих условиям прочности, жесткости, общей и местной устойчивости. Эти зависимости находятся аналитически или численно. При этом влияние ОНС на параметры компоновки сечений изгибаемых элементов обычно не учитывается.

Кроме того, в связи со значительным износом строительных металлических конструкций зданий и сооружений, мостов, строительных объектов энергетики и прочего, а также несанкционированной разборкой элементов конструкций, существует необходимость в проведении ремонтов и работ по замене конструкций. Проведение этих работ сопряжено с применением сварки, что вызывает изменение напряженно-деформированного состояния в ходе ведения работ и появление в элементах ОНС. Технология выполнения работ, при которой возникает опасное напряженно-деформированное состояние, может служить причиной появления аварийной ситуации.

**Анализ последних достижений и публикаций.** Очевидно, что основным и наиболее эффективным способом снижения металлоемкости составных сечений сварных балок является использование стали максимальной прочности при условии удовлетворения деформационных ограничений

(снижение общей деформативности, как известно, может быть достигнуто за счет выгиба или предварительного напряжения). Оптимальной же прочностью стали для составных балок постоянного сечения с заданными параметрами загрузки и деформационными ограничениями является единственное значение расчетного сопротивления, отвечающее глобальному минимуму функции массы. В точке глобального минимума обеспечено удовлетворение трех предельных состояний: прочности, общей и местной устойчивости, деформативности, осуществляемое одновременно и в верхних пределах. Выражение для оптимальной прочности стали всегда может быть получено как для отдельных загрузок, так и для их расчетных комбинаций, вне зависимости от применяемого критерия оптимизации расчетного сопротивления. При этом учет влияния ОНС на несущую способность и деформативность сварных балок не выполняется, что может привести к опасным последствиям.

Таким образом, необходимая оптимизация составных сечений сварных двутавровых балок по прочности с учетом влияния ОНС является наиболее эффективным резервом снижения металлоемкости. В то же время, очевидно, что вопрос оптимизации двутавровых сечений сварных балок стали строгого решения не имеет.

Решению отдельных аспектов отмеченной выше проблемы оптимального проектирования изгибаемых элементов стальных конструкций с учетом влияния ОН посвящена настоящая статья.

**Цель работы.** Целью настоящих исследований является разработка предложений по определению ОНС и оценке его влияния на напряженно-деформированное состояние стальных балок.

**Основная часть.** При изготовлении сварных металлоконструкций неизбежно появление ОН в сечениях, обусловленных огневой резкой, сваркой и подобными термическими воздействиями. Однако существующие расчетные методики, в первую очередь, ДБН В.2.6-163:2010 [5] и ДБН В.2.3-14:2006 [6], практически не учитывают влияние ОН на последующее деформирование конструкций под нагрузкой, хотя это влияние может быть неоднозначным. Влияние «опасных» для конструкции ОН можно исключить путем регулирования остаточного напряженного состояния путем локальных термических воздействий по кромкам полков двутавров.

Существующие предложения направлены, как правило, на решение частных задач и не претендуют на общность подходов. При создании «точной» и практической методик оценки влияния ОН на последующее деформирование конструкций под нагрузкой были поставлены следующие задачи.

1. Определить оптимальную температуру разогрева при предварительном напряжении локальными термическими воздействиями.
2. Определить ширину зоны термического влияния при сварке, огневой резке и предварительном напряжении локальными термическими воздействиями.
3. Разработать методику определения начального напряженно-деформированного состояния сечений, имеющих зоны термического разогрева.
4. Разработать предложения по созданию технологии регулирования величин зон термического влияния с целью создания требуемого напряженно-деформированного состояния в двутавровых сечениях.

При решении отмеченных выше задач приняты следующие основные предпосылки [1–2].

1. Рассматриваются только продольные напряжения  $\sigma_x$ . Поперечные напряжения  $\sigma_y$  и касательные  $\tau_{xy}$  считаются равными нулю.
2. Поперечные сечения плоские, но могут перемещаться относительно друг друга.
3. Зависимость предела текучести для низкоуглеродистой стали схематизирована по типу, показанному на рис. 1 (на этом рисунке:  $\sigma_T$  – предел текучести стали).
4. Материал элементов (сталь) представляет собой однородный упруго-пластический материал (рис. 2).
5. Модуль упругости, модуль сдвига и коэффициент Пуассона стали постоянны во всем диапазоне температур.
6. Свариваемые пластины, каждая шириной  $B$ , считаются достаточно длинными, чтобы можно было использовать распределение температур (рис. 3); температура по толщине пластины распределяется равномерно (рис. 7.8 [2]).
7. ОН вследствие прокатки (в общем случае – при отсутствии информации) пренебрегают ввиду их относительной малости, сложной и непредсказуемой ориентации.

Предпосылка о постоянстве модуля упругости, модуля сдвига и коэффициент Пуассона стали при нагреве принята для упрощения получаемых решений.

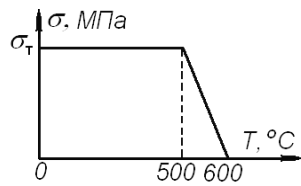


Рис. 1. Зависимость предела текучести металлов от температуры

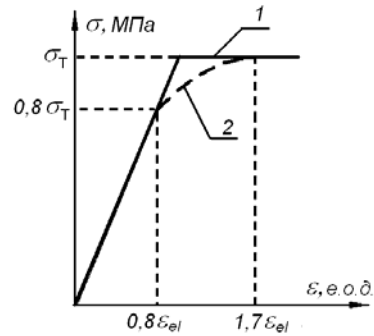


Рис. 2. Диаграммы "σ – ε" стали:  
1 – идеализированная;  
2 – унифицированная

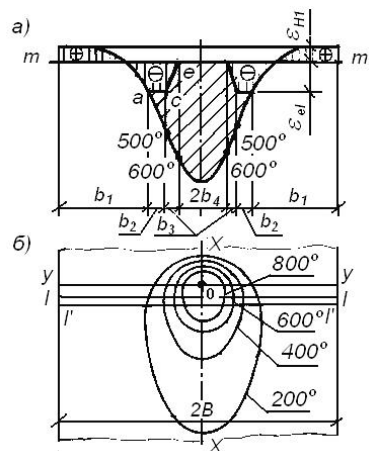


Рис. 3. Эпюра продольных напряжений и поле температур при сварке:  
а) эпюра продольных напряжений в сечении;  
б) поле температур при сварке

На основании известных графических и графоаналитических методов определения сварочных напряжений и деформаций [2, 3], была предложена методика определения остаточных напряжений в сечениях сварных двутавров. Удобство применения предложенных формул заключается в том, что входящие в них параметры имеют четкий физический и геометрический смысл и легко определяются как на стадии проектирования, так и на стадии изготовления.

Была разработана методика определения площадей зон ОН, в соответствии с которой:

— площади зон остаточных растягивающих напряжений соответственно в поясах ( $A_{t,f}$ ) и стенке ( $A_{t,w}$ ) в районе сварного шва ( $\text{см}^2$ ):

$$A_{t,f} = 10,28 \cdot K(f) \cdot (k_f + \delta)^2 + (2 \cdot k_f + t_w) \cdot t_f; \quad (1)$$

$$d_{t,f} = \frac{A_{t,f}}{t_f}; \quad (2)$$

$$A_{t,w} = 10,28 \cdot K(w) \cdot (k_f + \delta)^2 + k_f \cdot t_w; \quad (3)$$

$$d_{t,w} = \frac{A_{t,w}}{t_w}; \quad (4)$$

$$A'_{t,f} = 6,14 \cdot a \cdot t_f; \quad (5)$$

$$d'_{t,f} = \frac{A'_{t,f}}{t_f}; \quad (6)$$

— площадь зон остаточных растягивающих напряжений, возникающих при разогреве кромок поясов до температуры выше критической точки  $A_{C3}$ ,  $A_{d,f}$  ( $\text{см}^2$ ):

$$A_{d,f} = (3,32 \cdot 10^{-3} \cdot T_{t,t} + 1) \cdot d_f \cdot t_f; \quad (7)$$

$$d_{d,f} = \frac{A_{d,f}}{t_f}. \quad (8)$$

В этих формулах:  $t_f, t_w, t_p$  – толщина соответственно пояса, стенки или полосы (см);  $k_f$  – катет сварного шва, см;  $a$  – приведенная высота катета сварного шва при наплавке валика на кромках ( $a = k_f + \delta$ ) с учетом толщины проплавления основного металла  $\delta$  [(0,2–0,4) см при полуавтоматической и (0,3–0,6) см при ручной сварке];  $d_f$  – ширина зоны разогрева кромки пояса (см);  $d_{t,f}$ ,  $d_{t,w}$  – ширина зоны ОРН, соответственно, в поясах и стенке после сварки швов (см);  $h_w$ ,  $t_w$ ,  $b_f$ ,  $t_f$  – размеры сечения (см);

$d'_{t,r}$ ,  $d_{a,r}$  – ширина зон ОРН (см), возникающих на кромках поясов соответственно при наплавке валиков и при разогреве кромок до температуры  $T_{1,t}$  ( $^{\circ}\text{C}$ ) выше критической точки  $A_{C3}$ .

Все необходимые геометрические параметры, входящие в формулы, приведены на рис. 4 и 5.

Зная требуемые технологические параметры, по формулам (1)–(8) можно определить ширину зон термического влияния при сварке, огневой резке и предварительном напряжении локальными термическими воздействиями по кромкам полок. При этом возможно регулирование зон термического влияния с целью уменьшения величин этих зон для создания заданного остаточного напряженно-деформированного состояния сечений, позволяющего проектировать эффективные по расходу материала металлоконструкции. Подставляя полученные величины остаточных напряжений в известные формулы сопротивления материалов, можно оценить влияние ОНС на несущую способность и деформативность стальных двутавровых балок.

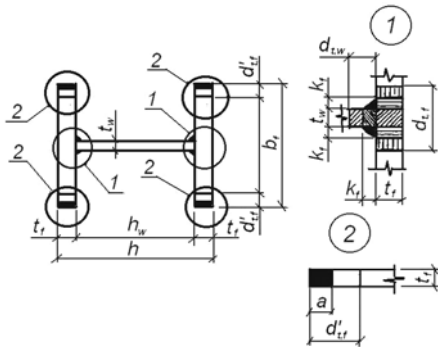


Рис. 4. К определению величин зон остаточных растягивающих напряжений при наплавке валиков и огневой резке

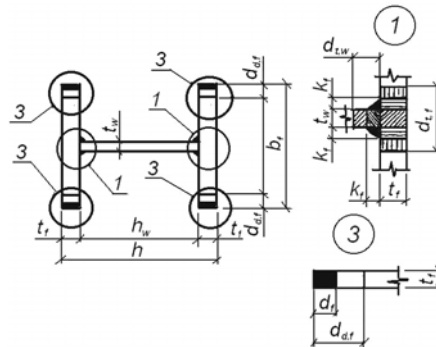


Рис. 5. К определению величин зон остаточных растягивающих напряжений при регулировании ОНС путем локальных термических воздействий

## Выводы

При изготовлении сварных металлоконструкций неизбежно появление ОН в сечениях, обусловленных огневой резкой, сваркой и подобными термическими воздействиями. Однако существующие расчетные методики, в первую очередь, ДБН В.2.6-163:2010 [5] и ДБН В.2.3-14:2006

[6], практически, не учитывают влияние ОН на последующее деформирование конструкций под нагрузкой, хотя это влияние может быть неоднозначным.

Предложена методика определения ОН в сечениях сварных двутавровых балок. Методика базируется на использовании величин технологических параметров, зная которые можно определить ширину зон термического влияния при сварке, огневой резке и предварительном напряжении локальными термическими воздействиями по кромкам полок. При этом возможно регулирование зон термического влияния с целью уменьшения величин этих зон для создания заданного ОНС сечений. Это позволит проектировать эффективные по расходу материала металлоконструкции. Подставляя полученные величины ОН в известные формулы сопротивления материалов, можно оценить влияние ОНС на несущую способность и деформативность стальных двутавровых балок.

### **Литература**

- [1] Голоднов А. И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках / А. И. Голоднов. – К. : Вид-во «Сталь», 2008. – 150 с.
- [2] Николаев Г. А. Сварные конструкции. Прочность сварных соединений и деформации конструкций : учеб. пособие / Г. А. Николаев, С. А. Куркин, В. А. Винокуров. – М. : Высшая школа, 1982. – 272 с.
- [3] Окерблом Н. О. Сварочные деформации и напряжения / Н. О. Окерблом. – М.; Л. : Машгиз, 1948. – 252 с.
- [4] Надійність техніки. Терміни та визначення: ДСТУ 2860-94. – Офіц. вид. – К. : Держстандарт України, 1995. – 85 с. – (Державний стандарт України).
- [5] Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу : ДБН В.2.6-163:2010. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 202 с. – (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України).
- [6] Мости та труби. Правила проектування : ДБН В.2.3-14:2006. – Офіц. вид. – К. : Мінбуд України, 2006. – 359 с. – (Споруди транспорту. Державні будівельні норми).

*Надійшла до редколегії 10.07.2014 р.*

УДК 624.015.5

## **Особенности расчета остаточного ресурса изгибаемых элементов после термических воздействий**

<sup>1</sup>Голоднов А.И., <sup>2</sup>Риблов В.В., <sup>2</sup>Слюсар Ю.Н., <sup>3</sup>Отрош Ю.А.,  
<sup>3</sup>Ткачук И.А., <sup>3</sup>Семиног Н.Н.

<sup>1</sup>ООО «Укринсталкон им. В.Н. Шимановского», Украина

<sup>2</sup>Луганский национальный аграрный университет, Украина

<sup>3</sup>Академия пожарной безопасности им. Героев Чернобыля, Украина

**Анотація.** Запропоновано методику визначення напружено-деформованого стану згинальних елементів з пружно-пластичних матеріалів при зміні умов закріплення і термічних впливах. Методика дозволяє визначити прогини в процесі зростання навантаження з урахуванням зміни жорсткості елементів. Визначено критерії вичерпання несучої здатності. Наведено рекомендації щодо розрахунку залишкового ресурсу.

**Аннотация.** Предложена методика определения напряженно-деформированного состояния изгибаемых элементов из упругопластических материалов при изменении условий закрепления и термических воздействиях. Методика позволяет определить прогибы в процессе возрастания нагрузки с учетом изменения жесткости элементов. Определены критерии исчерпания несущей способности. Даны рекомендации по расчету остаточного ресурса.

**Abstract.** Methodology is offered concerning determination of the tensely-deformed state of the bent elements from elastic of plastic materials at the change of fixing conditions and thermal influences. Methodology allows to define bending in the process of loading growth taking into account the change of elements inflexibility. The criteria for exhausting of bearing strength are determined. Recommendations are given upon settlement of residual resource.

**Ключевые слова:** изгибаемые элементы, бетон, арматура, прокат, пластические деформации, термические воздействия, расчет, остаточный ресурс.

**Состояние вопроса и задачи исследований.** Деформирование изгибаемых железобетонных и сталежелезобетонных элементов издавна привлекало внимание исследователей. Этому способствует то обстоятельство, что прогибы слабоармированных элементов, как правило, увеличиваются со временем даже при постоянной нагрузке. Методики расчета, рекомендуемые действующими нормативными документами Украины [1–4], не всегда позволяют правильно прогнозировать как рост деформаций конструкций, так и оценить реальный запас несущей способности, особенно при вынужденных смещениях опор. Положение усугубляется еще и тем, что расчеты ведутся, как правило, с применением недеформированных схем, а также без учета остаточного напряженного состояния (ОНС), возникающего после изготовления или разгрузки конструкций, например, при реконструкции.



Опыт эксплуатации шатровых плит перекрытий и современных зданий с монолитным железобетонным каркасом свидетельствует о развитии прогибов и перемещений таких конструкций во времени. В ряде случаев такое обстоятельство приводит просто к неудобствам при обитании, но иногда приводит и к аварийным ситуациям. Поэтому при проектировании необходимо выполнять расчеты с учетом нелинейных свойств железобетона и изменения их в процессе эксплуатации, в т. ч. и после термических воздействий.

Усиление изгибаемых конструкций зданий, которые получили повреждение в результате развития неравномерных деформаций основания и термических воздействий, выполняется, как правило, путем подведения металлических элементов. При этом основным остается выполнение расчета конструкций для обоснованного назначения сечений элементов усиления.

Решение этой задачи возможно разными методами, в первую очередь, моделированием работы конструкций с использованием МКЭ и современных вычислительных комплексов. В ходе решения задачи моделируется появление и развитие трещин (характер и расположение трещин определяются по результатам обследования) путем изменения характеристик жесткости элементов. Усилия, которые могли бы возникнуть в элементах усиления, определяются после изменения характеристик жесткости или введения в расчетную схему дополнительных стержневых элементов. Такой подход дает несколько завышенные данные об усилиях в элементах, что идет в запас прочности.

Усиления конструкций металлическими элементами требует дополнительных мероприятий защиты при действии пожара. Такой вопрос вообще остался не изученным, поскольку не всегда можно смоделировать такое состояние конструкций, при котором элементы здания и усиления подвержены термическим воздействиям в локальной или глобальной области.

Изменение условий закрепления рассматривается как воздействия со стороны основания. Учет изменения условий закрепления позволит более обоснованно подойти к оценке как напряженно-деформированного состояния (НДС), так и остаточного ресурса конструкции или сооружения в целом.

**Цель работы** – разработка методики расчета изгибаемых элементов с учетом упругопластических свойств материалов, термических воздействий и изменения условий закрепления для решения практических задач определения напряженно-деформированного состояния и остаточного ресурса конструкций.

**Основная часть.** Для решения поставленной задачи приняты следующие предпосылки и допущения [1–5].

1. Рассматривается в общем случае система, состоящая из балки и деформируемого основания (рис. 1). Длина балки  $L$  разбивается на  $n$  участков одинаковой длины  $\Delta L$  (при выборе числа участков следует учитывать, что точность повышается при  $n \rightarrow \infty$ ; для практических целей достаточно, если  $n \rightarrow L/h$ , где  $h$  – высота балки). Реакции основания  $R_i$  и внешние нагрузки  $P_i$  считаются приложенными в каждой точке разбиения. Внешняя нагрузка представляет собой заданный или единичный вектор.

2. Опираение балки на основание в общем случае считается сплошным. Модель основания принимается в виде модели переменного коэффициента жесткости [6, 7]. Коэффициент жесткости каждой опоры  $k_i$  определяется из диаграммы «нагрузка-осадка», которая строится заранее. В местах отсутствия контакта балки с основанием жесткость опор принимается равной нулю.

3. Независимые от силовых воздействий осадки основания  $\delta_i$  считаются заданными (заданный или единичный вектор).

4. Материал балки (сталь, железобетон) обладает упругопластическими свойствами. Деформированное состояние каждого ( $i$ -го) сечения балки на любом этапе нагружения определяется кривизной  $K_i$ . Кривизна сечения, в зависимости от действующих усилий, определяется из диаграммы «момент-кривизна», параметры которой зависят от материала балки, формы сечения и т. п. [1 – 5]. Диаграмма «момент-кривизна» строится заранее.

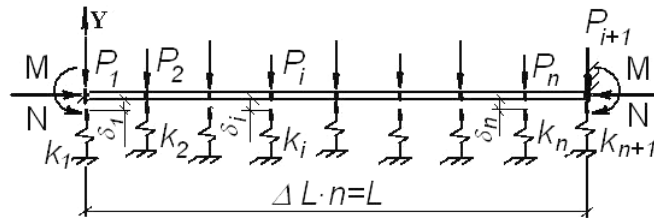


Рис. 1. Расчетная схема изгибаемой системы

5. Несущая способность (работоспособность) системы считается исчерпанной, если:

а) разрушено хотя бы одно сечение элемента (в качестве критериев разрушения сечения рассматриваются достижение на сжатой фибре величин предельных деформаций, разрыв арматуры, потеря местной устойчивости пояса или стенки металлического элемента и т.п.);

- б) достигнут максимум на кривой состояния (рис. 2) [1];  
в) разрушена хотя бы одна опора балки;  
г) прогибы и перемещения превысили предельные величины [6, 7].

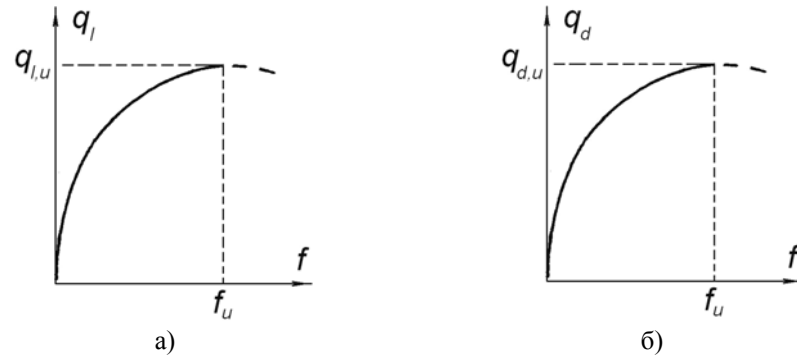


Рис. 2. Диаграммы состояния системы при определении модуля вектора силового (а) или деформационного (б) воздействия

6. Деформирование элемента можно описывать с помощью уравнений метода начальных параметров, полученных на основе аппроксимации уравнения изогнутой оси кубическим сплайном [5]. Прогибы и углы поворота определяются по формулам:

$$y_i = y_1 + \varphi_1 L \frac{i-1}{n} + \frac{L^2}{6n^2} \left[ (3i-4)\kappa_1 + 6 \sum_{j=2}^{i-1} (i-j)\kappa_j + \kappa_i \right] + q_d (\delta_1 - \delta_i); \quad (1)$$

$$\varphi_i = \varphi_1 + \frac{L}{2n} \left( \kappa_1 + 2 \sum_{j=2}^{i-1} \kappa_j + \kappa_i \right), \quad (2)$$

где  $y_i$  – совместное перемещение  $i$ -й точки оси балки и  $i$ -й опоры (рис. 1), которое определяется как разность полного перемещения указанной точки балки и вынужденного перемещения опоры  $\delta_i$  (при отсутствии вынужденных смещений опор  $\delta_i = 0$ );  $\varphi_i$  – угол поворота  $i$ -го сечения балки;  $q_l, q_d$  – соответственно, модуль вектора силового и деформационного воздействия.

7. В зависимости от поставленной задачи расчетом определяются:

- критический модуль вектора деформационного воздействия  $q_d$  при известной силовой нагрузке ( $q_l = 1$ ) и заданном единичном векторе деформационного воздействия – расчет по предельным состояниям первой группы;
- критический (соответствующий исчерпанию несущей способности) модуль вектора силового воздействия  $q_l$  при заданных единичном векторе нагрузки и векторе деформационного воздействия ( $q_d = 1$ ) – расчет по предельным состояниям первой группы;
- усилия и перемещения при заданных нагрузках и воздействиях со стороны основания ( $q_d = 1, q_l = 1$ ) – расчет по предельным состояниям второй группы.

Величину изгибающего момента от внешней нагрузки находят для всех сечений от сил, расположенных слева от сечения, на основании общих правил строительной механики. В процессе расчетов они не изменяются, за исключением тех случаев, когда по условию задачи изменяется характер нагружения.

8. Зависимости изменения характеристик прочности бетона установлены методом наименьших квадратов по экспериментальным данным [8]. Формулы, которые учитывают изменение прочности бетона при нагревании, имеют вид:

— для керамзитобетона:

$$\frac{R_{b,tem}}{R_b} = 0,98 + 0,102\left(\frac{T}{100}\right) - 0,02555\left(\frac{T}{100}\right)^2; \quad (3)$$

— для тяжелого бетона на участке от 60 °С до 700 °С:

$$\frac{R_{b,tem}}{R_b} = 0,6184 + 0,232\left(\frac{T}{100}\right) - 0,03608\left(\frac{T}{100}\right)^2. \quad (4)$$

Увеличение температуры материала способствует снижению его модуля упругости. Формулы, которые учитывают изменение модуля упругости при нагревании, имеют вид:

— для керамзитобетона:

$$\frac{E_{b,tem}}{E_b} = 1,025 - 0,121\left(\frac{T}{100}\right) + 0,00367\left(\frac{T}{100}\right)^2; \quad (5)$$

— для тяжелого бетона на участке от 120 °С до 800 °С

$$\frac{E_{b,tem}}{E_b} = 1,2 - 0,14\left(\frac{T}{100}\right) - 0,0012\left(\frac{T}{100}\right)^2. \quad (6)$$

9. Характеристики прочности арматурной стали с увеличением температуры уменьшаются [9] и имеют вид пологих кривых (рис. 3, 4).

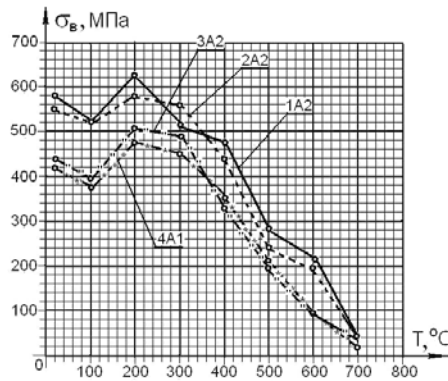


Рис. 3. Зависимости предела прочности арматурной стали от температуры

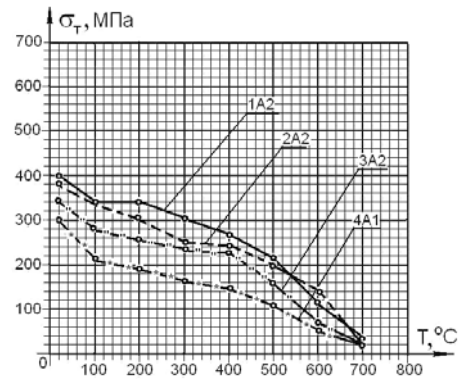


Рис. 4. Зависимость предела текучести арматурной стали от температуры

Снижение расчетного сопротивления арматурной стали можно учесть путем введения коэффициента снижения нормативного сопротивления в зависимости от температуры  $K_s$ , функцию для расчета которого можно установить в первом приближении по полученным экспериментальным данным [9]. Для разных классов арматуры с использованием метода наименьших квадратов установлены следующие аналитические зависимости:

— для арматуры класса А240С:

$$K_s^{240} = 1 - 0,134\left(\frac{T}{100}\right) + 0,0016\left(\frac{T}{100}\right)^2; 0 \quad (7)$$

— для арматуры класса А400С:

$$K_s^{400} = 0,91 - 0,04\left(\frac{T}{100}\right) - 0,0106\left(\frac{T}{100}\right)^2; \quad (8)$$

— для арматуры класса А500С:

$$K_s^{A500} = 0,942 - 0,046 \left( \frac{T}{100} \right) - 0,0115 \left( \frac{T}{100} \right)^2; \quad (9)$$

— для арматуры класса А600С:

$$K_s^{A600} = 0,951 - 0,025 \left( \frac{T}{100} \right) - 0,0131 \left( \frac{T}{100} \right)^2. \quad (10)$$

Кроме того, было получено уравнение для определения усредненного значения коэффициента снижения нормативного сопротивления. Оно имеет следующий вид:

$$K_s^{red} = 1 - 0,06 \left( \frac{T}{100} \right) - 0,01 \left( \frac{T}{100} \right)^2. \quad (11)$$

Расчеты по определению несущей способности и прогнозу ресурса сооружения выполняются как для эксплуатируемых, так и для проектируемых конструкций.

Для конструкций, находящихся в эксплуатации, устанавливаются параметры технического состояния (геометрические размеры, толщины металлических элементов, армирование, прочностные и деформативные характеристики материалов, схемы действующих нагрузок, реальные прогибы и перемещения, степень коррозионного или абразивного износа и т. п.). На основании собранных материалов строятся зависимости «момент-кривизна», обосновывается возможность потери местной устойчивости поясов или стенки металлических балок вследствие износа. При наличии данных (в том числе, и прогнозных) о характере деградации материала (разрушении бетона, изменении физико-механических характеристик, коррозии арматуры, стали поясов и стенок и т. п.) определяют зависимости «момент-кривизна» для определенных моментов времени с учетом деградации. Построение зависимостей «момент-кривизна» необходимо выполнять в соответствии с требованиями действующих нормативных документов [1–4].

Параметры технического состояния должны быть определены неразрушающими методами контроля. Например, определение параметров армирования должно быть выполнено магнитным методом. Определение прочности бетона должно быть выполнено ультразвуковым методом. Для определения прочности бетона в местах контроля необходимо использовать базовую градуировочную зависимость «скорость-прочность», установленную для используемого прибора по многолетним статистическим данным результатов

сравнительных ультразвуковых и механических испытаний образцов из бетонов различных классов прочности. Профиль арматурных стержней необходимо устанавливать в ходе вскрытий. Характеристики арматуры и стали проката необходимо устанавливать в процессе исследования образцов, взятых из конструкций.

Проектируемые конструкции рассчитываются по предложенной выше схеме с той, однако, разницей, что в процессе расчета имеется возможность моделировать деградацию элемента и уже на стадии проектирования внести коррективы (подобрать сечения элементов с запасом, предусмотреть защитные мероприятия и т. п.).

В соответствии с требованиями действующих нормативных документов [1 – 4] элемент (конструкция) считаются работоспособными, а их техническое состояние нормальным или удовлетворительным, если не выполняются [10]:

— условие отказа конструкций (достижение предельных состояний первой группы):

$$F \geq F_u, \quad (12)$$

— условие достижения конструкцией предельных состояний второй группы:

$$f \geq f_u, \quad a_{cre} \geq a_{cre,u}. \quad (13)$$

Ввиду того, что во всех конструкциях вследствие коррозионных процессов, воздействий со стороны основания и термических воздействий происходят изменения во времени, некоторые (или все) компоненты неравенств, приведенных выше, являются функциями времени. Каждое из неравенств (12), (13) можно преобразовать к виду:

$$\Phi_u [x_1(t), x_2(t), \dots, x_m(t), y_1, y_2, \dots, y_n] < \Phi(t), \quad (14)$$

где  $\Phi_u [x_1(t), x_2(t), \dots, x_m(t), y_1, y_2, \dots, y_n]$  – функция несущей способности (деформативности) элементов (конструкций), устанавливается по рекомендациям нормативных документов с учетом изменения входящих параметров во времени;  $\Phi(t)$  – действующее максимальное усилие (деформация) в элементе (конструкции).

Вид функциональной зависимости можно определить после алгебраических преобразований неравенств вида (14) с включением в состав аргументов всех величин, зависящих от времени, если это представляется возможным.

В соответствии с этим, в неравенстве (14) аргументы функции  $\Phi(t)$  разбиты на две группы. Аргументы первой группы  $x_1, x_2, \dots, x_m$  зависят от времени и называются определяющими параметрами. Аргументы второй группы  $y_1, y_2, \dots, y_n$  от времени не зависят и являются константами.

Оценку возможности продления ресурса конструкций осуществляется по физической (детерминистической) модели, разработанной на основе полученных при обследовании и оценке технического состояния данных о параметрах старения и достижения предельных значений в элементах, анализе отказов и повреждений рассматриваемых элементов, условий и режимов эксплуатации.

Модель оценки возможности переназначения ресурса должна обеспечивать:

- адекватную оценку изменения параметров технического состояния во времени;
- возможность достижения предельного состояния.

При оценке возможности продления срока эксплуатации по условию сохранения несущей способности использовать представление неравенств в формуле (14). Зависимость определяющих параметров от времени рекомендуется принять линейной вида

$$x_i(t) = x_i^0 + s_i t \quad (i = 1, 2, \dots, m), \quad (15)$$

где  $x_i^0$  – значение определяющего параметра с номером  $i$  в момент обследования;  $s_i$  – скорость изменения определяющего параметра с номером  $i$ ;  $t$  – время, исчисляемое от момента обследования.

Скорость изменения определяющего параметра можно установить на основании замеров этого параметра в натуре в два различных момента времени  $t_1$  и  $t_2$ . Для получения достоверных результатов временная база

$$\Delta t = t_2 - t_1 \quad (16)$$

должна быть значительной (измеряться годами).

Скорость изменения определяющего параметра  $x_i$  можно вычислить по формуле

$$s_i = \frac{x_i^2 - x_i^1}{\Delta t} \quad (i = 1, 2, \dots, m), \quad (17)$$



где  $x_i^1$  – значение определяющего параметра  $x_i$  в момент времени  $t = t_1$ ,  
 $x_i^2$  – значение определяющего параметра  $x_i$  в момент времени  $t = t_2$ .

Рекомендуется выполнять как можно больше независимых измерений одного и того же определяющего параметра. В этом случае  $x_i^1$  – среднее арифметическое результатов измерений параметра  $x_i$  в момент времени  $t = t_1$ ,  $x_i^2$  – то же, параметра  $x_i$  в момент времени  $t = t_2$ .

Если измерения сделать нельзя, скорость изменения определяющего параметра можно определить на основании теоретических или лабораторных исследований.

Оценку возможности продления срока эксплуатации конструкций по несущей способности необходимо выполнить в такой последовательности:

- установить несущую способность элемента (конструкции) по проектным данным  $F_{pr}$ ;
- на основании проведенного обследования установить параметры функции несущей способности  $\Phi_u[x_1(t), x_2(t), \dots, x_m(t), y_1, y_2, \dots, y_n]$  для элемента и определить его несущую способность  $F_{cr} = \Phi_u[x_1(t), x_2(t), \dots, x_m(t), y_1, y_2, \dots, y_n]$ ;
- по результатам расчета установить максимальные усилия  $F$  в элементе (конструкции). Сравнить

$$F_{cr} \geq F, \quad (18)$$

и если неравенство выполняется, срок эксплуатации не исчерпан;

- определить остаточный ресурс  $t_R$  с использованием допущения относительно линейной зависимости изменения контролируемых параметров от времени

$$t_R = \Delta t \frac{F_{cr} - F}{F_{pr} - F_{cr}}, \quad (19)$$

Если отказ возможен для двух и более элементов статически неопределимой системы, расчет системы необходимо выполнить с учетом перераспределения усилий после исключения разрушенных элементов из расчетной схемы.

## **Выводы**

Предложена методика деформационного расчета изгибаемых элементов с учетом влияния упругопластических свойств материалов, возможности их деградации и термических воздействий. Рассмотрена возможность учета изменений геометрических параметров сечений элементов, физико-механических свойств материалов в зависимости от термических воздействий и контактных условий. Определены критерии исчерпания несущей способности. Методика расчета может быть распространена на элементы из железобетона, стали, сталежелезобетонные конструкции и т. п.

Результатами расчетов по данной методике могут быть не только определение НДС, но и прогноз поведения конструкции во времени и оценка остаточного ресурса.

## **Литература**

- [1] Мости та труби. Правила проектування : ДБН В.2.3-14:2006. – Офіц. вид. – К. : Мінбуд України, 2006. – 359 с. – (Споруди транспорту. Державні будівельні норми).
- [2] Сталезалізобетонні конструкції. Норми проектування: ДБН В. 2.6-160:2010. – Офіц. вид. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с. – (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України).
- [3] Залізобетонні конструкції. Норми проектування: ДБН В.2.6-98:2009. – Офіц. вид. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. – (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України).
- [4] Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу: ДБН В.2.6-163:2010. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 202 с. – (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України).
- [5] Голоднов А. И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках / А. И. Голоднов. – К.: Изд-во «Сталь», 2008. – 150 с.
- [6] Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах. Часть 2. Здания и сооружения на просадочных грунтах: ДБН В.1.1-5-2000. – Офіц. изд. – К. : Госстрой Украины, 2000. – 87 с. – (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України).
- [7] Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування: ДБН В.2.1-10-2009. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 82 с. (Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Державні будівельні норми України).

- [8] Милованов А. Ф. Огнестойкость железобетонных конструкций / А. Ф. Милованов. – М. : Стройиздат, 1986. – 224 с.
- [9] Голоднов О. І. Визначення характеристик міцності арматури і бетону при високотемпературних впливах / [О. І. Голоднов, М. П. Гордіюк, І. А.Ткачук, М. М. Семиног] / Пожежна безпека: теорія і практика : матеріали міжнародної науково-практичної конференції. – Черкаси; АПБ ім. Героїв Чорнобиля, 2011. – С. 96–99.
- [10] Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14-2009. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 32 с. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).

*Надійшла до редколегії 25.07.2014 р.*

УДК 624.014.059.22

## **Учет влияния неупругих свойств железобетона при расчетах сталежелезобетонных перекрытий**

**Кондратюк Е.В., Псюк В.В., к.т.н.**

Донбасский государственный технический университет, Украина

**Анотація.** Обґрунтовано необхідність виконання розрахунків із урахуванням впливу нелінійних властивостей залізобетону. Запропоновано спосіб врахування нелінійних властивостей залізобетону при розрахунках гнучких плит перекриттів.

**Аннотация.** Обоснована необходимость выполнения расчетов с учетом влияния нелинейных свойств железобетона. Предложен способ учета нелинейных свойств железобетона при расчетах гибких плит перекрытий.

**Abstract.** Necessity to perform calculations is proved in view of influence of nonlinear properties of reinforced concrete. The method is offered concerning account of nonlinear properties of the reinforced concrete in calculation of flexible slabs of ceiling.

**Ключевые слова:** железобетонная плита, сечение, жесткость, расчет, прогибы.

**Введение. Постановка проблемы.** Сталежелезобетонные перекрытия находили и находят широкое применение в зданиях и сооружениях. Для промышленных зданий в силу больших нагрузок определяющим был и остается расчет по первой группе предельных состояний (расчет по второй группе предельных состояний был не определяющим – условия ограничения прогибов и перемещений выполнялись автоматически). Для гражданских зданий, в силу относительной малости нагрузок и проектирования таких перекрытий как гибких пластин с поддерживающими стальными балками, основным является расчет по второй группе предельных состояний.

Методики расчета, рекомендуемые действующими нормативными документами [1–3], не всегда дают возможность правильно оценить деформативность конструкций, поскольку в их основу положены предпосылки об упругой или об упругопластической работе материала в эксплуатационной стадии. Положение усугубляется еще и тем, что расчеты ведутся, как правило, с применением недеформированных схем.

Опыт эксплуатации сталежелезобетонных перекрытий и современных зданий с монолитным железобетонным каркасом свидетельствует о развитии прогибов и перемещений таких конструкций во времени. В ряде случаев подобное обстоятельство приводит просто к неудобствам при проживании, но иногда приводит к аварийным ситуациям. Поэтому при проектировании необходимо выполнять расчеты с учетом нелинейных свойств железобетона.

Работа отвечает актуальным направлениям научно-технической политики Украины в области оценки технического состояния строительных конструкций в соответствии с Постановлением Кабинета Министров Украины № 409 от 5 мая 1997 г. «Об обеспечении надежности и безопасной эксплуатации зданий, сооружений и инженерных сетей».

**Целью** настоящих исследований является разработка методики учета нелинейных свойств железобетона при расчетах сталежелезобетонных перекрытий гражданских зданий.

**Основная часть.** В основу методики учета нелинейных свойств железобетона при расчетах сталежелезобетонных перекрытий положены такие предпосылки [1–2]:

- в качестве расчетного принимается сечение, напряженно-деформированное состояние (НДС) которого отвечает среднему состоянию блока между трещинами, если таковые имеются;
- для средних деформаций бетона и арматуры принимается гипотеза плоских сечений;
- связь между напряжениями и деформациями бетона и арматуры принимается в виде диаграмм (рис. 1, 2);

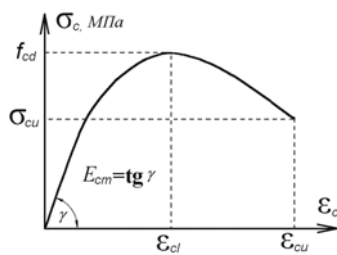


Рис. 1. Диаграмма « $\sigma_c - \varepsilon_c$ » бетона:  
1 – условно-точная;  
2 – идеализированная

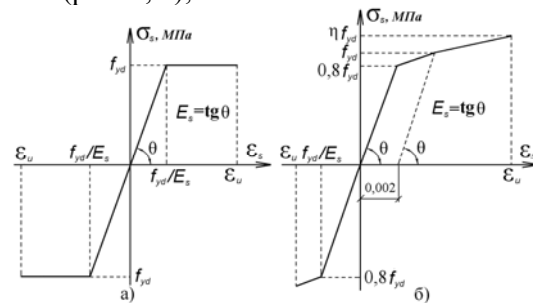


Рис. 2. Диаграмма « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » арматуры:  
а) – с физическим пределом текучести;  
б) – с условным пределом текучести

- влияние трещинообразования на работу железобетона учтено путем умножения сопротивления  $f_{cd}$  на коэффициент  $\Psi_{ctd} < 1$ ;
- исчерпание несущей способности сечения происходит в случае достижения деформациями сжатого бетона своих предельных значений  $\varepsilon_{cu}$ .

Несущая способность (пригодность к нормальной эксплуатации) пластинчатой конструкции считается исчерпанной, если:

— достигнут максимум на кривой состояния

$$\frac{dq}{df} = 0, \quad (1)$$

где  $q$  – модуль вектора силового воздействия;  $f$  – некоторое характерное перемещение конструкции (рис. 3);

- разрушено хотя бы одно сечение любого элемента конструкции (предельное состояние первой группы);
- ширина раскрытия трещин или прогибы превысили допустимые из условий эксплуатации значения (предельное состояние второй группы).

Нелинейные свойства материала удобнее всего учитывать путем изменения модуля упругости. Отношение значения упругопластического модуля к упругому удобнее всего определять из диаграммы «момент–кривизна» расчетного сечения.

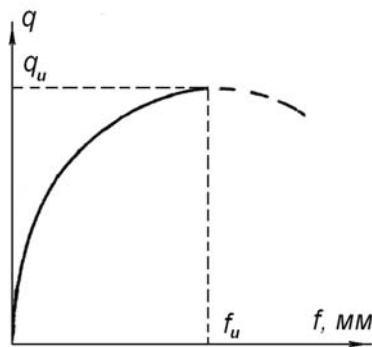


Рис. 3. Диаграмма состояния конструкции

Построение диаграммы «момент–кривизна» расчетного сечения выполняется в такой последовательности.

1. В зависимости от типа решаемой задачи (расчет по предельным состояниям первой или второй группы) для заданных классов бетона и арматуры принимают характеристики  $f_{cd}$ ,  $f_{ctd}$ ,  $E_{cm}$ ,  $\varepsilon_{cl}$ ,  $\varepsilon_{cu}$ ,  $a_k$ ,  $f_{ud}$ ,  $E_s$ ,  $R_y$  ( $E_s$ ,  $R_y$  – модуль упругости и расчетное сопротивление стали балок).

Размеры сечения, как правило, считаются заданными и устанавливаются на стадии проектирования и компоновки здания.

2. Задают начальные значения  $\varepsilon_1 = (0,1...0,2) \cdot \varepsilon_{cu}$ ,  $\sigma_{ctd} = 0,5 \cdot f_{ctd}$ , а также упругие характеристики арматуры и стали балок, величину кривизны (для начала достаточно принять  $\chi_i = \varepsilon_{1,i} / h$ , где  $h$  – толщина пластины,  $i$  – номер этапа расчета) и шаг изменения деформаций на сжатой фибре  $\Delta\varepsilon$  и кривизны  $\Delta\chi$ .

3. При заданном значении деформаций на сжатой фибре  $\varepsilon_{1,i}$  находят кривизну  $\chi_i$  и другие параметры НДС, используя гипотезу плоских сечений, и подставляют их в уравнение равновесия  $\sum X = 0$ .

4. Последовательным изменением величины кривизны добиваются такого НДС, при котором уравнение  $\sum X = 0$  выполняется с заданной точностью.

5. Найденные значения параметров НДС при заданной величине кривизны подставляют в уравнение равновесия  $\sum M = 0$ . Определяют  $i$ -ю точку диаграммы «момент-кривизна» с параметрами  $(\chi_i, M_i)$ .

6. Увеличивают  $\varepsilon_{1,i+1} = \varepsilon_{1,i} + \Delta\varepsilon$ , причем  $\varepsilon_{1,i+1} \leq \varepsilon_{cu}$ . Выполняют расчеты по пп. 3...5, последовательно уточняя параметры НДС, до тех пор, пока не будет получена новая точка зависимости «момент-кривизна».

7. Построение диаграммы «момент-кривизна» завершают после получения величины изгибающего момента при  $\varepsilon_{1,i+1} = \varepsilon_{b,u}$ . По полученным данным строят зависимость «момент-кривизна» в виде кусочно-линейной функции или получают уравнение, например, с использованием метода наименьших квадратов.

8. Находят величину упругопластического модуля для  $i$ -ой точки зависимости «момент-кривизна» по формуле:

$$E_{i,pl} = \frac{M_i}{\chi_i}. \quad (2)$$

Найденные значения  $E_{i,pl}$  в дальнейшем используют при расчетах пластинчатых систем, которые моделируются КЭ: в зависимости от уровня действующих усилий уточняют модули упругости КЭ в

направлении осей X, Y, а также модуль сдвига  $G_{i,pl}$ , и последующим перерасчетом уточняют НДС конструкции.

При расчетах конструкций с применением метода конечных разностей неупругая работа материала пластинки учитывается следующим образом [5]:

$$D \left( \theta_x \frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + 2 \sqrt{\theta_x \cdot \theta_y} \frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^2} + \theta_y \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} \right) = p(x, y), \quad (3)$$

где  $\theta_x = E_{x,i,pl}/E$ ,  $\theta_y = E_{y,i,pl}/E$  – отношение упругопластического модуля в направлении осей X и Y в точке с координатами  $x, y$  соответственно к модулю упругости;  $W = W(x, y)$  – прогиб пластинки в точке с координатами  $x, y$ ;  $D$  – цилиндрическая жесткость;  $p(x, y)$  – значение интенсивности распределенной нагрузки в точке с координатами  $x, y$ .

Решение уравнения (3) должно удовлетворять граничным условиям на всех четырех краях пластинки. Граничные условия определяются конструктивными особенностями перекрытия. Например, при условии свободного опирания по краям  $b$  прогиб  $W$  и момент на краях  $x=0$ ,  $x=a$  равны нулю.

Расчет конструкций с учетом неупругих свойств железобетона следует выполнять методом конечных элементов (МКЭ). Поскольку при выборе (обосновании) проектных решений необходимо выполнять расчеты по двум группам предельных состояний, рекомендуется разрабатывать две расчетные модели:

- упрощенную – для определения армирования плиты при проектировании новых конструкций или проверки достаточности существующего армирования (модель 1);
- усложненную – практически адекватную существующей конструкции, для определения прогибов и перемещений (модель 2).

В модели 1 железобетонную плиту необходимо моделировать плоскими КЭ, деформируемыми по линейному закону. Для бетона плиты следует задать величину модуля упругости в соответствии с ДБН В.2.6-98:2009 [3] с умножением на коэффициент 0,85, что позволит в первом приближении учесть нелинейную работу бетона.

В модели 2 учет неупругих свойств железобетона следует выполнять по вышеприведенным алгоритмам.



В обеих моделях стальные балки рекомендуется моделировать плоскими КЭ, что позволит определить напряженно-деформированное состояние (НДС) этих элементов и, при необходимости, на стадии расчетного обоснования изменить параметры стальных балок.

Поскольку характер деформирования стальных балок и плиты различный, в местах контакта плиты с балками должны быть введены КЭ односторонней связи между узлами, которые работают на сжатие и позволяют железобетонной плите отрываться от стальных балок.

В результате расчета модели 2 получаются численные значения величин деформаций конструкций. Сравнение полученных результатов расчета (прогибов и других деформаций конструкций, напряжений в бетоне и арматуре при эксплуатационных нагрузках) позволит уточнить параметры плиты, стальных балок, исходя из ограничений по деформативности, общей и местной устойчивости стальных балок.

### **Выводы**

Предложена методика учета неупругих свойств железобетона при расчетах сталежелезобетонных перекрытий. При формировании матрицы жесткости нелинейные свойства учитываются введением понижающих коэффициентов  $\theta_x$ ,  $\theta_y$  и  $\sqrt{\theta_x \cdot \theta_y}$ , которые уточняются в процессе итерационного расчета модели. Прогибы в местах контакта железобетонной плиты и стальной балки определяются в ходе совместного решения.

Предложенная методика несколько уступает в точности известным методам вычисления жесткости железобетонных пластинчатых элементов (например, [4]), особенно при различных типах развития трещин в пластинах, но обладает достаточной простотой при вычислении понижающих коэффициентов для расчета прямоугольных пластин, работающих за пределами упругой стадии.

### **Литература**

- [1] Мости та труби. Правила проектування : ДБН В.2.3-14:2006. – Офіц. вид. – К. : Мінбуд України, 2006. – 359 с. – (Споруди транспорту. Державні будівельні норми).
- [2] Сталезалізобетонні конструкції. Норми проектування: ДБН В. 2.6-160:2010. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с. – (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України).
- [3] Залізобетонні конструкції. Норми проектування: ДБН В.2.6-98:2009. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. – (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України).
- [4] Карпенко Н. И. Общие модели механики железобетона / Н. И. Карпенко. – М. : Стройиздат, 1996. – 408 с.
- [5] Блейх Ф. Устойчивость металлических конструкций / Ф. Блейх. – М. : Гос. изд-во физ.-мат. лит., 1959. – 544 с.

*Надійшла до редколегії 10.07.2014 р.*

УДК 624.015.5

## **Методика і результати досліджень залізобетонного фрагмента будинку на вогнестійкість**

**Гордіюк М.П., Семиног М.М., Отрош Ю.А., к.т.н.**

Академія пожежної безпеки ім. Героїв Чорнобиля, Україна

**Анотація.** Запропоновано методику експериментальних досліджень фрагментів будівель при високотемпературних впливах. Наведено деякі результати експериментальних досліджень фрагмента будівлі при високотемпературних впливах.

**Аннотация.** Предложена методика экспериментальных исследований фрагментов зданий при высокотемпературных воздействиях. Приведены некоторые результаты экспериментальных исследований фрагмента здания при высокотемпературных воздействиях.

**Abstract.** Methodology of experimental researches of building fragments at high temperature influences is offered. Some results of experimental researches of building fragment at high temperature influences are brought.

**Ключові слова:** будівля, фрагмент, випробування, вогнестійкість.

**Вступ. Постановка проблеми.** Сьогодні в будівництві панують нові технології та нестандартні конструктивні рішення, що пов'язано з розвитком будівництва житлових будинків із монолітного залізобетону. Проектні рішення висотних будинків та будинків підвищеної поверховості досить складні у порівнянні з проектами звичайних будівель із блочних та панельних залізобетонних конструкцій. Збільшення висоти будинків призводить до різкого зростання навантажень на несучі конструкції. Конструкції таких будинків повинні витримувати великі горизонтальні вітрові, динамічні та вертикальні навантаження. Вимоги до просторової жорсткості та несучої здатності забезпечуються використанням монолітних залізобетонних конструкцій із жорсткими з'єднаннями окремих елементів. Через особливості проектних рішень цих будинків важливим є забезпечення вогнестійкості як окремих будівельних конструкцій будинку, так і його вогнестійкості в цілому.

Для оцінювання вогнестійкості використовують два підходи: розгляд поведінки конструкцій в умовах реальної пожежі (тобто фрагмента будинку при реальному пожежному навантаженні) та в умовах умовної пожежі (тобто оцінювання вогнестійкості окремої конструкції у стандартному температурному режимі у випробувальній печі).

Вимоги до мінімальних значень межі вогнестійкості несучих будівельних конструкцій (балок, колон, перекриттів, покриттів, стін) для певного ступеня вогнестійкості малоповерхових, багатоповерхових, підвищеної поверховості (зазвичай шістнадцятиповерхових) та висотних будинків з умовною висотою вище 47 м визначено у ДБН В.1.1-7-2008 [1]. Для висотних будинків з умовною висотою вище 73,5 м необхідно встановлювати індивідуальні вимоги, які стосуються пожежної безпеки будинку. В зв'язку з цим сьогодні в Україні розробляють індивідуальні технічні умови для проектування кожного висотного житлового будинку, де, зокрема, встановлюють підвищені значення межі вогнестійкості конструкцій.

Однак для складних проектних рішень висотних будинків ці дані щодо межі вогнестійкості будуть неповними через те, що під час таких випробувань не враховано вплив взаємозв'язків між конструкціями на вогнестійкість конструкцій. На значення межі вогнестійкості окремих конструкцій впливає спільна робота покриттів та перекриттів зі стінами, статична схема будівлі, монолітність конструкції, стики та армування елементів, просторова робота елементів будинку, які об'єднано у загальну просторову систему з'єднань, перерозподіл зусиль від експлуатаційного й теплового навантаження на сусідні, неущкожені елементи тощо.

За результатами досліджень оцінювання вогнестійкості будівельних конструкцій висотних будинків пропонується виконувати у два етапи. На першому етапі за результатами аналізу проектного рішення будинку визначають несучі конструкції (перекриття, балки, колони, пілони) з найменшою передбачуваною межею вогнестійкості. Зразки цих конструкцій випробовують на вогнестійкість у лабораторних умовах у стандартному температурному режимі у випробувальній печі стандартними методами. Другим етапом є проведення натурального вогневого випробування фрагмента будинку для визначення фактичного значення межі вогнестійкості конструкцій та оцінювання вогнестійкості будинку в цілому. Такі випробування дозволяють відпрацювати та відкоригувати проектні рішення будинку, які стосуються забезпечення його пожежної безпеки.

Сутність методу натурних вогневих випробувань полягає у визначенні проміжку часу від моменту запалювання модельного (реального) вогнища пожежі, яке розташовано в одному з приміщень будівельного об'єкта, до настання нормованих граничних станів будівельних конструкцій, які є у складі цього об'єкта, в умовах, що регламентуються цим стандартом.

Для випробувань використовують або сам будівельний об'єкт (споруду, будинок тощо), або його фрагмент, у разі якщо через технічні або економічні причини неможливо провести випробування на цьому об'єкті.

Для створення пожежного навантаження використовують модельне вогнище пожежі, спалювання якого забезпечує створення температурного режиму, який наближено до стандартного за ДСТУ Б В.1.1-4-98\* [2]. Для створення протягом 30 хв. температурного режиму, наближеного до стандартного, питоме вогневе навантаження у перерахунку на масу деревини має становити не менш як 25 кг/м<sup>2</sup>. Відповідно, для створення такого температурного режиму протягом 60 хв. питоме вогневе навантаження має бути не меншим за 50 кг/м<sup>2</sup>.

У стандарті наведено приклад конструкції модельного вогнища пожежі, створеного з брусків із деревини хвойних порід певних розмірів та вологості. Кількість цієї деревини розраховують залежно від об'єму приміщення та тривалості випробування. Така конструкція модельного вогнища створює у приміщенні температурний режим, який наближено до стандартного.

Натурні вогневі випробування проводять під статичним навантаженням конструкцій будівельного об'єкта. Статичні навантаження будівельного об'єкта або його фрагмента мають відповідати найбільш невідповідним можливим умовам експлуатації згідно з проектною документацією.

Статичні навантаження на конструкції (перекриття, колони, стіни, пілони) фрагмента будівельного об'єкта визначає проектувальник на основі величин напружень або зусиль у відповідній будівельній конструкції згідно з розрахунками проектною документації та з урахуванням вимог ДСТУ Б В.1.1-4-98\* [2].

**Метою** розроблення методики та проведення випробувань на вогнестійкість фрагмента будівлі було відпрацювання методики та отримання експериментальних даних щодо поведінки залізобетонних конструкцій під час проведення випробувань.

**Основна частина.** Було розроблено узагальнену методику та проведено дослідження на вогнестійкість залізобетонної просторової конструкції, яка моделювала кімнату багатоповерхового монолітного залізобетонного будинку. Вогневе навантаження приймалося у вигляді реального вогнища пожежі таким, що виникає при згоранні меблів внаслідок, наприклад, падіння недопалку сигарети на м'які меблі. Під час випробувань передбачалося визначення технічного стану залізобетонних конструкцій після короткочасного високотемпературного впливу і подальшого інтенсивного гасіння.

Для вогневого експерименту було підібрано конструктивну систему, яку пропонує сьогодні ринок для масового застосування в Україні, але яку ще не було досліджено на сумісну дію статичних навантажень і високих температур пожежі.

Конструктивна система являла собою просторову конструкцію із монолітними залізобетонними стінами та плитою перекриття розміром на кімнату. Армвання конструкцій стін і плити перекриття, а також застосовані матеріали (бетон, арматура), відповідали фактично використовуваним при будівництві сучасних житлових будинків із монолітного залізобетону. Стіни було виконано з трьох сторін, а одну сторону конструкції не було забудовано, що дозволило спостерігати розвиток пожежі в часі. Виготовлення конструкції здійснювалося за допомогою стандартної розбірної опалубки. В протилежній стіні від тої, яку було не забудовано, було два отвори: дверний і віконний.

Бетон прийнято класу С 25/30 (В30), арматура – в основному, дріт класу Вр-І діаметром 5 мм.

Крім цього, було виготовлено допоміжні зразки (куби, призми, фрагменти арматурних стрижнів). Випробування допоміжних зразків дозволило отримати дані про фізико-механічні характеристики застосованих матеріалів.

Усі основні та допоміжні зразки виготовлено з бетону одного складу. Дозування складових виконано за допомогою вагових дозаторів заводського БСУ. Перемішування бетонної суміші виконано у бетономішалці вільного падіння об'ємом 0,75 м<sup>3</sup>. Ущільнення бетонної суміші виконано глибинними вібраторами.

Допоміжні зразки (стандартні куби та призми) було виготовлено одночасно з основними в металевій інвентарній опалубці. Зразки зберігалися під шаром тирси поряд із фрагментом. Відрізки арматурних стрижнів було вилучено із арматури, що використовувалась для армування фрагмента.

Зразки знаходилися в опалубці впродовж семи діб під шаром вологої тирси. Після розпалубки фрагмент і допоміжні зразки зберігались протягом 28 діб.

Після витримки для визначення класу бетону було виконано випробування кубів та призм. Характеристики бетону визначено при стандартних випробуваннях допоміжних зразків. Розміри кубів було прийнято такими, що дорівнюють 100×100×100 мм, а призм – такими, що дорівнюють 100×100×400 мм.

Після витримки 28 діб і випробувань допоміжних зразків фрагмент зберігався в нормальних умовах температури і вологості до початку випробувань.

В процесі підготовки до натурального вогневого експерименту було розроблено засоби захисту стін і плити перекриття від високотемпературного впливу – це листи сухої штукатурки типу KNAUFF товщиною 12,5 мм, із кріпленням до монолітних залізобетонних елементів за допомогою спеціальних дюбелів. Підлогу було виконано з паркету.

В кімнаті було встановлено меблі, які зазвичай знаходяться в житлових кімнатах: м'які меблі (диван, стільці), дерев'яна шафа, дерев'яний стіл, вкритий скатерттю, тумба з телевизором, штори біля вікна. На підлозі був килим.

Для імітації пожежі (рис. 1) було виконано підпал дивану (імітація падіння недопалка сигарети на частини м'яких меблів).



Рис. 1. Імітація пожежі (підпал дивана)

У відповідності до програми випробувань необхідно було спостерігати наростання температури при реальній пожежі. В зв'язку з цим було вибрано комплект вимірювачів, що складався з хромель-алюмелевих термопар 1...3 мм довжиною 2,5...5,0 м, які було ізольовано керамічним намістом. Всього було використано 30 термопар, для реєстрації показників яких у часі випробувань використано самописці (реєстраційні потенціометри КСП-4) у кількості 3 шт. Все обладнання було перевірено у встановленому порядку.

У приміщенні було встановлено додаткові термомпари у кількості 6 шт., які було підключено до багатоканального термовимірювача. Крім цього, для визначення проміжку часу, коли може бути встановлено наявність пожежі засобами автоматичного спостереження, було застосовано автоматичний пожежний сповіщувач.

Розвиток пожежі спостерігався з боку відсутньої стіни. Фіксація розвитку пожежі виконувалася за допомогою відеокамери.

До (приблизно) 2 хв. горіння були відсутні дим і характерний звук горіння. Пожежу неможливо було виявити з-за меж кімнати, при цьому продукти горіння поролону, синтетичних тканин, покриття деревини були дуже токсичними.

Через 2 хв. після початку пожежа набрала силу, і в цей час спрацював автономний пожежний сповіщувач. Полум'я починає випромінювати інтенсивне тепло, яке не дає можливості увійти в приміщення. Завдяки високій температурі починають розкладатися покриття та синтетичні матеріали (складові частини меблів) з виділенням горючих газів. Через 3 хв. після початку пожежі полум'я охопило диван, обпалило стіну і, частково, плиту перекриття.

Приблизно через 3 хв. 40 с. після початку пожежі висока температура сприяла самозайманню речей. Полум'я охоплює розташовану поряд з диваном шафу, починає тліти та частково займається килим на підлозі (рис. 2).

Ще через 1 хв. 20 с. починає тліти скатертина на столі та горить килим на підлозі. Полум'я обпалює не тільки стіну, розташовану поряд із диваном, а й стелю.

Приблизно через 5 хв. 40 с. після початку пожежі в приміщенні горіли всі меблі, обвалився гіпсокартон зі стін і стелі, зруйнувалося скло у вікні, і це сприяло горінню за рахунок додаткового притоку свіжого повітря.

Приблизно через 6 хв. 30 с. після початку пожежі у приміщенні горіли всі меблі, температура досягає 1000 °С (рис. 3). Незахищений (після обвалення гіпсокартону) бетон підпадає під дію високої температури. Подальше горіння могло спричинити руйнування конструкцій, що не відповідало кінцевій меті випробувань.





Рис. 2. Розвиток пожежі впродовж 3 хв. 40 с. після початку



Рис. 3. Розвиток пожежі впродовж 6 хв. 30 с. після початку

Під час проведення випробувань виконувалося вимірювання температур. Прийнятий комплект приладів дозволив виконати вимірювання температур у діапазоні від 20 °С до 1200 °С. Абсолютне значення похибки вимірювання не перевищувало 3 °С. Врахування температури «холодних» кінців термопар виконувалося через вимірювання опору мідного термоперетворювача опору, змонтованого на клемній панелі приладу.

Усі результати аналогово-цифрового перетворення через прийнятно-передавальний пристрій пересилалися до персонального комп'ютера. Центральний процесор керував вхідним комутатором та інтегруючим пристроєм аналогово-цифрового перетворення.

Приблизно на 6 хв. 31 с. після початку пожежі було виконано гасіння водою.

Крім цього, багатоканальний термовимірювач мав можливість розрахувати експериментальні температурні градієнти у всіх напрямках поперечних перетинів об'єкта в процесі випробування і провести оперативний аналіз із розрахунковими величинами температурних градієнтів.

Аналізуючи покази термопар в процесі вогневого випробування можна констатувати наступне:

- максимальна температура в досліджуваному приміщенні на 6 хв. 30 с. досягла приблизно 1000 °С, а середня температура в цей момент часу складала 700 °С після чого вона поступово зменшувалася;
- на 5 хв. 30 с. від початку пожежі відбулося зменшення температури, яке може бути пов'язано з руйнуванням скла, захисного покриття стелі та падінням гіпсокартону, що дещо збило полум'я;

- вогневе випробування та зростання температур при використанні реального вогнища не відповідало зростанню температур при використанні стандартної температурної кривої (модельного вогнища);
- максимальна температура на внутрішній поверхні стіни становила 650 °С на 6 хв. 30 с., а на зовнішній стороні в цей час зафіксовано 55 °С;
- максимальна температура на внутрішній поверхні плити перекриття становила 590 °С на 6 хв. 30 с., а на зовнішній стороні було зафіксовано 49 °С.

Обстеження приміщення після пожежі було проведено після розбирання згарища (через 2 дні) і дало такі результати:

- у приміщенні захисне покриття (шар гіпсокартону) стін і стелі було повністю зруйновано (рис. 4);
- двері вигоріли, а стіни ззовні випробувальної конструкції вкрилися шаром кіптяви та сажі;
- в полиці плити перекриття були в наявності тріщини з різною орієнтацією та шириною розкриття, прогин полиці становив 65 мм, що значно перевищує граничну величину для такого типу конструкцій. Бетон знеміцнено, є ознаки порушення анкерування арматури (рис. 4);
- обстеження залізобетонної стіни, яку було найбільш піддано дії високої температури (біля якої знаходився підпалений диван), дозволили встановити наявність видимих деформацій із площини та тріщин, руйнування захисного шару бетону для арматури, знеміцнення бетону, який легко руйнується (рис. 5).



Рис. 4. Вигляд плити покриття після вогневих випробувань



Рис. 5. Вигляд стіни, біля якої стояв диван, після випробування

Крім візуального обстеження, було виконано інструментальні дослідження міцності бетону.

Визначення міцності бетону виконувалося ультразвуковим методом згідно з ДСТУ Б В.2.7-226:2009 [3].

Ультразвукові випробування бетону виконувалися за допомогою приладу УК-14ПМ в комплекті з пристроєм для поверхневого прозвучування УПП з базою 120 мм.

Результати проведених досліджень бетону в зоні високотемпературного впливу дозволили встановити широкий розкид отриманих результатів визначення часу проходження ультразвуку, що свідчить про суттєве руйнування та розшарування бетону конструкцій. Встановити міцність бетону конструкції в зоні впливу високих температур після випробувань на вогнестійкість із задовільною імовірністю не вдалося.

Після цього випробувана конструкція була встановлена на підвір'ї, що дозволило виконати кондиціонування приміщення з метою вилучення продуктів згорання меблів і руйнування бетону. Після знаходження конструкції на відкритому повітрі протягом 2 років плита перекриття отримала розшарування бетону по товщині (найбільші розшарування були встановлені по арматурі в тій частині плити перекриття, яка найбільш підпала під дію високої температури – над підпаленим диваном). Таке руйнування було спричинене і додатковими атмосферними впливами: замочуванням атмосферними опадами, нерівномірним нагріванням в літній і розморожуванням в зимовий період тощо. Аналогічні руйнування (розшарування бетону, оголення арматури тощо), хоча і менші за обсягом, отримали стіни (рис. 6).



Рис. 6. Вигляд плити перекриття після кондиціонування на відкритому повітрі

## **Висновки**

Випробування реальним вогнищем суттєво відрізняється від випробувань модельним; температура нагрівання при випробуваннях реальним вогнищем зростає набагато швидше, ніж при випробуваннях модельним вогнищем.

Високотемпературне нагрівання та подальше гасіння пожежі водою призводить до руйнувань поверхневих прошарків і знеміцнення бетону; кондиціонування конструкцій на свіжому повітрі призводить до руйнувань і розшарувань знеміцненого бетону з оголенням і кородуванням арматури.

Конструкції, які зазнали пошкоджень під час дії високих температур при пожежі, мають бути обов'язково підсилені або замінені; експлуатація таких конструкцій неможлива внаслідок локальних змін характеристик міцності та деформативності бетону.

## **Література**

- [1] Пожежна безпека об'єктів будівництва : ДБН В. 1.1.7-2002. – Офіц. вид. – К. : Держбуд України, 2003. – 41 с. – (Захист від пожежі. Державні будівельні норми України).
- [2] Методи випробувань на вогнестійкість. Загальні вимоги : ДСТУ Б В.1.1-4-98\*. – Офіц. вид. – К. : Держбуд, 2005. – 17 с. – (Будівельні конструкції. Національний стандарт України).
- [3] Бетони. Ультразвуковий метод визначення міцності : ДСТУ Б В.2.7-226:2009. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2010. – 33 с. – (Будівельні матеріали. Національний стандарт України).

*Надійшла до редколегії 15.07.2014 р.*

УДК 691.714:620.169.1

## **Нормативные требования оценки коррозионной опасности при проектировании строительных объектов**

<sup>1</sup>Королёв В.П., д.т.н., <sup>2</sup>Гибаленко А.Н., к.т.н.

<sup>1</sup>Донбасский центр технологической безопасности  
ООО «Укринсталькон им. В.Н. Шимановского», Украина  
<sup>2</sup>ГВУЗ «Приазовский государственный технический университет», Украина

**Анотація.** У статті представлено методологічний підхід до формування критеріїв корозійної небезпеки з урахуванням вимог забезпечення надійності та безпеки сталевих конструкцій. Сформульовано задачу підтвердження відповідності розрахункових показників корозійних впливів, засобів первинного та вторинного захисту, а також геометричних параметрів розрахункових моделей вимогам забезпечення несучої здатності, експлуатаційної придатності та довговічності сталевих конструкцій. При проектуванні конструкцій враховується рівень корозійної небезпеки будівельного об'єкта, класифікаційні ознаки сталевих конструкцій та їхніх захисних покриттів за категорією відповідальності.

**Аннотация.** В статье представлен методологический подход к формированию критериев коррозионной опасности с учетом требований обеспечения надежности и безопасности стальных конструкций. Сформулирована задача подтверждения соответствия расчетных показателей коррозионных воздействий, средств первичной и вторичной защиты, а также геометрических параметров расчетных моделей требованиям обеспечения несущей способности, эксплуатационной пригодности и долговечности стальных конструкций. При проектировании конструкций учитывается уровень коррозионной опасности строительного объекта, классификационные признаки стальных конструкций и их защитных покрытий по категории ответственности.

**Abstract.** The paper presents a methodological approach to the formation of corrosion hazard criteria taking into account the requirements of structural safety and reliability assurance. The task of conformity of the design indices of corrosion impacts, primary and secondary protection means, as well as the geometric parameters of the design models with the requirements for assuring the load capacity, serviceability and durability of steel structures is formulated. In the course of structure design, the level of facility corrosion hazard, classification features of steel structures and their protective coatings as per the criticality category are taking into account.

**Ключевые слова:** стальные конструкции, противокоррозионная защита, расчет по предельным состояниям, коррозионная стойкость, долговечность, ремонтно-пригодность, уровень коррозионной опасности.

**Постановка проблемы.** Проблема ресурсосбережения и обеспечения безопасности при проектировании стальных конструкций в агрессивных средах связана с выбором эффективной системы противокоррозионной защиты. Коррозионное разрушение является одним из основных недостатков строительных металлоконструкций, для устранения которого требуются дополнительные затраты материальных ресурсов. В настоящее

время около 50 % металлофонда зданий и сооружений различных отраслей промышленности и сельского хозяйства работает в условиях средне- и сильноагрессивных воздействий. Кроме технических аспектов, связанных с безопасностью эксплуатации, обеспечение сохранности основных фондов имеет важный экологический характер. Аварии и разрушения металлоконструкций в результате низкого качества противокоррозионной защиты сопровождаются загрязнением среды и ухудшением экологической обстановки промышленных регионов [1 – 4].

Промышленные предприятия, инженерные коммуникации, объекты жилищно-коммунального хозяйства и транспортной инфраструктуры включают сооружения, конструкции, машины и оборудование, которые при ухудшении эксплуатационных свойств могут переходить в категорию объектов повышенной опасности [5]. Как правило, это становится реальностью по причинам значительного уровня износа, отсутствия регламентных сроков обновления основных фондов, сложного экономического и финансового состояния большинства субъектов хозяйственной деятельности. В последнее время к перечисленным причинам добавились проблемы низкого качества подготовки специалистов, устаревшая нормативно-техническая база, которые привели к снижению исполнительской дисциплины и эффективности технического обслуживания объектов, эксплуатирующихся в агрессивных средах.

Рассмотрение вопроса «О состоянии защиты металлофонда Украины от коррозии» состоялось на заседании Межведомственной комиссии по вопросам научно-технологической безопасности при Совете национальной безопасности и обороны Украины 13 октября 2009 г. В Решении комиссии указано на критическое состояние основных производственных фондов по уровню коррозионной защищенности, которое повышает риск возникновения чрезвычайных ситуаций техногенного характера и составляет в соответствии со статьей 7 Закона Украины «Про основи національної безпеки України» угрозу национальной безопасности в экономической и экологической сферах. На основе анализа действующих нормативно-технических и организационно-экономических механизмов регулирования в сфере защиты металлов от коррозии определено, что установленные до настоящего времени подходы не соответствуют требованиям обеспечения безопасности продукции, изложенным в Директиве Европейского парламента и Совета 2001/95/ЕС от 3 декабря 2001 г. В качестве первоочередных мер Решением комиссии предлагается разработка законопроекта «Об основных принципах государственной политики в сфере защиты металлофонда от коррозии» и государственной целевой экономической программы ресурсосбережения и защиты от коррозии в базовых отраслях промышленности Украины.

Комплексный и многофакторный процесс коррозии и защиты материалов определен нормативной базой, которая включает свыше 125 стандартов «Единой системы защиты от коррозии и старения». Техническое определение коррозии является достаточно широким и классифицирует ее как взаимодействие материала с окружающей средой. На фундаментальном уровне проблема коррозии связана с изучением закономерностей механоэлектрохимической кинетики коррозионных процессов и механизмов противокоррозионной защиты. Материаловедческие аспекты основных тенденций разработки коррозионно-стойких материалов, средств и методов противокоррозионной защиты составляют общеинженерный уровень для преодоления огромного спектра явлений, сопровождающих деградационные процессы изделий и конструкций во всех отраслях экономики. Следовательно, коррозионные повреждения вызывают ущерб, который связан с ухудшением эксплуатационных свойств, снижением несущей способности конструктивных элементов и дополнительными затратами на восстановление работоспособности строительных объектов в процессе эксплуатации.

Учитывая тяжелые последствия бездействия последних двух десятилетий в области технического регулирования проблемы коррозии, разработка основ государственной политики и новой концепции государственной программы защиты от коррозии должны опираться на принципы стратегического антикризисного управления.

Целью статьи является анализ требований к обеспечению качества защиты от коррозии строительных металлоконструкций при проектировании строительных объектов по критерию коррозионной опасности.

Среди многообразия направлений в области коррозии и защиты металлических конструкций следует выделить три уровня постановки и решения задач:

I уровень (фундаментальный) – связан с изучением закономерностей механоэлектрохимической кинетики коррозионных процессов и механизмов противокоррозионной защиты;

II уровень (общеинженерный) – включает в себя материаловедческие аспекты, определяющие основные тенденции в разработке коррозионно-стойких материалов, средств и методов противокоррозионной защиты;

III уровень (прикладной) – определяет требования по обеспечению надежности и долговечности конструкций, машин или оборудования с учетом установленной системы противокоррозионных мероприятий и условий эксплуатации объектов.

Как самостоятельная дисциплина, теория металлических конструкций рассматривает проблему коррозионного разрушения и защиты металлоконструкций зданий и сооружений с учетом конструктивных, технологических и эксплуатационных особенностей объектов. Создание долговечных

и экономичных конструктивных форм, способных длительное время сохранять работоспособность при заданных физико-химических воздействиях коррозионных сред, должно начинаться на стадии проектирования и учитывать требования технологической безопасности и эксплуатационной надежности. В этих условиях требуется создание нормативно-технической базы, позволяющей производить расчетную оценку показателей надежности строительных металлоконструкций с учетом коррозионных воздействий и эффективности мер противокоррозионной защиты.

**Обеспечение надежности при проектировании противокоррозионной защиты.** Развитие нормативной базы в Украине осуществляется с использованием опыта Европейского Союза [6]. Постановлением Кабинета Министров Украины от 20.12.2006 г. № 1764 утвержден Технический регламент строительных изделий, зданий и сооружений, разработанный с учетом требований затверждено Директивы Совета Европы от 21.12.1988 г. про сближение законов, подзаконных актов и административных положений государств – членов Совета ЕС в отношении строительной продукции.

Применительно к процедуре проектирования металлоконструкций Минрегион Украины утверждены строительные нормы [7 – 10], определяющие работу конструкций как влияние приложенных воздействий или предусмотренных условий эксплуатации на установленный уровень технических характеристик объекта. Подтверждение основных требований по механическому сопротивлению и стойкости конструкций основывается на концепции предельных состояний с использованием соответствующих расчетных моделей. Сооружение должно быть запроектировано таким образом, чтобы в течение расчетного срока службы не снижались его эксплуатационные характеристики ниже намеченного уровня. При этом необходимо учитывать влияние окружающей среды и ожидаемый уровень технического обслуживания.

Для обеспечения долговечности конструкций зданий и сооружений следует либо проектировать их с учетом воздействий агрессивной среды, либо защищать их от этих воздействий [11, 12]. Коррозионное разрушение является основным недостатком металлоконструкций, для устранения которого требуется привлечения дополнительных материально-технических ресурсов для обеспечения надежности и долговечности строительных объектов в условиях агрессивных воздействий. Выбор стратегии предупреждения и контроля коррозии на основе современных технологий противокоррозионной защиты определяется эффективностью управления и снижения затрат на всех стадиях жизненного цикла конструкций. При отсутствии целенаправленного подхода к выбору средств и методов защиты необоснованные конструктивные и технологические решения вызывают



преждевременное разрушение и рост эксплуатационных затрат на восстановление работоспособности или полную замену проблемных конструкционных элементов. Среди причин, обостряющих проблему защиты от коррозии, следует выделить недостаточные меры по снижению степени агрессивности воздействий, низкую коррозионную стойкость строительных сталей, недостаточную оснащенность современными средствами и методами противокоррозионной защиты.

Методология стандартов серии ISO 9001 включает восемь принципов менеджмента качества, способствующие достижению целей для разработанной системы и организационной структуры управления при проектировании противокоррозионной защиты строительных металлоконструкций [13]. Разработка средств и методов защиты от агрессивных воздействий для обеспечения заданных показателей надежности и безопасности должна предусматривать техническое регулирование по требованиям заказчика конструктивных и технологических мер первичной и вторичной защиты при изменении расчетной ситуации, устанавливающей эксплуатационные характеристики объекта. Политика руководства определяет цели менеджмента качества по показателям коррозионной стойкости и долговечности, сформулированные в техническом задании на проектирование конструкций зданий и сооружений. Расчетные модели преобразования требований надежности и безопасности в характеристики эксплуатационных свойств конструкций устанавливают методы контроля качества, диагностики коррозионного состояния, целесообразность вовлечения специализированных организаций и экспертов для выполнения процедур подтверждения качества. Таким образом, гарантии качества, представленные спецификациями по ресурсу при проектировании и изготовлении реализуются на основе процессного подхода, отражающего систему технического обслуживания и ремонта конструкций в течение установленного срока службы объекта. Системный подход к управлению предполагает идентификацию и формализованное описание напряженно-деформированного состояния конструкций на основе заданного уровня коррозионной опасности строительного объекта. Разработанная технология мониторинга коррозионного состояния обеспечивает возможность оценки параметров регулирования ресурса конструкций для реализации политики постоянного улучшения, направленной на совершенствование мер первичной и вторичной защиты. Преимущества регистрационного метода оценки показателей ремонтно-пригодности стальных конструкций по фактическому состоянию позволяют сформулировать подход к принятию решений для обеспечения технологической безопасности конструкций зданий и сооружений в коррозионных средах. Можно заключить, что установленная организационная структура взаимовыгодных отношений с поставщиками

на основе принципов менеджмента качества противокоррозионной защиты является основой для обоснования гарантированных показателей коррозионной стойкости и долговечности при проектировании металлоконструкций.

Управление безопасностью на основе критериев предельных состояний для заданных показателей качества и долговечности металлоконструкций включает процессный подход при обосновании средств и методов защиты от коррозии [14]. В соответствии с требованиями ДБН В.1.2-14 заданная надежность конструкций должна быть обеспечена на всех стадиях жизненного цикла конструкций:

- определены условия сохранения проектных характеристик несущей способности, эксплуатационной пригодности и долговечности с учетом степени агрессивности воздействий;
- установлены необходимые конструктивные, технологические и эксплуатационные свойства первичной и вторичной защиты от коррозии, соответствующие принятой системе технического обслуживания и ремонта.

С позиций положений ДБН В.2.6-163 [10] работоспособность металлоконструкций при нормальной эксплуатации в течение установленного срока службы конструкций определяется правильным выбором расчетной модели и расчетной ситуации. Расчетный срок эксплуатации принимается равным периоду, на протяжении которого предполагается использование здания или сооружения по его функциональному назначению. Для определения предполагаемого расчетного срока эксплуатации конструкций ДСТУ Б В.2.6-193 установлены требования к мерам первичной и вторичной защиты от коррозии.

Нормативные положения документов [10, 11, 13] обеспечивают методический подход для постановки задачи подтверждения соответствия расчетной модели и расчетной ситуации требованиям обеспечения несущей способности, эксплуатационной пригодности и долговечности стальных конструкций на основе исходных данных:

- нормативных (базовых, характеристических) воздействий и репрезентативных значений факторов коррозионной агрессивности;
- расчетных характеристик коррозионной стойкости, долговечности и ремонтпригодности конструкций и их защитных покрытий;
- классификационных признаков уровня коррозионной опасности стальных конструкций и их защитных покрытий по категории ответственности;
- логистической структуры постоянных, временных и аварийных расчетных ситуаций менеджмента противокоррозионной защиты.

Основу логистического подхода и методов риск-анализа составляют информационные базы данных и имитационные модели, включающие аналитические, технологические и маркетинговые задачи. Принятие решений по рациональному выбору мер защиты от коррозии связано с обеспечением технологической безопасности в течение расчетного срока эксплуатации объекта [15].

**Расчетные модели, категории ответственности и уровни коррозионной опасности.** В соответствии с разработанным подходом, оценка качества строительных конструкций выполняется по совокупности показателей коррозионной стойкости, долговечности и ремонтпригодности, обуславливающих нормативные требования по безопасности и пригодности к нормальной эксплуатации зданий и сооружений.

Выбор способов защиты от коррозии стальных конструкций определяется условиями эксплуатации, степенью агрессивного воздействия и конструктивными особенностями [6]. Критерием, характеризующим решение логистической проблемы обоснования средств и методов противокоррозионной защиты являются минимальные затраты на поддержание качества и безопасности объекта в течение заданного срока эксплуатации.

Обоснование проектных показателей долговечности стальных конструкций предлагается производить по разработанной методике с учетом коэффициентов надежности и готовности противокоррозионной защиты. Коэффициенты надежности первичной и вторичной защиты учитывают неопределенность расчетных моделей коррозионной опасности конструкций и сооружений. Коэффициент готовности стальных конструкций принят в качестве комплексного показателя ремонтпригодности для анализа вариантов конструктивных и технологических мер первичной и вторичной защиты.

Нормами определен порядок оценки степени агрессивности воздействий окружающей среды, которые следует учитывать при выборе конструкционных материалов, обосновании спецификаций противокоррозионной защиты по уровню коррозионной опасности.

Степень коррозионной агрессивности режима эксплуатации устанавливают для конкретных объектов в зависимости от макроклиматического района, категории размещения конструкций по ГОСТ 15150, характера технологических выделений и материала конструктивных элементов зданий и сооружений. Состав и степень агрессивности воздействий следует принимать для однородных зон эксплуатации промышленных и гражданских объектов по данным технологической документации или результатам замеров.

Основной характеристикой агрессивных сред является характеристическое значение годовых коррозионных потерь  $A_n$ , г/м<sup>2</sup>, условно приведенное к незащищенной поверхности стали класса С 235. Переход к другим материалам осуществляется в соответствии со специальными указаниями норм проектирования.

Расчетное значение годовых коррозионных потерь  $A$  определяют по формуле:

$$A = \gamma_{jk} A_n \tau / 8760, \quad (1)$$

где  $\tau$  – продолжительность воздействия коррозионно-активных компонентов в часах за год;  $\gamma_{jk}$  – коэффициент надежности по воздействиям, зависящий от степени агрессивности и категории размещения конструкций принимаемый по табл. 1.

Таблица 1

**Коэффициенты надежности по воздействию коррозионных сред**

Категории размещения конструкций	Значения коэффициента $\gamma_{jk}$					
	Неагрессивная	Слабоагрессивная	Низкоагрессивная	Среднеагрессивная	Высокоагрессивная	Сильноагрессивная
На открытом воздухе	1,05	1,10	1,15	1,20	1,20	1,25
Под навесом	1,00	1,10	1,10	1,15	1,15	1,20
Внутри неотапливаемых помещений	1,00	1,05	1,10	1,10	1,15	1,15
Внутри отапливаемых помещений	1,00	1,00	1,05	1,05	1,10	1,10

Для конструкций, находящихся в условиях агрессивной среды рекомендуется применять стальной прокат из сталей с повышенной коррозионной стойкостью.

По показателям коррозионной стойкости стали подразделяются на три группы (рис.1):

I группа – стали обычной коррозионной стойкости (близкой к ВСтЗпс) включают малоуглеродистые стали, низколегированные типа 09Г2С, 10Г2С, 15Г2СФ, 18Гпс;

II группа – стали пониженной коррозионной стойкости марки 09Г2, 14Г2, 14Г2СМФР в условиях средне-, высоко-, и сильноагрессивных сред;

III группа – атмосферостойкие (экономно легированные) стали марок 10ХДП, 10ХНДП, 2ХГДАФ для слабо- и низкоагрессивных сред.

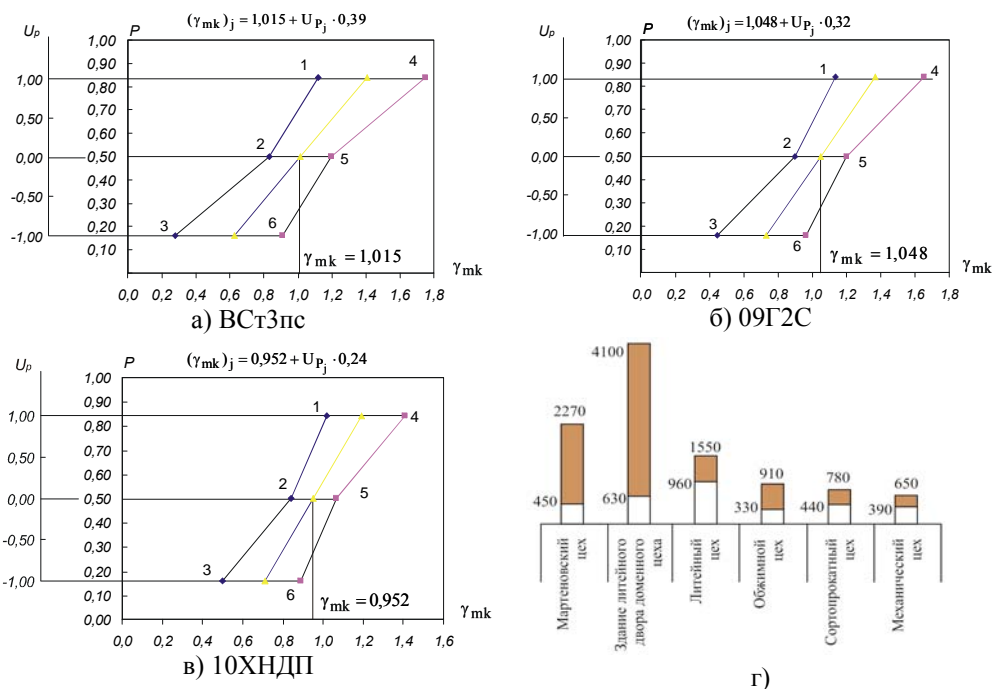


Рис. 1. Репрезентативные значения показателей коррозионной стойкости: (а, б, в) – графики функций распределения коэффициентов надежности по материалу для сталей в среднеагрессивных средах; (г) – зонирование режима эксплуатации по показателю  $A_n$ , г/м<sup>2</sup>год.

Проектная документация на строительные стальные конструкции разрабатывается в соответствии с ДБН А.2.2-3, ДСТУ Б А.2.4-4, ДСТУ Б А.2.4-7 и ДСТУ Б А.2.4-43. В рабочей документации (чертежи КМ) представляются данные по срокам службы стальных конструкций, степени агрессивности воздействий, рекомендации по выбору систем защитных покрытий, степени подготовки поверхности, проектный уровень коррозионной опасности для выполнения требований противокоррозионной защиты в соответствии с нормами ДСТУ Б В.2.6-193 и ДСТУ Б В.2.6-186.

Допускается увеличение толщины проката и стенок труб с учетом уровня коррозионной опасности на основе результатов сравнительной оценки преимуществ проектных решений для обеспечения надежности или по условиям заказчика. Увеличение толщины сечений определяется по расчетным показателям качества первичной защиты и степени агрессивности воздействий согласно ДСТУ Б В.2.6-193.

Учитывать увеличение сечений элементов при оценке несущей способности и долговечности допускается только при условии оценки соответствия стальных конструкций на основе требований ДСТУ-Н Б А.1.2-6.

Область применения материалов и рациональность их выбора зависит от назначения конструкций зданий и сооружений. В зависимости от последствий, вызванных воздействием агрессивных сред, установлены четыре категории ответственности стальных конструкций и их защитных покрытий:

П1 – категория ответственности, не допускающая снижения декоративных свойств вторичной защиты;

П2 – категория ответственности, не допускающая снижения защитных свойств вторичной защиты;

П3 – категория ответственности, допускающая снижение защитных свойств вторичной защиты;

П4 – категория ответственности, допускающая снижение защитных свойств первичной защиты.

Подтверждение соответствия класса материала средств первичной и вторичной защиты категориям ответственности стальных конструкций и их защитных покрытий производится в соответствии с показателями, представленными в табл. 2.

Как правило, все конструкции строительного объекта рассчитываются с учетом предельных состояний первой и второй групп. Предусмотренные меры обеспечения живучести по уровню коррозионной опасности должны быть зафиксированы в проектной документации в соответствующих спецификациях по контролю и надзору за конструкциями [4]. При анализе аварийных расчетных ситуаций для объектов классов последствий СС3 и СС2 рассматриваются требования предотвращения прогрессирующего разрушения в результате коррозионных воздействий.

Коррозионное разрушение стальных конструкций определяется внешними воздействиями режима эксплуатации и зависит в первую очередь от степени агрессивности среды. Учет электрохимической кинетики коррозионного разрушения в прочностных расчетах производится на основе физических моделей, характеризующих изменения геометрических параметров и свойств материала во времени при действии нагрузок и агрессивных воздействий. С точки зрения аппарата строительной механики, предупреждение прогрессирующего разрушения конструкций можно выполнять в расчетах по предельным состояниям путем введения фиктивных внешних нагрузок с учетом уровня коррозионной опасности. Задача обеспечения живучести по уровню коррозионной опасности состоит в определении фиктивных нагрузок, дополнительных переме-

щений и усилий, вызываемых этими нагрузками, для обоснования расчетных ситуаций при наличии признаков коррозионных поражений и повреждений [16].

Таблица 2

**Характеристики коррозионной стойкости материалов и конструкций при оценке соответствия по уровню коррозионной опасности**

Шкала стойкости металлов и покрытий				Категория ответственности конструкций и защитных покрытий	Коэффициенты надежности	
Группа стойкости по ГОСТ 13819-68	Оценка стойкости балл	Глубина поражения, мм/год	Класс материала первичной и вторичной защиты		Первичной защиты, $\gamma_{zk}$	Вторичной защиты, $\gamma_{zn}$
Нестойкие (IV)	8	1 – 5	I	C4	От 0,80 до 0,85	От 0,85 до 0,90
	7	0,5 - 1				
Пониженно-стойкие (III)	6	0,1-0,5	II	C3	» 0,85	» 0,90
	5	0,05-0,1				
Удовлетворительно-стойкие (II)	4	0,01-0,05	III	C2	» 0,90	» 0,95
	3	0,005-0,01				
Стойкие (I)	2	0,001-0,005	IV	C1	» 0,95	» 0,99
	1	Менее 0,001				

Рассмотрение параметров напряженно-деформированного состояния в расчетах на коррозионную стойкость и долговечность выполняется на основе зависимостей:

I предельное состояние:

$$A_f = (1 - \gamma_{zk})mt; \quad (2)$$

$$N/\gamma_{zk} \leq \Phi; \quad (3)$$

II предельное состояние:

$$T_{zk} = \sqrt[c]{\gamma_{fk} A_f / A_n}; \quad (4)$$

где  $\Phi$  – предельное усилие, которое может воспринять рассчитываемый элемент, кН;  $N$  – наибольшее расчетное усилие в конструктивном элементе, кН;  $\gamma_{zk}$  – коэффициент надежности первичной защиты;  $A_f$  – заданная фиктивная коррозионная нагрузка, г·год/м<sup>2</sup>;  $A_n$  – характеристическое значение коррозионных потерь, г/(м<sup>2</sup> год);  $T_{zk}$  – расчетный срок службы первичной защиты, год;  $c$  – коэффициент кинетики коррозионного износа, принимаемый с учетом группы коррозионной стойкости стали;  $m=7,85 \cdot 10^4$  – переводной коэффициент коррозионных потерь, г/см<sup>3</sup>;  $t$  – приведенная толщина сечения элемента, см.

Структурные схемы показателей надежности представлены потоковыми графами, описывающими изменения коррозионного состояния стальных конструкций с учетом конструктивных и технологических вариантов противокоррозионной защиты при обслуживании объектов по фактическому состоянию в течение установленного срока службы.

Структура показателей живучести стальных конструкций в коррозионных средах определяется с учетом требований по расчетно-экспериментальной оценке, техническому контролю и диагностике эксплуатационных свойств для объектов соответствующих классов ответственности.

### **Выводы**

Проектирование мер защиты от коррозии по критерию коррозионной опасности позволяет обеспечивать требования надежности строительных металлоконструкций на основе расчетных положений метода предельных состояний и менеджмента технологической безопасности в течение установленного срока службы строительных объектов.

### **Литература**

- [1] Защита металлических и железобетонных строительных конструкций от коррозии : Тез. докл. VI Всесоюз. научн.-техн. конф. (Донецк, 4–6 сентября 1978, г.). – Донецк : 1978. – 95 с.
- [2] Коррозия и защита строительных конструкций производственных зданий и сооружений : Тез. докл. VIII Всесоюз. научн.-практ. конф. (Донецк-Макеевка, 15–17 мая 1990, г.). – Донецк : 1990. – 124 с.
- [3] Захист від корозії і моніторинг залишкового ресурсу промислових будівель, споруд та інженерних мереж : Матеріали наук.-практ. конф. (Донецьк, 9–12 червня 2003 р.). – Донецьк : УАМК, 2003. – 247 с.
- [4] Донбас-Ресурс 2011. Якість і безпека у будівництві : Тези доповідей конференції. – К. : Вид-во «Сталь». – 116 с.
- [5] Шимановський О. В. Концептуальні основи системи технічного регулювання надійності й безпечності будівельних конструкцій / О. В. Шимановський, В. П. Корольов // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2008. – №1. – С. 4–9.
- [6] Барзилович Д. В. Технічне регулювання – фактор забезпечення реалізації державної політики у будівництві // Д. В. Барзилович // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2011. – № 3. – С. 2–6.
- [7] Основні вимоги до будівель і споруд. Безпека експлуатації : ДБН В.1.2-9-2008. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2008. – 21 с. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).



- [8] Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість : ДБН В.1.2-6-2008. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2008. – 15 с. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).
- [9] Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14-2008. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 30 с. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).
- [10] Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу : ДБН В.2.6-163:2010. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 220 с. – (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України).
- [11] Захист металевих конструкцій від корозії. Вимоги до проектування : ДСТУ Б В.2.6-193:2013. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2013. – 74 с. – (Національний стандарт України).
- [12] Настапова щодо захисту будівельних конструкцій будівель та споруд від корозії : ДСТУ-Н Б В.2.6-186:2013. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2013. – 45 с. – (Національний стандарт України).
- [13] ISO 12944-5:2007 Paints and varnishes - Corrosion protection of steel structures by protective paint systems - Part 5: Protective paint systems : ISO 12944-5:2007. – Geneva : ISO, 2007. – 28 p. – (Краски и лаки. Антикоррозионная защита стальных конструкций с помощью защитных лакокрасочных систем. Часть 5. Защитные лакокрасочные системы. Международный стандарт).
- [14] Korolov V. Monitoring of steel structure corrosion state / V. Korolov, Y. Vysotskyu, A. Ryzhenkov // EUROCORR-2007: The European Corrosion congress : book of abstracts – Freiburg im Breisgau, Germany, 2007. – P. 276.
- [15] Королёв В. П. Реинжиниринг для обеспечения технологической безопасности конструкций зданий и сооружений / В. П. Королёв, О. Б. Лотоцкий, Ю. В. Филатов // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2008. – №2. – С. 28.
- [16] Korolov V. Management of the Quality of Corrosion Protection of Structural Steel Based on Corrosion Risk Level / [V. Korolov, Y. Filatov, N. Magunova, P. Korolov] // Journal of Materials Science and Engineering A & B. ; Volume 3, Number 11. – New York : David Publishing Company, 2013. – P. 740–747.

*Надійшла до редколегії 20.08.2014 р.*

## **ВИМОГИ ДО ОФОРМЛЕННЯ СТАТЕЙ**

У збірнику публікуються не опубліковані раніше та не призначені для одночасної публікації в інших виданнях статті, що містять нові результати теоретичних та експериментальних досліджень в області розвитку методів розрахунку і проектування конструкцій, будівель і споруд, розроблення раціональних типів конструкцій, експериментально-теоретичних досліджень роботи елементів і з'єднань, удосконалення матеріалів, технологій виготовлення і монтажу, ремонту і реконструкцій будівель і споруд; пропозиції щодо розвитку і вдосконалення нормативної бази в цій галузі будівництва тощо.

Наукові статті повинні містити: опис проблеми у загальному вигляді та її зв'язок із важливими науковими програмами чи практичними завданнями; короткий аналіз останніх досліджень і публікацій, в яких започатковано вирішення даної проблеми і на які посилається автор; виділення невирішених питань або проблем, котрим присвячується стаття; формулювання цілей статті (постановка завдання); виклад основного матеріалу дослідження з обґрунтуванням отриманих наукових результатів; висновки з цього дослідження і перспективи подальших досліджень за даним напрямком.

Статті подаються українською, російською або англійською мовами, роздруковані в двох екземплярах, один із яких повинен бути підписаний усіма авторами статті, а також в електронній формі, надсилаються звичайною або електронною поштою. Обсяг статті, як правило, не повинен перевищувати 7 сторінок форматом А4 (210×297 мм), включаючи рисунки, таблиці та перелік використаної літератури. Статтю необхідно супроводжувати короткою анотацією, надрукованою українською, російською та англійською мовами. До статті потрібно додати для кожного із співавторів авторську довідку, в якій вказати прізвище, ім'я та по батькові, науковий ступінь, вчене звання, місце і адресу основної роботи, посаду та контактний телефон.

Стаття набирається в редакторі Microsoft Word, шрифт Times New Roman, розмір 12 пт., міжрядковий інтервал – одинарний. У лівому верхньому кутку сторінки зазначається УДК. Прізвища, ініціали авторів та назва статті вирівнюються по центру, друкуються напівжирним шрифтом. Із нового абзацу подається текст статті з вирівнюванням по ширині.

Таблиці набираються шрифтом Times New Roman, розміром 10 або 9 пт. Розмір таблиці не повинен бути більше 12 см по ширині.

Формули в тексті набираються в редакторі Word Microsoft Equation або у програмі MathType шрифтом Times New Roman, розміром 11 пт., текст та змінна формули – курсивом.

Креслення, рисунки, фотознімки вставляються в текст та додатково подаються окремими файлами з розширенням .tif, .gif або .jpg за розміром по ширині не більше 12,5 см (300 точок/дюйм).

Перелік використаної літератури оформляється відповідно до ДСТУ ГОСТ 7.1-2006 і наводиться наприкінці статті за алфавітом. Наприклад, для книги – прізвище й ініціали автора, назва книги, місце видання й видавництво, рік видання, том (підкреслити), кількість сторінок. Не дозволяється робити посилання на неопубліковані роботи.

Кожна стаття підлягає рецензуванню. У випадку повернення статті на доопрацювання датою надходження вважається дата одержання редакцією остаточного варіанта тексту. Після доопрацювання стаття знову розглядається редколегією.

Дотримання зазначених вимог дозволить скоротити термін опрацювання та підготовки до друку матеріалів, що надійшли до редакційної колегії збірника.

***Розраховуємо на співпрацю.***

Наукове видання

Товариство з обмеженою відповідальністю  
«Український інститут сталевих конструкцій  
імені В.М. Шимановського»

**ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ**  
**Українського інституту сталевих конструкцій**  
**імені В.М. Шимановського**

Відповідальний редактор	О.В. Шимановський
Дизайн	В.С. Артюшенко
Комп'ютерна верстка	О.І. Кордун
та технічне редагування	В.П. Гаврилова
	В.С. Артюшенко

Рекомендовано до друку вченою радою  
ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»  
(протокол № 3 від 21.08.2014)

---

Підписано до друку 25.08.2014.  
Формат видання 70x100/16.  
Папір офсетний. Друк офсетний.  
Ум. друк. арк. 8,63. Тираж 100 прим.

Видавництво «Сталь».  
02660, ГСП-660, м. Київ, вул. Віталія Шимановського, 2/1,  
тел. 229-83-51; 543-95-56  
[www.izdat.com.ua](http://www.izdat.com.ua)

---