



ВАТ «УкрНДПроектстальконструкція
ім. В.М. Шимановського»

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ
Українського науково-дослідного
та проектного інституту сталевих конструкцій
імені В.М. Шимановського



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

Науковий збірник

Випуск 5

Видавництво «Сталь»
Київ – 2010

УДК 061.62+624.014
ББК 30.4
З-415

З-415 Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського / Під загальною редакцією заслуженого діяча науки і техніки України, д.т.н., професора О.В. Шимановського. – К.: Вид-во «Сталь», 2010, вип. 5 – 272 с.

ISBN 978-966-1555-56-2

До збірника ввійшли 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, 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 061.62+624.014
ББК 30.4

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); Гром А.А., к.т.н.; Гуляєв В.І., д.т.н.; Кириллов В.В.; Корольов В.П., д.т.н.; Лисицин Б.М., д.т.н.; Лебедич І.М., к.т.н.; Оглобля О.І., д.т.н.; Цихановський В.К., д.т.н.

АДРЕСА РЕДАКЦІЙНОЇ КОЛЕГІЇ:

просп. Визволителів, 1,
Київ 02660,
ВАТ «УкрНДПроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського»
тел. 543-97-40, e-mail: icbmc@urdisc.com.ua

Свідоцтво про державну реєстрацію
КВ №12628-1512Р від 03.05.2007 р.

Постановою президії ВАК України від 27.05.2009 р. № 1-05/2
Збірник внесено до переліку наукових фахових видань із технічних наук

ISBN 978-966-1555-56-2 © **ВАТ «УкрНДПроектстальконструкція**
ім. В.М. Шимановського»

ЗМІСТ

Горохов Е.В., Муцанов В.Ф., Левин В.М., Мнацаканян К.Б., Касимов В.Р. Основные принципы формирования системы мониторинга технического состояния покрытия над трибунами стадионов.....	5
Терещенко Ю.И. Особенности реконструкции областного спортивного комплекса «Металлист» в г. Харькове.....	15
Фурсов В.В., Кошмай Н.Д., Васильев А.Ю. Проектирование и реконструкция спортивных арен различного назначения в г. Харькове.....	25
Найчук А.Я. Деревянные клееные конструкции в спортивных зданиях и сооружениях Республики Беларусь.....	32
Aranas L., Madaj A., Sikierski W. Dynamic testing of tribune structure of Poznan city stadium.....	41
Редченко В.П. Вібраційна діагностика просторових конструкцій великого розміру, проблеми та перспективи.....	52
Кінаш Р.І. Аеродинамічні дослідження моделей легких покриттів над трибунами стадіонів.....	60
Драган В.И., Морилова Н.Л. Большепролетные металлические структурные конструкции системы «БрГТУ».....	72
Пичугин С.Ф., Махинько А.В. Квазистатические методы динамического расчета сооружений башенного типа: прошлое, настоящее и перспективы развития.....	83
Пічугін С.Ф., Патенко Ю.Е. Вплив кранових навантажень на каркаси виробничих будівель.....	106
Кінаш Р.І., Гук Я.С. Районування території Закарпатської області за вітровим навантаженням.....	117
Володимирський В.О. Про розрахунок сталевих конструкцій на втому за Eurocode.....	124
Клименко В.З. Развитие методик расчета сжато-изогнутых элементов в историческом аспекте.....	130
Шимановский А.В., Колесниченко С.В. Предупреждение аварийных ситуаций в условиях исчерпания ресурса металлических конструкций.....	140

Колесниченко С.В. Оценка риска эксплуатации металлических конструкций.....	151
Шаміс Л.Б., Матченко Т.І., Первушова Л.Ф. Методика визначення залишкового ресурсу облицювання сховища відпрацьованого ядерного палива за результатами випробувань зразків.....	159
Гордеев В.Н. Особенности работы многорядных фрикционных соединений на высокопрочных болтах.....	172
Пелешко І.Д., Лісоцький Р.В., Балук І.М. Оптимальное проектирование сталевої стрижневої конструкції покриття торгово-розважального комплексу.....	181
Кагановский Л.О. Новые решения узловых соединений стержней структурных и однослойных решетчатых конструкций.....	192
Білик С.І., Склярів І.О. Рациональні рамні каркаси постійного та змінного двотаврового перерізу з підвищеною гнучкістю стінки.....	199
Шалінський В.В. Аналітичні розв'язки нелінійних задач деформування ниток скінченної жорсткості при спеціальних завантаженнях.....	210
Гордеев В.Н., Ленда А.В. Упруго-пластическая работа нитей конечной жесткости в окрестности приложения сосредоточенных сил.....	215
Трусов Г.М., Атаманенко І.В. Стойкість сталебетонних стійок при несиметричному навантаженні.....	230
Голоднов О.І., Доан Н.Т. Дослідження основних впливів на технічний стан антенно-щоглових споруд.....	237
Козлова О.Н. Влияние остаточного напряженно-деформированного состояния на устойчивость сжатых элементов из трубчатых профилей.....	246
Гибаленко А.Н. Методология научно-технического сопровождения показателей качества противокоррозионной защиты на основе требований стандарта предприятия и информационной системы диагностики коррозионного состояния конструкций.....	255
Цихановський В.К., Кордун О.І. Розрахунок на міцність великопрогонових залізобетонних оболонок із зовнішнім листовим армуванням методом скінченних елементів.....	262
Вимоги до оформлення статей.....	272

УДК 624.014

Основные принципы формирования системы мониторинга технического состояния покрытия над трибунами стадионов

**Горохов Е.В., д.т.н., Мущанов В.Ф., д.т.н., Левин В.М.,
Мнацаканян К.Б., Касимов В.Р., к.т.н.**

Донбасская национальная академия строительства и архитектуры, Украина

Анотація. У статті досліджені основні принципи формування системи моніторингу покриттів над трибунами стадіонів. Розглянуті різні принципи реалізації системи моніторингу й діагностики несучих конструкцій унікальних споруд. Донбаською НАБА запропонована власна концепція щодо формування системи моніторингу унікальних споруд і рекомендована блок-схема з реалізації системи моніторингу унікальних споруд.

Аннотация. В статье исследованы основные принципы формирования системы мониторинга покрытий над трибунами стадионов. Рассмотрены различные принципы реализации системы мониторинга и диагностики несущих конструкций уникальных сооружений. Донбасской НАСА предложена собственная концепция по формированию системы мониторинга уникальных сооружений и рекомендована блок-схема по реализации системы мониторинга уникальных сооружений.

Abstract. The main principles of monitoring formation system of coverings above stadiums' stands. In the article investigated are the main principles of monitoring formation system of coverings above the stadiums' stands. Examined are different principles of monitoring system realization and diagnostics of load-carrying structures of unique structures; Donbass National Academy Architectural and Building suggested its own idea dealing with the monitoring formation system of unique structures and recommended the block diagram of its realization.

Ключевые слова: мониторинг, покрытие над трибунами стадионов

Проведение спортивных состязаний последних лет (европейские и мировые футбольные первенства, олимпийские игры) дало большой толчок в строительной отрасли по возведению спортивных арен новой формации. Данные объекты значительно видоизменили свое основное функциональное назначение, превратившись из стадионов классического типа для проведения конкретных спортивных мероприятий в объекты многофункционального культурно-развлекательного направления, где стали проводить помимо спортивных соревнований и различные культурно-досуговые мероприятия, что, в свою очередь, значительно повысило частоту использования и наполняемость арен. Все это способствовало тому, что такие организации как УЕФА и ФИФА ужесточили требования к обязательному устройству покрытия над трибунами объектов класса «люкс» (стадионам уровня «пять звезд»).

В нормативних документах України [2] указанні об'єкти вошли в перелік об'єктів «... існуючих унікальне і особливо важке народногосподарське і/або соціальне значення...», які підлягають обов'язковому науково-технічному супроводженню в процесі проектування, будівництва і експлуатації. Одним з пунктів науково-технічного супроводження об'єктів є обов'язкове здійснення моніторингу. Аналогічні вимоги висунуто УЕФА і ФІФА до об'єктів, приймаючих матчі високого рангу, для яких моніторинг є неотъемлемою частиною системи експлуатації. Створення і постійна експлуатація системи моніторингу технічного стану основних несучих конструкцій споруди і її показники єдиним достовірним обґрунтуванням готовності об'єктів до проведення матчів будь-якого рівня.

На необхідність створення системи моніторингу вказує і накопившийся в останні роки досвід експлуатації спортивних об'єктів по всьому світу, в тому числі і в Росії, де подібні системи моніторингу створюються в індивідуальному порядку з урахуванням специфічних властивостей об'єктів [4, 7].

При всьому різноманітності ідеології розроблюваних в даний час систем моніторингу ґрунтується на двох принципових схемах або підходах:

- 1) визначення інтегральних характеристик переміщень найбільш відповідальних вузлів конструкцій, що дозволяють визначити фактичне положення конструкції в просторі і являються основою подальшого аналізу напружено-деформованого стану споруди (досвід моніторингу спортивних споруд, накопичений як Донбаської національної академією будівництва і архітектури, так і ЦНІІСК ім. Кучеренко (м. Москва, Росія): закритий стадіон і плавальний басейн на проспекті Мира, універсальний спортивний зал «Ізмайлово», футбольно-легкоатлетичний комплекс і універсальний спортивний зал ЦСКА, стадіон «Локомотив» в м. Москві, Закритий конькобежний каток в м. Коломна і др.);
- 2) безпосередня фіксація деформацій (напружень) найбільш відповідальних елементів споруди з наступним висновок про їх несучу здатність (найбільш показовий приклад – покриття над трибунами стадіону «Лужники» (м. Москва, Росія).

Окрім вищезгаданого особливості ряду створюваних в даний час систем моніторингу відповідальних об'єктів є реалізація контролю основних вузлів і елементів об'єкта в режимі *on-line*, що дозволяє оперативно реагувати на виникаючі ситуації. Створювані на

такої основі системи належать до класу спеціальних багатоканалних вимірювально-інформаційних систем реального часу з розподіленими властивостями і змінною номенклатурою сенсорів первинних фізических параметрів, які повинні задовольняти вимогам працездатності, достовірності і ефективності. Аналізуючи відповідність системи моніторингу кожному з перерахованих аспектів, можна відзначити наступне:

- оцінка працездатності і надійності системи здійснюється в перевірці відповідності реальних метрологічних характеристик, заявлених в технічних умовах, і адекватності їх передачі на центральний концентратор. Результатом такої перевірки може бути виявлення додаткової похибки, вносимої умовами експлуатації «Системи...», і розробка рекомендацій по її компенсації. Роботи такого роду можуть проводитися автономно, поелементно, з використанням зразкового поверочного обладнання;
- достовірність «Системи...» здійснюється в її здатності формувати архіви отримуваних даних, інтегрувати їх в вигляді робочих модулів (таблиці, графіки, діаграми...) в відповідності з закладеним алгоритмом обробки;
- об ефективності «Системи...» можна судити по ступеню відповідності експертних оцінок, формуваних «Системою...», реально протікаючим процесам в контролюваному об'єкті і можливості на їх базі приймати симетричні заходи по запобіганню небажаних режимів експлуатації.

При можливих відмінностях в реалізації системи, обумовлених конструктивним рішенням об'єкта, створювана система моніторингу повинна мати комплексний характер, що поєднує, з однієї сторони, застосування сучасних методів неруйнівного контролю напружено-деформованого стану конструкцій, міцнісних характеристик матеріалів і, з іншої сторони, – традиційну систему планових оглядів, виконуваних службою експлуатації об'єкта з залученням спеціалізованих організацій. При цьому базовою складовою створюваної системи повинні стати методи геодезического контролю положення споруди, дані вимірювань яких є інтегральною характеристикою, що дозволяє судити про стан об'єкта. Передбачувана схема робіт по створенню і експлуатації системи моніторингу може включати наступні основні етапи:

I-й етап – фіксування і аналіз початкового стану конструкцій, підготовлених до здачі в експлуатацію. На даному етапі робіт передбачується виконати наступний перелік робіт:

- а) Формирование базы экспериментальных данных о параметрах, определяющих напряженно-деформированное состояние объекта (постоянных и временных (прежде всего климатологических), нагрузках и воздействиях, фактической геометрии смонтированного сооружения, температурно-влажностном режиме эксплуатации, величинах осадок, начальных дефектах, допущенных при изготовлении, и монтажные несовершенства);
- б) Выполнение перерасчетов смонтированных конструкций на действие фактических нагрузок и воздействий с учетом фактической пространственной геометрии, сечений, начальных дефектов и несовершенств.

Для подбора аппаратной базы системы мониторинга необходимо знать верхний и нижний пределы измеряемых величин, которые, с одной стороны, определяются в соответствии с [3], а с другой – должны быть вычислены путем моделирования критической ситуации на математической модели сооружения. В связи с тем, что данные действующих нормативных документов не могут охватить весь спектр разнообразия конструктивных решений различных сооружений, то в ряде случаев, в особенности для уникальных зданий и сооружений, необходимо опираться на данные, полученные в результате расчетов.

Примером такой предварительной качественной оценки могут служить данные расчетов чувствительности системы к изменчивости внешних факторов, проведенные ДонНАСА на основе гипотетического анализа конструктивной схемы стационарного покрытия над трибунами стадиона «Днепр-Арена» (г. Днепропетровск, Украина). В качестве номинального значения внутренних усилий в основных несущих элементах покрытия принимались усилия при следующей комбинации загрузений: *собственный вес покрытия – снеговая нагрузка – осадка опор – монтажные несовершенства*.

Номинальные значения указанных факторов приняты как: *а)* – снеговая нагрузка, в соответствии с [1] с характеристическим (нормативным) значением снеговой нагрузки – $s_0 = 1400$ Па; *б)* – осадка опоры фермы – 4 см; *в)* – монтажное несовершенство, смоделированное в виде неточности изготовления и связанное с этим отклонение от проектного положения узла примыкания нижнего пояса и раскоса к опоре (крайний правый узел) на 2 см.

Полученные результаты расчетов представлены в виде соотношения значения силового фактора, принятого для данного варианта расчёта, к номинальному значению и приведены в абсолютной и относительной формах в табл. 1 и 2.

Таблиця 1

**Продольные усилия в кН в наиболее нагруженных элементах конструкции
стационарного покрытия для различных загрузках**

№ п/п	Элементы покрытия	N_z от постоянной нагрузки	N_z от снеговой нагрузки (проектное значение)	Номинальное значение N_z	N_z от снеговой нагрузки (по ДБН)	N_z от просадки опоры фермы	N_z от монтажного воздействия
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Верхнего пояса фермы	259,9	478,8	738,8	670,4	-35,0	27,4
		354,1	649,9	1004,0	909,8	-47,5	37,2
		833,3	1435,1	2268,4	2009,1	-92,1	81,4
2	Нижнего пояса фермы	-235,5	-305,5	-541,0	-427,7	23,8	-40,2
		-471,1	-884,2	-1355,3	-1237,9	103,3	-34,0
		-506,4	-783,2	-1289,5	-1096,5	43,7	-76,5
3	Решетки фермы	-86,9	-127,7	-214,6	-178,8	8,7	-14,7
		61,3	122,7	184,1	171,8	-1,6	2,4
		33,9	64,7	98,6	90,5	-25,7	-1,0
4	Внешнего опорного контура	289,1	521,3	810,4	729,8	1,7	93,7
		244,9	425,0	669,9	594,9	-7,2	-51,0
		235,8	421,7	657,4	590,3	-4,6	-59,0
5	Подстропильной фермы	-408,2	-643,9	-1052,1	-901,4	126,0	9,4
		532,0	846,8	1378,8	1185,5	-169,6	-13,0
		549,8	858,5	1408,2	1201,8	-168,2	-13,2

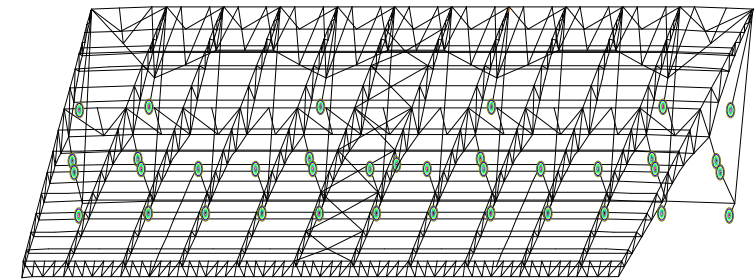
Таблиця 2

**Относительные значения усилия (%) в наиболее нагруженных элементах
конструкции стационарного покрытия**

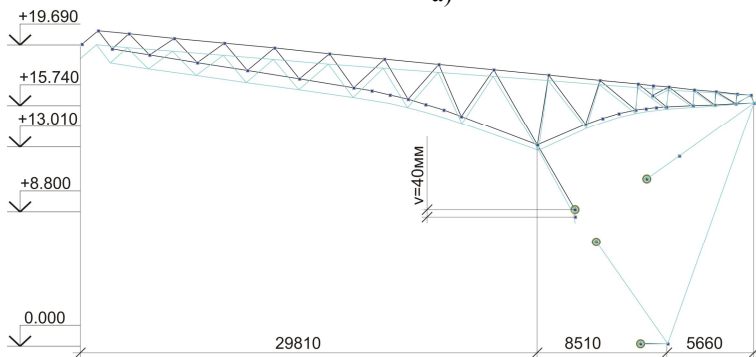
№ п/п	Элементы покрытия	Снеговая нагрузка по ДБН	Вертикальное перемещение опоры	Монтажное воздействие
1	2	3	4	5
1	Верхнего пояса фермы	90,74	4,74	3,7
		90,62	4,73	3,7
		88,57	4,06	3,59
2	Нижнего пояса фермы	79,06	4,41	7,44
		91,34	7,62	2,51
		85,03	3,39	5,93
3	Решетки фермы	83,32	4,07	6,85
		93,35	0,88	1,31
		91,81	26,02	1,06
4	Внешнего опорного контура	90,06	0,21	11,56
		88,82	1,07	7,62
		89,79	0,69	8,97
5	Подстропильной фермы	85,68	11,98	0,9
		85,98	12,3	0,94
		85,34	11,95	0,94

Примечание. Значения в столбцах определены по формуле $\frac{N_z}{N_{ном.}} - 100\%$, где

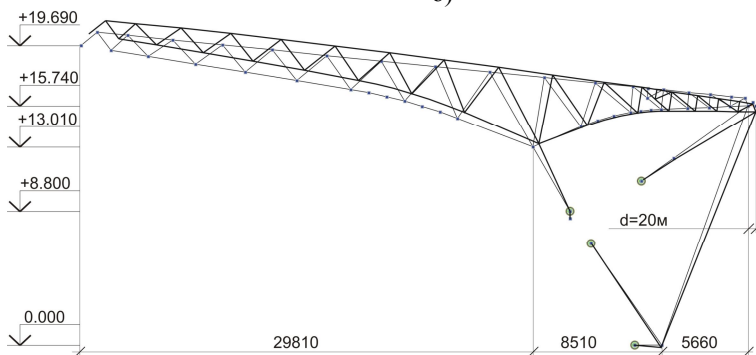
$$N_{ном.} = N_{пост} + N_{снег\ проект}$$



а)



б)



в)

Рис. 1. Расчетные схемы конструкций исследуемого покрытия:
а – исследуемой части покрытия; б – деформирования поперечной фермы
покрытия до и после осадки опоры; в – деформирования поперечной
фермы покрытия до и после отклонения от проектного положения узла
сопряжения элементов

- в) Выполнение на основе использованных экспериментально-теоретических методов сравнительной оценки проектной и начальной надежности конструкций объекта, соответствующей началу его эксплуатации;
- г) Разработка принципиального решения системы мониторинга технического состояния несущих конструкций объекта.

Результатами I-го этапа работ могут быть:

- а) создание паспорта технического состояния сооружения;
- б) определение характерных элементов и узлов конструкции, определяющих надежность сооружения в целом и требующих особого контроля в ходе эксплуатации объекта;
- в) установление критических значений контролируемых параметров деформаций характерных элементов и перемещений узлов, используемых при текущем контроле состояния объекта;
- г) выбор приборной базы для мониторинга строительных конструкций.

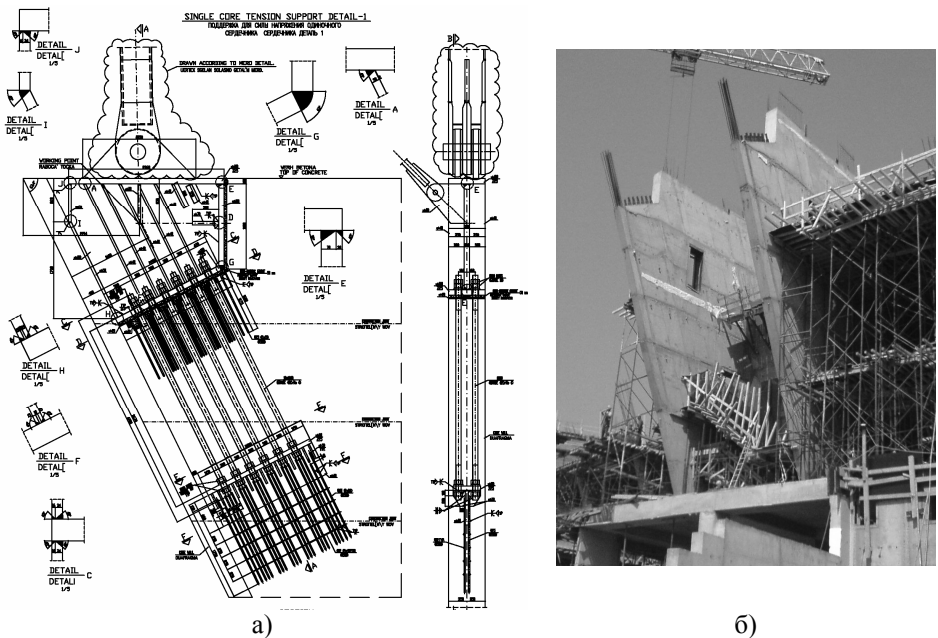


Рис. 2. Опорный узел ферм покрытия:

а – конструктивная схема узла, б – монтаж железобетонного основания опорного узла

При решении обозначенного вопроса следует особое внимание уделить контролю качества узловых соединений и их напряженного состояния. Так, например, в ходе проектирования покрытия «Донбасс-Арены» были разработаны уникальные конструктивные решения монолитных железобетонных

бетонних пилонов для опирания несущих конструкций покрытия, для которых в недостаточной степени реализованы вопросы контроля совместной работы несущей арматуры и бетона. На данные конструкции попадают все нагрузки и воздействия от покрытия стадиона. В связи с этим при разработке и эксплуатации системы мониторинга для строительных конструкций «Донбасс-Арены» необходимо было бы осуществлять учет и контроль состояния оголовков железобетонных пилонов в местах опирания основных несущих конструкций покрытия.

На II-м этапе работ необходимо создание системы *on-line* контроля напряженно-деформированного состояния основных несущих конструкций сооружения.

Целесообразнее всего на данном этапе выполнить следующие работы:

- а) установка и апробация датчиков *on-line* системы контроля значений деформаций в характерных элементах и перемещений узлов;
- б) контроль состояния элементов сооружения и физико-механических характеристик материалов, выполняемый при проведении плановых текущих осмотров;
- в) проведение периодических динамических испытаний сооружения для определения его интегральных динамических характеристик.

Исходя из большого опыта работ ДонНАСА по исследованию строительных конструкций, в частности олимпийских сооружений Москвы-80, следует отметить, что на данном этапе работ при разработке и эксплуатации системы мониторинга особое внимание следует уделить исследованию работы элементов соединений конструкций на высокопрочных болтах.



Рис. 3. Пространственная консольная ферма покрытия

Результатом II-го етапу робіт являється створення системи моніторингу технічного стану основних несучих конструкцій споруди.

На III-м етапі робіт – безпосередня експлуатація системи *on-line* контролю напружено-деформованого стану основних несучих конструкцій споруди службою експлуатації об'єкта і спеціалізованими організаціями – здійснюється накоплення бази даних про фактичні навантаження і впливи, дефекти і пошкодження конструкцій, осадки і зміни положення споруди і характеристик матеріалу. При цьому виконується постійний контроль значень деформацій в характерних елементах і переміщень в вузлах (раніше вибраних), порівнюваних з критичними значеннями.

Формування і накоплення бази даних про фактичні навантаження і впливи пропонується здійснювати з допомогою розробленого ДонНАСА автоматизованого метеопоста (рис. 4), експлуатуваного на ряду об'єктів Національної енергетичної компанії «Укренерго» в Одеській, Тернопільській і Хмельницькій областях.



Рис. 4. Общій вид окремих складових метеопоста МАРК 60

Реалізацію системи моніторингу рекомендується виконувати в відповідності з наведеною нижче блок-схемою.

В наші часи співробітниками ДонНАСА ведуться роботи по адаптації вказаних принципів створення системи моніторингу до будівельних конструкцій «Донбасс-Арены» в м. Донецьку і реконструйованого НСК «Олімпійський» в м. Києві.



Рис. 5. Блок-схема выполнения расчета конструктивной схемы покрытия

Литература

- [1] ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування / Мінбуд України. – Київ. 2006 р.
- [2] ДБН В.1.2-5:2007 Науково-технічний супровід будівельних об'єктів / Мінрегіонбуд України. – Київ. 2007 р.
- [3] ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Прогини і переміщення. Вимоги проектування / Мінрегіонбуд України. – Київ. 2006 р.
- [4] В.В. Алешин и др. Покрытие большой спортивной арены стадиона «Лужники» г. Москва / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: изд. «Фортэ», 1998. – 144 с.
- [5] Горохов Е.В., Муцанов В.Ф., Кинаш Р.И., Шимановский А.В., Лебедич И.Н. Конструкции стационарных покрытий над трибунами стадионов (2-е изд., исправленное и дополненное) / Под общей редакцией Е.В. Горохова и А.В. Шимановского. – Макеевка, РИО ДонНАСА, 2008. – 404 с.
- [6] Е.В. Горохов, В.Ф. Муцанов, В.Р. Касимов, Я.В. Назим, С.Г. Кузнецов, В.Н. Васылев. Мониторинг сложных технических систем // Современное промышленное и гражданское строительство. – 2008. – Том 14, № 4. – С. 300 – 313.
- [7] П.Г. Еремеев. Особенности проектирования уникальных большепролетных зданий и сооружений // Современное промышленное и гражданское строительство. – 2006. – Том 2, № 1. – С. 5 – 15.

Надійшла до редколегії 15.06.2010 р.

УДК 624.014.074:69.036:725.826

Особенности реконструкции областного спортивного комплекса «Металлист» в г. Харькове

Терещенко Ю.И.

Харьковское комплексное отделение

ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

Анотація. Викладені основні концептуальні рішення, прийняті при проектуванні реконструкції стадіону ОСК «Металіст». Приведений опис конструктивного рішення залізобетонних трибун стадіону. Відмічена особливість реалізації металевих конструкцій покриття над трибунами, виконаного у вигляді окремо розташованої системи, не пов'язаної з існуючими трибунами. Описана технологія виготовлення і монтажу металоконструкцій покриття укрупненими блоками. Представлені результати випробувань моделі покриття в аеродинамічній трубі, а також вказані деякі відмінності отриманих даних від тих, що рекомендуються чинними нормативними документами для подібних споруд.

Аннотация. Изложены основные концептуальные решения, принятые при проектировании реконструкции стадиона ОСК «Металлист». Приведено описание конструктивного решения железобетонных трибун стадиона. Отмечена особенность реализации металлических конструкций покрытия над трибунами, выполненного в виде отдельно стоящей системы, не связанной с существующими трибунами. Описана технология изготовления и монтажа металлоконструкций покрытия укрупненными блоками. Представлены результаты испытаний модели покрытия в аэродинамической трубе, а также указаны некоторые отличия полученных данных от данных, рекомендуемых действующими нормативными документами для подобных сооружений.

Abstract. The basic conceptual technical solutions, accepted during elaboration of design aimed at reconstruction of Stadium «Metallist» attached to Regional Sporting Complex are highlighted. The description of a system of reinforced concrete stands at the Stadium is given. A peculiarity in implementation of metalwork used in roof system over the stadium is shown. Such constructions are performed in the form of a system located separately and having no connection with the existing stands. Fabrication and erection technology is presented in details with the use of enlarged units. Results of wind tunnel tests as applied to roof system model are given also, including demonstration of some distinctions in obtained data as compared with recommended normative documents in force used for similar structures.

Ключевые слова: реконструкция, стадион, трибуны, покрытие, изготовление, монтаж, расчет, аэродинамические испытания.

Проект реконструкции ОСК «Металлист» разработан институтом «Харьковпроект» (генеральное проектирование) и Харьковским комплексным отделением института «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского» (металлические конструкции трибун и покрытия) с учетом стандартов УЕФА, предъявляемых к подобным сооружениям. Проектом

предусмотрено проведение реконструкции стадиона в следующей последовательности: демонтаж существующего и возведение нового конструктива восточной трибуны, переоборудование западной, северной и южной трибун, а также устройство металлоконструкций покрытия в пределах каждой из трибун. Ниже представлено описание основных концептуальных и конструктивных решений, которые были приняты при проектировании реконструкции стадиона ОСК «Металлист».

Концептуальное решение. Стадион имеет современное архитектурно-компоновочное решение и органично вписан в окружающую городскую среду, его конструктивно рациональная форма и технологичная планировка обеспечивают повышенную комфортность и безопасность посетителей. Стадион рассчитан на 38,6 тысяч зрителей, его площадь составляет около 20000 м², а размеры натурального газона футбольного поля равны: длина – 105 м и ширина – 68 м. Общая площадь застройки ОСК «Металлист» около 85000 м² (рис. 1).

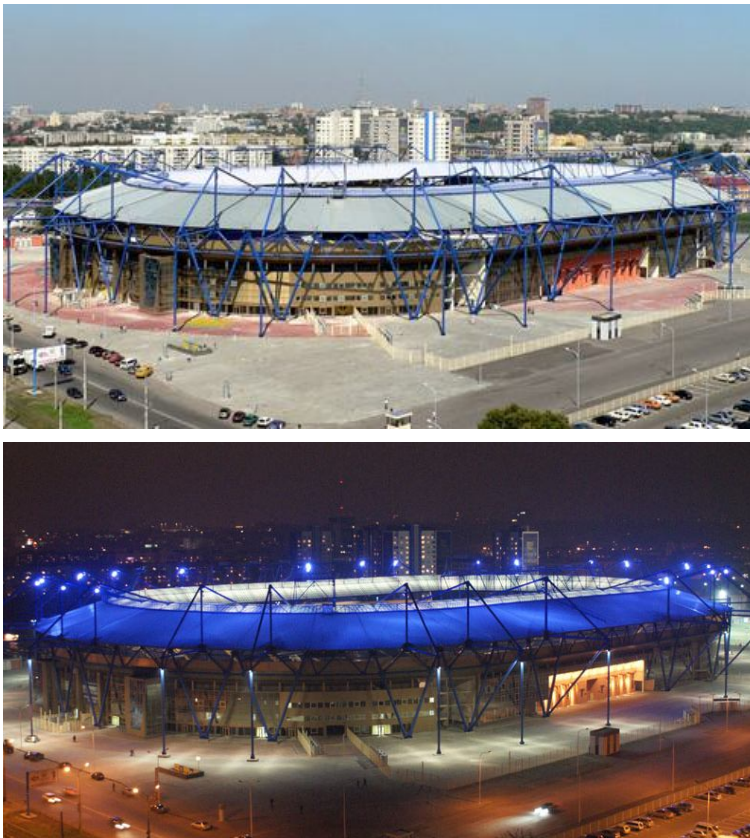


Рис. 1. Общие виды стадиона ОСК «Металлист»

Реконструкція стадіона, помімо собствено реконструкції его чаши, включає устрійство 5-етажного багатофункціонального корпусу, покриття над трибунами, електроподстанції потужністю 500 кВт і значительной коммерческой зони. Крім того, передбачено повне оновлення пристадіонної інфраструктури путем створення автостоянок для футбольних команд, автостоянки для офіційних лиц, VIP-посетителей, представителів СМІ і болельщиків, а також путей незалежного і безпечного прохода і евакуації зритель. Для этого територія вокруг стадіона розбита на відокремлені друг від друга сектори, кождый из которых имеет свои собствение виходи с 88 турникетами, из которых 74 полноростовых, 12 стандартных (в т.ч. 4 для VIP-посетителей) и 2 для инвалидов.

В 5-этажном многофункциональном корпусе верхний этаж отведен для размещения зрительских лож и других удобств для VIP-посетителей, в том числе 7 скай-боксов, а на остальных этажах находятся функциональные и технические помещения, необходимые для нормальной работы стадиона, пресс-центр на 300 человек, помещения для телевидения, операторов, комментаторов и охраны, ресторан на 360 мест, бары, офисы и пр. Помещения футбольной инфраструктуры (раздевалки для футболистов и арбитров, тренировочный зал, комната делегатов УЕФА или ФФУ, лечебно-восстановительный центр и др.) находятся ниже уровня земли.

На стадионе демонтирована старая (базирувавшаяся на четырех отдельно стоящих мачтах) и установлена новая система освещения, расположенная непосредственно на и над покрытием и обеспечивающая освещенность поля на уровне 2400 люкс (рис. 2, а, б). Кроме того, на стадионе установлены два светодиодных табло и светодиодная рекламная линия, расположенная по периметру поля со стороны северной, восточной и южной трибун. Также к покрытию подвешена передвигающаяся над полем система «Spidercam», позволяющая получать изображения в любой точке поля как с уровня земли, так и с высоты «птичьего полета». Под трибунами стадиона предусмотрены помещения коммерческого назначения (рис. 2, в, г).

Наиболее ответственным и сложным элементом стадиона ОСК «Металлист» является покрытие над трибунами, вылет которого достигает 36 м, площадь – 24860 м² (в т.ч. светопрозрачная зона вдоль внутреннего периметра площадью 7765 м²), а общая масса металлических конструкций – 3,5 тыс. т, выполненное с применением консольно-ферменной конструктивной схемы, удачно сочетающей архитектурно-эстетические и эксплуатационные свойства. Отличительной особенностью покрытия является то, что все его 24 металлические V-образные опорные стойки не опираются на трибуны (и тем самым не передают на них дополнительную нагрузку), а вынесены за чашу стадиона. Примененное решение позволило не только

повністю накрити все зрительські места на трибунах стадіона вплоть до их перших рядов, но и увеличить их количество.



Рис. 2. Система освітлення стадіона ОСК «Металіст» (а, б)
и многофункциональный корпус с подтрибунными помещениями
коммерческого назначения (в, г)

Конструктивное решение. Главным фактором, определившим конструктивное решение покрытия трибун стадиона, явилось невосприятие существующими конструкциями трибун значительных дополнительных нагрузок. Поэтому несущие конструкции покрытия приняты в виде отдельно стоящей системы, не связанной с существующими конструкциями стадиона (рис. 3, 4).

Каркас покрытия решен в виде замкнутого опорно-подстропильного контура, состоящего из опирающихся на железобетонные фундаменты с шагом от 16 м до 64 м V-образных опорных стоек высотой 22,3 м и связывающих эти стойки подстропильных ферм высотой 6 м с отметкой оси верхнего пояса 24 м (рис. 4, 5). В 20 м от опорно-подстропильного контура расположены внешние опорные стойки поперечных рам, также объединенные в общую систему каркаса. В свою очередь, к внешним опорным стойкам через систему раскосов подвешены стропильные фермы над трибунами.

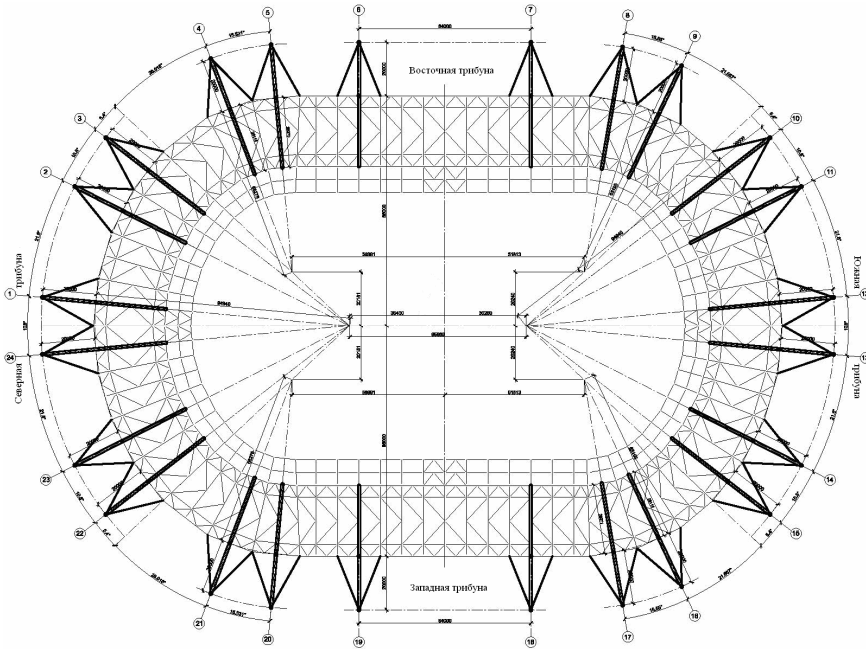


Рис. 3. Принципиальная схема несущих конструкций покрытия трибун стадиона ОСК «Металлист»

К стропильным фермам поперечных рам на расстоянии 26,25 м от V-образных опорных стоек подвешены подстропильные фермы высотой 6 м с отметкой верхнего пояса 32,25 м, разделяющие стропильные фермы на две части – основную пролетом 26,25 м и консольную вылетом 9,75 м. Шаг стропильных ферм принят от 8,0 м до 9,0 м, а в отдельных местах достигает 12,0 м. Основная часть стропильных ферм запроектирована высотой 3,0 м с параллельными поясами, уклон которых составляет $17,8^\circ$ от футбольного поля, и длиной панели 4,375 м.

В пролетах между фермами с шагом около 8,0 м установлена регулярная система прогонов, на которую укладывается кровельное покрытие. Кроме того по верхним поясам стропильных и подстропильных ферм установлен сплошной связевой диск, обеспечивающий в целом геометрическую неизменяемость и устойчивость всего покрытия.

Таким образом, в состав каждой поперечной рамы входят (рис. 4): опирающиеся на железобетонные фундаменты V-образная и внешняя опорные стойки высотой 22,3 м каждая; опорно-подстропильный контур; распорка на отметке 24 м между оголовком внешней опорной стойки и верхом опорно-подстропильного контура; стойка-надстройка, опирающа-

яся на отметке 24 м на опорно-подстропильный контур и поддерживающая систему подвески стропильной фермы над трибунами на отметке 39,5 м; раскос, соединяющий оголовки внешней опорной стойки на отметке 24 м и стойки-надстройки на отметке 39,5 м; стропильная ферма; раскос, соединяющий оголовок стойки-надстройки на отметке 39,5 м и верхний пояс стропильной фермы на отметке 32,25 м; тросовые растяжки, соединяющие оголовки внешней опорной стойки и стойки-надстройки с опорно-подстропильным контуром.

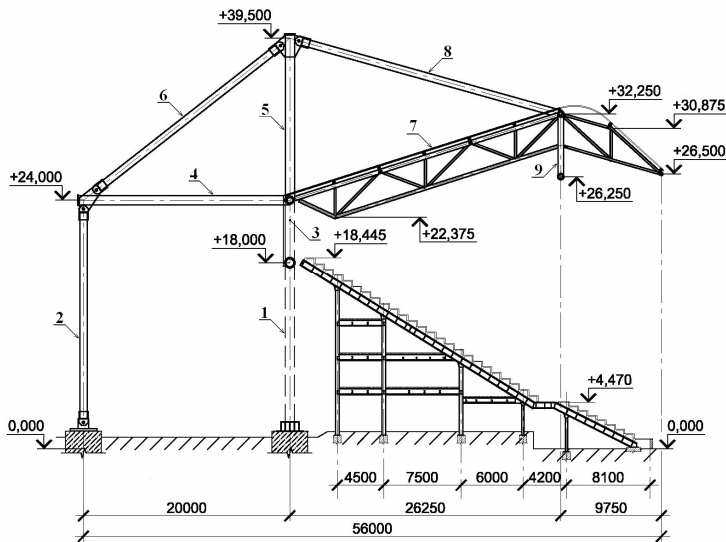


Рис. 4. Поперечное сечение восточной трибуны стадиона ОСК «Металлист»: 1 – V-образная опорная стойка; 2 – внешняя опорная стойка; 3 – опорно-подстропильный контур; 4 – распорка; 5 – стойка-надстройка; 6 – раскос; 7 – стропильная ферма; 8 – раскос; 9 – подстропильная ферма

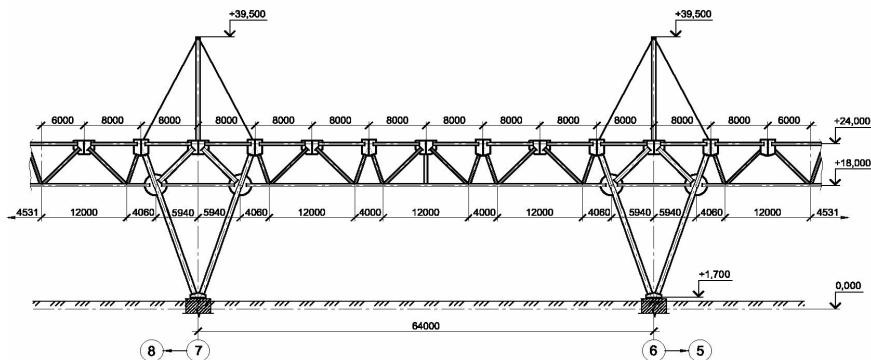


Рис. 5. Фрагмент опорно-подстропильного контура стадиона ОСК «Металлист»

Все конструктивные элементы покрытия максимально унифицированы по типоразмерам и видам профилей. Основные несущие конструкции покрытия выполнены из профилей трубчатого сечения диаметром от 219 мм до 720 мм с шарнирными соединениями, ограждающие – из оцинкованного профилированного листа, а светопрозрачная зона – из поликарбонатных листов. Прогоны покрытия приняты коробчатыми, составленными из двух прокатных швеллеров. В состав покрытия включено также значительное количество вспомогательных конструктивных элементов, предназначенных для размещения и обслуживания различных инженерных систем и устройств, в том числе кольцевые площадки для обслуживания покрытия и размещения светотехнического оборудования, аудио-, теле-, видео- и радиотрансляционной аппаратуры, а также стенды для двух светодиодных табло с боксами для их обслуживания. Конструктивные элементы этих площадок приняты из стальных открытых и замкнутых профилей.

Из всех четырех трибун стадиона только одна – восточная – была демонтирована полностью (кроме исторической центральной фасадной части, являющейся памятником архитектуры) и на ее месте в соответствии с проектом была возведена новая трибуна (рис. 6). Поскольку принципиальные схемы всех четырех трибун стадиона отличаются незначительно (рис. 7), то рассмотрим только новое конструктивное решение восточной трибуны. Длина трибуны составляет около 110 м, а ширина – 33 м. Трибуна поднимается амфитеатром от уровня поля до отметки 18,2 м. В подтрибунном пространстве расположены вспомогательные помещения с утепленными ограждающими конструкциями, эвакуационные проходы и лестничные клетки.

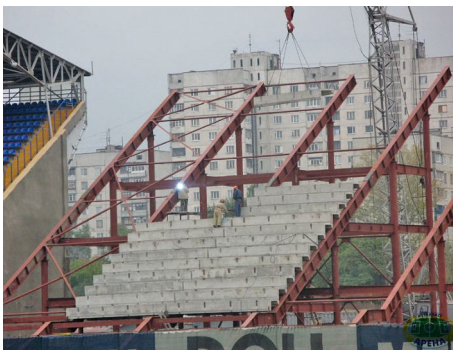


Рис. 6. Общий вид восточной трибуны в процессе строительства



Рис. 7. Общий вид западной и северной трибун в процессе реконструкции

Несущий каркас трибуны принят в виде балочной клетки с неразрезными главными балками, опирающимися на расположенные с шагом 6 м стальные колонны. Балки перекрыты сборными железобетонными конструк-

циями, на которых расположены кресла для зрителей. Перекрытия подтрибунных помещений выполнены из монолитной железобетонной плиты по стальным балкам.

Устойчивость конструкции обеспечена вертикальными связями по колоннам каркаса, горизонтальными связями с распорками и дисками перекрытий в продольном направлении и упором главных балок в фундаменты на отметке 0.0 по ряду «А» в поперечном направлении.

Изготовление и монтаж металлоконструкций. Изготовление и монтаж металлических конструкций покрытия стадиона выполнены ООО «Стальконструкция». При проектировании покрытия особое внимание было обращено на технологичность изготовления и обеспечение возможности монтажа металлоконструкций укрупненными блоками с целью упрощения и ускорения строительных работ. Поэтому практически все металлические конструкции предварительно укрупнялись на уровне земли, а их монтаж проводился поэтапно в следующей последовательности (рис. 8): V-образные опорные стойки весом 39 т в осях 6, 7 и 29 т в осях 5, 8; фермы опорно-подстропильного контура весом 37 т; внешние опорные стойки; наклонные временные раскосы между фундаментами и внешними опорными стойками и распорки между оголовками внешних опорных стоек и верхом опорно-подстропильного контура; стойки-надстройки и раскосы, соединяющие оголовки внешних опорных стоек и стоек-надстроек; основная часть стропильных ферм; следующая поперечная рама; подстропильные фермы длиной 64 м; консольные части стропильных ферм, связи между осями 5 и 8, а также другие элементы покрытия, тросовые растяжки и распорки; осветительные и подвесные площадки.



Рис. 8. Общие виды металлических конструкций покрытия стадиона
ОСК «Металлист» в процессе монтажа

Расчет конструкций и результаты аэродинамических исследований. Расчет конструкций стадиона выполнен с использованием программно-вычислительного комплекса SCAD. Поскольку покрытие конструктивно не связано с трибунами стадиона, то оно было выделено в отдельный

расчетный конструктив. Расчетная схема покрытия достаточно точно отражает его пространственную конструктивную схему и включает все его основные несущие элементы.

Большое внимание при расчетах покрытия было уделено сбору нагрузок и определению их расчетных сочетаний, особенно определению реальной картины распределения ветрового давления по поверхности покрытия в связи с его нетривиальной геометрической схемой, что вызвало необходимость проведения испытаний модели покрытия в аэродинамической трубе (рис. 9, а).

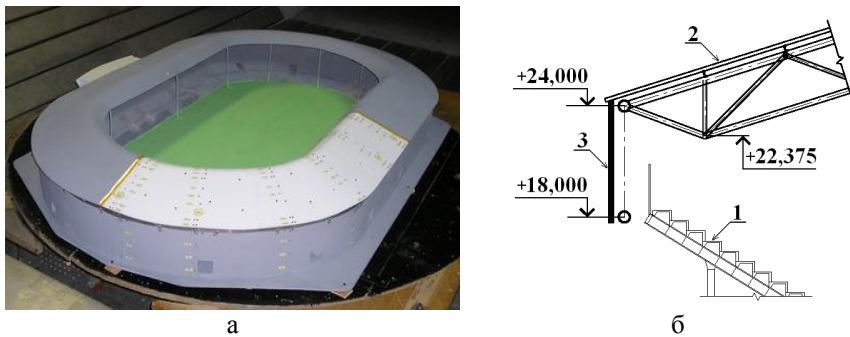


Рис. 9. Аэродинамическая модель покрытия стадиона (а) и схема расположения защитного экрана между верхними рядами трибун и покрытием (б): 1 – трибуна; 2 – покрытие; 3 – защитный экран

Было выполнено два варианта модели. В первом варианте между верхними рядами трибун и покрытием был установлен защитный экран, препятствующий сквозному току воздуха под покрытием (рис. 9, б), а во втором варианте этот экран отсутствовал. В результате испытаний были определены аэродинамические коэффициенты формы покрытия, с использованием которых было рассчитано ветровое давление. Анализ полученных результатов также показал, что второй вариант модели стадиона (в котором защитный экран отсутствует) приводит к лучшему распределению ветрового давления по поверхности покрытия по сравнению с первым вариантом, поэтому для дальнейших исследований был принят второй вариант. Полученные экспериментальные данные по ветровому давлению на покрытие оказались значительно меньшими, чем рекомендуемые действующими нормативными документами для подобных сооружений. Положительные величины давления ветра на покрытие проявились только в малых зонах и только лишь при некоторых направлениях ветра.

В заключение отметим, что реконструкция стадиона ОСК «Металлист» была начата в 2007 году и окончена в октябре 2009 года. Торжественное открытие стадиона состоялось 5 декабря 2009 года. При этом только в

период с мая по октябрь 2009 года стадион был закрыт для полного завершения всех строительных работ.

Стадион ОСК «Металлист» является единственным из четырех стадионов Украины, предназначенных для проведения финального турнира чемпионата Европы 2012 года по футболу, практически вся реконструкция которого была выполнена параллельно с проведением футбольных матчей Премьер-лиги Украины и Кубка УЕФА по футболу. Последнее явилось результатом того, что, во-первых, работы на стадионе выполнялись совмещенными методами и отдельными технологическими потоками, во-вторых, монтаж конструкций покрытия велся укрупнительными блоками и, в-третьих, реконструкция проводилась последовательно от трибуны к трибуне. Таким образом, строительные работы выполнялись только на одной из его четверых трибун, а остальные три всегда находились в рабочем состоянии. При этом даже реконструируемая трибуна, в случае необходимости, могла быть быстро приведена в эксплуатационное состояние.

Надійшла до редколегії 11.06.2010 р.

УДК 624.014

Проектирование и реконструкция спортивных арен различного назначения в г. Харькове

Фурсов В.В., д.т.н., Кошмай Н.Д., к.т.н., Васильев А.Ю.

Харьковский государственный технический университет строительства
и архитектуры, Украина

Анотація. Викладені особливості проектування та реконструкції трибун і піддашків стадіону «Металіст» і критих тенісних кортів «Унікорт» у м.Харків, запроєктованих кафедрою МДК ХДТУБА і споруджених БМУ-127 тресту «Стальконструкція».

Аннотация. Изложены особенности проектирования и реконструкции трибун и козырьков стадиона «Металлист» и крытых теннисных кортов «Уникуорт» в г. Харькове, zaproєктированных кафедрой МДК ХГТУСА и сооруже́нных СМУ-127 треста «Стальконструкция».

Abstract. The article describes the features of the design and reconstruction of stands and canopies of the stadium «Metalist» and indoor tennis courts, «Unicourt» in Kharkov, designed with a so-workers at MWK department of KSTUCA and constructed by SMU 127 of trust «Stalkonstruksia».

Ключевые слова: реконструкция, стадион, трибуны, покрытие, исследование.

Основная часть. Основным спортивным сооружением г. Харькова является стадион «Металлист», на котором в 2012 г. будет проходить финальный турнир чемпионата Европы по футболу. Опыт стран, организующих подобные форумы, показывает, что имеются фактически два пути подготовки спортивных футбольных арен: реконструкция существующих и строительство новых. Большинство стадионов старой постройки дополнительно оснащены легкоатлетическими дорожками и секторами, что существенно отодвигает футбольное поле от зрителей («Лужники» в г. Москве, «Динамо» им. Лобановского в г. Киеве и другие главные олимпийские арены). Новые стадионы, как правило, являются чисто футбольными (Донецк, Днепропетровск, большая часть английских, французских и немецких стадионов). Для удобства зрителей все трибуны должны быть защищены от атмосферных осадков. По требованиям УЕФА козырьки трибун должны перекрывать все ряды, от нижних до верхних.

Строительство нового стадиона – это дорогостоящий проект, требующий не только финансирования на проектирование, изготовление и возведение, но и затрат на отвод земельных участков, создание транспортной связи и инфраструктуры. Выиграв тендер на проведение ЕВРО-2012, руководство клуба и города приняло решение о реконструкции стадиона, полностью полагаясь на харьковские интеллектуально-технические и производствен-

ные возможности. Харьков практически единственный из городов, принимающих ЕВРО, выполнил реконструкцию стадиона без привлечения зарубежных специалистов.

Стадион «Металлист», который несколько раз переименовывался в зависимости от переподчинения его различным организациям, эксплуатируется с начала 50-х годов прошлого столетия. Несущие конструкции трибун стадиона первоначально были выполнены в железобетонном варианте и вмещали около 10000 зрителей. В процессе реконструкции на усиленные существующие железобетонные колонны западной и северной трибун были установлены нижние опорные части стальных подтрибунных ферм, а верхние с консольными частями опирались на высокие стальные колонны, выполненные из двух швеллеров. Несколько позднее трибуны были оборудованы стальными козырьками, а также осветительными мачтами (рис. 1). Таким образом, западная и северная трибуны по статической схеме представляют собой рамную систему, включающую в себя в качестве наклонных ригелей подтрибунные фермы и фермы козырька, а также стальные и железобетонные разновысокие стойки. В процессе обследования выяснилось, что оси стальных и железобетонных колонн не всегда совпадают. В связи с этим по ряду осей по стальным колоннам были устроены перекидные балки, выполненные из двух двутавров № 45 с раздвижкой 400 мм, соединенных с помощью планок по верхним и нижним их полкам. Подробное описание подтрибунных ферм и козырьков приведено в [9]. ХГТУСА за последние десять лет провел три обследования состояния трибун стадиона. Второе обследование (2006 г.) имело целью оценить эксплуатационную надежность козырьков южной трибуны, которая долгое время была законсервирована и не эксплуатировалась. Помимо целого ряда конструктивных недостатков возникла необходимость пересчета несущих конструкций с учетом новых норм по нагрузкам и воздействиям.

Третье обследование (2008 г.) должно было определить направление реконструкции западной и северной трибун. В соответствии с требованиями УЕФА вылет козырька покрытия должен быть примерно на 10 м больше существующего. Расчетная проверка элементов существующего козырька показала, что на новые снеговые и ветровые нагрузки отдельные его элементы не обеспечивают несущую способность по обоим предельным состояниям. Это, в первую очередь касается прогонов, а также некоторых панелей поясов и опорных стоек козырьков. Таким образом, наращивание стальных ферм козырьков исключалось. При варианте замены козырьков на новые необходимого вылета подтрибунные фермы не отвечают современным прочностным проверкам. В связи с этим было принято решение об устройстве козырьков на автономных выносных стойках, не

связанных с подтрибунными фермами. В процессе проектирования выполненного харьковским подразделением «УкрПСК», рассматривались четыре основных варианта с выносными колоннами: балочный, оболочечный, на гибких и жестких вантах. Варьирование осуществлялась с учетом следующих критериев: расход материала, стоимость изготовления и монтажа. При этом основным требованием к монтажу новых козырьков является непрекращение функционирования стадиона на время его реконструкции, а также сохранение существующего газона футбольного поля. Аналогичное решение было принято при реконструкции в 2004 г. стадиона «Боруссия-парк».



Рис. 1. Общий вид западной и южной трибун стадиона до реконструкции

В процессе реконструкции и переоборудования западной трибуны после частичного удаления консолей ферм в зоне VIP-ложи были осуществлены испытания образцов, изъятых из элементов поясов ферм, решетки и фасонки. В архиве стадиона сохранился сертификат стали завода-изготовителя конструкций (Донецкий ЗМК), в котором приведен ее общий расход, а также указаны без распределения по элементам использованные марки ВМст3 с, пс, кп., а также сталь 10Г2С1. Как выяснилось после лабораторных испытаний образцов, низколегирующая сталь предназначалась для поясов ферм, полуспокойная сталь – для элементов решетки, спокойная – для фасонки, а кипящая – для элементов связей.

Результаты обследования и поверочные расчеты. Обследование металлических конструкций западной и северной трибун производилось сотрудниками кафедры металлических и деревянных конструкций ХГТУСА в августе-декабре 2008 года.

Модернизация центральной VIP-ложи западной трибуны (оси 9-18) потребовала не только локальных изменений конструктивных схем, таких как

удаление консольных частей у ряда ферм, локальное усиление поясов, но и изменения в связи с этим системы связей. Разработаны несколько вариантов изменения системы связей по верхним и нижним поясам подтрибунных ферм, а также ряд усиления. Один из предложенных вариантов был принят монтажниками как наиболее удобный с точки зрения проведения реконструкционных работ. Кроме того, на обеих трибунах были произведены необходимые усиления отдельных элементов, разработанные ХГТУСА.

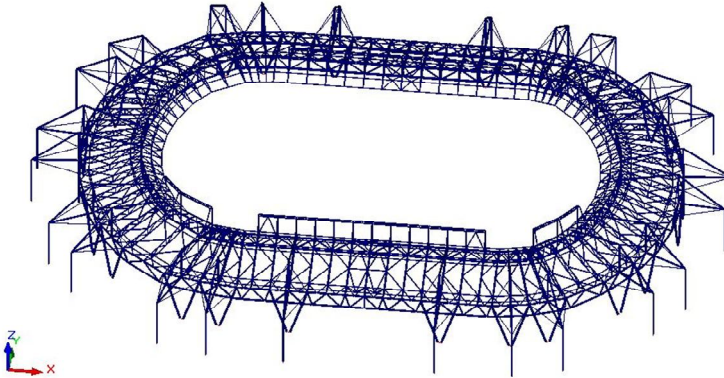


Рис. 2. Пространственная расчётная схема выносного козырька

Параллельно с обследованием была произведена проверка несущей способности всех стальных элементов трибун как на принятые проектировщиками расчетные нагрузки [1], так и на новые нагрузки и воздействия [2], введенные в нашей стране с 01.01.2007 г. Конструктивные элементы ферм западной трибуны рассчитаны в основной программе РК СКАД на следующие расчетные комбинации: а) собственный вес + полезная нагрузка по всей ферме; б) собственный вес + полезная нагрузка на консоли; в) собственный вес + полезная нагрузка между опорами фермы [1]. Данные по результатам расчета на собственный вес, снег, ветер сверху и ветер снизу, а также комбинации усилий и расчётная схема приведены в [9]. Учитывая скопление болельщиков во время топ матчей, в расчетные нагрузки дополнительно введен динамический коэффициент, равный 1,2. Несколько позднее был осуществлен динамический расчет западной трибуны, подтвердивший надежность несущей способности. Осуществлена экспертиза нескольких наиболее ответственных стержней с учетом развития коррозионных процессов. Проектирование элементов выносного козырька, как уже указывалось, было осуществлено харьковским комплексным отделением УкрПСК (директор Ю.И. Терещенко). Расчетная схема представлена на рис. 2, а общий вид стадиона «Металлист» после уже завершённой реконструкции – на рис. 3.



Рис. 3. Общий вид стадиона после реконструкции

Вторым объектом, запроектированным сотрудниками кафедры МДК ХГТУСА, было здание одного из лучших в настоящее время теннисных клубов страны «УНИКОРТ», сооруженного на территории Харьковского национального университета им. В.Н. Каразина (рис. 4). Первоначально здание планировалось выполнить одноэтажным, с двумя крытыми кортами, а в качестве собственно клуба использовать одноэтажную пристройку для администрации кортов. После долгих дебатов было принято решение использовать в качестве несущей конструкции стальную двухэтажную двухпролетную раму со сварными стойками сплошного сечения, на которые установлены традиционно решенные стальные фермы пролетом 24 м (рис. 4).



Рис. 4. Горцевой фасад и внутренний интерьер крытых кортов клуба «УНИКОРТ»

Некоторые сложности возникли из-за первоначального решения постройки одноэтажных кортов, в связи с чем площадка на нулевом цикле была оборудована ленточными фундаментами. После локального увеличения высоты цоколя в местах установки колонн монтаж был осуществлен быстро и качественно.

При этом на первом этаже разместились четыре тренировочных корта, а на втором этаже два соревновательных корта с высотой до низа стропильных ферм, равной 9 м, что позволяет проводить на них соревнования самого высокого уровня вплоть до розыгрыша международных кубков (рис. 4). Открытые корты оборудованы трибунами, вместимостью около тысячи зрителей, построенными также при участии ХГТУСА. В северной торцевой части здания на первом этаже размещаются душевые, туалеты и раздевалки, а на втором этаже непосредственно теннисный клуб с кафе и музеем истории развития украинского и мирового тенниса.

Выводы

Фермы трибун стадиона «Металлист» эксплуатируются более сорока лет. За истекший период они неоднократно осматривались, переоборудовались и ремонтировались. Использование стадиона в рамках ЕВРО-2012 и превращение его в «евроарену» возможно только после реконструкции. В результате проведенных работ (обследования, поверочных расчетов, анализа конструктивных решений, системы связей и анализа дефектов) установлено, что подтрибунные фермы западной трибуны в целом находятся в удовлетворительном состоянии. Отдельные ремонтно-восстановительные работы связаны, в первую очередь, с некоторыми конструктивными недостатками, во вторую, с проводимыми в прошлые годы не совсем удачными ремонтными работами, а в третью очередь – с нарушением отдельных эксплуатационных требований. Принятое решение по замене существующего козырька покрытия новым представляется наиболее разумным. Покрытие, вынесенное за пределы трибун, существенно (на 40 % – 50 %) снижает нагрузки на фермы западной трибуны. Устройство новой четырехэтажной VIP-ложи позволяет разместить в ней административные помещения клуба, раздевалки, судейскую комнату и прочие вспомогательные помещения. Срезка консольных частей подтрибунных ферм в этой зоне вызывает перераспределение усилий в элементах фермы в большую сторону и некоторое снижение запаса общей несущей способности, но при этом не требует дополнительного усиления ферм и их элементов, за исключением минимального количества мест усиления опасных зон. Кроме того, даже при условии отведения части западной трибуны под VIP-логи (рис. 3) для работы журналистов с оборудованием специальными столиками вместимость трибун стадиона составляет около 42 тысяч зрителей.

Здание клуба «УНИКОРТ» постоянно обследуется сотрудниками кафедры МДК, то есть осуществляется сопровождение объекта. За последние годы по рекомендации ХГТУСА были заменены витражи второго этажа, оборудованы дополнительные трибуны, произведена реконструкция ряда клубных помещений.

Литература

- [1] СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия.
- [2] ДБН В.1.2.-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування.
- [3] СНиП 11-23-81 Стальные конструкции. Нормы проектирования.
- [4] ДБН А. 2.2-3-97 Состав, порядок разработки, согласования и утверждения проектной документации для строительства. К., 1997.
- [5] «УкрНИИпроектстальконструкция» Материалы обследования западной и северной трибун стадиона «Металлист», альбомы обследований. 1989, 1999, 2000 гг.
- [6] ДБН 362-92 Оцінка технічного стану сталевих конструкцій будівель та споруд. К., 1995 р., 46 с.
- [7] Металлические конструкции. Справочник проектировщика. Т1-3. М. 1999 – 2000 гг.
- [8] Металлические конструкции / Под ред. проф. Горева В.В. Т1-3. М. 1999 – 2000 гг.
- [9] Фурсов В.В., Кошмай Н.Д., Васильев А.Ю. Реконструкция стадиона «Металлист» в г. Харькове. // Сб. Современные металлические и деревянные конструкции. Брест., 2009 – С. 342 – 348.

Надійшла до редколегії 05.07.2010 р.

УДК 624.011.1

Деревянные клееные конструкции в спортивных зданиях и сооружениях Республики Беларусь

Найчук А.Я.

РУП «Институт БелНИИС» – Научно-технический центр,
Республика Беларусь

Анотація. Наведені приклади використання дерев'яних клеєних конструкцій у спортивних будівлях і спорудах Республіки Білорусь. Розглянуті питання удосконалення методів розрахунку дерев'яних конструкцій і їх вузлів.

Аннотация. Приведены примеры использования деревянных клееных конструкций в спортивных зданиях и сооружениях Республики Беларусь. Рассмотрены вопросы совершенствования методов расчета деревянных конструкций и их узлов.

Abstract. Examples of using wooden glued structures in sports buildings and constructions of the Republic of Belarus are shown. Issues of developing the methods of wooden structures and their joints calculation are discussed.

Ключевые слова: деревянные клееные конструкции, долговечность, здания, прочность, несущая способность.

Использование в строительстве любого материала определяется его конструктивными возможностями. Применение древесины в качестве конструкционного материала объясняется целым рядом ее положительных свойств: малая собственная масса при достаточно высокой прочности; технологичность изготовления изделий различных габаритов и очертаний; высокая заводская готовность конструкций; коррозионная стойкость; отсутствие конденсата на поверхности; простота сборки и обработки конструкций на строительной площадке; низкие расходы на транспортировку и монтаж конструкций; низкие энергозатраты на обработку сырья и изготовление конструкций (в 8 – 10 раз ниже по сравнению с металлическими и в 3 – 4 раза ниже по сравнению с железобетонными конструкциями); восполняемость сырьевой базы. Значительным импульсом в развитии и расширении области применения деревянных конструкций явилось производство клееной древесины, что способствовало разработке конструкций нового типа – клееных и клефанерных, изготавливаемых на специализированных заводах по производству деревянных клееных конструкций (ДКК).

О преимуществах ДКК свидетельствует постоянный рост производства клееной древесины в технически развитых странах. В 2002 г. в мире было произведено клееной древесины 3430 тыс. м³, в том числе в Европе – 2200 тыс. м³; США – 730 тыс. м³; Японии – 500 тыс. м³. Что касается динамики роста, то можно отметить, что в Европе постоянно наблюдалось

значительное увеличение объемов производства клееной древесины. Так, в 1995 г. он составлял 895 тыс. м³, в 2000 г. – 1590 тыс. м³; 2002 г. – 2200 тыс. м³ и в 2006 г. – 3000 тыс. м³.

Из-за повышенного предела огнестойкости массивных деревянных клееных конструкций во многих зарубежных странах здания с их применением не относятся к пожароопасным. По данным американского института строительства, ежегодные потери от пожаров составляют 885 млн., а от коррозии металлов – 5,5 млрд. долларов.

Одним из главных направлений использования ДКК является строительство объектов спортивного назначения, таких как: крытые стадионы, ледовые арены, теннисные корты, плавательные бассейны, аквапарки, легкоатлетические манежи, залы для игровых видов спорта, спортивно-оздоровительные комплексы.

В спортивных зданиях и сооружениях деревянные конструкции создают особый, ни с чем не сравнимый микроклимат, способствующий оздоровлению организма. В последнее время, как в нашей стране, так и за рубежом, наметился значительный спрос на проектирование и строительство таких объектов. Использование клееной древесины в строительных конструкциях, а также новых соединений элементов конструкций дало возможность перекрывать пространства пролетами более 100 м.

В Республике Беларусь за последние три десятилетия построено свыше 150 зданий и сооружений с использованием ДКК, в том числе 50 большепролетных, большинство из которых относятся к объектам спортивного назначения. Это легкоатлетические манежи пролетом 49 м в г. Гомеле (рис. 1), г. Минске, г.п. Стайки; конноспортивные манежи пролетами 60 и 42 м в г. Гомеле (рис. 2) и г. Минске; теннисные корты пролетами 24 и 20 м в г. Минске и г. Барановичах; многофункциональные спортивные залы пролетами 24 м – 18 м во многих городах и населенных пунктах республики (рис. 3); ледовые арены пролетами 42 м в г. Новополоцке и г. Пинске (рис. 4); бассейны пролетами от 20 м до 36 м в городах Бресте, Пинске, Лунинце. Основными несущими конструкциями покрытий в указанных сооружениях являются трехшарнирные арки, рамы, двухшарнирные арки с затяжками, балки.

В настоящее время разработан типовой проект покрытия стадиона с трибунами на 15 тыс. зрителей. Покрытие запроектировано в виде сетчатого купола из клееной древесины диаметром 120 м (рис. 5). Ведется проектирование аквапарка на озере Нарочь (рис. 6).



Рис. 1. Легкоатлетический манеж в г. Гомеле



Рис. 2. Конноспортивный манеж в г. Гомеле



Рис. 3. Физкультурно-оздоровительный комплекс



Рис. 4. Монтаж (а), натурные испытания (б) и общий вид (в) конструкций покрытия ледовой арены в г. Пинске

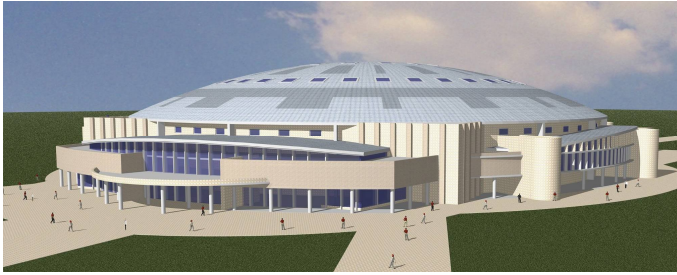


Рис. 5. Общий вид крытого стадиона диаметром 120 м (проект)



Рис. 6. Общий вид (а) и модель (б) аквапарка на озере Нарочь (проект)

Наибольшую сложность при проектировании большепролетных ДКК представляют узлы, в которых имеют место действия значительных внутренних усилий, а использование традиционных соединений (нагельных, болтовых и т.п.) не позволяет обеспечить требуемую несущую способность. Кроме того, существующие нормы расчета деревянных конструкций [1] значительно отстают от практики проектирования. Решить эту задачу можно путем использования передовых технологий по изготовлению ДКК, совершенствования методов их расчета и конструирования и

разработки новых видов соединений. К таким соединениям можно отнести клеештыревые и винтовые, которые в последнее время получили наибольшее распространение в деревянных конструкциях Российской Федерации, Республики Беларусь и некоторых странах дальнего зарубежья. Использование таких соединений основывается на результатах экспериментально-теоретических исследований фрагментов узлов и их натуральных испытаний в составе конструкций. Накопленный опыт эксплуатации деревянных конструкций с такими соединениями и результаты испытаний на реальных объектах подтверждают их высокую надежность. Вместе с тем, существующие методы проектирования деревянных конструкций [1], которые в основном были разработаны для конструкций из цельной древесины, не в полной мере отражают, как показала практика, действительную работу конструкций из клееной древесины. Поэтому, простой перенос традиционных способов расчета и конструирования не всегда может быть корректным при проектировании конструкций из клееной древесины и в особенности большепролетных. Несовершенство норм [1], а также нарушения, связанные с условиями транспортировки, монтажа и эксплуатации ДКК, являются основными причинами возникновения разного вида повреждений в конструкциях.

Нормы [1], по которым в ряде стран СНГ осуществляется проектирование деревянных конструкций, в некоторых случаях не отражают специфику работы материала и достижение предельного состояния в ДКК. Если в конструкциях из цельной древесины расчет по точкам с максимальными напряжениями удовлетворительно соответствует их работе, то для ДКК такая оценка прочности оказывается недостаточной. Это объясняется тем, что в проверяемых поперечных сечениях и слоях ДКК с максимальными напряжениями предельное состояние очень часто возникает по площадкам с меньшими уровнями действующих напряжений. Поэтому оценка прочности элементов ДКК, где имеет место сложное напряженное состояние, должна осуществляться по критериям, учитывающим все компоненты плоского или объемного напряженного состояния. Учитывая это обстоятельство, в нормах [2] приопорные зоны большепролетных ДКК с соотношением высоты поперечного сечения к ширине $h/b \geq 4$, а также участки в местах действия сосредоточенных сил, рассчитываются на прочность по главным площадкам с учетом всех компонент плоского напряженного состояния по формуле

$$\sigma_1 = 0,5 \left[\sigma_x + \sigma_y + \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} \right] \leq f_{t,a,d}, \quad (1)$$

где σ_1 – значение главного растягивающего напряжения; σ_x , σ_y и τ_{xy} – компоненты плоского напряженного состояния; $f_{t,a,d}$ – расчетное значе-

ние сопротивления древесины при растяжении под углом α к направлению волокон.

Здесь $f_{t,a,d}$ определяется из выражения

$$f_{t,a,d} = \frac{f_{t,0,d}}{\cos^4 \alpha + B \sin^2 2\alpha + k \sin^4 \alpha}, \quad (2)$$

где $B = \frac{f_{t,0,d}}{f_{t,45,d}} - \frac{1+k}{4}$; а $k = \frac{f_{t,0,d}}{f_{t,90,d}}$; $f_{t,0,d}$, $f_{t,90,d}$ и $f_{t,45,d}$ – соответственно

расчетные сопротивления древесины при растяжении вдоль, поперек и под углом 45^0 к направлению волокон; α – угол наклона направления главного растягивающего напряжения σ_1 к волокнам древесины.

Вторым немаловажным обстоятельством несовершенства норм [1] является методика расчета криволинейных участков ДКК. Самосклеивание позволило создавать конструкции практически любой кривизны без нарушения монолитности поперечного сечения. При расчете таких участков должны быть использованы формулы для кривых брусьев, позволяющие определять тангенциальные (σ_θ) и радиальные ($\sigma_{\perp r}$) нормальные напряжения в любой точке поперечного сечения. Это особенно важно, когда радиальные напряжения σ_r вызывают растяжение (изгибающий момент уменьшает кривизну). В данном случае гнукотклееный участок может исчерпать свою несущую способность при небольших нагрузках. В связи с этим в нормы [2] были внесены изменения не только по расчету таких участков, но и даны рекомендации по локализации опасных напряжений.

Как уже отмечалось, существенное значение при проектировании большепролетных ДКК имеют узловые соединения, в которых имеет место действия значительных внутренних усилий, а использование традиционных соединений (нагельных, болтовых и т.п.) не позволяет обеспечить требуемую несущую способность. Кроме того, в узловых соединениях чаще всего древесина находится в условиях сложного неоднородного напряженного состояния (концентрации напряжений). К таким случаям можно отнести наличие разного рода подрезок, примыкание опорных стальных пластин под углом к волокнам древесины на части длины поперечного сечения элемента конструкции, наличие отверстий. Использование для оценки прочности известных критериальных зависимостей анизотропных тел приводит к значительному расхождению с экспериментальными данными. Для решения данной задачи могут быть использованы методы механики разрушения, в которых характеристиками прочности материала являются такие параметры, как вязкость разрушения древесины, предельные значения интенсивности освобождения энергии, а также

експериментально підтвержені критерії руйнування. Як показано в роботі [3], розрахункові значення в'язкості руйнування деревини (K_{IC}^P), (K_{II}^P) залежать від її щільності (ρ) і товщини (b) розраховуваного елемента конструкції, які можна визначити за наступними залежностями:

$$K_{IC}^P = 0,086m_{pl}m_{bl}; \quad (3)$$

$$K_{II}^P = 0,604m_{pl}, \quad (4)$$

де для випадку нормального отрива (растягнення поперек волокон)

$$m_{pl} = -0,4889 + 2,6456 \cdot 10^{-3} \rho + 6,64263 \cdot 10^{-7} \rho^2; \quad (5)$$

$$m_{pl} = 1,17787 - 6,108^{-3} b + 4,15^{-5} b^2, \text{ при } 10 \leq b \leq 140 \text{ мм}, \quad (6)$$

а для випадку поперечного сдвигу (скальвання вздовж волокон)

$$m_{pl} = -0,8907 + 0,0039 \rho, \quad (7)$$

K_{IC}^P і K_{II}^P – розрахункові значення в'язкості руйнування деревини в МПа \times м^{1/2} при нормальній отриві і поперечному сдвігу; ρ – щільність деревини в кг/м³; b – товщина елемента в мм.

В якості критерію руйнування, згідно дослідженням [4], можна використовувати емпіричне вираження

$$\frac{K_I}{K_{IC}^P} + \left(\frac{K_{II}}{K_{II}^P} \right)^2 = 1. \quad (8)$$

При розв'язанні даної задачі в зоні концентрації напружень вводиться фіктивна тріщина різної довжини. Несуча спроможність елемента конструкції для кожної довжини фіктивної тріщини визначається за вираження

$$R_{li}^p = \frac{R}{\frac{K_I}{K_{IC}^P} + \left(\frac{K_{II}}{K_{II}^P} \right)^2}, \quad (9)$$

де R_{li}^p – несуча спроможність елемента конструкції при заданій довжині li фіктивної тріщини; R – величина навантаження, прикладається до елемента конструкції; K_I і K_{II} – коефіцієнти інтенсивності напружень в вершині фіктивної тріщини довжини li .

На основании полученной зависимости R_i^p от длины l_i фиктивной трещины определяется несущая способность элемента при $l_i = 0$. Данная методика была подтверждена результатами экспериментальных исследований опорных узлов трехшарнирных арок и узлов балок с подрезками на опоре [5, 6].

Выводы

При строительстве объектов спортивного назначения в большинстве случаев целесообразно и экономически оправдано применение деревянных клееных конструкций в качестве несущих конструкций покрытий. Деревянные конструкции являются конкурентноспособными по сравнению с железобетонными и стальными, а в некоторых случаях их применение приводит к значительному экономическому эффекту.

Накопленный опыт проектирования и эксплуатации зданий и сооружений с использованием деревянных клееных конструкций подтверждает их высокую надежность и долговечность.

Актуальными и важными для обеспечения надежности и долговечности деревянных конструкций в научном и прикладном плане остаются задачи совершенствования существующих и разработки новых методов расчета деревянных конструкций с учетом их напряженного-деформированного состояния.

Литература

- [1] СНиП II-25-80 Деревянные конструкции. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1982. – 31 с.
- [2] ТКП 45-5.05-146-2009 (02250). Деревянные конструкции. Строительные нормы проектирования. – Минск, Минстройархитектуры, 2009. – 63 с.
- [3] Найчук А.Я., Захаркевич И.Ф. Некоторые вопросы нормирования вязкости разрушения древесины // БрГТУ. Строительство и архитектура. – 2005. – № 2₍₃₂₎. – С. 57 – 59.
- [4] Найчук А.Я. Вязкость разрушения древесины сосны K_{IC} и K_{IIC} при совместном действии нормального отрыва и поперечного сдвига // Строительная механика и расчет сооружений. – 2006. – № 1. – С. 7 – 14.
- [5] Найчук А.Я. Оценка прочности узлов деревянных клееных трехшарнирных арок методами механики разрушения // Промышленное и гражданское строительство. – 2006. – № 6. – С. 34 – 35.
- [6] Найчук А.Я. О закономерностях изменения несущей способности опорных узлов деревянных клееных балок с подрезками // Строительная механика и расчет сооружений. – 2006. – № 4. – С. 12 – 15.

Надійшла до редколегії 15.06.2010 р.

УДК 620.178.153

Dynamic testing of tribune structure of Poznan city stadium

Apanas L., mgr. inz., Madaj A., dr hab. inz., Siekierski W., dr. inz.

Poznan University of Technology, Poland

Анотація. Описані динамічні випробування частини трибун міського стадіону в м. Познань в процесі підготовки до Євро-2012. Наводяться аналітичні результати випробувань і висновки на основі розрахунків, включаючи вплив вібрацій на глядачів і конструкції трибун. Для досягнення наочних результатів в умовах навантаження, характерних для трибун стадіону в період проведення футбольних матчів, були проведені спеціальні випробування. Виконано аналіз рухомого навантаження в результаті скупчення людей на випробовуваній трибуні при її майже повному заповненні. Також були проведені додаткові випробування на навантаження за наявності групи з 30 чоловік, що стоять на консолі.

Описані різного роду вертикальні переміщення, а також вертикально-горизонтальні прискорення в різних місцях споруди. Зазначено, що характер зареєстрованих коливань свідчить, що поведінка конструкції є задовільною щодо вимог будівельної динаміки. Зафіксовані параметри коливань консолі на другому рівні трибун показали, що вібрації мають незначний вплив на людський організм. Докладний аналітичний розгляд рівня комфортності глядачів на трибунах може виразитися в аналізі тривимірної рамної моделі відносно балок, ортогональних до рамних конструкцій і ярусів стадіону. Двовірна рамна модель, зазвичай використовується для статичних розрахунків, може виявитися обмеженою в процесі відтворення фактичних динамічних характеристик споруди.

Оскільки висновки базуються на розгляді незавершених конструкцій трибун міського стадіону, то їх навряд чи можна застосувати в майбутньому для споруд, що перекриваються дахом. Динамічні характеристики споруди після закінчення будівництва можуть змінитися і повинні бути ретельно перевірені перш ніж вводити закінчені конструкції трибун в експлуатацію.

Аннотация. Описаны динамические испытания части трибун городского стадиона в г. Познань в процессе подготовки к Евро-2012. Приводятся аналитические результаты испытаний и выводы на основе расчетов, включая влияние вибраций на зрителей и конструкции трибун. Для достижения наглядных результатов в условиях нагрузки, характерных для трибун стадиона в период проведения футбольных матчей, были проведены специальные испытания. Выполнен анализ подвижной нагрузки в результате скопления людей на испытываемой трибуне при ее почти полном заполнении. Также были проведены дополнительные испытания на нагрузку при наличии группы из 30 человек, стоящих на консоли.

Описаны разного рода вертикальные перемещения, а также вертикально-горизонтальные ускорения в различных местах сооружения. Отмечено, что характер зарегистрированных колебаний свидетельствует, что поведение конструкции является удовлетворительным согласно требованиям строительной динамики. Зафиксированные параметры колебаний консоли на втором уровне трибун показали, что вибрации имеют незначительное влияние на человеческий организм. Подробное аналитическое рассмотрение уровня комфортности зрителей на трибунах может выразиться в анализе трехмерной рамной модели в отношении балок, ортогональных к рамным конструкциям и ярусам стадиона. Двухмерная рамная модель, обычно используемая для статических расчетов, может оказаться

ограниченной в процессе воспроизведения фактических динамических характеристик сооружения.

Так как выводы базируются на рассмотрении незаконченных конструкций трибун городского стадиона, то их вряд ли можно применить в будущем для сооружений, перекрываемых крышей. Динамические характеристики сооружения после окончания строительства могут измениться и должны быть тщательно проверены прежде чем вводить законченные конструкции трибун в эксплуатацию.

Abstract. Dynamic testing of part of the tribune of Poznan city stadium, during its preparation for Euro 2012 is described. The analysis of test and computational results as well as discussion on vibration influence on spectators and tribune structure is given.

To achieve loading conditions typical for the stadium tribune, testing were carried out during football matches. Live load was introduced by crowd of spectators, gathered on tested structure, filling it almost to its full capacity. During an auxiliary testing loading consisted of group of 30 people located on tested cantilever.

Vertical displacements as well as vertical and horizontal accelerations were recorded in various locations of the structure.

In general, character of recorded vibrations lead to conclusion that structure behaviour is acceptable in terms of requirements concerning structural dynamics. Recorded vibration parameters of the cantilever of the II-nd level of the tribune show that the vibrations may be sensed uncomfortably by humans. Accurate analytical verification of comfort of spectators on the tribune may require analysis of 3D frame model, that would regard beams orthogonal to frames and auditorium decks. 2D frame model, used commonly for static calculations may turn out to be to limited in terms of replication actual dynamic characteristics of the structure.

Since all the conclusions concern unfinished structure of city stadium tribune, they must not be extended to future complete structure covered with roof. Dynamic characteristics of the structure, after its completion, may change and should be verified prior to submitting complete tribune structure to the public exploitation.

Key words: stadium, dynamic analysis, test tribune.

Introduction. Poznan city stadium has been refurbished to comply with UEFA requirements concerning stadiums for Euro 2012. Among others, new tribunes have been built. After completion part of tribune system it was opened to spectators of football matches.

The spectators reported uncomfortable behaviour of tribune structure, that is:

- strong, uncomfortable vibration of cantilever of II-nd level of tribune;
- phenomenon of swinging of III-rd level of tribune.

Thus the dynamic testing of existing part of the tribune was ordered. Fig. 1. shows the existing part consisted of tribune that was tested. The structure of tribune back as well as roof was present yet, during testing.

The paper describes the testing scope and results. The analysis of test results as well as its influence on spectators and tribune structure is given.



Fig.1. General view of tested structure of tribune

Structure description. Main load-carrying elements of the tested tribune are RC frames spaced by 9,0 m and connected with system of RC beams orthogonal to frame planes. RC frame beams between storeys, auditorium girders and auditorium decks with seats for spectators are precasted. Auditorium decks along tribune slope are connected by steel mandrels glued into special sockets. Access to tribune are provided by precasted / in-situ staircases. Frames are based on continuous and spot footings.

Structural elements are made of C40/50 concrete and reinforced with bars of AIIIIN steel.

Testing description. Vibration generating loading. To achieve loading conditions typical for the stadium tribune, testing were carried out during football matches. Live load was introduced by crowd of spectators, gathered on tested structure, filling it almost to its full capacity. Data recording was carried out during tribune filling, during matches (as well as when goals were scored), during

ring breaks and just after match ends, when people were leaving. Moreover, for the purpose of testing, spectators gathered on the cantilever of the II-nd level of the tribune, jumped up and down rhythmically. Effects of such behaviour may be recognized as being close to those of maximum possible strength.

Beyond testing during matches, also auxiliary testing was carried out. Loading consisted of group of 30 people located on tested cantilever. They induces vibrations by rhythmical jumping or by performing single skip from seats to auditorium floor. The latter was meant to allow for self vibration frequency assessment.

Scope and method of data acquisition. Displacements and accelerations of locations across the structure were recorded. Hottinger-Baldwin Measurement system was used, Inductive gauges recording displacements and inertial gauges recording accelerations were plugged to electric-to-numeric converter that allow for computer data registration and post processing using BEAM software of HBM.

In the case of the cantilever of the II-nd level of the tribune, the location of gauges were as follows:

- tip of cantilevered frame member – locations marked as F1 (vertical displacement) and P1 (vertical acceleration),
- tip of auditorium deck near tip of cantilevered frame member – locations marked as F2 (vertical displacement) and P2 (vertical acceleration),
- tip of auditorium deck in the midspan (between subsequent frames) – locations marked as F3 (vertical displacement) and P3 (vertical acceleration).

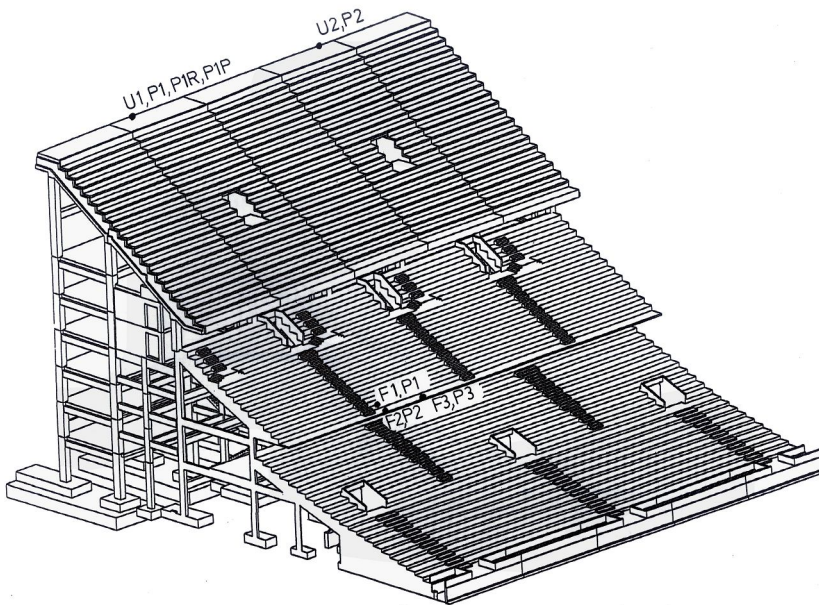


Fig. 2. General scheme of the tested tribune structure

In the case of peak of the III-rd level of the tribune, the locations were as follows:

- in the midspan 2-3 (between subsequent frames) – locations marked as U1 (horizontal displacement), P1 (horizontal acceleration, along U1), P1R (horizontal acceleration orthogonal to P1) and P1P (vertical acceleration),

— in the midspan 8-9 (between subsequent frames) – locations marked as U2 (horizontal displacement) and P2 (horizontal accelerations, along U2).

Test results. Results of tests that were carried out allow for the following conclusion:

- during crowd filling and emptying the tribune as well as during most of football matches, tribune vibrations are very small, hard to record by used equipment,
- recordable vibrations accompany agitation of spectators by certain events during football match,
- the largest values of amplitudes and accelerations occurred during organised jumping of group of 30 people.

Maximum values of recorded parameters of vibrations of the cantilever of the II-nd level of the tribune are given in table 1. Fig. 3 shows vibrations (gauge F3), induced by jump of 30-people group from seats to auditorium floor, while Fig. 4 gives respective acceleration (gauge P3).

Table 1

Chosen recorded data for the cantilever of the II-nd level of the tribune

Vibration source	Freq. [Hz]	Vertical displacement [mm]			Vertical acceleration [m/s ²]		
		F1	F2	F3	P1	P2	P3
Agitation on the tribune	2,5	0,24	0,36	0,42	0,16	1,05	0,92
“Organised” jumping	2,4	0,64	1,85	2,97	0,85	2,61	3,17
Single impulse	-	0,24	1,03	1,62	1,39	7,63	4,98
Jumping of 30-people group	2,1	0,33	1,30	2,04	1,19	7,48	3,23

After single impulse, self vibration frequency of the structure (at cantilever tip) was recorded to be about 10 Hz. the vibrations tapered off very quickly due to strong damping.

Maximum values of recorded parameters of vibrations of the III-rd level of the tribune are given in table 2.

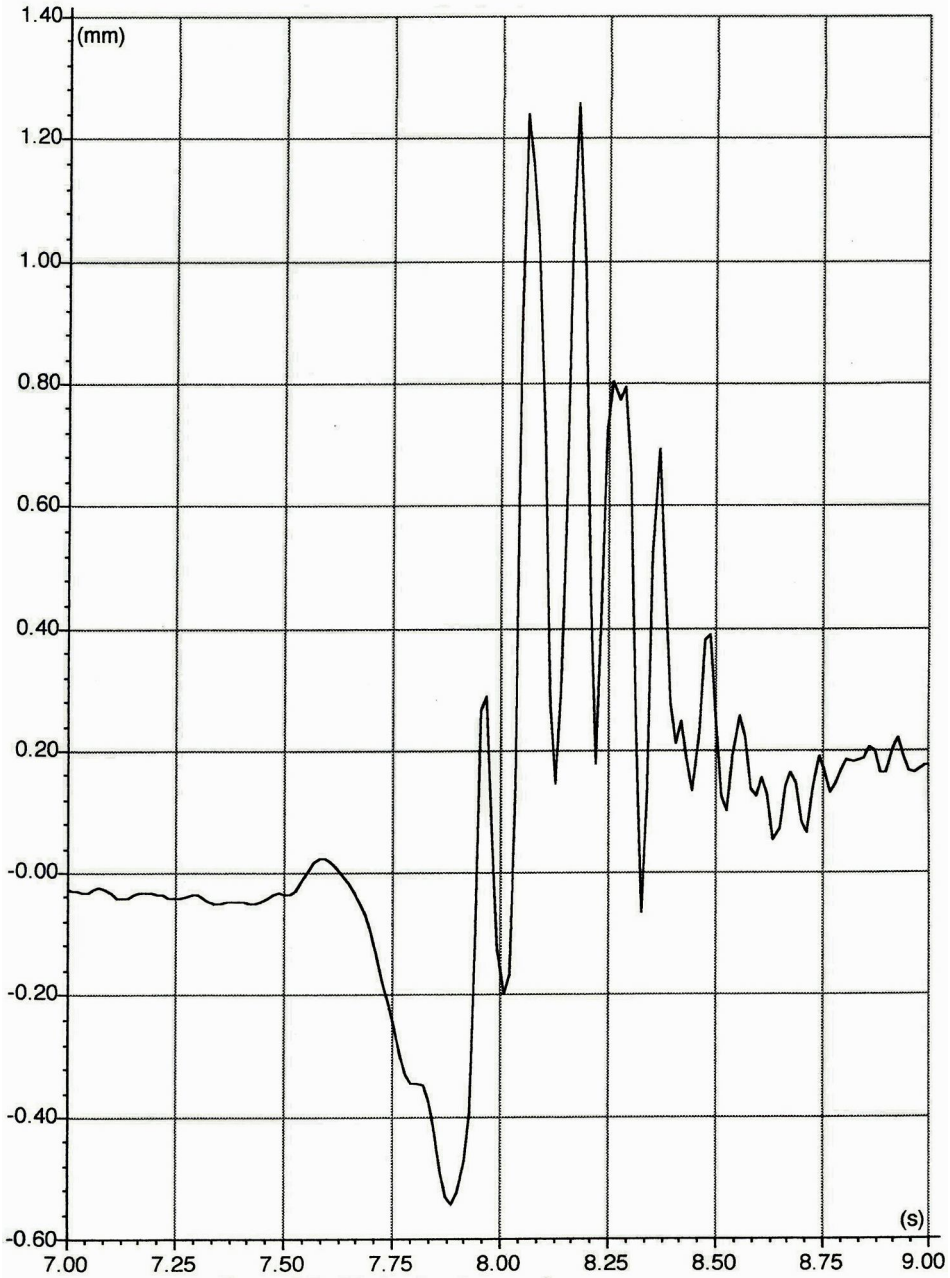


Fig. 3. Vibrations induced by jump of 30-people group from seats to auditorium floor (gauge F3)

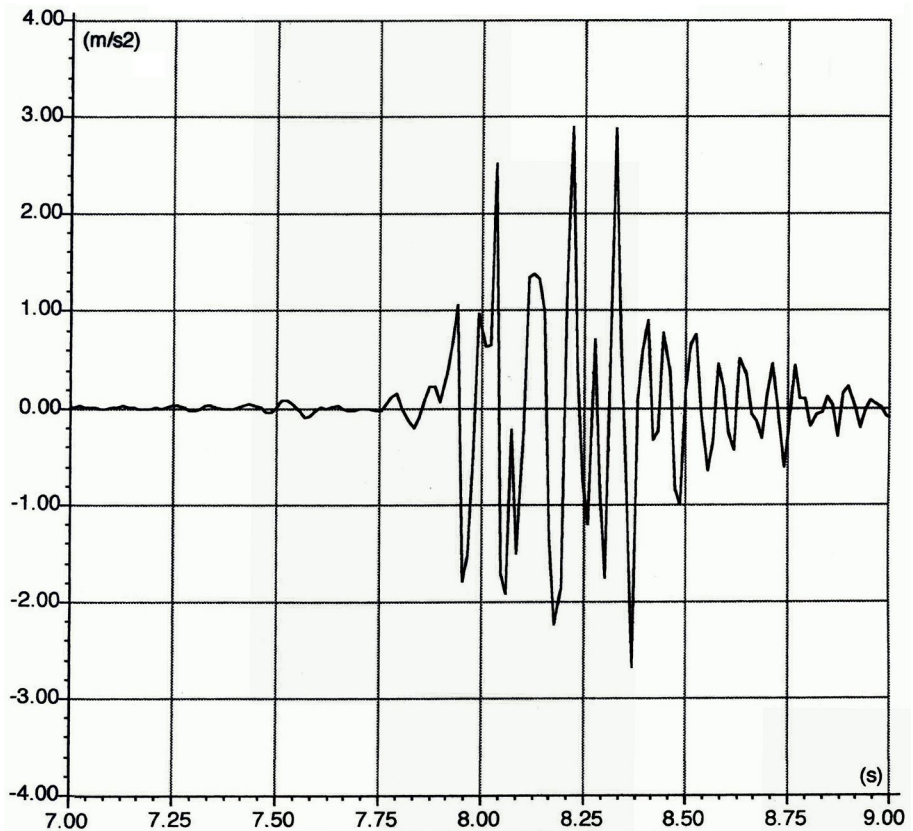


Fig. 4. Accelerations induced by jump of 30-people group from seats to auditorium floor (gauge P3)

Table 2

Chosen recorded data for the III-rd level of the tribune

Vibration source	Freq. [Hz]	Vertical displacement [mm]		Vertical acceleration [m/s^2]			
		U1	U2	P1	P2	P1P	P1R
Agitation on the tribune	2,3	0,21	0,26	0,03	0,06	0,01	0,02
“Organised” jumping	2,4	1,30	1,40	0,26	0,20	0,02	0,06

Computational model for dynamic analysis. Numerical computations were carried out. Finite element method was used. Tested structure was modelled as plane frame. Computational model view is given in Fig. 5.

Model regards rigid and pinned connections between beams and columns (bolded ends of beams in Fig.1 marks pinned supports).

State of structure completion during testing as taken into account (lack of the most external columns and supported on them beams as well as lack of roof).

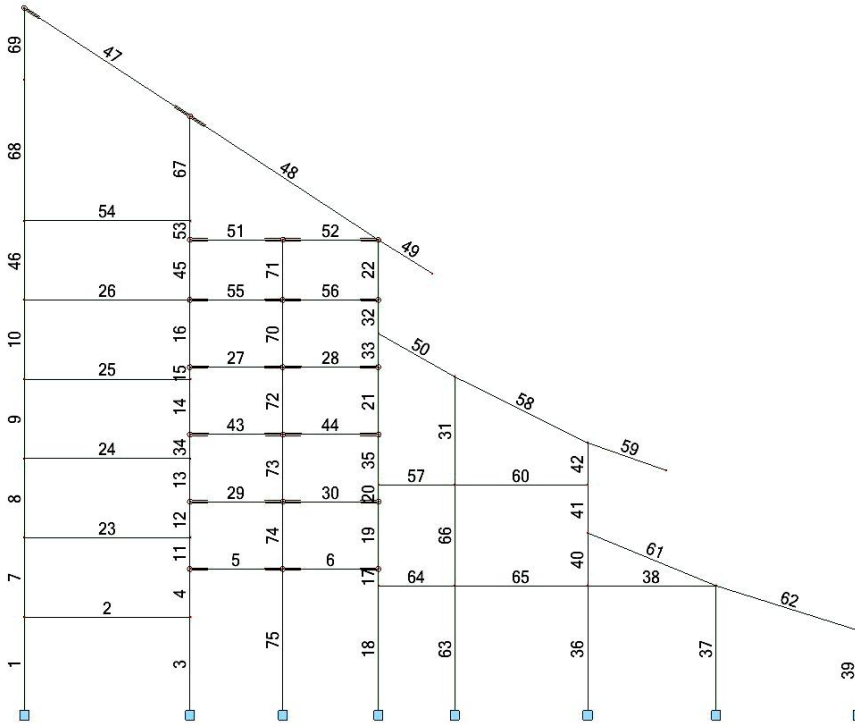


Fig. 5. General view of computational model of tested structure

The following material data was assumed:

- self weight of concrete $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$,
- Young modulus of concrete $E = 38 \text{ GPa}$.

In the next stage of analysis the cantilever (the element 59 of computational model in Fig. 2) of the II-nd level of the tribune was analysed separately, as fixed at one end.

Modal analysis was used to compute self vibration frequencies of the structure.

Tables 3 gives analyses results, namely: self vibration frequencies for the whole structure and for the separated cantilever. Results for two cases are given:

- case of total weight disregarding spectators weight,
- case of total weight regarding spectators weight.

Table 3

Self vibration frequencies		
Vibration mode	Frequencies [Hz] in the computational case of:	
	disregarding spectators weight	regarding spectators weight
the whole tribune structure		
1	1,54	1,43
2	4,41	4,09
3	7,65	7,09
4	9,50	8,81
5	10,03	9,30
6	10,29	9,54
7	11,24	10,42
8	11,95	11,08
the separated cantilever of II-nd level of tribune		
1	9,41	7,49

Discussion of test results. Vibration influence on people. Tests show that the most dangerous vibrations for humans are those of frequencies close to self frequencies of vibrations of various part of human body [1, 2]. In case of standing people resonances occur for ranges: 5÷ 6 Hz and 11÷12 Hz, and in case of sitting people – for ranges 4÷6 Hz and 11÷12 Hz.

Evaluation of structural vibrations by humans inside looks differently. The highest human sensitivity to accelerations occur for ranges:

- in the case of vertical vibrations: 4÷8 Hz,
- in the case of horizontal vibrations: 1÷2 Hz.

Limitations of vibration accelerations are applied to vibration frequencies negatively sensed by human. In general allowable accelerations depend on method of structure exploitation by people, intervals between vibrations of «uncomfortable» acceleration and on the fact if the vibration are announced somehow or not [3, 4]. In the case of stadium tribune one may assume requirements as for office buildings – the factor inducing vibrations of certain acceleration is announced and the value of vertical acceleration should not exceed $0.6 \div 0.8 \text{ m/s}^2$, while the value of horizontal acceleration should not exceed about $0,5 \text{ m/s}^2$.

In terms of negative influence of vibrations on durability and load carrying capacity of structures [3], the main issues are:

- amount of cycles of loading variation during exploitation period,
- level of stresses present within structural members.

Thus, it is hard to set an unambiguous criterion for safety of structural exploitation and assurance of structural durability in the same time.

Vibration of cantilever of II-nd level of tribune. All recorded vibrations have frequencies between 2,1 Hz and 2,5 Hz, that is typical for jumping or marching people. Such vibrations are sensed by humans and, in cast of large amplitudes and accelerations, are uncomfortable. Accelerations recorded during matches on frame cantilever were $0,85 \text{ m/s}^2$, but At the cantilever tip they reached values almost four times as big ($3,17 \text{ m/s}^2$). Whereas the former value is acceptable, the latter one may be uncomfortable for humans.

Vibration of III-rd level of tribune. Recorded vibration frequencies of $2,3 \div 2,4 \text{ Hz}$ are sensed by humans. Vibration parameters (amplitude of max. 1,4 mm, horizontal acceleration of max $0,26 \text{ m/s}^2$) do not exceed generally tolerated values. Additional role may play the height factor (top of the tribune is 25 m over ground level) that, combined with sensed vibrations, may generate fear.

Conclusion. Testing driven conclusion.

1. Self vibration and induced vibration frequencies of the whole structure do not exceed the threshold of the highest sensitivity of humans to vertical vibrations.
2. Recorded vibration parameters of the cantilever of the II-nd level of the tribune show that the vibrations may be sensed uncomfortably by humans.
3. Vibration frequencies of the III-rd level of the tribune are typical for this type of structures. Frequencies of induced horizontal vibrations of the III-rd level of the tribune are on the threshold of elevated human sensitivity. This may be possible reason of negative feelings of spectators present there.
4. In general, character of recorded vibrations lead to conclusion that structure behaviour is acceptable in terms of requirements concerning structural dynamics.

Test versus analysis results comparison based conclusion

1. Computed self vibration frequencies and induced by spectators vibration frequencies differ from each other. Thus, there is no direct threat of resonance. However, due to simplification of computational model this conclusion should be approached with caution.
2. Accurate analytical verification of comfort of spectators on the tribune may require analysis of 3D frame model, that would regard beams orthogonal to frames and auditorium decks. 2D frame model, used commonly for static calculations may turn out to be to limited in terms of replication actual dynamic characteristics of the structure.

Final remarks

Since all drawn conclusions concern unfinished structure of city stadium tribune, they must not be extended to future complete structure covered with roof. Dynamic characteristics of the structure, after its completion, may change and should be verified prior to submitting complete tribune structure to the public exploitation.

Literature

- [1] Ciesielski R., Kawecki J. Maciąg E. Ocena wpływu wibracji na budynki i ludzi w budynkach, (Assessment of vibration influence on buildings and on people in buildings), ITB, Warszawa, 1983.
- [2] Ciesielski R., Kawecki J. Maciąg E. Drgania drogowe i ich wpływ na budynki (Road traffic induced vibrations and their influence on buildings), WKiŁ, Warszawa, 1990.
- [3] EN 1992 Eurocode 2 Concrete.
- [4] PN-88/B-02171 Ocena wpływu drgań na ludzi w budynkach (Polish Standard – Evaluation of influence of vibrations on people in buildings).

Надійшла до редколегії 22.06.2010 р.

УДК 624.21

Вібраційна діагностика просторових конструкцій великого розміру, проблеми та перспективи

Редченко В.П., к.т.н.

Дніпропетровський відділ ДерждорНДІ, Україна

Анотація. В статті подано огляд сучасних методів вібраційної діагностики. Відмічені їх переваги та недоліки.

Аннотация. В статье представлен обзор современных методов вибродиагностики. Отмечены их достоинства и недостатки.

Abstract. In the article the review of modern methods vibrational diagnostics is represented. Their dignities and defects are marked.

Ключові слова: конструкції, вібраційні діагностики, динамічні характеристики.

Вступ. В усьому світі спостерігається тенденція до збільшення розмірів будівельних споруд та широкого застосування гнучких конструкцій, що робить їх більш чутливими до динамічних навантажень. При проектуванні таких споруд доводиться вирішувати цілий ряд складних проблем, пов'язаних із забезпеченням їх динамічної стійкості при дії експлуатаційного, вітрового, сейсмічного та ін. динамічних навантажень. Перевірка правильності прийнятих рішень виконується шляхом проведення натурних динамічних випробувань [4, 9, 10]. Окрім цього, методи динамічних випробувань все більше застосовують при визначенні та моніторингу технічного стану споруд і, в першу чергу, просторових конструкцій великого розміру, для яких проведення статичних випробувань є дуже проблематичним завданням. Знання динамічних характеристик будівель та споруд також є необхідною умовою при визначенні їх сейсмостійкості [3,6], вимоги щодо натурального визначення цих параметрів для споруд, які знаходяться в сейсмічних зонах, закладені в ДБН В.1.1-12:2006 «Будівництво в сейсмічних районах України».

Проблема. На відміну від значного розвитку, якого набули останнім часом практичні методи розрахунку конструкцій, методи натурального визначення їх динамічних характеристик мають в цьому плані значне відставання при недостатньому їх освітленні у науковій і технічній літературі. Аналіз вітчизняної технічної літератури та публікацій на цю тему свідчить про те, що практика натурних динамічних випробувань будівельних конструкцій в Україні завмерла на межі 80-х років минулого століття і в кращому випадку реалізує методики, напрацьовані та освітлені в літературі до вказаного періоду [5]. Щодо світової практики динамічних випробувань,

то в останні 20 років спостерігається справжній бум розвитку їх методів, що пов'язано з розробленням як систем реєстрації динамічних реакцій, так і методів їх опрацювання та аналізу [11, 12]. Методи вібраційної діагностики особливо актуальні для просторових споруд великого розміру, для яких проведення статичних випробувань є проблематичним. Широке впровадження у вітчизняну практику технічної діагностики методик вібраційної діагностики світового рівня та їх розвиток є актуальним завданням.

Огляд публікацій. У цілому на сучасному етапі динамічні випробування використовуються для [12]:

- дослідження резонансних явищ;
- визначення структурних параметрів;
- дослідження роботи на експлуатаційне навантаження;
- коригування розрахункової схеми;
- пошуку та ідентифікації дефектів;
- моніторингу технічного стану;
- визначення динамічних характеристик. Динамічні випробування часто називають вібраційними випробуваннями або вібраційною діагностикою. За визначенням [1]: «Вібраційні випробування – це випробування об'єкта при заданій вібрації», а «Вібраційна діагностика – це технічна діагностика, яка базується на аналізі вібрацій об'єкта діагностування», тобто вібраційні випробування – це завжди активні випробування, оскільки рівень вібрації певним чином завжди задається. При вібраційних випробуваннях визначають характеристики чи поведінку об'єкта при дії на нього вібрації, яка моделює певні навантаження (максимальні експлуатаційні, сейсмічні тощо).

Вібраційна діагностика може бути як активною, так і пасивною, якщо вібраційне (динамічне) навантаження відповідно задається або ні (при цьому пасивна вібраційна діагностика не виключає також і процедури реєстрації випадкового навантаження). Проведення активної вібраційної діагностики, методи якої добре відпрацьовані ще в минулому столітті, потребує потужних та масивних вібраційних машин (рис. 1) чи інших контрольованих навантажень. У випадку масивних просторових конструкцій великого розміру застосування активної вібродіагностики буде потребувати вже не однієї вібромашини, а декількох з відповідним їх закріпленням та синхронізацією, пропорційно зростають і затрати на такі роботи.

У світовій практиці за останні 20 років застосування методів динамічних випробувань будівельних конструкцій переживає черговий бум, що пов'язано з розповсюдженням випробування, яке англійською має назву Ambient Vibration Test (дослівно «вібраційні випробування в оточуючому середовищі») [14]. Спеціальне навантаження не застосовується, а викорис-

товуються випадкові збудження (вітер, мікросейсміка, проїзд транспорту і т.п.). Реєстрація реакцій конструкції виконується досить тривалий час. Ці випробування є певним аналогом пасивних динамічних випробувань, які в СРСР були визнані неперспективними, що знайшло відображення навіть в деяких нормативних документах Росії та України.

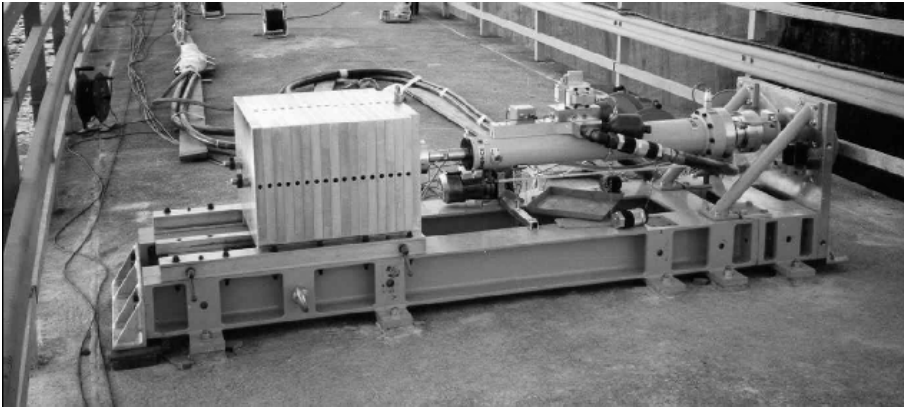


Рис. 1. Вібраційна машина для створення горизонтальних навантажень

Теоретичною основою Ambient Vibration Test – Фонові Вібраційної Діагностики (одне із значень терміна «фон» – це тло, оточення, середовище) є метод аналізу коливань конструкцій, який отримав назву «Out only» – «лише вихід» на відміну від методу аналізу при активній вібраційній діагностиці, коли застосовують аналіз типу «In and Out» – «вхід і вихід». У багатьох країнах світу методам аналізу сигналів «Out only» було присвячено ряд дисертацій, за якими створено та впроваджено запатентовані програмні комплекси, які формують модель споруди та в автоматичному режимі, аналізуючи зареєстровані коливання, визначають її динамічні параметри. Перевагами даного методу є те, що при випробуваннях не припиняється експлуатація споруди, затрати на проведення випробувань мінімальні, випробування є простими організаційно та можуть проводитися з мінімальною кількістю обладнання. При фонових випробуваннях нормалізована передаточна функція H_{Rk} між точками конструкції R та k визначається за відношенням взаємної спектральної функції S_{Rk} та автоспектра S_{kk} синхронно зареєстрованих коливань $y_R(t)$ та $y_k(t)$ у вказаних точках (рис. 2). При цьому точка R приймається за реперну і є незмінною для цілого ряду реєстрацій коливань у різних точках k , що дозволяє обходитися мінімальною кількістю обладнання.

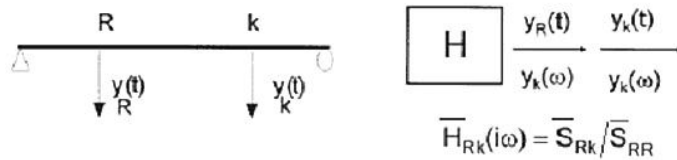


Рис. 2. Схема випробувань та визначення динамічних параметрів лише за вихідними реакціями

Загальноприйнятою є думка, що моніторинг технічного стану будівельних конструкцій значних розмірів найкраще виконувати саме шляхом їх ідентифікації через натурні динамічні характеристики, наприклад нормалізовані форми власних коливань (Modal Identification). Швидкими темпами розвиваються та впроваджуються в практику методики визначення пошкоджень будівельних конструкцій методами динамічних випробувань (Damage Identification) [13].

Результати досліджень. При фонових випробуваннях реакції конструкції аналізуються як в часовій, так і частотній областях методами, які є розвитком класичних непараметричних методів аналізу випадкових сигналів. При цьому спільним їх недоліком є взаємне протиріччя між намаганням максимально позбутися шумів та забезпеченням необхідної, іноді високої роздільної здатності за частотою. Отримання спектра відбувається за наступним алгоритмом:

1. Попереднє опрацювання віброграми, видалення неінформативних та бракованих ділянок, підбір загальної довжини віброграми в залежності від бажаної точності та дисперсії результатів аналізу.
2. Розбивання віброграми на певну кількість ділянок для осереднення спектральної оцінки (метод періодограми), кількість точок на кожній ділянці кратна двійці у цілочисловому степені.
3. Вибір вагової функції («вікна») для згладжування.
4. Знаходження швидкого перетворення Фур'є для кожної ділянки.
5. Нормалізація спектральних оцінок по кожній ділянці.
6. Сума нормалізованих амплітудних спектрів усіх ділянок та їх осереднення.
7. Коригування осередненого спектра (дія обернена накладанню вагової функції).

Використання даного алгоритму дозволяє виділяти власні частоти в коливаннях, які збуджені випадковими імпульсами та відбуваються на фоні сторонніх шумів. При цьому п. 1 та п. 2 з точки зору роздільної здатності виконують протилежні функції – збільшення загальної довжини віброграми веде до збільшення роздільної здатності, а поділ на ділянки – до

її зменшення, в результаті чого роздільна здатність розглянутого методу часто є недостатньою. Необхідність ділення на ділянки та знаходження осередненого спектра викликана особливістю дії випадкового імпульсного навантаження, при якому навіть спектр реакції осцилятора (одна власна частота) матиме дуже «порізаний» амплітудний спектр, хибні піки якого можна сприйняти за прояв власних частот (рис. 3). Певною мірою збільшити роздільну здатність спектрального аналізу можна, якщо застосувати параметричні методи аналізу та додатково аналізувати сам комплексний спектр – його зміни в залежності від фазових положень гармонік та ін. [8].

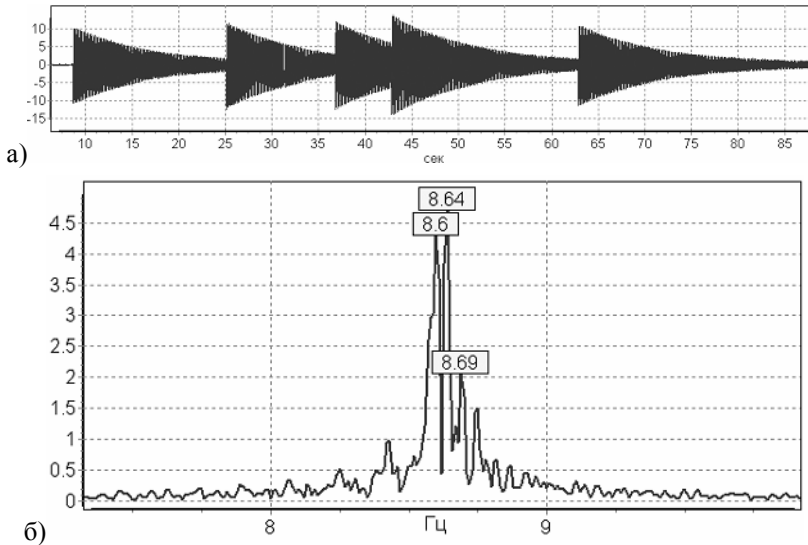


Рис. 3. Віброграма коливань лінійного осцилятора при дії випадкових імпульсів (а) та її амплітудний спектр (б)

Сучасне обладнання та технології вібраційної діагностики дозволяють навіть для масивних споруд з високою точністю визначати декілька перших форм власних коливань, що стало основою розвитку практичних методик ідентифікації дефектів на основі аналізу зміни динамічних характеристик конструкції [13]. Разом з тим, практичне застосування розроблених методик ще не набуло широкого розповсюдження, а ті окремі дослідження, які були виконані на натурних об'єктах після землетрусу [12], вказують, що при досить хорошому визначенні наявності самого факту пошкодження існує проблема з визначенням місця розташування пошкодження – жодна з методик у загальному випадку не дає чіткого визначення місця розташування дефекту.

Динамічні характеристики будівельних конструкцій є інтегральними і залежать від функцій розподілу жорсткості та маси по всій споруді. Якщо розглядати передаточну функцію між точкою фундаменту та точкою на даху будинку, то вона є залежною від жорсткості та маси будь-якого конструктивного елементу будинку. Аналіз такої передаточної функції лише вкаже на те, що в конструкціях сталися певні зміни і що це може бути якимось пошкодженням, але місце розташування його залишиться невизначеним. Для того, щоб визначити зону пошуку дефекту треба збільшити кількість точок, між якими визначаються передаточні функції, і на основі аналізу відносних їх змін шукати зону розташування пошкодження. Чим меншу за розміром зону ми хочемо окреслити для локалізації дефекту, тим більшим повинно бути число точок, в яких виконується вимірювання.

Якщо динамічну систему описати матрицею передаточних функцій, то функцію пошкоджень системи можна представити системою матриць, які визначають зміни передаточних функцій при наявності пошкодження в певній зоні конструкції. Кількість матриць у такій системі буде дорівнювати кількості зон, на які розбивається споруда для локалізації дефекту. Можна запропонувати іншу модель, в якій динамічна система описується власними формами коливань та їх параметрами. В цьому випадку функцію пошкоджень для кожної зони зручно представити двома матрицями – матрицею зміни частот власних форм коливань та матрицею зміни форми власних коливань (у нормалізованому виді). Оскільки для лінійних систем передаточна функція є комплексною сумою модальних передаточних функцій за всіма формами власних коливань, то обидві моделі цілком рівнозначні за інформативністю і відрізняються лише практичною стороною їх реалізації. В першому випадку за результатами експерименту визначаємо передаточні функції та працюємо з ними, в другому випадку визначаються частоти та форми власних коливань. Проведені теоретичні та експериментальні роботи [7] дозволили на даному етапі розвитку вібродіагностики запропонувати таку схему робіт для ідентифікації дефектів:

1. Експериментальне визначення частот та форм власних коливань споруди. Порівняння цих параметрів із початковими (динамічний паспорт).
2. При наявності змін динамічних параметрів виконання аналізу цих змін та попереднє складання варіантів функції пошкоджень і визначення можливих ділянок із дефектами.
3. Проведення часткового обстеження в зонах можливих дефектів.
4. Коригування розрахункової схеми та функції пошкоджень за результатами обстежень, аналіз достатності таких коригувань у порівнянні з фактичними змінами динамічних параметрів.

5. При недостатності внесених коригувань розрахункової схеми повторення пунктів 2 – 4, до повного виявлення всіх дефектів.

Висновки

Використання методик вібраційної діагностики для визначення технічного стану просторових конструкцій великого розміру має великі перспективи, оскільки дозволяє обходитися меншими затратами у порівнянні з іншими методами. Сучасне ресстраційне обладнання дає можливість отримувати та аналізувати відгук конструкції на фоніві збудження (вітер, мікросейсміка, проїзд транспорту тощо), що дозволяє проводити постійний моніторинг технічного стану споруди через зміни її динамічних характеристик. Можна стверджувати, що розвиток методик вібраційної діагностики і, особливо, методів аналізу отриманих результатів знаходиться на початку свого чергового етапу розвитку та потребує уваги широкого кола науковців для вирішення існуючих проблем.

Література

- [1] ГОСТ 24346-80 Вибрация. Термины и определения.
- [2] Еманов А.Ф. Технология диагностики и мониторинга состояния строительных конструкций на основе исследования микросейсмических колебаний / А.Ф. Еманов, Л.А. Скляр // Предотвращение аварий зданий и сооружений: Сб. научных трудов, выпуск 8. – М.: 2009. – С. 63 – 72.
- [3] Завалишин С.И. Динамический мониторинг зданий и сооружений для контроля их сейсмостойкости. / С.И. Завалишин, Г.Э. Шаблонский, Д.А. Зубков, А.А. Румянцев // Предотвращение аварий зданий и сооружений: Сб. Науч. тр., вып. 8. – М.: 2009. – С. 42 – 53.
- [4] Кулябко В.В. Динамика конструкций, зданий и сооружений. Уч. для вузов. – Запорожье, 2005. – 232 с.
- [5] Кулябко В.В. Проблемы моделирования динамических нагрузок и расчетных схем сооружений, проведение динамических испытаний и анализа их результатов. / В.В. Кулябко, В.А. Банах, В.П. Редченко // Зб. н. пр. Вісник ДонНАБА – 2009. – Вип. 4(78) – С. 104 – 110.
- [6] Немчинов Ю.И., Кендзера А.В., Бугаевский Г.Н. Динамическая паспортизация сооружений как составная часть СНИПа. // Будівельні конструкції: Зб. наук. праць. – К.: НДІБК, 2004. – Вип. 60. – С. 193 – 198.
- [7] Редченко В.П. Идентификация дефектов споруд методами динамичної діагностики. // Сб. научн. тр. Строительство, материаловедение, машиностроение. Вып. 52. в 2-х частях – Дн-ск, ГВУЗ ПГАСА, 2010. – ч. 2 С. 100 – 104.
- [8] Редченко В.П. Особенности использования спектрального анализа при исследовании колебаний строительных конструкций. // У зб.н.пр. Вісник ДонНАБА – 2009. – Вип. 4(78) – С.44 – 48.
- [9] Техническая диагностика и предупреждение аварийных ситуаций конструкций зданий и сооружений. / Шимановський О.В., Гордеев В.М., Коро-

- льов В.П., Оглобля О.І., Рухович І.Р., Філатов Ю.В. – К.: «Сталь», 2008. – 463 с.
- [10] Carmelo Gentile, Alberto Gennari-Santori. Dynamic Testing and Modeling of a 30-years' old Cable-Stayed Bridge. / Structural Engineering International. 1/2006. p. 39 – 43.
- [11] Challenges in experimental vibration analysis for structural identification and corresponding engineering strategies / Zhang J., Prader J., Moon K. A. F., Aktan A.E., Grimmelsman K.A., Shama A. // Proceedings of the international conference on experimental vibration analysis for civil engineering structures, Wroclav, Poland, 2009. – p. 13 – 34.
- [12] EVACES'09. Experimental vibration analysis for civil engineering structures / Proceedings of the international conference, Wroclav, Poland, 2009 – 208 p.
- [13] Ramos L. Vibration signatures to identify damage in historical constructions. / L. Ramos, P. Lourenco, G. De Roeck, A. Campos-Costa // EVACES'07. Proceedings of the international conference. – Porto, 2007. – p. 1251 – 1260.
- [14] Wenzel H. Ambient Vibration Monitoring / Wenzel H., Pichler D. – John Wiley & Sons, Ltd, 2005 – 291 p.

Надійшла до редколегії 15.06.2010 р.

УДК 624.012

Аеродинамічні дослідження моделей легких покриттів над трибунами стадіонів

Кінаш Р.І., д.т.н.

Національний університет «Львівська політехніка», Україна

Анотація. У статті наведено результати порівняльного аналізу аеродинамічних досліджень моделей легких покриттів над трибунами стадіонів в аеродинамічній трубі та числових досліджень за допомогою програмного комплексу FLUENT. Отримані результати модельних досліджень дозволяють одержати найбільш ефективну форму покриття стадіону.

Аннотация. В статье приведены результаты сравнительного анализа аэродинамических исследований моделей легких покрытий над трибунами стадионов в аэродинамической трубе и числовых исследований с помощью программного комплекса FLUENT. Полученные результаты модельных исследований позволяют получить наиболее эффективную форму покрытия стадиона.

Abstract. In the article the results of comparative analysis of aerodynamic researches of models of easy coverages are resulted above the tribunes of stadiums in a wind-channel and numerical researches by a programmatic complex FLUENT. The results of model researches are got allow to get the most effective form of coverage of stadium.

Ключові слова: покриття стадіону, аеродинамічна труба, числові дослідження

Вступ. Сучасний розвиток методів комп'ютерного моделювання уможливує повний аналіз конструкції будівель і споруди під впливом аеродинамічних навантажень [1–4, 8–10].

Мембранні покриття, що застосовуються в будівництві покриттів стадіонів, є надлегкими конструкціями і характеризуються значною вразливістю до дії вітру.

У роботі представлено порівняння результатів числових досліджень із результатами модельних досліджень в аеродинамічній трубі [6]. Результати комп'ютерної симуляції, отримані в роботі за допомогою моделі Турбуленції $k-\epsilon$, можна вважати якісно сумісними з експериментом, натомість стверджуються істотні кількісні відмінності.

Модель стадіону. Модель стадіону побудовано на плані еліпса з осями 500 мм і 350 мм. Ігрове поле спортивного майданчика розміщено в заглибленні на 48 мм нижчому від рівня підлоги трибун (поле також має форму еліпса з осьовими вимірами 375 і 260 мм). Покриття, що знаходиться над трибунами, має увігнуту (випуклу) форму, його зовнішній контур знаходиться на висоті 32 мм над рівнем землі і 80 мм над рівнем ігрового поля стадіону – але внутрішня на висоті 48 мм від рівня – 80 мм від платів-

ки стадіону. Внутрішня частина ввігнутого покриття закінчується на висоті 48 мм від рівня ігрового поля (рис. 1).

Область напливу утворює прямокутний паралелепіпед довжиною 7,5 м і квадратним перерізом зі стороною квадрата 1 м. Модель стадіону знаходилася на віддалі 1,75 м від краю аеродинамічної труби (середина еліпса), при цьому головна вісь стадіону (еліпса) лежала в поздовжній площині симетрії прямокутного паралелепіпеда. Моделювання виконано для середньої швидкості напливу, рівної 25 м/с і турбуленції 1,5 % (що було досягнуто у дослідженнях в аеродинамічній трубі). Потік повітря був скерований на модель паралельно до головної осі стадіону.

Моделювання виконано за допомогою програми FLUENT 6.1 [5].

Числова модель. Прийнято, що процес протікання повітря є стабілізованим і нестислим. Означена проблема описана системою рівнянь неперервності руху (1), а також рівнянь Нав'є-Стокса і моделі турбуленції k-ε у загальному вигляді (2) [1] – [5].

$$\frac{\partial(\rho v_j)}{\partial x_j} = 0, \quad (1)$$

$$\frac{\partial}{\partial x_j}(\rho v_j \Phi) - \frac{\partial}{\partial x_j}(\Gamma \frac{\partial \Phi}{\partial x_j}) = S_\Phi. \quad (2)$$

Значення змінної Φ , коефіцієнта Γ у вигляді ключових членів S_Φ наведено в табл. 1.

Таблиця 1

Величини символів, які застосовані у формулі (2)

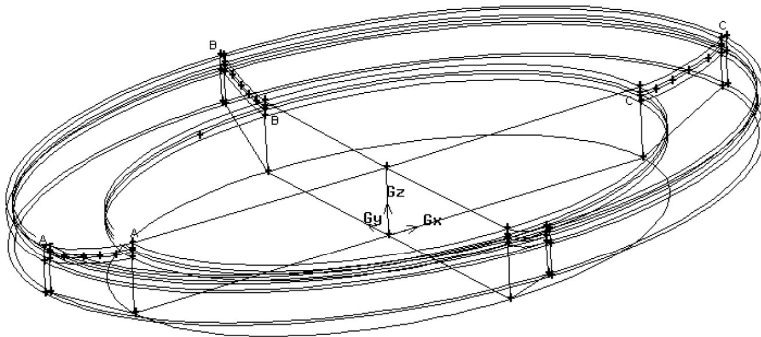
Змінна величина	Коефіцієнт	Ключові члени
Φ	Γ	S_Φ
v_i	μ_{ef}	$\frac{\partial}{\partial x_j}(\mu_{ef} \frac{\partial v_j}{\partial x_i}) - \frac{2}{3} \frac{\partial}{\partial x_i}(\mu \frac{\partial v_i}{\partial x_i}) -$ $-\frac{\partial}{\partial x_i}(p + \frac{2}{3} k \rho \delta_{ij}) + \rho g_i$
k	$\mu + \frac{\mu_T}{\sigma_k}$	$G_k - \rho \varepsilon$
ε	$\mu + \frac{\mu_T}{\sigma_\varepsilon}$	$C_1 \frac{\varepsilon}{k} G_k - C_2 \rho \frac{\varepsilon^2}{k}$

де v_i – складова вектора усередненої швидкості в i -му напрямку, м/с; ρ – місцева густина середовища, кг/м³; $\mu_{ef} = \mu + \mu_T$ – молекулярний і турбулентний коефіцієнти динамічної в'язкості, кг/м·с; g_i – складова вектора гравітаційного прискорення в i -му напрямку, м²/с²; k – кінетична енергія турбулентності, м²/с²; ε – швидкість дисипації кінетичної енергії турбулентності, м²/с³; δ_{ij} – символ Кронекера; $C_1, C_2, C_3, \sigma_k, \sigma_\varepsilon$ – постійні моделі.

Член, який репрезентує генерування кінетичної енергії турбулентності, яка викликана усередненим градієнтом поля швидкості G_k , має вид

$$G_k = \mu_T \left(\frac{\partial v_i}{\partial x_j} + \frac{\partial v_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} \left(\rho k + \mu_T \frac{\partial v_i}{\partial x_i} \right) \delta_{ij}. \quad (3)$$

а)



б)

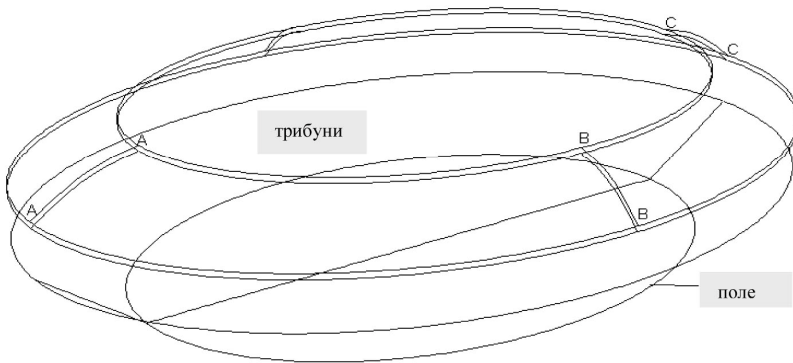


Рис. 1. Схема розміщення вимірювальних пунктів на поверхні моделі:
а – увігнутої оболонки; б – випуклої оболонки

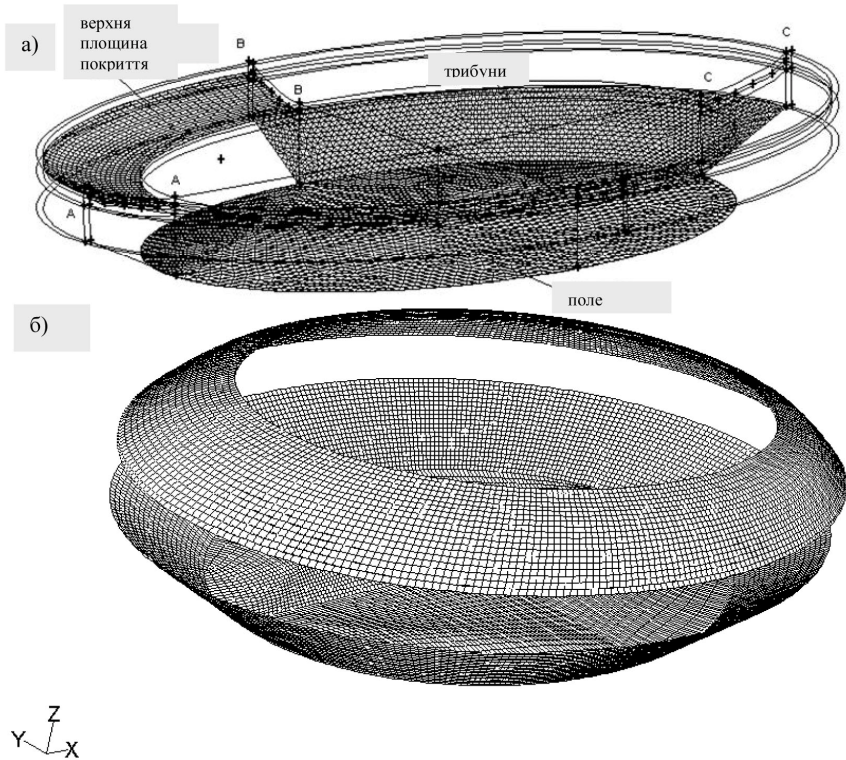


Рис. 2. Геометрія області елементів цифрової мережі:
а – увігнутої оболонки; б – випуклої оболонки

Граничні умови. У вхідних отворах прийнято постійну швидкість течії повітря, а також постійні величини кінетичної енергії турбуленції та швидкості розсіювання цієї енергії, підрахованих для умов 1,5 % турбуленції на вході та відношенні молекулярної в'язкості турбуленції до молекулярної, рівної $10 \div 50$. У програмі FLUENT 6.1 така умова носить назву *inlet velocity*.

У перерізі отвору вильоту закладається, що тиск є постійним, натомість для інших змінних приймають, що у напрямі течії $\frac{\partial \phi}{\partial x} = 0$ (так звана умова *pressure outle*).

Для описання пристінних умов використано класичну модель функції стіни, приймаючи, що поверхні жорстких стін є гідравлічно гладкі.

На площині симетрії прийнято нульові величини складових швидкості та градієнтів усіх нормальних змінних до цієї площини.

Опис області напливання, використаного при моделюванні. Область напливання покрито цифровою мережею, згущеною поблизу об'єкта, що перебуває в припливі, особливо біля поверхні покриття стадіону. Оскільки течія симетрична відносно вертикальної площини, що проходить через головну вісь моделі стадіону, розрахунки виконано для половини області напливу, яка містила близько 1250000 елементарних комірок (розташування покриття вздовж горизонтальної та вертикальної осі). Геометрію області разом із картиною елементів числової мережі показано на рис. 1 і 2. Проте у випадку коли кут між прямою, яка проходить через середину моделі та горизонтальною віссю, складав 45° кількість комірок була вдвічі більшою – обчислення виконано для всієї площини (рис. 2).

Результати досліджень. На кафедрі аеродинаміки Варшавського політехнічного університету проведено аеродинамічні дослідження моделі стадіону – з розмірами як в п. 2 – в аеродинамічній трубі. Вимірювали середні величини статичних тисків на поверхні покриття стадіону. Дослідження виконано при швидкості напливу повітря 25 м/с і при турбуленції 1,5 %. Результати вимірювань і розрахунків подано в формі розкладів коефіцієнтів тисків (рис. 3 і 4). Коефіцієнт тиску підраховано згідно з (1):

$$C_p = (p_{st} - p_{\infty}) / (\rho v_{\infty}^2 / 2), \quad (4)$$

де p_{st} – статичний тиск на поверхні покриття, p_{∞} – статичний тиск незбуреного потоку, ρ – густина повітря, v – швидкість незбуреного потоку.

Потік повітря, що напливає направлено уздовж головної осі моделі стадіону. Початок системи координат знаходиться в середині еліпса, моделюючого плити спортивного майданчика. Коефіцієнти тиску на верхній (рис. 3) і нижній (рис. 4) площинах покриття представлено як функцію віддалі з початку координат у трьох розрізах:

- для кута напливу 0° і 180° (паралельний розріз до головного напрямку течії повітря, на рис. 1 представлено перерізом А-А і С-С),
- для кута напливу 90° (перпендикулярний розріз до головного напрямку течії повітря, на рис. 1 розріз В-В).

Тиск у кожному перерізі вимірювався в 5 точках, при цьому крайні з них були віддаленими від краю покриття приблизно по 5 мм. Коефіцієнт тиску, виміряний на верхній частині покриття стадіону (рис. 3), змінювався від -0,4 до +0,35, тоді як підрахований – від -1,21 до +0,55. З підрахунків випливає, що уздовж паралельного розрізу до головного напрямку течії А-А (рис. 3,а) тиск на всій протяжності – від'ємний і змінюється в

значних границях, що віддзеркалює змінність коефіцієнта тиску від -1,21 до -0,62.

Експериментальні дані вказують натомість на практично постійну його величину, рівну близько -0,4. Розрахунки та результати вимірів свідчать, що переріз В-В (рис. 3, б) є переломним щодо дії аеродинамічного навантаження – в його границях відбувається зміна тиску з від’ємного на додатній.

Коефіцієнт тиску майже не змінюється, а його величина, визначена теоретично, знаходиться в границях (-0,077 ÷ -0,065), а отримана шляхом вимірювання (-0,013 ÷ -0,052). У розрізі С-С (рис. 3,в) на верхній поверхні покриття виступає додатний тиск, розрахунково визначений коефіцієнт тиску змінюється від +0,55 до +0,23, натомість замірний від +0,35 до +0,23.

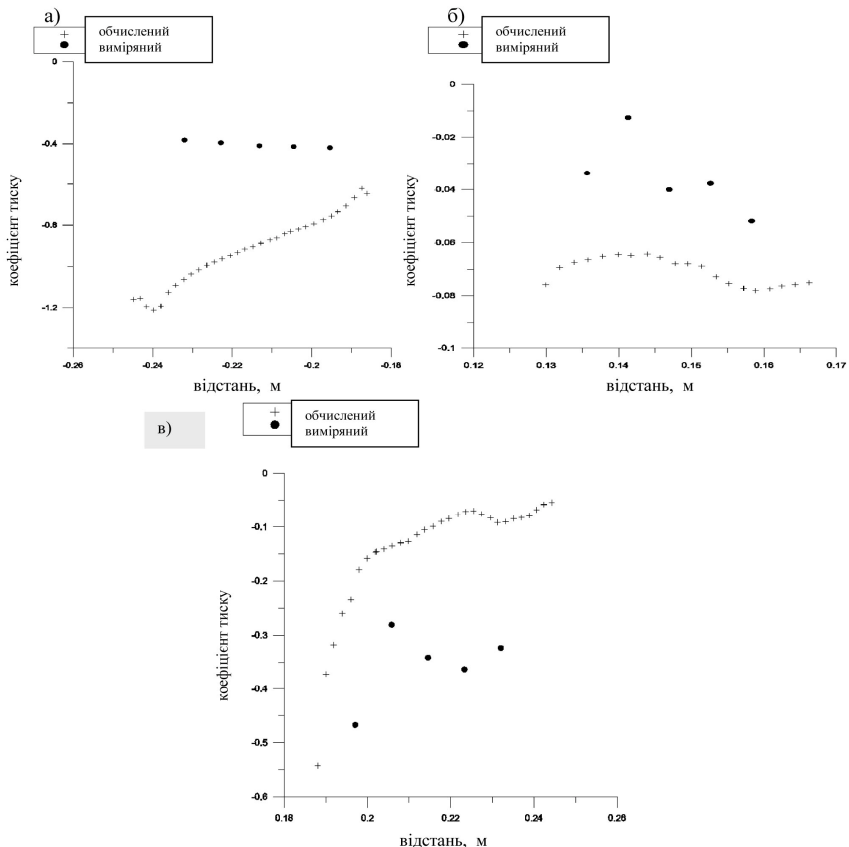


Рис. 3. Розподіл коефіцієнтів тиску на верхній поверхні покриття в розрізах:
а – паралельний до головного напрямку течії по навітряній стороні А-А;

б – перпендикулярний до головного напрямку течії В-В; в – паралельний до головного напрямку течії по підвітряній стороні С-С

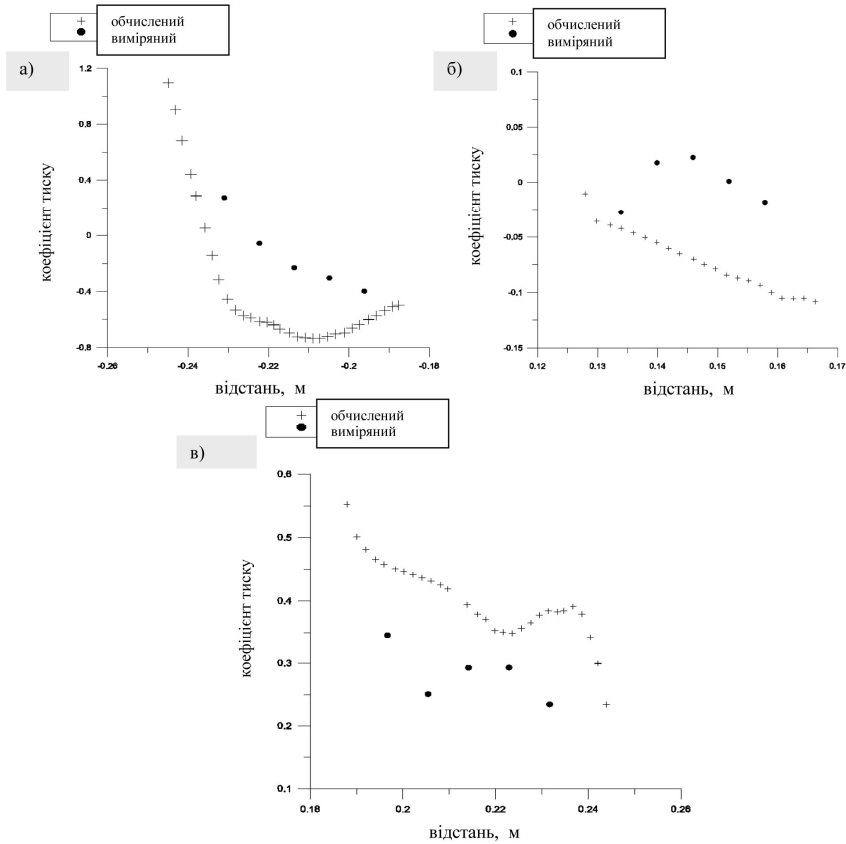


Рис. 4. Розподіл коефіцієнтів тисків на нижній поверхні покриття в розрізах:
 а – паралельний до головного напрямку течії по навітряній стороні А-А;
 б – перпендикулярний до головного напрямку течії В-В; в – паралельний до головного напрямку течії по підвітряній стороні С-С

При визначенні розподілу тисків на нижній поверхні покриття (рис. 4) мінімальні і максимальні величини отримано в перерізі, перпендикулярному до головного напрямку течії. Вимірні величини коефіцієнта C_p знаходяться в границях $(+0,27 \div -0,47)$, а визначені розрахунково – $(+1,10 \div -0,73)$.

Паралельний розріз А-А (рис. 4, а) характеризується значними змінами тиску, уздовж якого відбувається перехід від додатного тиску до від'ємного. Вимірні величини коефіцієнтів тиску змінюються від $+0,27$ до $-0,4$,

тоді як підраховані від +1,1 до -0,73. Подібно як і у випадку верхньої поверхні покриття, в його нижній частині в перерізі В-В (рис. 4, б) статичний тиск змінюється незначно, на це вказує коефіцієнт тиску, рівний відповідно до підрахунків від -0,01 до -0,11, а відповідно до вимірів від -0,027 до +0,023. У паралельному перерізі С-С (рис. 4, в) коефіцієнт тиснення, визначений чисельно, приймає величини від -0,54 до -0,07, натомість виміряні змінюються від -0,47 до -0,28.

Обчислені поля швидкості за допомогою програмного комплексу FLUENT представлено на рис. 5 і 6.

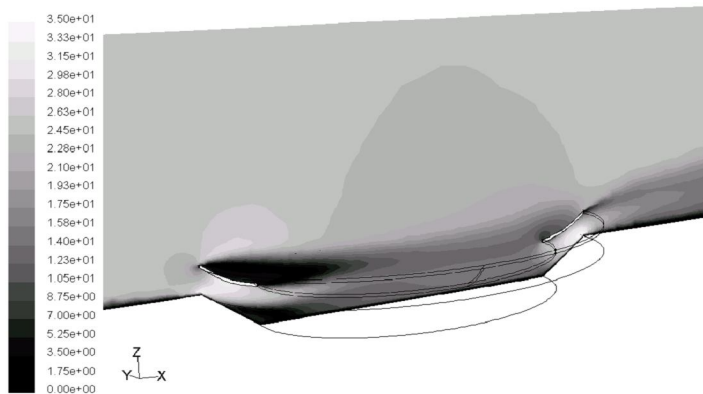


Рис. 5. Поле швидкості на площині симетрії моделі стадіону (вздовж головної осі еліпса)

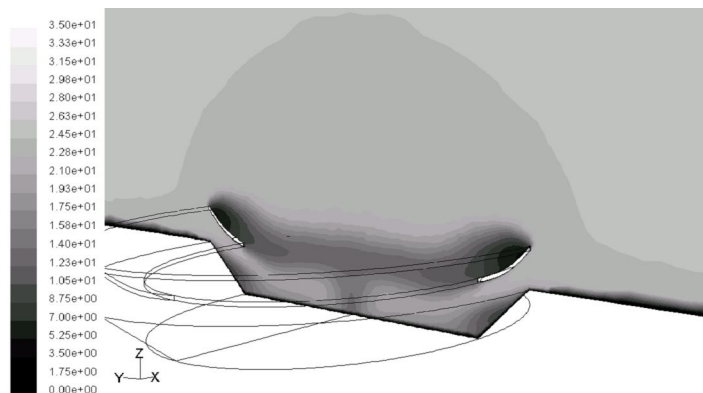


Рис. 6. Поле швидкості в перпендикулярному розрізі до головного напрямку течії

Найбільші швидкості течії виникають між покриттям та трибунами (корона стадіону незабудована) як на навітряній, так і завітряній стороні, де швидкість збільшується понад 30 м/с ($30 \div 32$ м/с). Також поблизу зовніш-

нього краю покриття реєструється збільшення значення швидкості. Над полем стадіону швидкість повітря менша від величини швидкості незбуреної течії і складає приблизно $18 \div 21$ м/с. Над верхньою поверхнею покриття на навітряній стороні (розріз А-А) створюється вихор (рис. 7). Повітряний вихор над верхньою поверхнею покриття (переріз С-С) показано на рис. 8. Аналіз полів швидкостей у зоні виникнення вихорів засвідчив зниження максимальних значень на завітряній стороні до $10 \div 12$ м/с. У дослідженнях моделі стадіону в аеродинамічній трубі поле швидкості не вимірювали через відсутність відповідного обладнання, звідси відсутність можливості порівняння цих результатів.

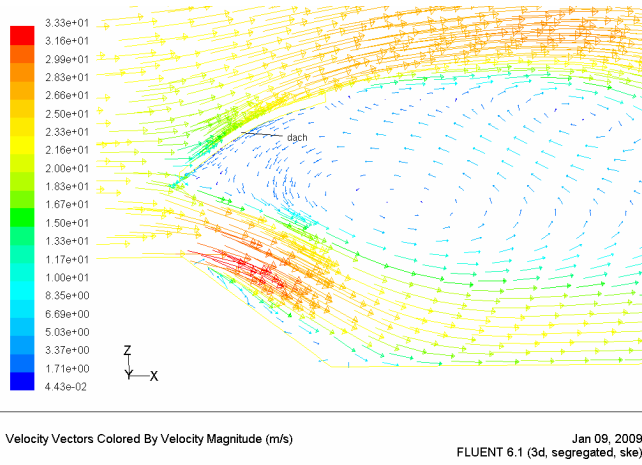


Рис. 7. Вихор над верхньою поверхнею покриття (розріз А-А на рис. 1)

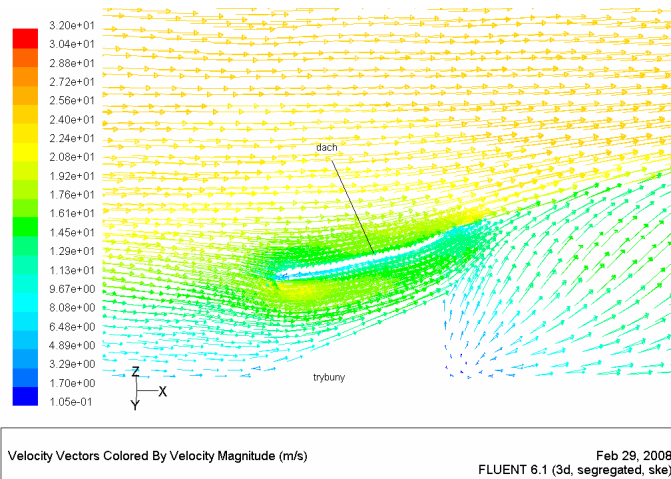


Рис. 8. Повітряний вихор над верхньою поверхнею покриття (переріз С-С)

Ізополя відносних тисків для кута атаки вздовж малої півосі для верхньої та нижньої поверхонь покриття вигнутої оболонки наведено на рис. 9 і 10.

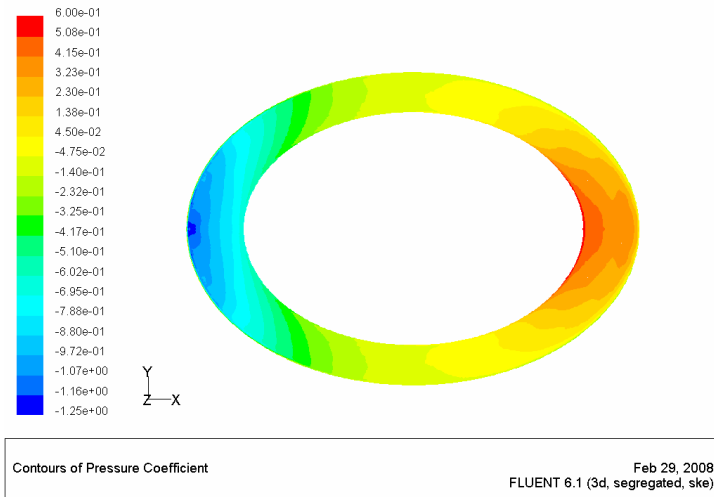


Рис. 9. Ізополя відносних тисків для кута атаки вздовж малої півосі для верхньої поверхні оболонки

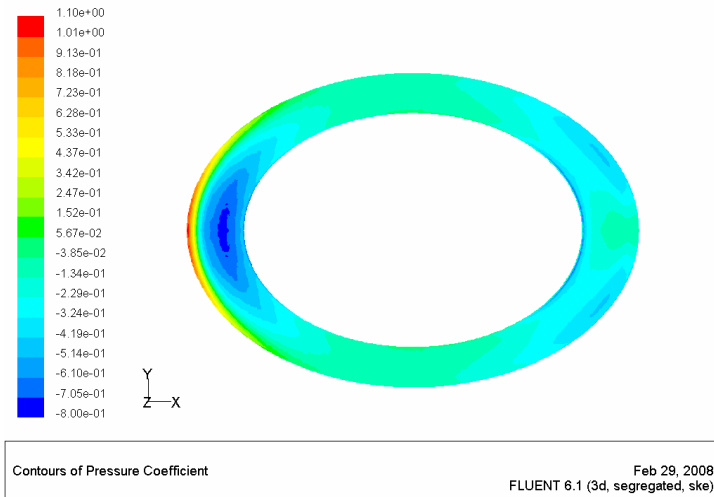


Рис. 10. Ізополя відносних тисків для кута атаки вздовж малої півосі для нижньої поверхні оболонки

Різниця між вимірним і обчисленим статичним тиском на верхній поверхні покриття стадіону склала близько 250 Па. Порівняння результатів визначення різниці тисків для випуклої та вигнутої оболонок покриття наведено на рис. 11.

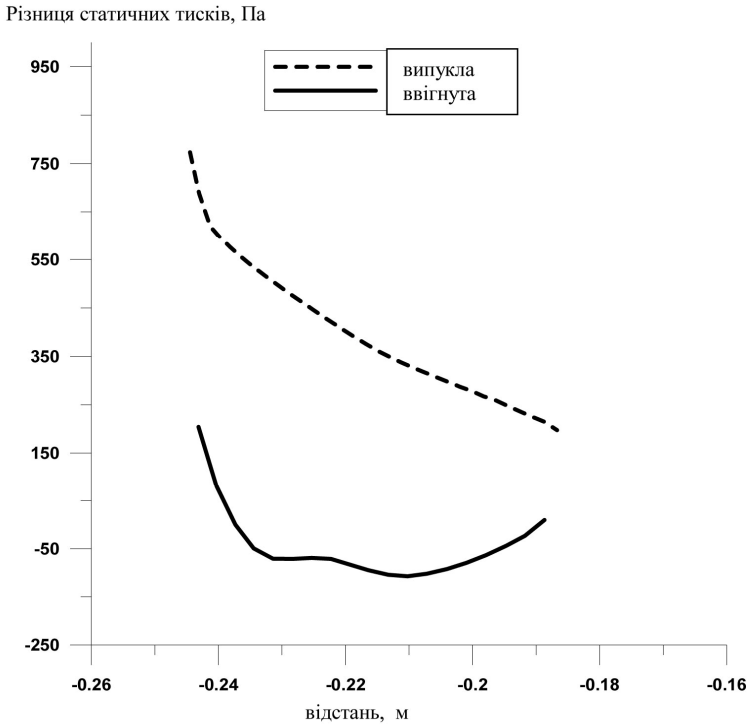


Рис. 11. Порівняння результатів визначення різниці тисків для випуклої та ввігнутої оболонок покриття

Висновки

Цифрові моделі все частіше використовуються для розв'язання багатьох технічних задач, особливо якщо течія має характер 2D чи 3D. Зазвичай велику складність спричиняє підтвердження документами вірогідності числового моделювання з огляду на малу кількість відповідних вимірвальних даних.

Виникає це як через технічні складнощі, так і відсутність коштів на виконання вимірів у реальних і лабораторних умовах. Також у цьому випадку доступні результати вимірів не дають повної перевірки моделі, бо стосуються вимірювань тільки деяких параметрів, які характеризують течію. З другого боку, в ряді публікацій зазначається задовільна вірогідність для практичних цілей використання числових моделей.

Результати комп'ютерної симуляції, отримані в роботі за допомогою моделі $k-\epsilon$, якісно сумісні з експериментальними даними, натомість виявлено істотні кількісні відмінності. Різниця між вимірним і обчисленим статичним тиском на верхній поверхні покриття стадіону склала близько 250 Па.

Одержані результати досліджень дозволяють обрати найбільш ефективну форму покриття. Серед досліджуваних форм найбільш ефективною з точки зору величини аеродинамічного навантаження є ввігнута форма, але вона мало використовується через експлуатаційні труднощі. Найбільше навантаження, незалежно від форми покриття, спостерігалися в перерізах, паралельних до напрямку напливу повітря.

У проведених аеродинамічних дослідженнях моделі стадіону величезний вплив на достовірність одержаних результатів має рівень турбулентності потоку повітря.

Одержані результати будуть використані для аналізу роботи програмного комплексу FLUENT з метою віднайти найбільш ефективну форму покриття стадіону.

Література

- [1] Kazimierski Z. Podstawy Mechaniki Płynów i Metod Komputerowej Symulacji Przepływów, Politechnika Łódzka, 2004.
- [2] Daugherty R.L., Franzini J.B. Fluid Mechanics with Engineering applications, McGraw-Hill, Inc., 1977.
- [3] White F.M., Fluid Mechanics, McGraw-Hill, Inc., 1994.
- [4] Robertson J.A., Crowe C.T., 1993, Engineering Fluid Mechanics, John Wiley&Sons, Inc.
- [5] FLUENT Inc., FLUENT 6.1 Dokumentation, 2005.
- [6] Kinasz R., Kopylov O., Walaszczyk J. Research on the influence of stadium's roof shape on its aerodynamic load // W: Environmental effects on buildings, structures, materials and people. – Lublin : University of Technology, 2007. – P. 97–108.
- [7] Kinasz R., Branny M., Kopylov O., Walaszczyk J. Numerical investigation on circular cylinders under aerodynamic influences / W: Environmental effects on buildings, structures, materials and people. – Lublin: University of Technology, 2007. – P. 141–149.
- [8] Elsner J.W. Turbulencja Przepływów. Wydawnictwo PWN. Warszawa, 1987. – 380 p.
- [9] Teranath B.S. Wind and Earthquake Resistant Buildings Structural Analysis and Desing. Marcee Dekker. Los Angeles, California, 2005. – 882 p.
- [10] Simiu E., Miyata T. Design of buildings and bridges for wind. Wiley, 2006. – 308 p.

Надійшла до редколегії 04.06.2010 р.

УДК 624.074.5

Большепролетные металлические структурные конструкции системы «БрГТУ»

Драган В.И., к.т.н., Морилова Н.Л.

Брестский государственный технический университет,
Республика Беларусь

Анотація. У статті описана нова металева структурна конструкція системи «БрГТУ» в якості покриття громадських, культурно-розважальних і спортивних споруд, зокрема унікальне великопрогонове покриття Літнього амфітеатру в м. Вітебську, структурна оболонка якого має прогін 120,014 м, змінну ширину від 24,0 м на опорах до 71,0 м в середній частині покриття. Приведені особливості розрахунку напружено-деформованого стану структурної системи. Показано, що розрахункові скінченно-елементні моделі достовірно описують дійсну роботу натурних конструкцій. Розроблена методика розрахунку несучої здатності вузлів і стрижнів структури.

Аннотация. В статье описана новая металлическая структурная конструкция системы «БрГТУ», используемая в качестве покрытий общественных, культурно-развлекательных и спортивных сооружений, в частности уникальное большепролетное покрытие Летнего амфитеатра в г. Витебске, структурная оболочка которого имеет пролет 120,014 м, переменную ширину от 24,0 м на опорах до 71,0 м в средней части покрытия. Описаны конструкции узлов и стержней, приведены особенности расчета напряженно-деформированного состояния структурной системы. Показано, что расчетные конечноэлементные модели достоверно описывают действительную работу натурных конструкций. Разработана методика расчета несущей способности узлов и стержней структуры.

Abstract. The application of the new metal structural construction of the BSTU-type for wide-span roof structures of buildings for public, sport and recreational use is presented in the article. The most noticeable among the constructions with the BSTU-type roof structure is Summer Amphitheatre in Vitebsk, Belarus. The structural shell with the span length of 120,014 m and variable width from 24,0 m minimum is supported with bearings of up to 71,0 m wide placed in middle of the shell. Thirteen patents are issued on the construction's nodes and rods described in the article. The specifics of stress-strain analysis of the structure are also presented. It is proved that the finite element representation accurately describes the work of full-scale structures. A calculation method for bearing capacity of the nodes and rods of the structure has been developed.

Ключевые слова: система «БрГТУ», большепролетные сооружения, напряженно-деформированное состояние, стержни, узлы, расчет.

Введение. Одним из эффективных типов пространственных конструкций для уникальных большепролетных сооружений являются структурные конструкции, в разработке которых Беларусь сегодня имеет несомненный приоритет. В Брестском государственном техническом университете создана новая металлическая структурная конструкция, получившая название

система «БрГТУ». Эта металлическая конструкция обладает архитектурной выразительностью и привлекательностью, позволяет перекрывать сооружения пролетом более 150 м с различными очертаниями в плане. С увеличением пролета эффективность применения структурных покрытий возрастает. Они пригодны для создания различных форм: плоские покрытия, оболочки, купола. К преимуществам архитектурного плана относятся сравнительно малая строительная высота, достигающая $1/20 \div 1/50$ перекрываемого пролета. Покрытие обладает высокой несущей способностью и воспринимает нагрузки свыше 300 кг/м^2 при пролетах до 100 м.

Структура «БрГТУ» отличается простой и быстрой сборкой конструкции как непосредственно на проектной отметке, так и вблизи строящегося сооружения. Нельзя не отметить и возможную разборность конструкции с последующей ее повторной сборкой на новом месте. К преимуществам этой конструкции относятся высокая индустриальность изготовления основных конструктивных элементов, полная их заводская готовность, однотипность изделий и возможность их широкой унификации не только для отдельных сооружений, но и для зданий с различными пролетами, нагрузками и схемами опирания.

Конструктивные и строительные преимущества структуры системы «БрГТУ» свидетельствуют об экономической целесообразности ее применения: сокращается расход стали до 20 %, уменьшаются трудозатраты на строительной площадке до 25 %, сокращаются сроки возведения в 1,5 раза, снижается стоимость до 10 % [1].

Конструктивные решения большепролетных структурных покрытий системы «БрГТУ». Структурная металлическая конструкция системы «БрГТУ» достаточно быстро получила признание архитекторов, проектировщиков и в настоящее время имеет несомненный приоритет среди других пространственных конструкций. Об этом свидетельствует не только факт широкого применения данной конструкции по всей республике в качестве покрытий общественных зданий, культурно-развлекательных и спортивных сооружений, но и то, что данная конструкция была использована при возведении уникальных сооружений, таких как, например, покрытие Летнего амфитеатра в г. Витебске.

Впервые структурное покрытие системы «БрГТУ» было применено при строительстве Театра эстрады в парке культуры и отдыха в г. Бресте (рис. 1, а).

Структурное покрытие представляет собой пространственную стержневую плиту с ортогональной сеткой поясов с размерами ячеек $1,5 \times 1,5$ м. Конструкция имеет размеры в плане $18 \times 22,5$ м, высота структурной плиты по осям поясов 1,06 м. Все стержни пространственной конструкции имеют

одинакову номінальну довжину і складаються з безшовних круглих труб двох типорозмірів: поясів і раскосів – $\varnothing 76 \times 4$ мм, опорних раскосів – $\varnothing 102 \times 4$ мм. Все узли виконані з порожньої сфери з зовнішнім радіусом 160 мм і товщиною стінки $t = 10$ мм. Структурна плита опирається на чотири колонни двох типів: сквозної чотирьохветвевий з труб сеченням $\varnothing 102 \times 6$ мм і сплошної з труб $\varnothing 273 \times 7$ мм і має консольний виїзд над сценою на 9,0 м.

Більш складне конструктивне рішення застосовано в конструкції покриття льодової арени на 800 місць в г. Пружани. Така ж конструкція застосована на льодових аренах в г. Кобрині Брестської області, в г. Сморгоні Гродненської області, в містах Новолукомле, Лепеле, Глибоке Вітебської області (рис. 1, б).

Покриття представляє собою металеву просторову перехрестно-стержневу конструкцію, виконану в формі попередньо напруженої прямокутної плити. Регулярна просторова конструкція утворена двома прямокутними плитами, з'єднаними в кінці і створюють два ската з нахилом 8° . Структурна плита опирається по контуру крайніми вузлами нижнього пояса на сталеві залізобетонні колонни з кроком 6 м і утворюють в плані прямокутник з розмірами сторін 39×63 м. Ячейки поясів плити мають розмір 3×3 м, висота плити в осях – 3 м.

В зв'язі з необхідністю сприйняття реакції распора, в рівні опорних вузлів нижнього пояса плити встановлюються затяжки з кроком 3 м в напрямку меншого прольоту, виконані з безшовних гарячекатаних труб $\varnothing 127$ мм і товщиною стінки 8 мм. Затяжки включають в роботу попереднім натягненням 50 кН. Для збирання покриття льодової арени застосовані дві марки вузлів системи «БрГТУ»: з товщиною стінки порожньої сфери 10 мм і зовнішнім діаметром 160 мм і з товщиною стінки 16 мм і зовнішнім діаметром 212 мм. Стержни структурної плити виготовлені з круглих труб $\varnothing 127 \times 8$ мм, $\varnothing 89 \times 5$ мм, $\varnothing 83 \times 4$.

Інтересним є конструктивне рішення застосування структури «БрГТУ» в навісі над західною трибуною стадіону «Спартак» в г. Могилеві. Навіс представляє собою структурну плиту розміром в плані 131×14 м і висотою 1,41 м, закріплену по довгій стороні на трьохветевих пілонах, встановлених з кроком 12 м (рис. 1, в).

Всі стержні структурної плити складаються з безшовних гарячекатаних труб $\varnothing 60 \times 4$, $\varnothing 89 \times 5$, $\varnothing 102 \times 8$. Застосовано два типи вузлів діаметром 160 мм і товщиною 10 мм і діаметром 212 мм і товщиною стінки 16 мм. Опорні пілони складаються з двох умовних конструктивних фрагментів:

трехветвевой решетчатой колонны и трехветвевого решетчатого ригеля. Решеткой ригеля являются раскосы и стержни пояса структурной плиты. Такая конструкция сопряжения обеспечивает совместную работу структурной плиты и ригелей и защемляет плиту на опорных пилонах. Сжатая ветвь пилона запроектирована из двух труб $\varnothing 325 \times 14$ мм, соединенных листовыми накладками, растянутые ветви выполнены из труб $\varnothing 325 \times 14$ мм, решетка состоит из труб $\varnothing 121 \times 8$, $\varnothing 219 \times 8$ мм.



а)



б)



в)



г)



д)



е)

Рис. 1. Применение металлической структурной конструкции системы «БрГТУ»

Подобную статическую схему имеет структурная плита системы «БрГТУ» над главным входом многопрофильного культурно-спортивного комплекса «Минск-Арена». Структурная плита имеет криволинейное очертание

в плане с радиусом примыкания к фасаду здания $R = 64,80$ м, с размерами по ширине 17,71 м и длине дуги наружной грани 460,34 м. Криволинейная плита опирается на четыре колонны каркаса здания, четыре колонны в пролете плиты и имеет консоль длиной 6,3 м. Высота структурной плиты 1700 мм, длина ячеек верхнего и нижнего пояса 2530 мм, ширина переменная (2109 мм – 2689 мм). Все стержни запроектированы из бесшовных горячекатаных труб $\varnothing 89 \times 5$ мм, $\varnothing 114 \times 8$ мм, $\varnothing 114 \times 12$ мм, узлы – $\varnothing 212$ мм и толщиной стенки 16 мм (рис. 1, г).

Структурная конструкция системы «БрГТУ» является весьма удачной конструкцией для перекрытия спортивных залов, больших пролетов в общественных зданиях. Плоская плита покрытия применена в покрытии универсального спортивного зала многопрофильного спортивного комплекса «Минск-Арена». Структурная конструкция имеет размеры в плане 24×42 м и высоту 2,62 м, опирается по контуру на стены крайними узлами с шагом 3,0 м.

Структурными плитами системы «БрГТУ» перекрыты залы борьбы и игровой зал в здании ДЮСШ № 2 в г. Калинковичи Гомельской области.

В покрытии здания кафе возле г. Береза на трассе «Брест–Минск» применена структурная конструкция с размерами в плане 18×24 м и высотой 15 м (рис. 1, д).

Первое место среди возведенных сооружений с использованием системы «БрГТУ» в виду его уникальности, бесспорно занимает большепролетное покрытие Летнего амфитеатра, запроектированное в металлических конструкциях заводского изготовления. Комбинированная стержневая система состоит из структурной цилиндрической оболочки, усеченной двумя наклонными плоскостями, и подкрепляющих ее девяти вертикальных арок (пять нижних и четыре верхних), двух наклонных арок. Принятая конструкция конструктивно логична и интересна (рис. 1, е).

Пролет оболочки составляет 120,014 м, ширина покрытия переменная и изменяется от 24,0 м на опорах до 71,0 м в средней части покрытия. Высота подъема осей вертикальных арок над фундаментами составляет 18,5 м, высота покрытия по осям арок 3,32 м [2].

Основными конструктивными элементами, обеспечивающими передачу на фундаменты нагрузок и воздействий являются пять нижних и четыре верхние вертикальные арки, между которыми расположена цилиндрическая структурная оболочка. Шаг вертикальных арок составляет 3,0 м, причем верхние вертикальные арки смещены относительно нижних на 1,5 м. Вертикальные арки выполнены в виде пучков, состоящих из трех криволинейных труб $\varnothing 273 \times 10$ мм, объединенных между собой в местах

примыкания узлов структуры планками и диафрагмами. Такое решение обеспечивает совместную работу ветвей и передачу усилий с узлов структуры на вертикальные арки.

Вертикальные арки опираются на монолитные железобетонные фундаменты через консоли, которые представляют собой сталебетонные элементы, жестко заземленные в теле фундамента на глубину 1,5 м. Узел сопряжения вертикальных арок и консолей выполнен в виде фланцевого соединения на высокопрочных болтах. Принятая конструкция опирания реализует безшарнирную статическую схему как для арок, так и для пространственной оболочки в целом. Жесткое сопряжение оболочки с фундаментами обеспечило требуемую жесткость и пространственную неизменяемость покрытия, высокую надежность и большие запасы несущей способности, а также позволило применить простую конструкцию опорных узлов.

Наклонные арки являются обрамляющими элементами структурной оболочки и представляют собой плоские серповидные фермы с решеткой их круглых труб.

В связи с существенной асимметрией поверхности оболочки относительно продольной оси, проходящей через центр тяжести вертикальных арок и фундаментов, со стороны большей консоли установлены две сквозные трехветвевые колонны. Конструктивное решение сопряжения оголовка колонны со структурной оболочкой разработано таким, чтобы на колонну передавалось только вертикальное усилие. Опорный узел структурной оболочки может свободно перемещаться в горизонтальном направлении благодаря двум фторопластовым пластинам толщиной 10 мм, уложенным между опорной плитой узла структурной оболочки и оголовком колонны.

Главная роль при создании архитектурной привлекательности и конструктивной целесообразности сооружения отводится структурной оболочке системы «БрГТУ». Радиус нижней поясной сетки по центрам узлов $R = 106,98$ м, высота сечения оболочки 2,51 м, размер ячеек верхней поясной сетки 3,0×3,0 м. Структурная оболочка воспринимает внешние нагрузки по всей площади покрытия и передает опорные реакции на вертикальные и наклонные арки и колонны, обеспечивает совместную работу всех конструкций покрытия, выполняет функцию решетки пространственной арки.

Конструкция стержней и узлов структурной конструкции системы «БрГТУ». Система «БрГТУ» отличается конструктивными решениями узлов и стержней, обладает научной и технической новизной и защищена 15 патентами на изобретения [3].

Узел структуры состоит из полого шара с отверстиями, в которые устанавливаются высокопрочные болты для соединения стержней. Полый шар собирают из двух полусфер, полученных путем горячего прессования из листового проката. В полусферах высверливаются отверстия необходимого диаметра под высокопрочные болты.

Внутренние и наружные шайбы имеют сферическую поверхность с радиусом, равным внутреннему и наружному диаметру шара соответственно. В отверстия со стороны полости полусфер устанавливаются на сферических шайбах высокопрочные болты, с наружной стороны которых устанавливаются наружная сферическая шайба и две гайки: силовая гайка и контргайка. Далее производят сварку полусфер стыковым швом с разделом кромок полуавтоматической или автоматической сваркой в среде углекислого газа.

Важная роль в данном узле отводится шайбам. Сферические поверхности внутренней и наружной шайбы, примыкающие к шаровой поверхности, имеют радиусы, равные соответственно внутреннему и наружному радиусу шара. Данная конструкция шайб обеспечивает центрирование стержней на центр узла при закручивании силовой гайки благодаря совмещению поверхностей контакта шайба – сфера.

Следует отдельно отметить, что выполнение в стенке полого шара отверстия с диаметром, превышающим диаметр болтов, обеспечивает возможность поворота болтов при сборке на угол α , что значительно упрощает сборку и позволяет снизить точность изготовления узла и стержня конструкции (рис. 2).

Диаметр шара, толщина стенки шара, диаметр, марка стали высокопрочных болтов и гаек, толщина и размеры сферических шайб назначаются исходя из величины усилий, возникающих в стержнях структуры.

Стержни структуры изготавливаются из круглых бесшовных труб. Для их соединения с болтами узлов в торцы труб устанавливаются и привариваются по контуру специальные круглые гайки с резьбовыми отверстиями.

Принятые конструктивные решения позволяют достаточно точно и однозначно выделить характер и направления силового потока в узле. Передача усилия со стержневого элемента на болт происходит через резьбовое соединение гайки стержня и болта. Контргайка служит только для стопорения стержневого элемента, а ее работой при передаче симметричного усилия пренебрегают. Передача усилия с болта на стенку узла зависит от знака усилия и происходит в следующей последовательности. Сжимающее усилие в стержне через резьбу передается на силовую гайку, далее на

наружную шайбу и через нее на стенку шара. Усилие растяжения передается с головки болта на внутреннюю шайбу, а далее на стенку шара.

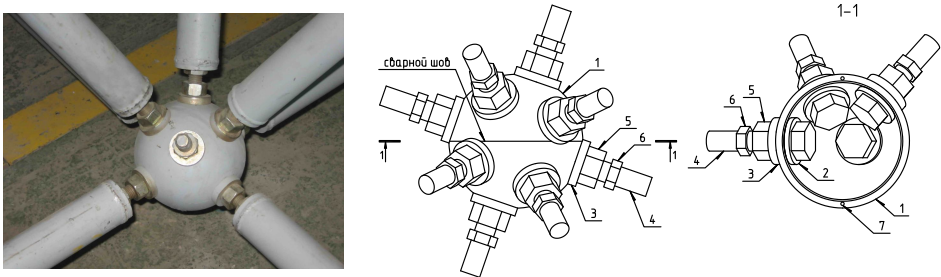


Рис. 2. Узловой элемент системы «БрГТУ»:
1 – полусфера; 2 – внутренняя шайба с выпуклой поверхностью;
3 – наружная шайба с вогнутой поверхностью; 4 – болт; 5 – силовая гайка;
6 – контргайка, 7 – центрирующий штифт

Важным конструктивным достоинством структурной системы «БрГТУ» является возможность регулировать зазор между гайками в узле, что позволяет компенсировать неточности изготовления деталей, включать в работу абсолютно все стержни конструкции и создавать начальное полезное усилие в стержнях пространственной системы.

Особенности расчета напряженно-деформированного состояния структурной системы «БрГТУ». Конструктивная особенность системы «БрГТУ», применение сферических толстостенных узлов позволяют допустить при расчете гипотезу о шарнирном соединении узлов и значительно упростить статическую схему. Была разработана конечноэлементная модель, которая позволяет учесть особенности действительной работы структурной конструкции. Стержни структурной оболочки описываются пространственными стержневыми конечными элементами, в каждый узел конструкции вводятся только три связи (W, U, V), исключающие только линейное смещение узлов, а в стержнях возникают только продольные усилия. Сравнение численных расчетов с результатами натурных испытаний большеразмерных фрагментов, большепролетных покрытий Летнего амфитеатра в Бресте, Ледового дворца в Пружанах, Летнего амфитеатра в г. Витебске показало, что все стержни центрально-растянуты или сжаты, расчетные и экспериментальные значения хорошо соответствуют друг другу в пределах, не превышающих $5\div 10\%$, незначительные изгибающие моменты в стержнях обусловлены случайными эксцентриситетами, связанными с разностенностью труб и местными погибами труб, возникшими при прокатке.

При расчетах устойчивости стержней структуры «БрГТУ» в качестве расчетной предлагается принимать длину между центрами узлов. Конструкция узла реализует очень близкое к шарнирному примыкание стержня. В момент потери устойчивости обнаружен поворот болта в отверстии полого шара, что дает возможность назначать свободную длину стержня как расстояние между сечениями с нулевыми моментами, исходя из классического его понимания.

Проведены исследования работы стержней на сжатие в составе натурной конструкции. Несущая способность сжатого стержня определялась по критерию достижения им в процессе нагружения точки нулевой отпорности, при котором сжимающая сила в элементе достигает максимума, называется критической, а последующее деформирование – закритическим и характеризуется уменьшением сжимающего усилия.

Построены экспериментальные кривые отпорности для стержней структуры с гибкостью $\lambda = 110$; $\lambda = 90$; $\lambda = 70$. Сравнение экспериментальных критических усилий в стержнях с расчетными критическими усилиями, полученными по методикам СНиП II-23-81*, показало превышение экспериментальных значений над расчетными. Расчет сжатых стержней структурных конструкций системы «БрГТУ» по СНиП II-23-81* обеспечивает запас несущей способности в $1,2 \div 1,4$ раза.

Достижение в растянутом стержне предела текучести стали приводит к перераспределению приращения растягивающего усилия на другие растянутые стержни. Конструкция продолжает воспринимать нагрузку.

Анализ конструктивного решения узла структурной конструкции системы «БрГТУ» позволил установить, что его несущая способность должна определяться, исходя из несущей способности высокопрочных болтов и несущей способности толстостенной сферы. Высокопрочные болты рассчитывались по условию $N_{max} \leq 0,5R_{bun} A_{bn}$.

Было исследовано напряженно-деформированное состояние толстостенной сферы с отверстиями и подкрепляющими шайбами, нагруженной локальными нагрузками от усилий в стержнях структуры. Разработана конечноэлементная модель, проведено ее экспериментальное подтверждение на натуральных испытаниях узлов при одноосном и многоосном нагружении. Был выполнен численный анализ напряженно-деформированного состояния полого шара с отверстиями и подкрепляющими шайбами при многоосном нагружении локальными нагрузками и установлены закономерности распределения напряжений и деформаций в зависимости от диаметра и толщины полого шара, размеров подкрепляющих шайб, величины локальных нагрузок. Установлено, что при любых соотношениях усилий в стержнях структуры исчерпание несущей способности узла

происходит всегда в результате развития пластических деформаций стали в кольцевой зоне вокруг шайб, сопровождающихся выпучиванием или вдавливанием стенки шара при растяжении или сжатии соответственно. Появление пластических деформаций, изменяющих форму шара в других зонах, либо образование трещин в его стенке, не происходит.

Разработана достоверная методика определения несущей способности узлов структурной конструкции, основанная на сопоставлении максимального усилия, действующего на узел с максимальным допускаемым усилием, назначенным на основании диаграммы деформирования («нагрузка-деформация») при одноосном растяжении или сжатии полого шара с отверстиями и подкрепляющими шайбами. Как допускающая нагрузка на узел принимаются значения $N = 0,6N_{пред}$.

Разработан сортament узлов с различными диаметрами и толщиной полых шаров, размерами подкрепляющих шайб и высокопрочными болтами для восприятия усилий в стержнях структуры от 100 кН до 1000 кН. Предложенная конструкция узлов обеспечивает высокую надежность по сравнению с конструктивными решениями («Меро», «Мархи» и др.) за счет исключения силовых и конструктивных эксцентриситетов, включения в работу всех стержней, обеспечения требуемой точности сборки и проектного положения структурной конструкции.

Живучесть системы «БрГТУ». Любое сооружение не может быть абсолютно свободным от риска прогрессирующего обрушения, а, следовательно, не может быть абсолютно безопасным. Именно поэтому ученые обратили пристальное внимание на проблему живучести.

Выводы

В большинстве случаев система «БрГТУ» – это большепролетные, просторанственные, комбинированные системы, принцип работы которых построен на многосвязности и совместной работе. Такие расчетные схемы включают наличие «ключевых» элементов.

Возможность регулирования зазора между гайками в узле, компенсируя неточности изготовления, позволяет включить в работу абсолютно все стержни конструкции, что говорит о том, что конструкция будет работать по предписанным ей законам.

Шарнирная работа узлов позволяет точно описать их в расчетной схеме и говорить о соответствии расчетной схемы и действительной работы конструкции.

Повсеместные натурные испытания построенных объектов подтвердили соответствие расчетных моделей и действительной работы конструкций.

Разработанные проекты, составленные расчетные модели, математические модели разрушения конструкций свидетельствуют о стойкости системы «БрГТУ» к прогрессирующему обрушению.

Постоянный мониторинг построенных объектов, научное сопровождение строящихся, изготовление всех стадий проектной документации (архитектурный проект, строительный проект / КМ, чертежи стадии КМД) позволяют объективно контролировать во времени изменение технического состояния зданий и сооружений и своевременно осуществлять меры по недопущению аварийных ситуаций.

Учитывая многосвязность и многоэлементность таких систем, особенности их расчетных схем, можно сделать вывод о надежности, безопасности и достаточном уровне живучести большепролетных металлических пространственных конструкций системы «БрГТУ».

Литература

- [1] Драган В.И. Разработка методов расчета напряженно-деформированного состояния сложных стальных и сталежелезобетонных конструкций при нестационарных силовых и не силовых воздействиях/ В.И. Драган, Н.Н. Шалобыта, А.В. Мухин, В.В. Люстибер // Сборник научных трудов II международного научно-практического семинара по реализации задач ГПОФИ «Строительство и архитектура», Минск, 19 – 21 сентября 2007г.: в 3 т. – Минск, т. 1. – С. 224 – 242.
- [2] Драган В.И. Конструктивные решения и основные результаты расчетов большепролетного металлического покрытия Летнего амфитеатра в г. Витебске / В.И. Драган, А.В. Мухин, И.В. Зинкевич, В.А. Лебедь, Н.Н. Шалобыта, Л.Г. Головкин, А.Б. Шурин, В.В. Люстибер, А.В. Мигель. Строительство и архитектура – 2008. – № 1 (49) – С. 94 – 102.
- [3] Узел соединения полых стержней пространственного каркаса: пат.2489 Респ. Беларусь, Е04В 1/58/ В.И. Драган, А.А. Левчук, Н.Н. Шалобыта, В.Н. Пчелин; заявитель Брестский го. ун-т. – № 20050458, заявл. 21.07.2005; опубл. 28.02.2006 // офіційны бюл/ нац. цэнтр інтэлетуал. уласнасці. 2006. – № 1. – С. 194.

Надійшла до редколегії 10.06.2010 р.

УДК 624.042.41

Квазистатические методы динамического расчета сооружений башенного типа: прошлое, настоящее и перспективы развития

Пичугин С.Ф., д.т.н., Махинько А.В., к.т.н.

Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка,
Украина

Анотація. В статті розглядається сучасний стан квазистатичних методів розрахунку споруд баштового типу при динамічних впливах вітру. Сформульована загальна концепція оцінки реакцій даних споруд (переміщення, поперечних сил та згинальних моментів) і запропонована аналітична методика визначення для них фактора порыву.

Аннотация. В статье рассматривается современное состояние квазистатических методов расчёта сооружений башенного типа при динамических воздействиях ветра. Сформулирована общая концепция оценки реакций данных сооружений (перемещений, поперечных сил и изгибающих моментов) и предложена аналитическая методика определения для них фактора порыва.

Abstract. This article presents panorama of research in the field quasi-static methods of tower structures design under wind load. For this structures the general modern concept of reactions estimation (displacement, shear forces and bending moments) is formulated and the analytical technique for calculation of gust factor is offered.

Ключевые слова: динамические воздействия, квазистатический метод, фактор порыва, поперечные силы.

Вступление. Квазистатические методы расчёта базируются на технике эквивалентной ветровой нагрузки, предложенной А.Г. Davenport (1967 г). Суть этого метода сводится к назначению некоторой эквивалентной статической нагрузки, которая вызывает такую же реакцию конструкции, как от порывистого ветра. Динамические характеристики сооружения и степень атмосферной турбулентности учитываются в этом случае коэффициентом динамического усиления реакции от порывов ветра (фактором порыва), являющимся, по сути, коэффициентом пропорциональности между эквивалентной и статической ветровой нагрузкой. Для большинства сооружений такой подход является оправданной альтернативой прямым методам динамического расчёта и именно поэтому за последние 50 лет фактор порыва – самый обсуждаемый коэффициент в области динамики высотных конструкций.

Можно считать, что модель фактора порыва зародилась в работе Н.В. Liermann [17] в 1952 г., используя результаты которой А.Г. Davenport на

протяжении 60-х годов прошлого столетия сформировал свою методику эквивалентной статической нагрузки [1 – 3]. Данная методика касалась сооружений башенного типа, а эффект динамического усиления их реакции описывался в пространстве максимальных перемещений. На протяжении 70-х годов J. Vellozzi, E. Cohen, B.J. Vickery, E. Simiu, A. Kareem [12, 13, 26, 27, 40 – 42] и др. активно развивали данный подход, конкретизируя общие принципы, заложенные A.G. Davenport, к различным типам сооружений (высотным зданиям, башням, мачтам, мостам, градирням). В методологическом плане эти работы не несли чего-то нового, хотя для практики внедрения эквивалентных динамических расчётов, безусловно, дали ощутимый толчок. К этому же времени можно отнести активные исследования М.Ф. Барштейна, задавшие собственный вектор развития отечественной школы wind engineering (ветровых воздействий) [47]. В начале 80-х годов G. Solari удалось получить аналитические решения для фактора порыва, которые до него решались только с привлечением методов компьютерной математики [29, 30, 33]. Впоследствии эти исследования оформились в метод эквивалентных коррелированных пространств [28, 31, 35], который положен в основу общеевропейского нормирования Eurocode 1 "Wind actions". В начале 90-х годов метод эквивалентной статической нагрузки, в той форме, в которой он был сформулирован A.G. Davenport, подвергся умеренной критике M. Kasperski и N.J. Niemann [14, 15]. В своих работах они показали, что фактор порыва не в равной степени усиливает разные реакции сооружения (перемещения, ускорения, изгибающие моменты, поперечные силы), а поэтому для каждой из них необходимо использовать свои выражения фактора порыва. В противном случае это будет источником многих ошибок, приводящих к недооценке напряжённо-деформированного состояния конструкций сооружения. Используя результаты M. Kasperski, J.D. Holmes получил аналитические решения фактора порыва перемещения, изгибающего момента и поперечной силы для отдельно стоящих решётчатых башен [7 – 9]. Особенностью этих работ являлось то, что каждая реакция рассматривалась через призму двух коррелированных случайных процессов, соответствующих квазистатической и резонансной составляющих реакции сооружения, а это приводило к необходимости нормирования фактора порыва отдельно для каждой составляющей реакции. Аналогичные приёмы можно встретить также в работах Y. Zhou и A. Kareem [43 – 46], C. Dyrbye, S.O. Hansen [4] и поздних работах A.G. Davenport, например [39]. В середине 90-х годов акцент в проблеме нормирования фактора порыва сместился на рассмотрение реакций сооружения поперёк потока и кручения, а также их влияния на реакцию сооружения, вызванную продольными пульсациями ветрового потока. Очевидно, катализатором новой волны исследований послужили работы Y. Tamura и H. Kawai [16, 38], хотя позднее пальма первенства

вполне заслуженно перешла к итальянским учёным G. Piccardo и G. Solari [18 – 22, 24, 32, 34, 36, 37], которые сформулировали единую методологию квазистатических расчётов гибких протяжённых сооружений (высотных конструкций и мостов) при динамических воздействиях ветра.

Таким образом, на сегодняшний день квазистатические методы динамического расчёта сооружений получили мощное всестороннее развитие. Многие из них положены в основу национальных норм и стандартов, некоторые являются общепризнанной и авторитетной расчётной процедурой оценки динамической реакции сооружений. Однако все они, будучи прикладными, не лишены гипотез и допущений, которые порой не обеспечивают задекларированной простоты и точности в инженерной практике. Например, основой методики М.Ф. Барштейна является использование спектра Давенпорта, не учитывающего изменение энергии пульсаций ветра по высоте, а учёт корреляции ветровой нагрузки происходит в предположении неизменности инерционно-жесткостных свойств сооружения. Подход М. Kasperski к описанию реакций конструкций в различных пространствах внутренних параметров базируется на применении функций влияния, которые обеспечивают сравнительную простоту решения, но приводят к заметному занижению соответствующих факторов порыва (по крайней мере для стальных решётчатых башен). Методы G. Solari в оценке резонансной реакции сооружений основываются на предположении, что последняя на заданной высоте в направлении соответствующих осей зависит только от первой формы собственных колебаний по этим же направлениям и не зависит от математического описания упомянутых функций влияния. Это существенно упрощает процедуру расчёта, но может стать источником немалых погрешностей в оценке реакций сооружения. Кроме того, аналитические решения G. Piccardo и G. Solari основываются на применении полиномиальных функций, которые, во-первых, выглядят довольно громоздкими, а во-вторых, оперируют коэффициентами, числовая оценка которых зависит от конкретного сооружения и принятой модели атмосферной турбулентности. Не выглядят компактными и решения J.D. Holmes, основанные на применении подобных математических приёмов. В то же время разработки упомянутых учёных лежат в основе положений почти всех мировых стандартов в области wind engineering. Подтверждением выдвинутых аргументов могут служить расчёты семи башенных опор высотой от 30 до 180 м, выполненные по девяти мировым стандартам: 1) ISO 4354:2009 (международный стандарт); 2) ASCE 7-05 (американский стандарт); 3) EN 1993-3-1:2006 и EN 1991-1-4:2004 (нормы Европы); 4) BS 8100 (стандарт Великобритании); 5) AIJ RLB 2004 (нормы Японии); 6) AS/NZS 1170.2:2002 (стандарт Австралии и Новой Зеландии); 7) CSA S37-2001 (R2006) (нормы Канады); 8) NBCI:2005 (нормы Индии); 9) СНиП 2.01.07-85 (нормы России). Расчёты показали,

что вариация в оценке фактора порыва в пределах однотипных реакций (перемещения, изгибающего момента и поперечной силы) может достигать 100 %, и это при том, что учитывалась только реакция вдоль ветрового потока.

Сказанное выше не следует воспринимать как критику современного состояния динамических расчётов сооружений, так как все упомянутые авторы чётко регламентировали границы применимости своих исследований. Просто развитие аппаратного и программного обеспечения даёт всё больше возможностей оценить неточности и погрешности расчётных моделей прошлых времён и порождает желание к более точным и «совершенным» расчётам. Поэтому не удивительно, что признанные авторитеты в области wind engineering, упомянутые выше, в своих сегодняшних работах делают акцент именно на натурные и лабораторные экспериментальные исследования (в т.ч. и методы компьютерного моделирования) с последующим корректированием полученных ранее результатов. В то же время наличие и умение владеть современными методами компьютерной математики позволяет найти более точные решения задач, которые в прошлом решались на основе грубых допущений, удобных для «перемалывания жерновами математики». Очевидно, что новые решения старых классических задач обеспечат более адекватную оценку динамических реакций высотных сооружений, что в конце концов станет залогом их надёжного и экономичного проектирования. Последнее замечание должно прежде всего приниматься во внимание в современных условиях развития отечественной школы динамики строительных конструкций, когда Украина оказалась без нормативных методов расчёта гибких высотных сооружений. Это позволит задать правильный вектор развития процесса нормообразования с учётом всего накопленного на сегодняшний момент мирового опыта в области wind engineering.

Целью данной работы является изложение аналитической методики нормирования фактора порыва для стальных сооружений башенного типа с учётом многолетнего мирового опыта расчёта подобных конструкций. Имеет смысл предупредить, что ввиду ограниченного объёма статьи далее будет рассматриваться реакция опоры только по направлению действия ветрового потока, а вопросы поперечных и крутильных колебаний будут рассмотрены в следующих работах.

1. Общая методология оценки фактора порыва. Будем рассматривать башенную опору, высотой H , которая расположена на поверхности земли. Систему координат назначим таким образом, чтобы ось x была ориентирована вдоль ветрового потока, а ось z – по высоте опоры. Ширину основания и верхушки опоры обозначим соответственно через b_0 и b_H ,

а для ее фундаментальной формы собственных колебаний в направлении потока примем степенную зависимость $\psi_{x,1}(z) = (z/H)^\lambda$, где $0 \leq z \leq H$. Вертикальный профиль среднего ветра $\phi_u(z)$, интенсивность турбулентности $I_u(z)$ и интегральный продольный масштаб длины турбулентности $L_u(z)$ представим также в виде степенных зависимостей:

$$\phi_u(z) = \beta_u \cdot (z/10)^\alpha, \quad I_u(z) = \gamma_u \cdot (z/10)^{-\alpha}, \quad L_u(z) = L_{u,0} \cdot (z/10)^\vartheta, \quad (1.0)$$

где α , β_u , γ_u , ϑ и $L_{u,0}$ – параметры соответствующих функций, качественную и количественную трактовку которых можно найти, например, в нашей монографии [50].

В декартовой системе координат $Oxyz$ реакция опоры $\tilde{R}_\Lambda^\Sigma(z)$ на заданной высоте z вследствие дуалистической природы скорости ветра может быть условно разложена на две составляющие: среднюю $\tilde{R}_\Lambda(z)$ (статическую), которая вызвана синоптическим ветром, и пульсационную $\tilde{r}_\Lambda(z)$ (динамическую), спровоцированную порывами ветра ($\Lambda = x \vee y$). Как известно, обе реакции являются случайными функциями времени разного масштаба. Статическая реакция, как и соответствующая составляющая скорости ветра, соответствует макрометеорологическому масштабу времени t , а динамическая – микрометеорологическому τ . На нормативном поприще, за счет того, что $t \gg \tau$, статическую реакцию опоры рассматривают как детерминированную величину с расчетным значением $\bar{R}_\Lambda(z)$, а динамическую – в виде нормального стационарного случайного процесса с нулевым средним стандартом $\hat{r}_\Lambda(z)$ и расчетным значением $r_{\Lambda,\max}(z) = g_R^\Lambda(z) \cdot \hat{r}_\Lambda(z)$. Соответственно, максимальное значение реакции опоры по заданному направлению Λ на высоте z можно выразить в виде:

$$R_{\Lambda,\max}(z) = \bar{R}_\Lambda(z) + r_{\Lambda,\max}(z) = \bar{R}_\Lambda(z) \cdot G_R^\Lambda(z), \quad (1.1)$$

$$G_R^\Lambda(z) = 1 + \frac{r_{\Lambda,\max}(z)}{\bar{R}_\Lambda(z)} = 1 + \frac{g_R^\Lambda(z) \cdot \hat{r}_\Lambda(z)}{\bar{R}_\Lambda(z)}. \quad (1.2)$$

Величина $G_R^\Lambda(z)$ называется фактором порыва, или коэффициентом динамического усиления реакции опоры от порывистого ветра, и имеет свое расчетное значение для соответствующей реакции R [14, 15] (перемещения $R \equiv D$, изгибающего момента $R \equiv M$, поперечной силы $R \equiv S$), которая идентифицируется соответствующим индексом при

$G_R^\Lambda(z)$. Так как на практике трудностей с оценкой средней реакции $\bar{R}_\Lambda(z)$ не возникает, то задача квазистатического расчета сводится к определению стандарта реакции $\hat{r}_\Lambda(z)$ и назначению подходящего значения величины $g_R^\Lambda(z)$. В общем случае стандарт $\hat{r}_\Lambda(z)$ определяется через спектр пульсаций обобщенной силы, действующей на опору $S_{F,\Lambda}(z, n)$, и механическую передаточную функцию последней $\mathbf{H}(n)$. Связывают эти три величины с помощью интегрального соотношения:

$$\hat{r}_\Lambda^2(z) = \int_0^{\mathfrak{R}} S_{F,\Lambda}(z, n) \cdot |\mathbf{H}(n)|^2 dn, \quad (1.3)$$

$$|\mathbf{H}(n)|^2 = \frac{1}{[1 - (n/n_{\Lambda,1})^2]^2 + 4 \cdot \zeta_{\Lambda,1}^2 \cdot (n/n_{\Lambda,1})^2}, \quad (1.4)$$

где верхняя граница интегрирования \mathfrak{R} обычно равняется $+\infty$, хотя в ряде источников [20 – 22] она соответствует частоте основного тона колебаний опоры $n_{\Lambda,1}$ по заданному направлению Λ ; $\zeta_{\Lambda,1}$ – суммарный коэффициент относительного демпфирования опоры по заданному направлению Λ .

По сути содержание всех существующих на сегодня научных подходов в области «эквивалентной» динамики высотных сооружений состоит в простом решении интеграла (1.3) и возможности получения «точного» аналитического решения для величины $G_R^\Lambda(z)$. Одним из наиболее распространенных и общепризнанных приёмов является представление динамической реакции опоры $\tilde{r}_\Lambda(z)$ в виде двух составляющих: **квазистатической**, с частотами, характерными для области максимума энергетического спектра пульсаций скорости ветра, и **резонансной**, с частотами, близкими к частотам собственных колебаний опоры. Такое дуалистическое представление реакции $\tilde{r}_\Lambda(z)$ позволяет интегральное соотношение (1.3) записать в виде [10, 27, 46]:

$$\int_0^{\mathfrak{R}} S_{F,\Lambda}(z, n) \cdot |\mathbf{H}(n)|^2 dn \approx \int_0^{\mathfrak{R}} S_{F,\Lambda}(z, n) dn + \frac{\pi \cdot n_{\Lambda,1}}{4 \cdot \xi_{\Lambda,1}} \cdot S_{F,\Lambda}(z, n_1). \quad (1.5)$$

Первый и второй члены суммы (1.5) принято называть квазистатической и резонансной реакцией опоры. Стандарт динамической реакции $\hat{r}_\Lambda(z)$ при таком подходе можно будет представить в виде:

$$\hat{r}_\Lambda(z) = \sqrt{\hat{r}_{Q,\Lambda}^2(z) + \hat{r}_{D,\Lambda}^2(z)}, \quad (1.6)$$

где $\hat{r}_{Q,\Lambda}(z)$ и $\hat{r}_{D,\Lambda}(z)$ – соответственно стандарты случайных процессов, которые описывают квазистатическую и резонансную реакции опоры на высоте z :

$$\hat{r}_{Q,\Lambda}^2(z) = \int_0^{\Re} S_{F,\Lambda}(z,n)dn, \quad \hat{r}_{D,\Lambda}^2(z) = \frac{\pi \cdot n_{\Lambda,1}}{4 \cdot \xi_{\Lambda,1}} \cdot S_{F,\Lambda}(z, n_{\Lambda,1}). \quad (1.7)$$

На практике оперировать абсолютными величинами стандартов довольно неудобно, поэтому в мировых нормах проектирования часто фигурируют не сами величины $\hat{r}_{Q,\Lambda}(z)$ и $\hat{r}_{D,\Lambda}(z)$, а соответствующие безразмерные коэффициенты

$$Q_R^\Lambda(z) = \hat{r}_{Q,\Lambda}^2(z) / \bar{R}_\Lambda^2(z), \quad D_R^\Lambda(z) = \hat{r}_{D,\Lambda}^2(z) / \bar{R}_\Lambda^2(z). \quad (1.8)$$

Первый из коэффициентов можно назвать квазистатическим фактором, второй – резонансным. Фактор порыва в новых величинах приобретет следующую форму:

$$G_R^\Lambda(z) = 1 + g_R^\Lambda(z) \sqrt{Q_R^\Lambda(z) + D_R^\Lambda(z)}. \quad (1.9)$$

Величина $g_R^\Lambda(z)$, которую мы оставили без внимания, имеет название «пикового фактора» в заграничных стандартах и ассоциируется с коэффициентом обеспеченности в отечественной нормативной практике. Ее расчетное значение – это максимум нормального случайного процесса $\tilde{r}_\Lambda(z)$ на интервале осреднения Δt средней скорости ветра

$$g_R^\Lambda(z) = \sqrt{2 \ln[n_R^\Lambda(z) \Delta t]} + C_{Ei} / \sqrt{2 \ln[n_R^\Lambda(z) \Delta t]}, \quad (1.10)$$

где $C_{Ei} \approx 0,5772$ – постоянная Эйлера-Маскерони; $n_R^\Lambda(z)$ – эффективная частота случайного процесса $\tilde{r}_\Lambda(z)$, которая ассоциируется со средним числом положительных пересечений этим процессом нулевого уровня; определяется данная величина как

$$n_R^\Lambda(z) = \frac{n_{\Lambda,1} \hat{r}_{D,\Lambda}(z)}{\hat{r}_\Lambda(z)} = \frac{n_{\Lambda,1}}{\sqrt{1 + Q_R^\Lambda(z) / D_R^\Lambda(z)}}. \quad (1.11)$$

В некоторых литературных источниках, например, [20, 24], можно встретить расширенный аналог выражения (1.11), дополненный эффективной частотой $n_{R,Q}^\Lambda$ случайного процесса квазистатической реакции опоры. С методологической точки зрения это целиком обоснованно, но с практической – мало влияет на оценку реакции

$$n_R^\Lambda(z) = \frac{n_{R,Q}^\Lambda(z)\sqrt{Q_R^\Lambda(z)} + n_{\Lambda,1}\sqrt{D_R^\Lambda(z)}}{\sqrt{Q_R^\Lambda(z)} + D_R^\Lambda(z)}. \quad (1.12)$$

Процедура определения факторов $Q_R^\Lambda(z)$ и $D_R^\Lambda(z)$ зависит от расчетной схемы опоры. Если последняя схематизируется континуальным стержнем высотой H , а фундаментальная форма собственных колебаний в направлении Λ описывается функцией $\psi_{\Lambda,1}(z)$, то для средней реакции $\bar{R}_\Lambda(z)$ и спектра обобщенной силы $S_{F,\Lambda}(z,n)$ справедливыми будут выражения вида:

$$\bar{R}_\Lambda(z) = \int_0^H \bar{F}_\Lambda(z') \eta_R^\Lambda(z, z') dz', \quad (1.13)$$

$$S_{F,\Lambda}(z, n) = \int_0^H \int_0^H S_{f,\Lambda}(z_1, z_2, n) \eta_R^\Lambda(z, z_1) \eta_R^\Lambda(z, z_2) dz_1 dz_2, \quad (1.14)$$

где $\eta_R^\Lambda(\bullet)$ – коэффициенты влияния для R -реакции опоры, впервые предложенные для рассмотрения в ESDU 76001 [5] и ECCS (1978) [23], а на сегодняшний день, после работ М. Kasperski и N.J. Niemann [14, 15], общепринятые в области wind engineering величины, с помощью которых выполняется оценка спектра пульсаций обобщенной силы.

Для гибких высотных сооружений, к которым несомненно принадлежат и башенные опоры, главными реакциями являются перемещения, изгибающие моменты и поперечные силы. Поэтому для обобщенного перемещения опоры D_Λ (D_x , D_y – соответственно перемещение опоры вдоль и поперек ветрового потока)

$$\eta_D^\Lambda(z, z') \cong \psi_{1,\Lambda}(z) \psi_{1,\Lambda}(z') / [(2\pi n_{\Lambda,1})^2 m_{\Lambda,1}], \quad (1.15)$$

где $m_{\Lambda,1}$ – модальная масса опоры при соответствующем направлении Λ , которая выражается через фундаментальную форму собственных колебаний опоры $\psi_{\Lambda,1}(z)$ и погонную массу $m_\Lambda(z)$:

$$m_{\Lambda,1} = \int_0^H m_\Lambda(z') \psi_{\Lambda,1}^2(z') dz'. \quad (1.16)$$

В случае отождествления реакции опоры с изгибающим моментом M_Λ (M_x и M_y – соответственно изгибающий момент вдоль и поперек ветрового потока) коэффициент влияния имеет следующую форму записи:

$$\eta_M^\Lambda(z, z') = (z' - z)\delta_H(z' - z), \quad (1.17)$$

где $\delta_H(z' - z)$ – единичная функция Хэвисайда ($\delta_H(z' - z) = 0$ при $z' < z$ и $\delta_H(z' - z) = 1$ при $z' \geq z$).

Окончательно функции влияния поперечных сил S_x , S_y запишутся в виде:

$$\eta_S^\Lambda(z, z') = \delta_H(z' - z). \quad (1.18)$$

Числовая оценка факторов квазистатической и резонансной реакции опоры будет выполняться по выражениям:

$$Q_R^\Lambda(z) = \frac{\int_0^H \int_0^H \int_0^H S_{f,\Lambda}(z_1, z_2, n) \eta_R^\Lambda(z, z_1) \eta_R^\Lambda(z, z_2) dz_1 dz_2 dn}{\left(\int_0^H \bar{F}_\Lambda(z') \cdot \eta_R^\Lambda(z, z') dz' \right)^2}, \quad (1.19)$$

$$D_R^\Lambda(z) = \frac{\pi n_{\Lambda,1} \int_0^H \int_0^H S_{f,\Lambda}(z_1, z_2, n_{\Lambda,1}) \eta_R^\Lambda(z, z_1) \eta_R^\Lambda(z, z_2) dz_1 dz_2}{4 \zeta_{\Lambda,1} \left(\int_0^H \bar{F}_\Lambda(z') \eta_R^\Lambda(z, z') dz' \right)^2}. \quad (1.20)$$

Вследствие сложности определения интеграла, который стоит в числителе выражения (1.20), и тем более в числителе (1.19), в работах G. Solari и G. Piccardo [20, 21, 22] было предложено выразить последний через функцию колебаний основного тона опоры $\psi_{\Lambda,1}(z)$ и отношение обобщенной $m_{\Lambda,1(R)}(z)$ и модальной $m_{\Lambda,1}$ масс:

$$\int_0^H \int_0^H S_{f,\Lambda}(z_1, z_2, n_1) \eta_R^\Lambda(z, z_1) \eta_R^\Lambda(z, z_2) dz_1 dz_2 = \frac{m_{\Lambda,1(R)}^2(z)}{m_{\Lambda,1}^2} \int_0^H \int_0^H S_{f,\Lambda}(z_1, z_2, n_1) \psi_{\Lambda,1}(z_1) \psi_{\Lambda,1}(z_2) dz_1 dz_2, \quad (1.21)$$

$$m_{\Lambda,1(R)}(z) = \int_0^H m_\Lambda(z') \psi_{\Lambda,1}(z') \eta_R^\Lambda(z, z') dz'. \quad (1.22)$$

При такой замене резонансный фактор реакции запишется как:

$$D_R^\Lambda(z) = \frac{m_{\Lambda,1(R)}^2(z) \pi n_{\Lambda,1}}{m_{\Lambda,1}^2 4\zeta_{\Lambda,1}} \frac{\int_0^H \int_0^H S_{f,\Lambda}(z_1, z_2, n_{\Lambda,1}) \Psi_{\Lambda,1}(z_1) \Psi_{\Lambda,1}(z_2) dz_1 dz_2}{\left(\int_0^H \bar{F}_\Lambda(z') \eta_R^\Lambda(z, z') dz' \right)^2} \quad (1.23)$$

Интересно отметить, что формула (1.23), которая была использована G. Solari и G. Piccardo при разработке своего «полуаналитического» метода оценки фактора порыва и сегодня используется многими инженерами и научными работниками в области wind engineering, в большинстве случаев дает некорректную оценку коэффициентов G_S и G_M , т.е. фактора порыва в пространстве поперечных сил и изгибающих моментов. Это, в свою очередь, побуждает к поиску более удачной альтернативы выражению (1.20), чем та, что предлагается сегодня в виде формулы (1.23).

2. Разработанная аналитическая методика определения фактора порыва. В соответствии с общей процедурой оценки фактора порыва, описанной в п. 1, сначала рассмотрим вопрос формульного описания статической составляющей ветровой нагрузки $\bar{F}_x(z)$ и ее взаимного спектра пульсаций $S_{F_x}(z_1, z_2, n)$:

$$\bar{F}_x(z) = w(z) b_m C_{D,m} \Psi_x(z), \quad (2.1)$$

где $w(z)$ – средний скоростной напор ветра; $C_{D,m}$ – средний по высоте башни коэффициент лобового сопротивления; $b_m = (b_0 + b_H)/2$ – средняя ширина опоры; $\Psi_x(z)$ – безразмерная функция, которая учитывает возможное отклонение опоры от призматической формы и вариацию аэродинамического коэффициента C_D по её высоте, например, если опора в поперечном разрезе имеет вид равнобедренной трапеции, то при $C_D = const$ функция $\Psi_x(z)$ конкретизируется в виде:

$$\Psi_x(z) = 1 - (1 - b_H/b_0)(z/H). \quad (2.2)$$

Для взаимного спектра пульсаций ветровой нагрузки, с учётом высказанных замечаний к $\bar{F}_x(z)$, будем иметь следующие выражения:

$$S_{F_x}(z_1, z_2, n) = 4w(z_1)w(z_2)b_m^2 C_{D,m}^2 \Psi_x(z_1)\Psi_x(z_2)I_u(z_1)I_u(z_2)S_{uu,ref}(\bullet), \quad (2.3)$$

$$S_{uu,ref}(z_1, z_2, n) = \sqrt{S_{u,ref}(z_1, n)S_{u,ref}(z_2, n)} coh_u(z_1, z_2, n). \quad (2.4)$$

Приведенный энергетический спектр пульсаций скорости ветра в направлении потока $S_{u,ref}(\bullet)$ представим в общем виде, способном описать большинство существующих на сегодня спектров пульсаций скорости ветра:

$$S_{u,ref}(z, n) = \frac{1}{n} \frac{A_u \cdot \xi_u^{C_u}}{(1 + B_u \cdot \xi_u^{D_u})^{E_u}}, \quad (2.5)$$

где $\xi_u = nL_u(z)/U(z)$ – безразмерная частота.

Для дальнейших соображений полезно рассмотреть вопрос об отношениях спектров пульсаций (2.5) на разных высотах z_1 и z_2 . Логически допуская, что $B_u \xi_u^{D_u} \gg 1,0$, а параметры ветрового режима местности описываются с помощью соотношений (1.0), получим:

$$\begin{aligned} \mathfrak{S}_u(z_1, z_2) &= \sqrt{\frac{S_{u,ref}(z_1, n)}{S_{u,ref}(z_2, n)}} = \sqrt{\left(\frac{\xi_{u,1}}{\xi_{u,2}}\right)^{C_u} \left(\frac{1 + B_u \xi_{u,2}^{D_u}}{1 + B_u \xi_{u,1}^{D_u}}\right)^{E_u}} \approx \\ &\approx \left(\frac{\xi_{u,1}}{\xi_{u,2}}\right)^{\frac{C_u - D_u E_u}{2}} = \left(\frac{z_1}{z_2}\right)^\mu, \end{aligned} \quad (2.6)$$

где показатель степени μ определяется через константы спектра, а также параметры вертикального профиля среднего ветра α и масштаба турбулентности \mathfrak{S} :

$$\mu = 0,5(C_u - D_u E_u)(\mathfrak{S} - \alpha). \quad (2.7)$$

Следует подчеркнуть, что выражение (2.7) справедливо только в том случае, если безразмерная частота ξ_u является функцией высоты. В случае независимости ξ_u от z , например, при использовании спектра Давенпорта, очевидно, что показатель степени μ следует положить равным нулю.

Примем в формуле (2.7) $z_2 = H$ и предложим для взаимного спектра пульсаций (2.4) более удобную формульную интерпретацию:

$$S_{uu,ref}(z_1, z_2, n) = S_{u,ref}(H, n)(z_1/H)^\mu (z_2/H)^\mu coh_u(z_1, z_2, n). \quad (2.8)$$

Конкретизируя функцию пространственной когерентности $coh_u(z_1, z_2, n)$, получим развернутый аналог формулы (2.8):

$$S_{uu,ref}(y_1, y_2, n) = S_{u,ref}(H, n) y_1^{\mu} y_2^{\mu} \exp \left[-2C_{zu} f_H \frac{|y_1 - y_2|}{y_1^{\alpha} + y_2^{\alpha}} \right], \quad (2.9)$$

где $y_1 = z_1/H$ и $y_2 = z_2/H$ – безразмерные высотные координаты в пределах $[0 \div 1]$; $f_z = nz/U(z)$ – координата Монины при $z = H$.

Правомерность использования выражения (2.9) вместо (2.4) была проверена для продольной компоненты атмосферной турбулентности в условиях равнинной местности и городской застройки (рис. 1). Параметры ветрового режима местности были выбраны по СНиП 2.01.07-85 и ASCE 7-05.

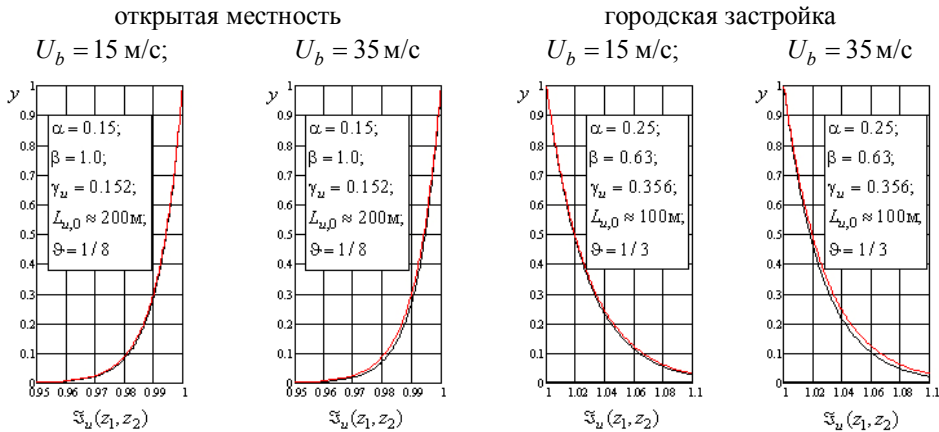


Рис. 1. К обоснованию отношения спектров пульсаций на примере опоры $H = 180$ м

Определение квазистатического и резонансного факторов реакций опоры начнем с анализа выражения (1.13). При этом сначала рассмотрим случай, когда аэродинамические свойства опоры незначительно меняются по высоте, а ее масса на любом уровне z может быть представлена в виде:

$$m(z) = m_x(z) = m_y(z) = m_0 [1 - \Delta_b (z/H)], \quad (2.10)$$

где Δ_b – коэффициент, характеризующий распределение инерционных характеристик опоры по высоте; m_0 – масса опоры на уровне её основания.

Для коэффициента Δ_b можно предложить следующую процедуру оценки, исходя из довольно логического предположения:

$$m(z)/m_0 = b(z)/b_0. \quad (2.11)$$

Так как ширина опоры на уровне z от ее основания определяется как

$$b(z) = b_0 \left[1 - (1 - b_H / b_0) (z / H) \right], \quad (2.12)$$

то, очевидно, что Δ_b – получается равным

$$\Delta_b = 1 - b_H / b_0. \quad (2.13)$$

В рамках принятого допущения выражение (1.16) для модальной массы примет вид:

$$m_{x,1} = m_0 H \left[(2\chi + 1)^{-1} - 0,5 \Delta_b (\chi + 1)^{-1} \right]. \quad (2.14)$$

При формульной оценке средней реакции опоры по формуле (1.13) учтем тот факт, что для каждой реакции R (момента $R \equiv M$, поперечной силы $R \equiv S$ или перемещения $R \equiv D$) фактор порыва $G_R^x(z)$ имеет свою процедуру оценки, специфика которой определяется соответствующими коэффициентами влияния (1.15), (1.17), (1.18). Учитывая это, на основе (1.13) будем иметь:

$$\bar{D}_x(z) = \frac{\bar{F}_x(H) H \Psi_{x,1}(z)}{4\pi^2 n_{x,1}^2 m_{x,1} (1 - \Delta_b)} \left[\frac{1}{2\alpha + \chi + 1} - \frac{\Delta_b}{2(\alpha + 1) + \chi} \right]; \quad (2.15)$$

$$\bar{S}_x(z) = \frac{\bar{F}_x(H) H}{(1 - \Delta_b)} \left\{ \frac{1}{2\alpha + 1} \left[1 - \left(\frac{z}{H} \right)^{2\alpha+1} \right] - \frac{\Delta_b}{2\alpha + 2} \left[1 - \left(\frac{z}{H} \right)^{2\alpha+2} \right] \right\}; \quad (2.16)$$

$$\begin{aligned} \bar{M}_x(z) = & \frac{\bar{F}_x(H) H^2}{(1 - \Delta_b)} \left\{ \left(1 + \Delta_b \frac{z}{H} \right) \frac{1}{2\alpha + 2} \left[1 - \left(\frac{z}{H} \right)^{2\alpha+2} \right] - \right. \\ & \left. - \frac{z}{H} \frac{1}{2\alpha + 1} \left[1 - \left(\frac{z}{H} \right)^{2\alpha+1} \right] - \frac{\Delta_b}{2\alpha + 3} \left[1 - \left(\frac{z}{H} \right)^{2\alpha+3} \right] \right\}. \end{aligned} \quad (2.17)$$

На следующем шаге рассмотрим формулу (1.14) с подстановкой для взаимного спектра пульсаций ветровой нагрузки $S_{F,x}(z_1, z_2, n)$ выражения (2.3)

$$S_{R,x}(z, n) = \int_0^H \int_0^H S_{F,x}(z_1, z_2, n) \eta_R^x(z, z_1) \eta_R^x(z, z_2) dz_1 dz_2. \quad (2.18)$$

Дальнейшая конкретизация данного выражения будет зависеть от конкретной реакции опоры. Начнем, например, с пространства перемещений, т.е. случая $R \equiv D$. Учитывая, что функция $\Psi_x(z)$ описывается формулой (2.2)

(в силу предположения о малой вариации аэродинамических свойств опоры по высоте) с учетом (2.3), (2.4), (2.9) и (2.12) получим:

$$S_{D,x}(z,n) = \frac{4\beta_u^4 \gamma_u^2 w_b^2 b_m^2 C_{D,m}^2 S_{u,ref}(H,n) \Psi_{x,1}^2(z) \left(\frac{H}{10}\right)^{2\alpha}}{16\pi^4 n_{x,1}^4 m_{x,1}^2} \times \\ \times \int_0^H \int_0^H \left(\frac{z_1}{H}\right)^{\mu+\alpha+\chi} \left(\frac{z_2}{H}\right)^{\mu+\alpha+\chi} \Psi_x(z_1) \Psi_x(z_2) \times \\ \times \exp\left[-2C_{zu} f_H H^{\alpha-1} \frac{|z_1 - z_2|}{z_1^\alpha + z_2^\alpha}\right] dz_1 dz_2. \quad (2.19)$$

Перейдя к безразмерным переменным $y_1 = z_1/H$, $y_2 = z_2/H$ и подставив вместо $\Psi_x(z)$ ее формульную интерпретацию (2.2), окончательно будем иметь:

$$S_{D,x}(y,n) = \frac{4\bar{F}_x^2(H) I_u^2(H) H^2 S_{u,ref}(H,n) \Psi_{x,1}^2(y)}{16\pi^4 n_{x,1}^4 m_{x,1}^2 (1-y\Delta_b)^2} \times \\ \times \int_0^1 \int_0^1 y_1^{\mu+\alpha+\chi} y_2^{\mu+\alpha+\chi} (1-y_1\Delta_b)(1-y_2\Delta_b) \exp\left[-2C_{zu} f_H \frac{|y_1 - y_2|}{y_1^\alpha + y_2^\alpha}\right] dy_1 dy_2. \quad (2.20)$$

Введём в рассмотрение интеграл вида:

$$J_{x,1}(a,b,f_H) = \int_0^1 \int_0^1 y_1^a y_2^b \exp\left[-2C_{zu} f_H \frac{|y_1 - y_2|}{y_1^\alpha + y_2^\alpha}\right] dy_1 dy_2. \quad (2.21)$$

Тогда выражение (2.20) приобретет более лаконичную форму записи:

$$S_{D,x}(y,n) = \frac{4\bar{F}_x^2(H) I_u^2(H) H^2 S_{u,ref}(H,n) \Psi_{x,1}^2(y)}{16\pi^4 n_{x,1}^4 m_{x,1}^2 (1-y\Delta_b)^2} J_{D,x}(f_H), \quad (2.22)$$

$$J_{D,x}(f_H) = J_{x,1}(a,b,f_H) - 2\Delta_b J_{x,1}(a+1,b,f_H) + \Delta_b^2 J_{x,1}(a+1,b+1,f_H), \quad (2.23)$$

где безразмерные параметры a и b равны: $a = b = \mu + \alpha + \chi$.

Следует отметить, что интеграл (2.21) не выражается через элементарные функции и нуждается в привлечении методов компьютерной математики. Для инженерных расчетов это неудобно. Кроме этого решение данного интеграла используется при вычислении квазистатического фактора в формуле (1.20), а это дополнительное интегрирование по относительной частоте. Как следствие – наличие трёхкратного интеграла, числовая оцен-

ка которого даже для современного аппаратного и программного обеспечения непростая, а иногда неосуществимая задача. Учитывая это, были выполнены поиски альтернативной функции, которая бы при тех же параметрах, которые используются в интегральном выражении (2.21), смогла описать последнее с достаточной точностью. Данная функция была найдена и имеет вид:

$$J_{x,1}^A(a,b,f_H) = \frac{2}{(1+a)(1+b)} \left\{ \frac{1}{Y_D(a,b,f_H)} - \frac{1}{Y_D^2(a,b,f_H)} \times \right. \quad (2.24)$$

$$\left. \times [1 - \exp[-Y_D(a,b,f_H)]] \right\},$$

$$Y_D(a,b,f_H) = f_H M_D(a,b), \quad M_D(a,b) = C_{zu} \frac{(1+a)(1+b)}{4ab + c_{const}}, \quad (2.25)$$

где c_{const} – константа нормализации, которая зависит от числовых значений показателей степеней a и b ; в диапазоне возможного изменения параметров μ , α и χ , а именно $\mu = 0 \div 1$, $\alpha = 0 \div 0,5$ и $\chi = 1,5 \div 4$, может быть принятой равной нулю, хотя в других случаях она будет возрастать с ростом a и b .

С учетом сделанных замечаний выражение (2.22) при $J_{x,1}(a,b,f_H) \equiv J_{x,1}^A(a,b,f_H)$ будет иметь аналитическое решение, что в свою очередь позволит для резонансной реакции опоры записать следующие выражения:

$$D_D(y) = \frac{\pi}{\zeta_{x,1}} B_{D,\Sigma}(y) I_u^2(H) S_{u,N}(H, n_{x,1}) J_{D,x}(f_H), \quad (2.26)$$

$$B_{D,\Sigma}(y) = \left(\frac{1 - \Delta_b}{1 - y\Delta_b} \right)^2 \left(\frac{1}{2\alpha + \chi + 1} - \frac{\Delta_b}{2(\alpha + 1) + \chi} \right)^{-2}, \quad (2.27)$$

где $S_{u,N}(\bullet)$ – нормированный спектр пульсаций скорости ветра.

Для случая $\Delta_b = 0$, т.е. при неучёте зависимости ширины и массы опоры от высоты, формулы (2.26), (2.27) приобретают более простой вид:

$$D_D = \frac{\pi}{\zeta_{x,1}} B_D I_u^2(H) S_{u,N}(H, n_{x,1}) \omega_0(f_H), \quad (2.28)$$

$$B_D = 2 \left(\frac{2\alpha + \chi + 1}{\mu + \alpha + \chi + 1} \right)^2, \quad \omega_0(f_H) = \frac{1}{Y_D(f_H)} - \frac{1}{Y_D^2(f_H)} [1 - \exp[-Y_D(f_H)]]. \quad (2.29)$$

$$Y_D(f_H) = f_H M_D, \quad M_D = C_{zu} \left[\frac{\mu + \alpha + \chi + 1}{2(\mu + \alpha + \chi)} \right]^2, \quad (2.30)$$

На базі досягнутих упрощень квазистатическую реакцію опори можна буде представити в наступній інтегральній формі:

$$Q_D(y) = 4B_{D,\Sigma}(y)I_u^2(H) \int_0^\infty S_{u,ref}(H,n)J_{D,x} \left(\frac{n \cdot H}{U(H)} \right) dn = 4B_{D,\Sigma}(y)I_u^2(H) \times$$

$$\left[\int_0^\infty S_{u,ref}(H,n)J_{x,1}^A \left(a, b, \frac{n \cdot H}{U(H)} \right) dn - 2\Delta_b \int_0^\infty S_{u,ref}(H,n)J_{x,1}^A \left(a+1, b, \frac{n \cdot H}{U(H)} \right) dn + \right. \quad (2.31)$$

$$\left. + \Delta_b^2 \int_0^\infty S_{u,ref}(H,n)J_{x,1}^A \left(a+1, b+1, \frac{n \cdot H}{U(H)} \right) dn \right].$$

Следует отметить, что интегралы формулы (2.31) также не имеют аналитического решения и должны находиться с помощью приемов компьютерной математики. Тем не менее выполненный нами детальный анализ позволил для интеграла вида

$$\Phi_x(a, b) = 2 \int_0^\infty S_{u,ref}(H, n) J_{x,1} \left(a, b, \frac{nH}{U(H)} \right) dn, \quad (2.32)$$

предложить следующее лаконичное аналитическое решение:

$$\Phi_x^A(a, b) = \frac{1}{(1+a)(1+b)} \left\{ 1 - \ln[1 + k_1 N_D(a, b)^{k_2}] \right\}; \quad (2.33)$$

$$N_D = M_D H / L_u(H) = M_D f_H / \xi_u, \quad (2.34)$$

где k_1 и k_2 – безразмерные коэффициенты, числовая оценка которых зависит от соотношения констант выражения точечного спектра пульсаций (2.5).

Это позволяет процедуру оценки квазистатического фактора представить полностью в аналитической форме:

$$Q_D(y) = 2B_{D,\Sigma}(y)I_u^2(H) \left[\Phi_x^A(a, b) - 2\Delta_b \Phi_x^A(a+1, b) + \Delta_b^2 \Phi_x^A(a+1, b+1) \right]. \quad (2.35)$$

При $\Delta_b = 0$ выражение (2.35) существенно упрощается и может быть переписано как

$$Q_D(y) = 2B_D(y)I_u^2(H) \left\{ 1 - \ln[1 + k_1 N_D^{k_2}] \right\}. \quad (2.36)$$

После определения величин D_D и Q_D дальнейшая оценка фактора порыва не вызывает особых трудностей, так как выполняется согласно общим формулам (1.9) – (1.11).

Переходя к рассмотрению фактора порыва в пространстве изгибающих моментов и поперечных сил, подставим поочередно формулы (1.17) и (1.18) в общее выражение взаимного спектра реакции опоры (2.18):

$$S_{S,x}(z,n) = \int_0^H \int_0^H S_{F,x}(z_1, z_2, n) \delta_H(z_1 - z) \delta_H(z_2 - z) dz_1 dz_2, \quad (2.38)$$

$$S_{M,x}(z,n) = \int_0^H \int_0^H S_{F,x}(z_1, z_2, n) (z_1 - z) \delta_H(z_1 - z) (z_2 - z) \delta_H(z_2 - z) dz_1 dz_2. \quad (2.39)$$

Введя безразмерные переменные $y = z/H$, $y_1 = z_1/H$, $y_2 = z_2/H$ и учитывая, что функция Хэвисайда $\delta_H(\cdot)$ при $z_1 > z$ (или $y_1 > y$) и $z_2 > z$ (или $y_2 > y$) равна единице, получим:

$$S_{S,x}(y,n) = H^2 \int_y^1 \int_y^1 S_{F,x}(y_1, y_2, n) dy_1 dy_2, \quad (2.40)$$

$$S_{M,x}(y,n) = H^4 \int_y^1 \int_y^1 S_{F,x}(y_1, y_2, n) (y_1 - y) (y_2 - y) dy_1 dy_2. \quad (2.41)$$

Подставив выражение для взаимного спектра аэродинамических сил, которые действуют на опору, представим спектры $S_{S,x}(\cdot)$ и $S_{M,x}(\cdot)$ в виде, подобном (2.22):

$$S_{S,x}(y,n) = 4\bar{F}_x^2(H) I_u^2(H) H^2 S_{u,ref}(H,n) J_{S,x}(y,n), \quad (2.42)$$

$$S_{M,x}(y,n) = 4\bar{F}_x^2(H) I_u^2(H) H^4 S_{u,ref}(H,n) J_{M,x}(y,n), \quad (2.43)$$

$$J_{S,x}(y, f_H) = J_{x,2}(y, a, b, f_H), \quad (2.44)$$

$$J_{M,x}(y, f_H) = J_{x,2}(y, a+1, b+1, f_H) - 2y J_{x,2}(y, a+1, b, f_H) + y^2 J_{x,2}(y, a, b, f_H), \quad (2.45)$$

где безразмерные параметры a и b , которые имеют значение: $a = b = \mu + \alpha$, входят в состав интегрального выражения

$$J_{x,2}(y, a, b, f_H) = \int_y^1 \int_y^1 y_1^a y_2^b \exp\left(-2C_{zu}f_H \frac{|y_1 - y_2|}{y_1^\alpha + y_2^\alpha}\right) dy_1 dy_2. \quad (2.46)$$

Данное выражение ассоциируется с рассмотренным выше интегралом (2.21), отличаясь от последнего только нижними пределами интегрирования. Очевидно, что замкнутого решения он не имеет и должен вычисляться численно. Тем не менее на основе (2.24) мы можем предложить альтернативу численным методам, заменив (2.46) произведением трех функций:

$$J_{x,2}^A(y, a, b, f_H) = \omega_1(y, a, b)\omega_2(y, a, b)\omega_3(y, f_H), \quad (2.47)$$

$$\omega_1(y, a, b) = \frac{(1 - y^{a+1})(1 - y^{b+1})}{(a+1)(b+1)}, \quad \omega_2(y, a, b) = 1 + y^{-0,15\left(\frac{a+b}{2}\right)}, \quad (2.48)$$

$$Y_{MS}(y, f_H) = f_H M_{MS}(y), \quad M_{MS}(y) = C_{zu}(1 - y), \quad (2.49)$$

$$\omega_3(y, f_H) = \frac{1}{Y_{MS}(y, f_H)} - \frac{1}{Y_{MS}^2(y, f_H)} \{1 - \exp[-Y_{MS}(y, f_H)]\}. \quad (2.50)$$

Функция $\omega_1(\bullet)$ является решением интеграла (2.46) при $f_H = 0$, а функция $\omega_2(\bullet)$ – это искусственно подобранный множитель коррекции в пределах интересующего диапазона значений параметров a и b . В задачах динамики высотных сооружений этот диапазон довольно узкий и составляет $a \wedge b \in [0; 2]$, а потому функцию $\omega_2(\bullet)$ можно считать инвариантом выражения (2.47). В других областях прикладной науки, где необходимо рассмотрение выражения (2.46), решение (2.47) будет справедливым при любых значениях параметров a и b , но функция $\omega_2(\bullet)$ всегда будет иметь индивидуальный вид для конкретного участка области их допустимых значений.

На основе сделанных замечаний легко получить аналитические выражения для резонансной реакции опоры в пространстве поперечных сил и изгибающих моментов. Подставив (2.17), (2.40) и, соответственно, (2.16), (2.41) в (1.20), будем иметь (далее используем обозначение $\ell = \mu + \alpha$):

$$D_S(y) = \frac{\pi}{\zeta_{x,1}} B_S(y) I_u^2(H) S_{u,N}(H, n_{\Lambda,1}) \omega_3(y, f_H) \left[1 + y^{-0,15\ell}\right]; \quad (2.51)$$

$$D_M(y) = \frac{\pi}{\zeta_{\Lambda,1}} B_M(y) I_u^2(H) S_{u,N}(H, n_{\Lambda,1}) \omega_3(y, f_H) \omega_\Sigma(y), \quad (2.52)$$

$$\begin{aligned} \omega_{\Sigma}(y) &= \omega_1(y, \ell + 1, \ell + 1)\omega_2(y, \ell + 1, \ell + 1) - \\ &- 2y\omega_1(y, \ell + 1, \ell)\omega_2(y, \ell + 1, \ell) + y^2\omega_1(y, \ell, \ell)\omega_2(y, \ell, \ell), \end{aligned} \quad (2.53)$$

$$B_S(y) = \left[\left(\frac{2\alpha + 1}{\ell + 1} \right) \left(\frac{1 - y^{\ell + 1}}{1 - y^{2\alpha + 1}} \right) \right]^2, \quad (2.54)$$

$$B_M(y) = \left\{ \frac{1}{2\alpha + 2} [1 - y^{2\alpha + 2}] - \frac{y}{2\alpha + 1} [1 - y^{2\alpha + 1}] \right\}^{-2}. \quad (2.55)$$

Из выражений (2.49), (2.50), (2.54) и (2.55) можно видеть, что резонансные факторы $D_S(y)$ и $D_M(y)$ являются неопределенными в точке $y = 1$. Для раскрытия этой неопределенности отыщем пределы функций $\omega_3(y, f_H)$, $B_S(y)$ и $B_M(y)\omega_{\Sigma}(y)$:

$$\lim_{y \rightarrow 1} \omega_3(y, f_H) = 0,5, \quad \lim_{y \rightarrow 1} B_S(y) = 1,0, \quad \lim_{y \rightarrow 1} B_M(y)\omega_{\Sigma}(y) = 2,0. \quad (2.56)$$

$\forall f_H \in \mathbb{N} \qquad \qquad \qquad \forall \alpha \in \mathbb{N} \qquad \qquad \qquad \forall \alpha \in \mathbb{N}$

В соответствии с найденными пределами выражения (2.51), (2.52) при $y = 1$, т.е. при $z = H$, приобретут следующую идентичную форму записи:

$$D_{S,H} = D_{M,H} = \frac{\pi}{\zeta_{x,1}} I_u^2(H) S_{u,\mathbb{N}}(H, n_{x,1}). \quad (2.57)$$

Квазистатическую реакцию опоры определим на основании того, что подобно (2.32), (2.33), решение интеграла

$$2 \int_0^{\infty} S_{u,ref}(H, n) \omega_3 \left(y, \frac{nH}{U(H)} \right) dn, \quad (2.58)$$

можно искать в виде:

$$\omega_4(y) = 1 - \ln \left[1 + (k_1 + 0,1y) N_{MS}(y)^{k_2 + 0,1y} \right], \quad (2.59)$$

где коэффициенты k_1 и k_2 имеют такие же значения, как и при рассмотрении реакции опоры в пространстве перемещений, а $N_{MS}(y)$ определяется подобно выражению (2.34), т.е. $N_{MS}(y) = M_{MS}(y)H / L_u(H) = M_D f_H / \xi_u$.

На основе высказанных замечаний для квазистатической реакции поперечной силы $Q_S(y)$ и изгибающего момента $Q_M(y)$ можем записать:

$$Q_S(y) = 2I_u^2(H)B_S(y)\omega_4(y)\left[1 + y^{-0,15\alpha}\right], \quad (2.60)$$

$$Q_M(y) = 2I_u^2(H)B_M(y)\omega_4(y)\omega_2(y). \quad (2.61)$$

Для случая, когда $y=1$, воспользуемся пределами (2.56) и примем во внимание, что $\omega_4(y=1)=1,0$. После этого для формул (2.60), (2.61) получим:

$$Q_{S,H}^\Lambda = Q_{M,H}^\Lambda = 4I_u^2(H). \quad (2.62)$$

Выводы

На основе предложенной аналитической процедуры были выполнены расчеты фактора порыва семи решетчатых башенных опор разной высоты, которые были сопоставлены с точным численным расчетом и методикой G. Solari, G. Piccardo [34, 36, 37], основанной на интегральном допущении (1.23). Выполненные расчёты дают основания утверждать, что представленная в данной статье методика хорошо согласуется со сложным эталонным методом для разных спектров, разнообразных ветровых режимов местности и башен разной высоты (из-за ограниченного объёма статьи мы, к сожалению, не подкрепляем данный вывод соответствующими фактами). При этом для фактора порыва поперечной силы данную согласованность можно по праву назвать тождественностью. Фактор порыва изгибающего момента также оценивается довольно точно, но с небольшой переоценкой (до 2 %). Что касается гипотетического выражения (1.22), то оно является ненадежным, так как может недооценивать эквивалентную ветровую нагрузку до 20 % на малых и больших высотах. Кроме этого, численно-аналитическая процедура оценки фактора порыва G. Solari и G. Piccardo, даже при использовании допущения (1.22), является громоздкой и малоприменимой для нормативных и вероятностных расчетов опор.

Литература

- [1] Davenport A.G. Gust Loading Factors / A.G. Davenport // Journal of Structural Division. – ASCE, 1967. – vol. 93. – № 3. – P. 11 – 34.
- [2] Davenport A.G. Note on the Distribution of the Largest Value of a Random Function with Application to Gust Loading / Proc. Instn Civ. Engrs., London, UK, №24. – 1964. – P. 187 – 196.
- [3] Davenport A.G. The Application of Statistical Concepts to the Wind Loading of Structures / Proc. Instn Civ. Engrs., London, UK, №19. – 1961. – P. 449 – 472.
- [4] Dyrbye C., Hansen S.O. Wind Loads on Structures. New York: John Wiley & Sons. 1999. – 229 p. – ISBN 0-471-95651-1.
- [5] ESDU 76001. The Response of Flexible Structures to Atmospheric Turbulence / Engineering Sciences Data Unit, London. – 1976.

- [6] Holmes J.D. Effective Static Load Distributions in Wind engineering // Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 90 – 2002. – P. 91 – 109.
- [7] Holmes J.D. Along-Wind Response of Lattice Towers: Part I – Derivation of Expressions for Gust Response Factors // Engineering Structures, Vol. 16. – 1994. – P. 287 – 292.
- [8] Holmes J.D. Along-Wind Response of Lattice Towers: Part II – Aerodynamic Damping and Deflections // Engineering Structures, Vol.18. – 1996. – P. 483 – 488.
- [9] Holmes J.D. Along-Wind Response of Lattice Towers: Part III – Effective load distribution // Engineering Structures, Vol. 18. – 1996. – P. 489 – 494.
- [10] Holmes J.D. Wind loading of structures. Great Britain: Eastbound. 2005. – 356 p. – ISBN 0-419-24610-X.
- [11] Kareem A. Fluctuating wind loads on buildings / Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE 108. – 1982. – P. 1086 – 1102.
- [12] Kareem A. Lateral-torsional Motion of Tall Buildings to Wind Loads / Journal of Structural Engineering, ASCE 111. – 1985. – P. 2479 – 2496.
- [13] Kareem A. Wind-excited Response of Buildings in Higher Modes / Journal of the Structural Division, ASCE 107. – 1981. – P. 701 – 706.
- [14] Kasperski M., Niemann H.J. The L.R.C. (Load Response-Correlation) Method – a General Method for Estimating Unfavorable Wind Load Distributions for Linear and Non-linear structural behavior / Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, № 41 – 44. – 1992. – P. 1753 – 1763.
- [15] Kasperski M. Extreme Wind Load Distributions for Linear and Non-linear Design / Engineering Structures, № 14. – 1992. – P. 27 – 34.
- [16] Katsumura A., Tamura Y. and Nakamura O. Universal Wind Load Distribution Reproducing Maximum Load Effects on Structural Members / Proceedings of the 5th International Colloquium on Bluff Body Aerodynamics & Applications, Ottawa, Canada, 2004. – P. 351 – 354.
- [17] Liepmann H.W. On the Application of Statistical Concepts to the Buffeting Problem / Aerodynamics Science, № 19. – 1952. – P. 793 – 822.
- [18] Piccardo G. and Solari G. A Refined Model for Calculating 3-D Equivalent Static Wind Forces on Structures / Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, № 65. – 1996. – P. 21 – 30.
- [19] Piccardo G. Solari G. Closed Form Prediction of 3-D Wind-Excited Response of Slender Structures / Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, № 74 – 76. – 1998. – P. 697 – 708.
- [20] Piccardo G., Solari G. 3-D Gust Effect Factor for Slender Vertical Structures // Probabilistic Engineering Mechanics, № 17. – 2002. – P. 143 – 155.
- [21] Piccardo G., Solari G. 3D Wind-Excited Response of Slender Structures: Closed-Form Solution // Journal of Structural Engineering, Vol. 126, № 8, August, 2000. – P. 936 – 943.
- [22] Piccardo G., Solari G. Generalized Equivalent Spectrum Technique / Wind and Structures, №1. – 1998. – P. 161 – 174.

- [23] Recommendations for the Calculation of Wind Effects on Buildings and Structures / European Convention for Constructional Steelworks (ECCS), Brussels. – 1978.
- [24] Repetto M.P., Solari G. Equivalent Static Wind Actions on Vertical Structures // Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 91, №12-15, 2004 – P. 335 – 357.
- [25] Simiu E. Equivalent Static Wind Loads for Tall Buildings Design / Journal of the Structural Division, ASCE 102. – 1976. – P. 719 – 737.
- [26] Simiu E. Revised Procedure for Estimating Along-wind Response / Journal of the Structural Division, ASCE 106. – 1980. – P. 1 – 10.
- [27] Simiu E., Scanlan R.H. Wind Effects on Structures: Fundamentals and Applications to Design / – 3rd ed. Printed in the United States of America. 1996. – 688 p. – ISBN 0-471-12157-6.
- [28] Solari G. 3-D Response of Buildings to Wind Action / Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, № 23. – 1986. – P. 379-393.
- [29] Solari G. Along-wind Response Estimation: Closed Form Solution / Journal of the Structural Division, ASCE 108. – 1982. – P. 225 – 244.
- [30] Solari G. Analytical Estimation of the Along-wind Response of Structures / Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, № 14. – 1983. – P. 467 – 477.
- [31] Solari G. Equivalent Wind Spectrum Technique: Theory and Applications / Journal of Structural Engineering, ASCE 114. – 1988. – P. 1303 – 1323.
- [32] Solari G. Gust Buffeting. I: Peak Wind Velocity and Equivalent Pressure. II: Dynamic Along-wind Response / Journal of Structural Engineering, ASCE 119. – 1994. – P. 365 – 382, 383 – 398.
- [33] Solari G. Mathematical Model to Predict 3-D Wind Loading on Buildings / Journal of Engineering Mechanics, ASCE 111. – 1985. – P. 254 – 276.
- [34] Solari G. Progress and Prospects in Gust-excited Vibrations of Structures / Engineering Mechanics, №6. – 1999. – P. 301 – 322.
- [35] Solari G. Turbulence Modeling for Gust Loading / Journal of Engineering Mechanics, ASCE 113. – 1987. – P. 1550 – 1569.
- [36] Solari G., Piccardo G. Probabilistic 3-D Turbulence Modeling for Gust Buffeting of Structures / Probabilistic Engineering Mechanics, №16. – 2001. – P. 73 – 86.
- [37] Solari G., Repetto M.P. General Tendencies and Classification of Vertical Structures under Wind Loads / Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, № 90. – 2002. – P. 1299 – 1319.
- [38] Tamura Y., Kawai H., Uematsu Y., Marukawa H., Fujii K., Taniike Y. Wind Loads and Wind-induced Response Estimations in the Recommendations for Loads on Buildings, AIJ. Engineering Structures, № 18. – 1996. – P. 399 – 411.
- [39] Davenport, A.G. How Can We Simplify and Generalize Wind Loads / Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, № 54 – 55. – 1995. – P. 657 – 669.
- [40] Vellozzi J., Cohen E. Gust Response Factors // J. Struct. Div., ASCE, 94, № ST6. Proc. Paper 5980. – 1968. – P. 129 – 1313.

- [41] Vickery B.J. On the Reliability of Gust Loading Factors / Proc Techn Meet Concerning Wind Loads on Buildings and Structures. National Bureau of Standards, Washington, DC. – 1970. – P. 93 – 104.
- [42] Vickery B.J., Basu R.I. Across-wind Vibrations of Structures of Circular Cross-section. Part I: Development of a mathematical model for two-dimensional conditions / Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, № 12. – 1983. – P. 49 – 74.
- [43] Zhou Y., Gu M., Xiang H. Along-wind Static Equivalent Wind Loads and Response of Tall Buildings. Part I: Unfavorable Distributions of Static Equivalent Wind Loads. Part II: Effects of mode shape / Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, № 79. – 1999. – P. 135 – 150, 151 – 158.
- [44] Zhou Y., Kareem A. Aeroelastic Balance / Journal of Engineering Mechanics, ASCE 129. – 2003. – P. 283 – 292.
- [45] Zhou Y., Kareem A. Gust Loading Factor: New Model // Journal of Structural Engineering, Vol. 127, №2, February, 2001. – P. 168 – 175.
- [46] Zhou Y., Kijewski T., Kareem A. Aerodynamic Loads on Tall Buildings: Interactive data-base / Journal of Structural Engineering, ASCE 129. – 2003. – P. 394 – 404.
- [47] Руководство по расчёту зданий и сооружений на действие ветра – М.: Стройиздат, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 1978. – 216 с.
- [48] Пашинский В.А. Представление атмосферных нагрузок в виде дифференцируемых случайных процессов / В.А. Пашинский // Строительная механика и расчет сооружений. – 1992. – № 1. – С. 92 – 96.
- [49] Пичугин С.Ф. Вероятностный анализ ветровой нагрузки / С.Ф. Пичугин // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1997. – № 12. – С. 13 – 20.
- [50] Пичугин С.Ф. Ветровая нагрузка на строительные конструкции / С.Ф. Пичугин, А.В. Махинько. – Полтава: АСМІ, 2005. – 342 с.

Надійшла до редколегії 10.06.2010 р.

УДК 621.87.01:006.7.9

Вплив кранових навантажень на каркаси виробничих будівель

Пічугін С.Ф., д.т.н., Патенко Ю.Е.

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка,
Україна

Анотація. В статті приведено порівняльний аналіз величин навантажень мостових кранів на конструкції виробничих будівель. Горизонтальні кранові навантаження визначалися згідно з СНиП та ДБН. Також до розгляду приймалися Європейські норми Eurocode-1 «Actions on structures». Приведено аналіз робіт із вивчення просторової роботи будівель та представлені результати натурного випробування сталевих каркасів одноповерхової виробничої будівлі.

Аннотация. В статье приводится сравнительный анализ величин нагрузок мостовых кранов на конструкции производственных зданий. Горизонтальные крановые нагрузки определялись в соответствии со СНиП и ДБН. Также к рассмотрению принимались Европейские нормы Eurocode-1 «Actions on structures». Приведен анализ работ по изучению пространственной работы зданий и представлены результаты натурного испытания стального каркаса одноэтажного промышленного здания.

Abstract. The comparative analysis of the crane loadings values on constructions of industrial buildings is presented. The computations of horizontal crane loadings certain for national codes – DBN and SNP were done. The Eurocode-1 «Actions on structures» were also considered. The analysis of researches of spatial work of buildings is given. The results of full-scale experiment on steel framework of one-storey industrial building are presented.

Ключові слова: норми проектування, мостові крани, кранові навантаження, просторова робота каркасів.

Актуальність роботи обумовлена переходом до проектування одноповерхових виробничих будівель за ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи», що набрав чинності з 1 січня 2007 р. [1]. Методика визначення навантажень на конструкції ОВБ від мостових кранів, які є основними для виробничих будівель, суттєво змінена порівняно з СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» [2]. Насамперед це стосується врахування горизонтальних кранових навантажень. За цих умов необхідно провести порівняльне оцінювання навантажень від мостових кранів, визначених за ДБН та СНиП, та впливу змін за ДБН на металомісткість конструкцій при проектуванні виробничих будівель, оснащених мостовими кранами.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Фізична природа кранового навантаження, а також зміни, внесені до ДБН [4] стосовно визначення кранових навантажень, розглянуті в працях [4, 5]. Питанням визначення та порівняння навантажень від чотириколісних мостових кранів із різними

параметрами й зусиль у поперечних рамах і підкранових балках від цих навантажень присвячені роботи [8, 9, 10]. Причому в даних працях розглянуто широкий клас мостових кранів із різними характеристиками та вантажопідйомністю від 5 до 50 тс. Порівняльному аналізу впливу на конструкції одноповерхових виробничих будівель (ОВБ) багатокілісних кранів (з кількістю коліс 8 і більше) присвячена робота [11], в якій виконано аналіз навантажень та зусиль у конструкціях ОВБ від впливу мостових кранів вантажопідйомністю від 80 до 160 тс та наведено порівняння поперечних перерізів колон та підкранових балок ОВБ.

З означеними питаннями кранових силових впливів тісно пов'язані особливості дійсної роботи сталевих каркасів ОВБ, насамперед врахування роботи каркаса як просторової системи. Просторова робота каркаса ОВБ розглядалася багатьма дослідниками, причому роботи минулих років [6] доповнені новими даними (дослідження д.т.н. Єрмака Є.М. [7]). Проведені дослідження виявили значний ефект просторової роботи, який виражається в суттєвому зниженні зусиль в елементах поперечної рами каркаса та просадок основи від дії мостових кранів.

Виділення невирішених питань. Тим не менш залишається невирішеним питання порівняльного аналізу методик вітчизняних державних норм із визначення кранових навантажень із Європейськими нормами. Не виконано порівняння величин кранових навантажень, визначених за СНиП, ДБН і Єврокодом [3]. Не виявлено, які наслідки виникають при розрахунку кранових навантажень за Єврокодом.

Мета роботи. Порівняння величин горизонтальних кранових навантажень, визначених за ДБН та СНиП, з величинами навантажень, регламентованих Єврокодом [3], та пошук засобів зменшення необґрунтованих перевитрат матеріалів при переході до проектування за новими нормами ДБН. Аналіз досліджень просторової роботи каркасів будівель, а також викладення результатів натурних випробувань сталевих каркасів ОВБ.

Навантаження багатокілісних мостових кранів. У державних будівельних нормах ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» [1], які набрали чинності з початку 2007 року, збільшено величини горизонтальних навантажень від мостових кранів у порівнянні із минулими нормами СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» [2]. На основі експериментальних досліджень силових впливів мостових кранів [4] автори ДБН відмовилися від трактування горизонтального кранового навантаження як сили гальмування візка крана на користь бічних сил, які властиві усім без винятку мостовим кранам. Бічні сили виникають на колесах крана внаслідок незбігу площини обертання колеса із напрямком

його руху як результат численних чинників, головним чином таких, як переко́с крана при русі, різний ступінь зношування коліс та багато інших.

Проте багатоколісні крани менш схильні до переко́сів. Проведені чисельні дослідження впливу кранових навантажень на конструкції ОВБ від багатоколісних мостових кранів показали зростання (до 1,4...1,6 разів) горизонтальних навантажень на колеса таких мостових кранів, які визначені за ДБН, порівняно зі СНиП (для кранів середнього режиму роботи). Виявлено відповідне зростання зусиль у підкранових балках. Однак оскільки напруження від горизонтальних навантажень за СНиП далекі від розрахункових, то їх невелике зростання, при врахуванні навантажень за ДБН, не впливає на зміну загальних напружень у підкрановій конструкції і не призводить до збільшення поперечних перерізів підкранових балок. Разом із тим виявлено зростання горизонтальних навантажень (у 1,8...2,1 разів) багатоколісних кранів на поперечну раму, що не спричиняє збільшення зусиль у колонах ОВБ за рахунок характеру бічних сил, які прикладені до стійок поперечної рами і направлені у протилежні сторони [11].

Навантаження чотириколісних мостових кранів На відміну від багатоколісних мостових кранів, чотириколісні крани більш схильні до переко́сів при русі. Аналіз впливу кранових навантажень на конструкції ОВБ підтвердив припущення про збільшення в нових ДБН значень горизонтальних навантажень для таких мостових кранів. Особливо підвищення характерне для кранів із відношенням прольоту крана до бази $L_{CR}/B \geq 5$. Характеристичне значення горизонтального навантаження на колесо мостового крана середнього режиму роботи, визначене за ДБН, перевищує нормативне горизонтальне навантаження, визначене згідно зі СНиП, у 5...8 разів, важкого режиму роботи – в 1,5...5 разів.

Зусилля у підкранових балках за ДБН від дії вертикального навантаження залишаються незмінними, від дії горизонтального навантаження збільшуються в середньому на 45 %, проте площі підібраних перерізів підкранових балок за ДБН лише на 2...5 % перевищують значення, отримані згідно з СНиП. При важкому режимі та роздільному приводі крана перерізи балок не змінюються.

Горизонтальні навантаження на поперечну раму ОВБ, визначені за ДБН, від впливу мостового крана при середньому режимі роботи перевищують значення навантажень, отримані за СНиП, у 2,8...5 разів, при важкому режимі роботи – в 2,3...4,5 разів. Значення згинальних моментів у опорному перерізі колони поперечної рами від бічних сил, визначених за ДБН, у 2...6 разів, перевищують зусилля від гальмівної сили, яка визначена згідно зі СНиП.

Для аналізу наслідків впровадження нових нормативів проектування та можливих шляхів їх зменшення виконано підбір поперечних перерізів колони ОВБ із урахуванням навантажень мостових кранів, визначених за СНиП та ДБН. У розрахунку були прийняті мостові крани вантажопідйомністю 50/12,5 т з центральним типом приводу механізму руху моста крана. Підбір поперечних перерізів конструкцій ОВБ показав у цьому випадку переваження нижніх частин колон до 24 %, при урахуванні кранових навантажень, визначених за методикою ДБН, порівняно із поперечними перерізами, підібраними на навантаження за СНиП. Результати розрахунку внутрішніх зусиль у конструкціях одноповерхової виробничої будівлі одержані для спрощеної плоскої поперечної рами виробничої будівлі.

Порівняльний аналіз ДБН, СНиП та Єврокоду. Аналіз європейських норм показав більш широку диференціацію горизонтальних кранових навантажень у порівнянні із методиками вітчизняних ДБН та СНиП. Підвищені порівняно зі СНиП величини бічних сил, визначення яких регламентують ДБН, за своїми значеннями близькі до рекомендованих Єврокодом величин горизонтальних сил від перекосу крана [4].

Комплекс норм Єврокоду забезпечує загальні правила проектування конструкцій або їх складових традиційними та інноваційними способами. Третій розділ цього комплексу Eurocode-1 «Actions on structures» [3] регламентує визначення навантажень від мостових кранів і підрозділяє ці навантаження на змінні й аварійні.

Єврокод дає більш широку класифікацію горизонтальних кранових навантажень, ніж СНиП (рис. 1, а) та ДБН (рис. 1, б). Розрізняються навантаження від прискорення (гальмування) моста крана під час руху та навантаження від перекосу моста (рис 1, в), навантаження від гальмування візка крана, а також від удару буфера візка або підвісної каретки об упор (у СНиП [2] регламентується таке навантаження тільки від удару моста крана).

Найбільші величини горизонтальних навантажень на окреме колесо мостового крана, обчислені за СНиП, ДБН та Єврокодом, наведені в табл. 1.

Згідно зі СНиП [2] на колесо крана буде передаватися сила T_k , яка виникає від гальмування візка крана, а при важких режимах роботи кранів бічна сила H_k . Відповідно до ДБН [1] для чотириколісних кранів навантаження на колесо мостового крана визначається як бічна сила H_{01} (формула 7.9 в ДБН). Аналіз фізичної природи і впливу на значення бічних сил мостових кранів різних факторів показано в попередніх публікаціях авторів [5, 6]. Із наведених у табл. 1 результатів обчислення величин горизонтальних кранових навантажень видно перевищення бічною силою, визначеною згідно з ДБН, горизонтальних навантажень за СНиП [2]. Навантаження від пере-

косу крана $H_{S,T}$ за Єврокодом [3] дещо перевищує бічну силу H_{0l} за ДБН [1], а гальмівна сила $H_{T,3}$ вдвічі перевищує гальмівну силу T_k за СНиП [2].

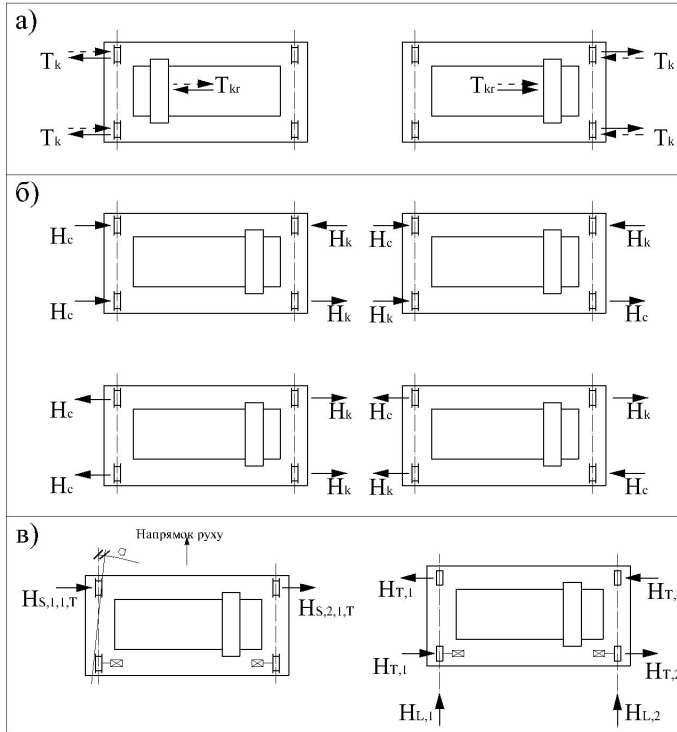


Рис. 1. Схеми прикладання горизонтальних кранових навантажень відповідно до різних норм проектування:

а) – гальмівні сили за СНиП; б) – бічні сили за ДБН;

в) – сили від перекоосу та гальмування моста крана за Єврокодом

Складові кранового навантаження Єврокод рекомендує враховувати не окремо, а по 10 групах, кожна з яких розглядається як один крановий вплив у поєднанні з іншими навантаженнями. Приведені в європейських нормах [3] численні компоненти кранового навантаження і відповідні динамічні коефіцієнти детальніше підрозділяють кранове навантаження, ніж це зроблено у вітчизняних нормах проектування будівельних конструкцій [1, 2]. Значення динамічних коефіцієнтів можуть суттєво перевищувати рекомендований вітчизняними нормами коефіцієнт динамічності, максимальне значення якого становить 1,2.

Таблиця 1

**Порівняння горизонтальних кранових навантажень на колесо
мостового крана**

Норми	Горизонтальне навантаження	Позначення	Вантажопідйомність кранів, кН				
			15 т	15/3 т	20/5 т	32/5 т	50/12,5 т
СНиП	Гальмівна сила	T_k	5,1	5,5	7,1	10,1	15,8
	Бічна сила	H_k	18,5	19,0	22,0	26,0	38,0
ДБН	Бічна сила	H_{01}	40,5	40,2	46,1	50,9	70,8
Єврокод-1	Навантаження від прискорення крана	$H_{T,2}$	33,9	38,0	46,4	48,5	66,3
	Навантаження від перекосу крана	$H_{S, T}$	43,4	46,4	55,0	65,6	95,2
	Гальмівна сила	$H_{T,3}$	10,2	11,0	14,3	20,3	31,6

Порівняння величин кранових навантажень на поперечну раму виробничої будівлі (прогоном 24 м, відмітка верху кранової рейки 12,4 м) демонструє значне перевищення навантаженнями, визначеними згідно з рекомендаціями Єврокоду [3], навантажень на поперечну раму, визначених за методикою СНиП [2] та ДБН [1] (табл. 2).

Таблиця 2

Горизонтальні навантаження на поперечну раму

Норми	Позначення	Вантажопідйомність кранів, кН			
		15/3 т	20/5 т	32/5 т	50/12,5 т
СНиП	T	10,0	22,6	18,5	27,4
ДБН	$H_R ; H_L$	45,8;	41,3;	57,2;	78,7;
		9,1	20,1	20,2	36,6
Єврокод-1	$H_{T,R} ; H_{T,L}$	39,9;	45,9;	52,5;	75,6;
		37,8	44,4	50,7	68,6
	$H_{S,1,j,T} ; H_{S,2,j,T}$	46,4;	55,7;	65,6;	95,2;
		19,6	20,5	19,0	24,9
	H_{T3}	16,5	22,0	30,4	47,4

Просторова робота каркасів ОВБ. Очевидно, для уникнення перевитрат сталі при переході до проектування за ДБН особливо гостро стоїть питання розкриття додаткових резервів несучої здатності каркасів виробничих будівель. На наш погляд, таким резервом є врахування просторової роботи каркасів ОВБ. Дійсну роботу, у тому числі просторову роботу одноповерхових виробничих будівель, досліджували Шапіро Г.О., Генієв А.Н., Беленя Є.І. та ін. Отримані дослідниками теоретичні та експериментальні результати показали, що поздовжні елементи споруди залучають у роботу ненавантажені поперечні конструкції, завдяки чому горизонтальні зміщення у просторовій системі порівняно із плоскими поперечними рамами зменшуються у 5...10 разів. Генієв А.Н. та Беленя Є.І. враховували ефект просторової роботи каркасів коефіцієнтом просторової роботи в залежності від типу покриття будівлі. При цьому покриття із залізобетонних

плит вважається жорстким, а покриття із профнастилу – нежорстким. Встановлений також значний вплив на роботу каркасів допоміжних конструкцій – покрівлі, гальмівних конструкцій, майданчиків різного призначення.

Із розвитком програмних комплексів стало можливим розширення досліджень просторової роботи каркасів. Єрмак Є.М. розвинув врахування просторової роботи шляхом доповнення розрахункових схем плоских поперечних рам пружними в'язями, які моделюють зв'язки плоскої рами з іншими елементами каркаса [7].

Урахування ефекту просторової роботи дозволяє знизити величини розрахункових внутрішніх зусиль у колонах виробничої будівлі від горизонтальних кранових навантажень за ДБН. У роботі [8] для зменшення необґрунтованих перевитрат сталі (для нижньої частини колони до 24 %) враховано ефект просторової роботи каркаса будівлі, який дозволив значно знизити величини внутрішніх зусиль від навантажень, отриманих відповідно з ДБН, і таким чином уникнути перевитрат сталі при переході до проектування за ДБН.

В сучасних умовах проектування, із розвитком програмних комплексів, можливо відійти від спрощеного розрахунку однієї поперечної рами до розгляду усієї будівлі в цілому. Таким чином, вивчення особливостей дійсної роботи каркасів ОБВ полягає у детальному аналізі джерел минулих років із дослідження просторової роботи будівель та порівнянні запропонованих аналітичних методик із моделями каркасів будівель, створених за допомогою програмних комплексів. Для порівняння експериментальних і теоретичних даних, отриманих під час дослідження особливостей дійсної роботи сталевих конструкцій у період 30-х – 50-х років минулого сторіччя, недостатньо даних для створення розрахункової схеми, максимально наближеної до дійсної схеми будівель.

Випробування сталевих каркасів ОБВ. Натурний експеримент, проведений авторами даної статті, дозволить виявити особливості дійсної роботи досліджуваної будівлі (рис. 2) та створити за допомогою сучасних програмних комплексів модель каркаса, яка максимально відобразить особливості дійсної роботи конструкцій будівлі.

При проведенні експериментального дослідження використовувався статичний метод завантаження конструкцій (за допомогою ручної лебідки) (рис. 3, 4). Вибраний каркас (рис. 2) виявився придатним для випробувань, оскільки при закінченні монтажу основних несучих конструкцій не був завершений монтаж деяких в'язей і покриття будівлі.



Рис. 2. Загальний вигляд випробуваного каркаса



Рис. 3. Навантаження каркаса під час експерименту



Рис. 4. Контролювання величини навантаження

Таким чином, з'явилась можливість проведення багатоетапного експерименту при випробуванні існуючого незавершеного каркаса і у подальших випробуваннях на даному каркасі після закінчення монтажу в'язей по нижньому поясу ферм. Часткові зміни конструкцій шляхом додавання допоміжних елементів – в'язей, дали можливість вивчити роботи споруди в цілому і його частин при включенні в роботу окремих елементів.

Попередні результати випробувань показали включення в роботу усіх поперечних рам каркаса при навантаженнях однієї рами та значний вплив додатково змонтованих в'язей на поперечну жорсткість каркаса (рис. 5) та сприйняття кранових навантажень.

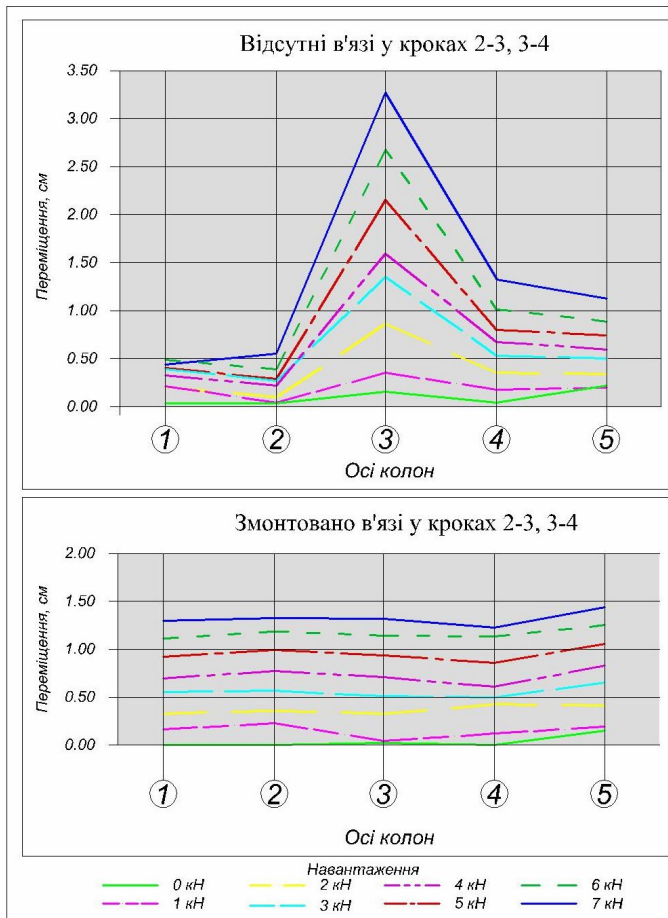


Рис. 5. Поперечні зміщення колон каркаса при навантаженні рами по осі «3»

Висновки

При переході до розрахунку навантажень за ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» змінюються горизонтальні навантаження на колеса мостових кранів порівняно зі СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия». Зокрема, аналіз величин навантажень багатоколісних кранів показав підвищення величин горизонтальних кранових навантажень, визначених за ДБН, у порівнянні із навантаженнями за СНиП. Проте така картина кранових навантажень не спричиняє збільшення зусиль у колонах ОВБ за рахунок характеру виникнення бічних сил багатоколісних кранів, які не схильні до перекосів під час руху.

Більш схильними до перекосів під час руху є чотириколісні крани із малою базою, і цей чинник враховано в ДБН при уточненні горизонтальної складової кранового навантаження введенням бічних сил. Порівняльний аналіз бічних сил за ДБН із гальмівними силами за СНиП свідчить про значне перевищення (до 2...6 разів) останніх горизонтальними навантаженнями на колесо крана за ДБН.

У такій ситуації підвищення в ДБН основних навантажень, які діють на виробничі будівлі із мостовими кранами, можливими засобами уникнення не виправданих перевитрат сталі є перехід від спрощеного розрахунку однієї поперечної рами будівлі до розрахунку каркасів будівель як просторових систем. Розрахунком підтверджено нейтралізацію очікуваного підвищення металомісткості конструкції ОВБ при переході до визначення кранових навантажень відповідно до ДБН В.1.2-2:2006 шляхом наближення розрахункових передумов до дійсних умов роботи конструкцій ОВБ як просторової системи.

Вирішення питань, пов'язаних із характером впливу окремих елементів каркасів на забезпечення сумісної роботи конструкцій ОВБ, було задачею натурних випробувань каркаса ОВБ. Перші результати підтвердили значний вплив в'язей на забезпечення сумісної роботи поперечних рам каркаса будівлі.

На наш погляд, деяке ускладнення розрахунків при переході до проектування за ДБН є виправданим, на що вказує і аналіз іноземних норм, а саме Eurocode 1 – Actions on structures, який виявив наближення горизонтальних кранових навантажень згідно із ДБН до навантажень, отриманих відповідно до Єврокоду. Таким чином, перехід до визначення кранових навантажень за ДБН В.1.2-2:2006 із підвищеними величинами горизонтальних кранових навантажень порівняно з колишніми нормами СНиП відображає підходи до визначення реальних бічних сил, характеристичні значення яких рекомендує Єврокод.

Література

- [1] ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи / Мінбуд України. – К.: Вид-во «Сталь», 2006. – 60 с.
- [2] СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстрой СССР, 1987. – 36 с.
- [3] EN 1991-1-3. Eurocode 1 – Actions on structures. Part 3: Actions induced by cranes and machinery – Brussels: CEN, 2003. – 43 p.
- [4] Гордеев В.Н., Лантух-Лященко А.И., Пашинський В.А., Перельмутер А.В., Пичугин С.Ф. / Под общей ред. А.В. Перельмутера. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2006. – 482 с.
- [5] Пичугін С.Ф. Кранові навантаження в ДБН В.1.2–2:2006 «Навантаження і впливи» // Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону: Зб. наук. пр. – К.: НДІБК, 2007. – Вип. 67. – С. 691 – 702.
- [6] Шапиро Г.А. Действительная работа стальных конструкций промышленных цехов. – М.:Госстройиздат, 1952. – 288 с.
- [7] Ермак Е.М. Совершенствование расчетных моделей и конструкций для продления сроков эксплуатации промышленных зданий: Автореф. дис...докт.техн.наук / ХГАЖТ, – Харьков, 2003. – 36 с.
- [8] Пичугін С.Ф. Порівняльний аналіз зусиль у поперечних рамах від горизонтальних навантажень, визначених за різними нормами / С.Ф. Пичугін, Ю.Е. Маслова // Галузеве машинобудування, будівництво: зб. наук. пр. – Полтава: ПолтНТУ, 2007. – Вип.20 – С. 107 – 113.
- [9] Пичугін С.Ф. Порівняльний аналіз горизонтальних кранових навантажень, визначених за різними нормами проектування / С.Ф.Пичугін, О.О. Бражник, Ю.Е. Маслова // Металеві конструкції: сьогодення та перспективи розвитку: зб. наук. пр. – Київ: УКРНДІПСК, 2008. – Вип.1 – С. 36 – 43.
- [10] Пичугін С.Ф. Аналіз зусиль в підкранових балках і поперечних рамах від навантажень мостових кранів / С.Ф. Пичугін, Ю.Е. Маслова, О.О. Бражник // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2008. – Вип.17 – С. 217 – 225.
- [11] Пичугін С.Ф. Аналіз силового впливу багатокілісних мостових кранів на конструкції виробничих будівель / С.Ф. Пичугін, Ю.Е. Маслова // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2009. – Вип. 18 – С. 280 – 288.
- [12] Пичугін С.Ф. Кранові навантаження у вітчизняних та європейських нормах / С.Ф. Пичугін, Ю. Е. Маслова // Галузеве машинобудування, будівництво: зб. наук. пр. – Полтава: ПолтНТУ, 2009. – Вип.3(25) – С. 144 – 148.

Надійшла до редколегії 10.06.2010 р.

УДК 624.012

Районування території Закарпатської області за вітровим навантаженням

¹Кінаш Р.І., д.т.н., ²Гук Я.С.

¹Національний університет «Львівська політехніка», Україна

²Ужгородський національний університет, Україна

Анотація. У статті наведено результати районування території Закарпатської області згідно з даними спостережень за максимальними вітровими навантаженнями, одержаними на метеостанціях у 1955-2005 роках. Наведена карта районування території Закарпатської області за максимальним зимовим вітровим навантаженням заповнює «білі плями» території області.

Аннотация. В статье приведены результаты районирования территории Закарпатской области по данным наблюдений за максимальными ветровыми нагрузками, полученным на метеостанциях в 1955-2005 годах. Приведенная карта районирования территории Закарпатской области за максимальной зимней ветровой нагрузкой заполняет «белые пятна» территории области.

Abstract. In the article the results of districting of territory of the Zakarpatskoy area are resulted from data of looking after the maximal wind loadings got on weather-stations in 1955-2005. The map of districting of territory of the Zakarpatskoy area is resulted after the maximal winter wind loading fills the «white spots» of territory of area.

Ключові слова: вітрове навантаження, районування, метеостанція, розрахункові значення.

Вступ. Вітрове навантаження є змінним навантаженням, для якого встановлені два розрахункові значення: граничне і розрахункове [5].

Вітрове навантаження на споруду слід розглядати як сукупність:

- а) нормального тиску, прикладеного до її зовнішньої поверхні або до її елемента;
- б) сил тертя, спрямованих по дотичній до зовнішньої поверхні і віднесених до площі її горизонтальної проекції (для шедових, хвилястих покрівель, покрівель із ліхтарями) або вертикальної поверхні (для стін із лоджіями і подібних конструкцій);
- в) нормального тиску, прикладеного до внутрішніх поверхонь будівель з повітропроникними огорожами, з прорізами, що відчиняються або постійно відкриті.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження [1, 2, 3] визначається за формулою:

$$W_{ep} = \gamma_n^L W_o C, \quad (1)$$

де γ_n^L – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження; W_o – характеристичне значення вітрового тиску; C – коефіцієнт, що залежить від типу споруди.

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою:

$$W_e = \gamma_e W_o C, \quad (2)$$

де γ_e – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження.

Характеристичне значення вітрового тиску W_o дорівнює середній (статистичній) складовій тиску вітру на висоті 10 м над поверхнею землі, який може бути перевищений в середньому один раз на 50 років і визначається за картою районування території України. Згідно з картою районування України за вітровим навантаженням [5] Закарпатська область поділена на два вітрові райони: 1-й – 400 Па, 2-й – 450 Па.

Методика проведення досліджень вітрових навантажень. Для районування території Закарпатської області [4] використано 23 напрямки між метеостанціями і перехідними станціями. Максимальні зимові вітрові навантаження визначені згідно з даними спостережень на дев'яти метеостанціях протягом 1955–2005 років визначені за формулою:

$$W_{\text{макс.зим.}} = 0,61V_{\text{макс.зим.}}^2, \quad (3)$$

де $V_{\text{макс.зим.}}$ – максимальна швидкість вітру на метеостанції за 50 років у січні, м/с.

Для визначення максимальної швидкості вітру на 18-ти перехідних станціях, на вершинах і перевалах українських Карпат використані висотні коефіцієнти, які визначають за формулою:

$$K = \frac{V_{1\text{ст.макс.І}} - V_{2\text{ст.макс.І}}}{\Delta H}, \quad (4)$$

де $V_{1\text{ст.макс.І}}$ – максимальна швидкість вітру в січні на початковій станції напрямку; $V_{2\text{ст.макс.І}}$ – максимальна швидкість вітру в січні на кінцевій станції напрямку; ΔH – різниця висот над рівнем Балтійського моря між початковою (1) і кінцевою (2) станціями напрямку, м.

Швидкість вітру на проміжній станції X визначається за формулою:

$$V_{ст.Х.макс.І} = V_{1ст.макс.І} + K\Delta H_{Х-1ст} \quad (5)$$

або

$$V_{ст.Х.макс.І} = V_{2ст.макс.І} + K\Delta H_{Х-2ст}, \quad (6)$$

де $\Delta H_{Х-1ст}$ – різниця висот над рівнем Балтійського моря між початковою станцією напрямку і станцією X , м; $\Delta H_{Х-2ст}$ – різниця висот над рівнем Балтійського моря між кінцевою станцією напрямку і станцією X , м.

Аналіз одержаних результатів досліджень вітрових навантажень. Результати обчислень швидкостей вітру і нормативного значення вітрового тиску за січень на метеостанціях, перехідних станціях і в окремих населених пунктах, перевалах і вершинах Закарпатської області залежно від їх розміщення над рівнем Балтійського моря за даними спостережень 1955-2005 років за формулами (3) – (6) зведені в табл. 1.

За результатами обчислень, наведеними в табл. 1, побудовані ізобари максимального зимового вітрового навантаження між окремими станціями, гірськими вершинами і перевалами за методом інтерполяції, які нанесені на карту Закарпатської області (див. рисунок).

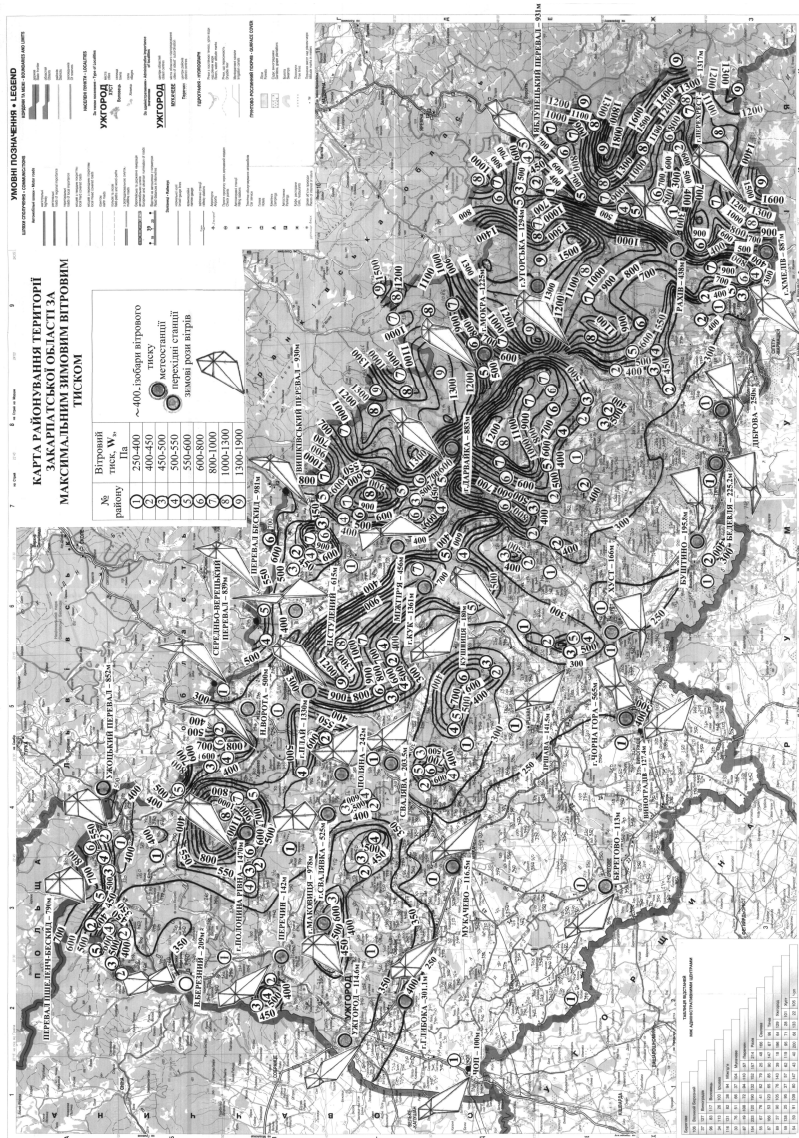
Таблиця 1

Результати обчислення швидкостей вітру і нормативного значення вітрових тисків у січні за даними спостережень 1955-2005 років

№ з/п	Назва метеостанцій і перехідних станцій, вершин, перевалів і населених пунктів	Висота над рівнем Балтійського моря, м	Довгота, град., мин.	Широта, град., мин.	Максимальна швидкість вітру за січень, м/с / вітровий тиск, кПа
1	Берегово	113	22° 39'	48° 13'	20,0 / 0,24
2	Ужгород	114,6	22° 18'	48° 37'	24,0 / 0,32
3	Мукачево	116,5	22° 44'	48° 26'	20,11 / 0,24
4	Перечин	142	22° 28'	48° 44'	22,84 / 0,31
5	Хуст	166	23° 18'	48° 10'	20,0 / 0,24
6	Буштино	195,8	23° 19'	48° 02'	20,42 / 0,25
7	Свалява	203,5	23° 00'	48° 32'	20,09 / 0,24
8	В. Березний	209	22° 28'	48° 53'	20,0 / 0,24
9	Бедевля, Тересва	225,2	23° 39'	48° 02'	20,83 / 0,26
10	Поляна	242	22° 58'	48° 36'	20,07 / 0,24
11	Діброва	250	23° 51'	48° 00'	21,17 / 0,27
12	г. Глибока	301,1	22° 24'	48° 32'	25,73 / 0,40
13	Рахів	438	24° 12'	48° 03'	20 / 0,24
14	Міжгір'я	456	23° 30'	48° 32' 26"	24 / 0,32
15	Н. Ворота	500	23° 06'	48° 46'	20 / 0,24
16	г. Свалявка	525	22° 49'	43° 40'	21,01 / 0,38
17	г. Чорна Гора	565	23° 03'	48° 09'	26,86 / 0,44
18	Н. Студений	615	23° 21'	48° 41'	24 / 0,32
19	Ужоцький перевал	852	22° 54'	49° 00'	30,2 / 0,55

Закінчення таблиці 1

№ з/п	Назва метеостанцій і перехідних станцій, вершин, перевалів і населених пунктів	Висота над рівнем Балтійського моря, м	Довгота, град., мін.	Широта, град., мін.	Максимальна швидкість вітру за січень, м/с / вітровий тиск, кПа
20	г. Дарвайка	883	23° 45'	48° 28'	29,98 / 0,54
21	г. Хмелів	887	24° 07'	47° 55'	30,07 / 0,55
22	г. Маковиця	978	22° 36'	48° 39'	32,20 / 0,63
23	г. Мокра	1225	23° 55'	48° 21'	37,65 / 0,86
24	г. Угорська	1294	24° 07'	48° 16'	39,19 / 0,93
25	г. Плай	1330	23° 12'	48° 39' 4"	40 / 0,97
26	г. Кук	1361	23° 24'	48° 28'	40,57 / 1,00
27	г. Полонина Рівна	1470	22° 49'	48° 47'	42,41 / 1,07
28	Чоп	100	22° 18'	48° 21'	19,61 / 0,23
29	Батьово	102,5	22° 22' 58"	48° 21' 57"	19,61 / 0,23
30	Кобилецька Поляна	387,3	24° 04' 23"	48° 03' 16"	23,54 / 0,33
31	П-л Пшеленч-Бескид	790	22° 42'	49° 05'	29,21 / 0,52
32	г. Прапор	819	22° 29'	48° 59'	29,67 / 0,54
33	с. Буковець	550	22° 57'	48° 54'	21,20 / 0,27
34	Середньо-Верецький п-л	839	23° 09'	48° 48'	28,16 / 0,48
35	Перевал Бескид	981	23° 20'	48° 45'	31,59 / 0,61
36	Воловець	472,9	23° 12'	48° 42'	20,01 / 0,24
37	Вишківський перевал	930	23° 37'	48° 42'	30,36 / 0,56
38	Лопухів	615	23° 58'	48° 22'	27,39 / 0,46
39	Ясіня	636,6	24° 22'	48° 16'	24,45 / 0,36
40	Яблунецький перевал	931	24° 26'	48° 18'	31,05 / 0,59
41	г. Верхні Дебрі	1237	24° 28'	48° 15'	37,91 / 0,88
42	Кваси	513	24° 09'	47° 55'	21,68 / 0,29
43	Богдан	525	24° 21'	48° 02'	21,95 / 0,29
44	г. Перехрест	1317	24° 27'	48° 01'	39,7 / 0,96
45	Великий Бичків	290,9	24° 00'	47° 58'	21,74 / 0,29
46	Дубове	363,7	23° 53'	48° 10'	23,23 / 0,33
47	Усть-Чорна	502	23° 56'	48° 19'	25,49 / 0,40
48	Тячів	210	23° 34'	48° 00'	20,62 / 0,26
49	Вільшани	420	23° 37'	48° 20'	23,6 / 0,34
50	г. Противень	880	23° 15'	48° 16'	32,64 / 0,64
51	г. Водиця	1027	23° 47'	48° 25'	35,06 / 0,75
52	Довге	166	23° 16'	48° 21'	20,87 / 0,27
53	г. Дахманів	1017	22° 57'	48° 29'	34,90 / 0,74
54	Іршава	141,5	23° 02'	48° 18'	20,47 / 0,26
55	В. Паладь	120	22° 53'	47° 59'	20,09 / 0,25
56	Виноградів	127,4	23° 02'	48° 08'	20,22 / 0,25
57	г. Стіг	1850	24° 33,5'	48° 57'	43,41 / 1,149
58	г. Піп Іван	1936	24° 18'	47° 56'	52,9 / 1,708
59	г. Говерла	2061	24° 30'	48° 10'	55,2 / 1,892
60	г. Чорна Гора (Рахів)	2020	24° 37,5'	48° 02,5'	54,8 / 1,832



Карта районування території Закарпатської області за максимальним зимовим вітровим тиском

Для районування території Закарпатської області прийняті дані районування згідно з ДБН В.1.2-2:2006 для п'ятих вітрових районів України:

- 1-й – 250-400 Па;
- 2-й – 400-450 Па;
- 3-й – 450-500 Па;
- 4-й – 500-550 Па;
- 5-й – 550-600 Па.

Крім того, авторами запропоновано додаткові чотири вітрові райони за наступною нумерацією:

- 6-й – 600-800 Па;
- 7-й – 800-1000 Па;
- 8-й – 1000-1300 Па;
- 9-й – 1300-1900 Па.

Границі вітрових районів за максимальними зимовими вітровими навантаженнями наведені на карті Закарпатської області, де вказані також напрямки пануючих зимових вітрів. Рози вітрів побудовані згідно з табл. 2, дані якої обчислені за 23-ма напрямками між базовими і перехідними станціями з використанням спостережень 1955-2005 років на 9-ти базових метеостанціях із застосуванням висотно-вітрових коефіцієнтів.

Таблиця 2

Результати обчислення повторюваності вітру за 8-ми румбами на метеостанціях і перехідних станціях Закарпатської області в січні (%)

№ з/п	Назва станцій	Висота, Н, м	Січень								Штиль
			Пн	ПнСх	Сх	ПдСх	Пд	ПдЗах	Зах	ПнЗах	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Чоп	100	9,65	6,12	9,13	36,82	19,32	2,89	3,99	12,08	36,56
2	Берегове	113	9,7	6,1	9,0	36,5	18,9	3,3	4,4	12,1	36,0
3	Ужгород	114,6	11,0	5,8	12,2	38,2	11,6	3,3	5,4	12,5	27,3
4	Мукачеве	116,5	9,71	6,09	9,03	36,42	18,78	3,41	4,44	12,12	35,85
5	Перечин	142	13,32	6,47	9,53	32,02	13,63	4,14	6,51	14,38	37,92
6	Хуст	166	8,9	30,1	27,0	3,6	1,9	5,5	21,1	1,9	22,4
7	Буштино	195,8	8,70	29,40	26,34	3,66	2,35	6,88	20,64	2,03	23,02
8	Свалява	203,5	13,97	5,03	7,48	28,86	17,51	11,53	4,14	11,48	36,81
9	В. Березний	209	19,0	8,1	3,0	16,90	18,60	6,2	9,2	19,0	63,9
10	Бедевя	225,2	8,5	28,71	25,70	3,71	2,80	8,24	20,19	2,15	23,64
11	Поляна	242	15,86	4,56	6,79	25,52	16,95	15,12	4,0	11,2	37,24
12	Діброва	250	8,33	28,13	25,15	3,76	3,18	9,39	19,8	2,26	24,15
13	г. Глибока	301,1	10,4	5,75	10,81	32,12	12,7	9,27	6,54	12,36	27,89
14	Рахів	438	2,80	22,70	15,40	4,50	10,70	32,10	9,50	2,30	61,70
15	Міжгір'я	456	15,3	5,6	3,2	19,5	33,5	2,0	2,2	18,7	61,1
16	Н.Ворога	500	28,5	1,4	2,20	3,10	13,2	39,2	3,10	9,30	40,1
17	г. Свалявка	525	14,57	7,07	4,14	14,15	17,81	16,37	9,8	16,09	49,98
18	г. Чорна Гора	565	7,67	21,02	20,08	4,25	6,42	19,28	17,43	3,85	19,14
19	Н. Студений	615	36,7	2,1	0,9	17,9	32,5	1,6	0,9	7,4	39,3
20	Ужоцький перевал	852	9,98	5,99	5,31	11,32	16,99	26,9	10,45	13,06	35,56
21	г. Дарвайка	883	4,05	13,17	11,11	5,0	12,9	38,88	9,94	4,95	37,36
22	г. Хмелів	887	4,04	13,21	11,13	4,99	12,89	38,85	9,96	4,93	37,46
23	г. Маковиця	978	8,21	5,58	5,77	10,25	16,67	30,96	10,68	11,88	30,01

Закінчення таблиці 2

№ з/п	Назва станцій	Висота, Н, м	Січень								Штиль
			Пн	ПнСх	Сх	ПдСх	Пд	ПдЗах	Зах	ПнЗах	
24	г. Мокра	1225	5,0	5,85	7,81	5,38	14,58	44,1	10,29	6,99	18,64
25	г. Угорська	1294	5,2	4,37	7,15	5,46	14,92	45,15	10,36	7,39	14,87
26	г. Плай	1330	5,3	3,6	6,8	5,5	15,1	45,7	10,4	7,6	12,9
27	г. Кук	1361	4,95	3,53	6,92	5,0	14,45	47,25	10,69	7,21	11,19
28	г. Полонина Рівна	1470	1,39	3,98	7,54	5,9	15,43	46,80	11,63	7,33	8,32

Висновки

Характеристичне значення вітрового тиску W_0 (Па) за максимальним вітровим зимовим навантаженням значно відрізняється від даних ДБН В.1.2-2:2006, у низинних районах ці дані занижені на 150 Па (що складає 37,5 %), в гірських районах – в окремих районах завищені на 50 Па, в інших високогірних – занижені до 1350 Па (що складає 67 %).

Наведена карта районування території Закарпатської області за максимальним зимовим вітровим навантаженням заповнює «білі плями» території області на карті, яка наведена в ДБН.

Одержані результати проведених статистичних досліджень вітрових навантажень можна використовувати під час проектування будівель та споруд на території українських Карпат, а також при розробленні ДСТУ і ДБН України.

Література

- [1] Кінаш Р.І. Методика розрахунку параметрів вітру для населених пунктів Закарпатської області, вершин і перевалів Карпат / Кінаш Р.І., Гук Я.С. – Макіївка: Металеві конструкції, № 3, 2006. – С. 209 – 216.
- [2] Кінаш Р.І. Методика визначення параметрів будівельної кліматології для населених пунктів, вершин і перевалів Закарпатської області / Кінаш Р.І., Гук Я.С. – Львів: Problems of the Technical Meteorology, 22 – 26 may, 2006. – 2006. – Р. 50 – 56.
- [3] Гук Я.С. Взаємне розміщення промислової і сільбищної зон з врахуванням роз вітрів за 8-ми румбами в населених пунктах Закарпатської області / Гук Я.С. – Ужгород: Матеріали IV міжнародної науково-практичної конференції, 21 – 22 травня 2009 р. – 2009. – С. 104 – 114.
- [4] Гук Я.С. Статистичний розрахунок швидкості вітру з врахуванням особливостей рельєфу на метеостанціях Закарпатської області / Гук Я.С., Найбауер І.Ф., Новак Е.Й. – Ужгород: Матеріали IV міжнародної науково-практичної конференції, 21 – 22 травня 2009 р. – 2009. – С. 123 – 125.
- [5] ДБН В.1.2-2:2006 Системи забезпечення надійності і безпеки будівельних конструкцій. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2006. – 78 с.

Надійшла до редколегії 16.06.2010 р.

УДК 624.014

Про розрахунок сталевих конструкцій на втому за Eurocode

Володимирський В.О., к.т.н.

Київський національний університет будівництва та архітектури, Україна

Анотація. Порівнюється розрахунок на втому на підставі однопараметричного підходу за Eurocode і трипараметричного за СНиП.

Аннотация. Сравняется расчет на усталость на основе однопараметрического подхода по Eurocode и трехпараметрического по СНиП.

Abstract. Comparison fatigue calculation by one-parametry method Eurocode and three-parametry method SNiP.

Ключові слова: сталеві конструкції, втома, діапазон змінності напружень, асиметрія циклу, акумулювання пошкоджень.

Розрахунок несучої здатності на втому за Eurocode 3 – Design of Steel Structures базується на концепції діапазону змінності напружень, який дорівнює амплітуді нормальних $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ або дотичних $\Delta\tau = \tau_{\max} - \tau_{\min}$ напружень.

Якщо в концепції СНиП застосовується коефіцієнт асиметрії циклу $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$, то циклічна міцність за Eurocode визначається без урахування асиметрії циклу. Передумовою такого підходу є той факт, що в реальних конструкціях у місцях карбів і потенційних втомлювальних тріщин завжди існують розтягувальні напруження як наслідок явища концентрації напружень, які дорівнюють межі текучості σ_t . Тому при повторних навантаженнях циклічні напруження завжди будуть змінюватися від σ_t до σ_{\min} , незалежно від коефіцієнта асиметрії циклу і, таким чином, міцність залежить тільки від діапазону зміни напружень $\Delta\sigma$.

Така передумова вважається справедливою, оскільки конструктивні концентратори або дефекти реальних матеріалів, які існують на рівнях мікро- і макроструктури, завжди зумовлюють напруження на межі текучості. В більшій мірі це притаманне великим зварним елементам і в меншій мірі – малим зварним або незварним елементам. Таким чином для зварних деталей параметр відношення напружень ρ зникає, оскільки σ_{\max} завжди треба приймати як межу текучості сталі при розтягу. Наявність власних напружень, рівних межі текучості, суттєво змінює характер

діапазону зміни напружень. Для сталей ідеально пружнопластичних напруження можуть змінюватися тільки від R_y до σ_{\min} (такий ефект іноді образно називають «ефектом бурульок», що звисають зі стелі).

Сьогодні визнаються принципові недоліки використання концепції відношення напружень $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$ [1]. У більшості випадків зразки лабораторних розмірів, які використовувались для отримання даних при розробленні норм, починаючи з 1950 року, були занадто малими, щоб забезпечити затиснення для формування залишкових напружень. У лабораторіях такі зразки зазвичай мали ширину 100-150 мм і товщину 13 мм. Це означає, що багато з випробуваних зразків не мали високих розтягувальних залишкових напружень, які існують у більшості конструкцій. З цієї причини було вирішено в запас міцності враховувати тільки результати випробувань, отриманих при розтягувальних напруженнях.

У великих конструкціях, у яких не вжито заходів щодо зняття залишкових напружень від зварювання, в потенційних точках руйнування напруження досягають межі текучості основного матеріалу. Таким чином, діючі циклічні напруження в цих точках будуть змінюватися від межі текучості до більш низьких значень, незалежно від номінальних напружень циклу. Отже принциповою особливістю нового підходу до міцності на втому є визнання ролі залишкових напружень як при розтягувальному, так і при стискальному навантаженні. Експериментально доведено, що цикли, які є частково або повністю стискальними, будуть так само небезпечні, як і цикли розтягу. На перший погляд міцність залежить від двох параметрів: R_y до σ_{\min} , але численними дослідженнями доведено, що витривалість зварних швів при великому числі циклів не залежить від статичної міцності матеріалу. Такі результати приймаються для сталей з межею текучості від 230 МПа до 850 МПа. В результаті циклічна міцність для того чи іншого класу стиків залежить тільки від одного параметра $\Delta\sigma$.

Концепція параметра $\Delta\sigma$ має добре експериментальне підтвердження [1]. Результати ілюструють криві регресії σ на N (криві Велера), отримані на «великих» і «малих» зразках. Припускається, що для кожного типу з'єднань ці дані можуть бути описані прямою лінією в логарифмічних координатах. Розрахунки, таким чином, включали обчислення методом найменших квадратів регресивної кривої $\log N$ від $\log \sigma$. В результаті цих розрахунків виявилось, що величина, зворотна нахилу $1/m$ кривої $S - N$, для типів з'єднань, які звичайно вважаються критичними, змінюється приблизно в межах $m = 2,17 - 3,95$.

Прийнято, що для зварних елементів має місце досить стабільний направляючий коефіцієнт $m = 3$, незалежно від коефіцієнта асиметрії циклу ρ .

Вибір $m = 3$ погоджується з кривою Велера на стадії прогресуючого розвитку макроскопічних тріщин у механізмі втомлювального руйнування, який, як відомо, включає дві стадії: першу (підготовчу) – утворення ліній ковзання в результаті дислокаційних спотворень і другу – прогресуючий розвиток мікротріщин.

Для незварних елементів концепція параметра $\Delta\sigma$ менш виразна і коефіцієнт m в більшій мірі залежить від показника асиметрії циклу ρ . Для стиків, підданих стискальним навантаженням, і незварних конструкцій такий підхід дає запас міцності. В нормах це явище враховується в спрощеній формі. Випробування для цих деталей показало, що гранична амплітуда напружень при $\rho = 1$ приблизно в 1,25 раза менша амплітуди напружень при $\rho = 0$ при тому ж числі циклів. Тому ефективна амплітуда напружень $\Delta\sigma_e$ для стискаючої частини циклу зменшується до 60 %. Така редукція у випадку знакозмінних або виключно стискаючих напружень враховується за формулою:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_t + 0,6\Delta\sigma_c,$$

де $\Delta\sigma_t$ і $\Delta\sigma_c$ – діапазони розтягувальних і стискальних напружень.

Той факт, що за методикою Eurocode межа витривалості при будь-якій асиметрії циклу $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$ залежить тільки від амплітуди напружень $\Delta\sigma$, є суттєвим спрощенням. У результаті для різних класів стиків отримана система паралельних кривих Велера. Ліва – похила гілка діаграми характеризує обмежену, а права горизонтальна гілка – необмежену витривалість. Точка зламу двох гілок розділяє область обмеженої і необмеженої витривалості. Базове число циклів 5×10^5 відповідає розрахунковій міцності. Для найбільш розповсюджених класів з'єднань довговічність при N до 10^7 циклів пропорційна третьому степеню інтервалу напружень $\Delta\sigma$. Вище цієї межі довговічність N приймається пропорційною п'ятому степеню інтервалу напружень.

Несуча здатність конструктивного елемента з точки зору втоми перевіряється за формулами:

$$\Delta\sigma_e \leq \frac{\Delta\sigma_R}{\gamma_{fat}}; \quad \Delta\tau_e \leq \frac{\Delta\tau_R}{\gamma_{fat}},$$

де $\gamma_{fat} = 1-1,2$ – частинний коефіцієнт безпеки при втомі матеріалу; $\Delta\sigma_R$, $\Delta\tau_R$ – міцність на втому, яка визначається в залежності від передба-

чуваної кількості циклів напружень N і втомлювальної категорії $(\Delta\sigma_c, \Delta\tau_c)$, за формулами:

$$\Delta\sigma_R = 0,735\Delta\sigma_c \left(\frac{5 \cdot 10^6}{N} \right)^{\frac{1}{m}} \geq \Delta\sigma_L,$$

$$\Delta\tau_R = \Delta\tau_c \left(\frac{2 \cdot 10^6}{N} \right)^{\frac{1}{5}} \geq \Delta\tau_L,$$

при цьому: $m = 3$, якщо $N \leq 5 \cdot 10^6$ або $m = 5$, якщо $N > 5 \cdot 10^6$. Тривала міцність на втому $\Delta\sigma_L, \Delta\tau_L$ – приймається за нормативними кривими Велера.

Розрахункова міцність при товщині деталей $t > 25$ мм зменшується за формулою:

$$\Delta\sigma_{R,red} = \Delta\sigma_R (25/t)^{1/4}.$$

У випадку складного напруженого стану величину $\Delta\sigma_e$ належить визначати, враховуючи головні напруження.

Якщо в точці конструкції екстремальні величини нормальних і дотичних напружень з'являються одночасно, то несучу здатність на втому можна перевіряти за формулою:

$$\left(\frac{\Delta\sigma_e}{\Delta\sigma_R} \right)^3 + \left(\frac{\Delta\tau_e}{\Delta\tau_R} \right)^5 \leq 1.$$

Приклад. Перевірити на втому при однорідному спектрі напружень балку з прокатного двотавра, яка підтримує вібратор, розташований в середині прогону. Очікуване число циклів змін навантажень протягом експлуатації $N = 2,5 \cdot 10^6$. Прийнято сталь С235. З урахуванням діючих навантажень – постійного від власної ваги і змінного від вібратора підраховано напруження: $\sigma_{max} = 120$ МПа, $\sigma_{min} = -30$ МПа.

Розрахунковий діапазон змінності напружень:

$$\Delta\sigma_e = \Delta\sigma_t + 0,6\Delta\sigma_c = 120 + 0,6 \cdot 30 = 138 \text{ МПа}.$$

Для перерізу балки без послаблень категорія втоми $\Delta\sigma_c = 160$ МПа. За нормативними кривими Велера у випадку $N = 2,5 \cdot 10^6 < 5 \cdot 10^6$ циклів тривала

вібраційна міцність $\Delta\sigma_L = 65$ МПа. Перевірка міцності за наведеною вище формулою дає:

$$\Delta\sigma_R = 0,735\Delta\sigma_c \left(\frac{5 \cdot 10^6}{N} \right)^{\frac{1}{m}} = 0,735 \cdot 160 \left(\frac{5 \cdot 10^6}{2,5 \cdot 10^6} \right)^{1/3} = \\ = 148 > \Delta\sigma_e = 138 \text{ МПа.}$$

Отже несуча здатність балки забезпечена.

Співставлення результатів розрахунків вібраційної міцності, виконаних для деяких категорій елементів за Eurocode і за СНиП виявляє таку тенденцію: для елементів із малими концентраторами напружень розрахунок за Eurocode дає менш оптимістичні результати порівняно зі СНиП, а для елементів із більшими карбами – більш оптимістичні результати.

Так для прокатних балок без послаблень Eurocode дає перенапруження приблизно 2 % при $\rho < 0$ і 8 % при $\rho \geq 0$, при розрахунку за СНиП має місце відповідно 18 % і 14 % запасу.

Для з'єднання внапусток у діапазоні напружень 90 МПа – 60 МПа при $\rho > 0$ Eurocode дає запас майже 100 %, а СНиП – перенапруження 5 %, а при $\rho < 0$ за методикою Eurocode перенапруження зменшуються до 55 %, а за СНиП – зростають до 72 %. При $\rho = 0$ в діапазоні напружень 90 МПа – 0 МПа має місце перенапруження як Eurocode – 37 %, так і СНиП – 60 %.

До інших основних змін, порівняно зі СНиП, відноситься дозвіл для проектувальників враховувати зміну умов завантаження за допомогою моделі акумулювання пошкоджень. Надається можливість розрахунку міри втомлювального пошкодження при неоднорідних і випадкових режимах зміни напружень. Найпростіший феноменологічний опис ґрунтується на впровадженні певної міри пошкоджень. Гіпотеза підсумовування втомлювальних пошкоджень полягає в тому, що пошкодження, викликане даним циклом напружень, приймається незалежним від попередньої історії навантажень. Тому кожне нове пошкодження підсумовується з пошкодженнями, викликаними попередніми циклами (правило Майнера). Лінійною гіпотезою підсумовування пошкоджень Пальмгрена-Майнера вводиться апріорна міра пошкоджень, пропорційна числу циклів:

$$D = \sum \frac{n_i}{N} \leq 1,$$

де міра пошкоджень $D = 0$ – в неушкодженому стані матеріалу, $D = 1$ – при повному руйнуванні матеріалу, n_i – число циклів i -го діапазону, N – повне число циклів.

Оцінку міцності можна здійснювати як безпосереднім розрахунком міри D за наведеною вище формулою, так і іншим способом із застосуванням однорідного рівноважного діапазону напружень $\Delta\sigma_e = \frac{\max \Delta\sigma}{\alpha_k}$, де $\max \Delta\sigma$ – найбільший з усіх циклів діапазон напружень, $\alpha_k = 1 - \ln K \leq 1$ – коефіцієнт спектра, який обчислюється в залежності від коефіцієнта наповнення спектра:

$$K = \frac{1}{\max \Delta\sigma} \sum \Delta\sigma_i \frac{n_i}{N}.$$

Для встановлення діапазонів циклів $\Delta\sigma_i$ користуються одним із методів числення циклів. До найбільш поширених відноситься метод «резервуара», який має просту фізичну ілюстрацію. Слід уявити, що контур віброграми напружень σ наповнений водою, утворюючи вид збірника. В найглибшій точці графіка випускається вода. Відповідна висота стовпа води $\Delta\sigma_1$ відповідає повному циклу в діапазоні напружень $\Delta\sigma_1$. Таким же чином встановлюються наступні діапазони.

Література

- [1] Гарней Т.Р. Основы новых правил проектирования сварных соединений на выносливость. Сб. Проектирование стальных мостов под ред. А.А. Поталкина. М: Транспорт, 1986. С. 232 – 243.

Надійшла до редколегії 17.12.2009 р.

УДК 624.011

Развитие методик расчета сжато-изогнутых элементов в историческом аспекте

Клименко В.З., к.т.н.

Киевский национальный университет строительства и архитектуры, Украина

Анотація. Розглянуто методики розрахунку з позиції теоретичної якості і відповідності математичної формалізації фізичному явищу, яке відбувається в дерев'яних елементах, що працюють на згин зі стиском. Доведено, що методика, яка була розроблена у 30-х рр. минулого сторіччя і є чинною до цього часу на підставі лише того, що вона більш проста порівняно з іншими, не відповідає дійсній роботі дерев'яних стиснено-вигнутих елементів.

Аннотация. Рассмотрено методики расчета с позиции их теоретического качества и соответствия математической формализации физическому явлению, происходящему в сжато-изогнутых элементах деревянных конструкций. Доведено, что методика, разработанная в 30-е гг. прошлого столетия и действующая до сих пор лишь на основании того, что она более проста по сравнению с другими, не соответствует действительной работе деревянных сжато-изогнутых элементов.

Abstract. Consideration of structural analysis methods performed with the position of their academic quality and correspondence their mathematical formalization to the physical phenomena occurring in the compressed-bent elements of timber structures. So in [1], justification of the methodology adopted in the thirties of last century, and is used now, given on the point of view that it is simpler comparatively with other, already known at those times. But it is not so from a position quality of the theoretical methods, due to its non correspondence to the real work of compressed-bent wooden elements. The article proposes to replace this method in the functioning regulatory document.

Ключевые слова: сжато-изогнутые элементы, деревянные конструкции.

Обзор методик расчета¹. В тридцатых годах прошлого столетия расчет сжато-изогнутых элементов разрешалось выполнять на так называемое тогда неравномерное сжатие по формуле Ф.С. Ясинского:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} + \frac{M}{W}. \quad (1)$$

В [2] дана следующая характеристика этой формулы. Структура формулы совершенно неправильная и является грубо условной. В ней соединены проверки на устойчивость (первый член) и на прочность (второй член). Она не отвечает физическому смыслу работы и деформации стержней, работающих одновременно на изгиб и сжатие.

¹ Более ранние методики имеют только историческое значение и не рассмотрены в этой статье.

Мне кажется, что эта оценка не совсем справедлива. Формула (1) была предложена в то время, когда в сжато-изогнутых элементах конструкций напряжения от сжатия преобладали по сравнению с напряжениями от изгиба. Преобладала, таким образом, работа стержня на продольное сжатие, но при этом в формуле (1) изгибающий момент не игнорируется. Этим она отличается от того, что содержится в п. 4.17.5. СНиП II-25-80: при напряжениях изгиба, не превышающих 10 % от напряжений сжатия, следует проверять стержни на устойчивость без учета изгибающего момента. Если выполнен расчет сжато-изогнутого элемента на прочность с учетом деформированной схемы по формуле (28) СНиП, то нет смысла делать упрощенную проверку. С методологической точки зрения такая рекомендация в нормативном документе не желательна.

Характеристика, данная в [2] формуле (1), если считать её справедливой, может быть отнесена в значительной мере и к формуле (28) СНиП II-25-80. Формулы (1) и (28) СНиП отвергают физический смысл работы сжато-изогнутых стержней в зависимости от меры влияния на напряженное состояние материала сжатия или изгиба. Есть граница адекватного отражения этими формулами работы сжато-изогнутых стержней. Вероятно, она ДОС-таточно «размыта», поэтому лучше иметь более универсальную методику расчета, о которой речь идет ниже.

В сжато-изогнутых стержнях помимо изгибающего момента от поперечной нагрузки появляется дополнительный момент в деформированной схеме. Краевые напряжения находятся по формуле сложного сопротивления:

$$\sigma = N/A + M/W + N(f_0 + f_\delta)/W, \quad (2)$$

где f_0 – прогиб от поперечной нагрузки; f_δ – дополнительный прогиб от изгибающего момента $M_\delta = N \cdot f_0$.

Абсолютно точное решение по формуле (2) получается при вычислении общего прогиба f_δ путем интегрирования дифференциального уравнения изогнутой оси стержня. В действующей методике расчета использовано *приближенное решение в предположении упругой работы материала*.

Далее расчётные формулы методик расчета сжато-изогнутых стержней по [1] и [2] приведены фрагментарно без подробных выкладок и преобразований. Этого достаточно для того, чтобы проследить развитие методик.

Развитие методик расчета. Формула (2) выглядит в методиках по-разному: в [1] формулой (1.1), в [2] формулой (2.1), в которых полный прогиб

вычисляется по разным формулам (1.2) и (2.2), но их физическая суть одинакова.

По [1] прогиб от поперечной нагрузки $f_0 = kM/N_s$, а по [2] $f_0 = Ml^2/kEI$ без преобразования, как сделано в [1], в которых k – коэффициент, зависящий от вида поперечной нагрузки.

В методике [1] на основании того, что коэффициент k для разных нагрузок близок к единице (при равномерно распределенной нагрузке $k = 1,028$, при сосредоточенной силе посередине пролёта $-0,823$) в дальнейших выкладках принят единый коэффициент, равный единице. В методике [2] такого упрощения избежали. В методике [1] пренебрегли расхождением в величине прогиба f_0 в $+2,8\%$ и $\approx -17\%$. Это первое замечание по поводу точности методики по [1].

Второе замечание касается предположения об упругой работе материала. В формулах (1.2) и (2.2) Эйлера сила находится при модуле упругости, найденном по проведенной диаграмме работы древесины на сжатие на участке до условного предела пропорциональности. Для древесины как упруго-вязкопластичного материала надо учитывать в соответствии с диаграммой работы на сжатие (при изгибе речь идёт об условной диаграмме) изменение модуля упругости. Этот факт учитывается в действующих нормах проектирования (п. 3.5) – рекомендовано принимать в расчётах конструкций на устойчивость и по деформируемой схеме $E^1 = 300R_c$.

После преобразований формулы (1.1) и (2.1) принимают вид (1.3) и (2.3). По этим формулам можно проверить краевые напряжения в сжатом изогнутом стержне.

Таблица 1

Расчётные формулы по методикам [1] и [2]

По методике [1]		По методике [2]	
$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} + \frac{Nf}{W}$	(1.1)	$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \left(1 + \frac{\Delta M}{W} \right),$ где $\Delta M = Nf$	(2.1)
$f = \frac{M}{N_s \left(1 - \frac{N}{N_s^{sp}} \right)}$	(1.2)	$f = \frac{f_0}{1 - \frac{N}{N_s}}$	(2.2)
$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W \left(1 - \frac{N}{N_s^{sp}} \right)}$	(1.3)	$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \left(1 + \frac{\pi^2}{k} \cdot \frac{N}{N_s - N} \right)$	(2.3)

Окончание таблицы 1

По методике [1]		По методике [2]	
$[\sigma] = \frac{N}{A} + \frac{M}{W \left(1 - \frac{k_3 N}{N_3^{kp}}\right)}$	(1.4)	$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \left(1 + \frac{\pi^2}{k} \cdot \frac{k_3 N}{N_3 - k_3 N}\right)$	(2.4)
$1 - \frac{k_3 N}{N_3^{kp}} = \xi$	(1.5)	$\frac{1}{1 + \frac{\pi^2}{k} \cdot \frac{k_3 N}{N_3 - k_3 N}} = \xi$	(2.5)
$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W \xi} \leq [\sigma]$	(1.6)	$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W \xi} \leq [\sigma]$	(2.6)
$\xi = 1 - \frac{1}{\varphi} \cdot \frac{\sigma_c}{[\sigma_c]}$	(1.7)		
$\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3100} \cdot \frac{\sigma_c}{[\sigma_c]}$	(1.8)		
$\frac{N}{A \varphi_e} = [\sigma_c]$	(1.9)	$\frac{N}{A \varphi_e} = [\sigma_c]$	(2.9)
$e = \frac{M}{N}, \rho = \frac{W}{A}$		$e = \frac{e_0}{\rho}, e_0 = \frac{M}{N},$ $\rho = \frac{W}{A}$	
φ_e – функция e и ρ		φ_e – функция e и $\alpha = 4E\lambda^2 \sigma_c$	

В [1] сделана оговорка, что проверка по формуле (1.3) считается недостаточной для утверждения о надежности стержня. В качестве аргументации говорится следующее. Структура формулы (1.3) такова, что пропорциональности между нагрузкой и напряжением нет. Приводится довод, что при изменении величины N в два раза, приняв её равной $0,8N_3$ вместо $0,4N_3$, увеличение второго члена формулы (1.3) происходит не в два, а в три раза.

Но эта операция чисто математическая и лишена физического смысла в элементах конструкций, скажем, в верхних поясах ферм. Изменение силы N происходит в результате изменения нагрузки на ферму, что приводит к изменению местного изгибающего момента M . На основании такого, на мой взгляд, странного и неубедительного довода сделано заключение, что формула (1.3) не гарантирует сжато-изогнутому стержню определенный коэффициент запаса по отношению к разрушающей нагрузке.

В [2] говорится, что формула (2.3) для расчета сжато-изогнутого стержня не вполне верна, так как не отвечает определённому запасу прочности, и

как всякая формула проверки сечения она должна относиться к моменту разрушения. Смысл тот же, что и в [1].

В несколько иной интерпретации по сравнению с [1], но так же странно, в [6] объясняется схема решение задачи устойчивости сжато-изогнутого стержня. Говорится, что в сжато-изогнутом стержне внешние силы, вызывающие сжатие и поперечный изгиб, не зависят друг от друга. Поэтому для любой продольной силы N можно подобрать такую поперечную нагрузку q , при которой стержень будет находиться в критическом состоянии. Задача устойчивости в такой постановке относится к виртуальному стержню, а не к реальному сжато-изогнутому элементу. Далее в [6] решение задачи сжато-изогнутого стержня переносится на решение внецентренно сжатого стержня с эквивалентным эксцентриситетом $e = M/N$. Но этим соотношением устанавливается взаимосвязь между продольной силой и изгибающим моментом, в отличие от решения задачи для виртуального стержня. Ниже будет подробнее рассмотрено решение задачи внецентренно сжатого стержня по [1] и [2]. Сейчас фрагмент из [6] приведен исходя из обязательного методологического подхода изложения материала в специальной технической литературе относительно теоретической формализации физического явления, который сформулирован в аннотации.

После введения в формулы (1.3) и (2.3) коэффициента запаса k_s , к N и M , приняв $\sigma = R_{sp}/k_s$, эти формулы после преобразований приняли вид (1.4) и (2.4). Приняв в [1] значение коэффициента ξ по формуле (1.5), а в [2] – по (2.5), формулы (1.3) и (2.3) приобрели одинаковую структуру: соответственно формулы (1.6) и (2.6).

Числовые коэффициенты ξ по формулам (1.5) и (2.5) одинаковые, и в инженерных расчётах можно пользоваться формулами (1.6) и (2.6), которые имеют одинаковую структуру с формулой (28) СНиП. Но двучленная формула неудобна для подбора сечения, так как содержит две переменных A и W . Подбор сечения удобно делать по одночленной формуле. Методика [2] дальше развивалась в этом направлении, поэтому формула (2.5) для определения коэффициента ξ не получила развития. В методике [1] остановились на двучленной формуле и преобразовали выражение (1.5) в удобную, по мнению авторов [1], формулу, в которой не присутствует коэффициент запаса. После преобразования формулы (1.5) выражение для коэффициента ξ приняло вид (1.7). Из двух выражений для вычисления коэффициента продольного изгиба при разных гибкостях для использования в формуле (1.6) принято $\varphi = 3100/\lambda^2$, после чего формула для ξ приняла вид (1.8) при любой гибкости стержня. При этом тот факт, что

при $\lambda < 55$ коэффициент $\varphi > 1$, никаким образом не комментируется с точки зрения устойчивости как физического явления.

Сопоставив методики [1] и [2], перейдем к современному методу расчёта согласно СНиП. Если в формуле (1.8) коэффициент φ как-то «завуалирован», то в нормах, в формуле (30), он в явном виде с рекомендацией по определению, когда он становится больше единицы. Гибкости 25...50 обычные для сжато-изогнутых элементов, например, верхних поясов ферм из клееной древесины при длине панелей $l \geq 3$ м. Как объяснить студентам и другим пользователям норм правомочность использования коэффициента продольного изгиба $\varphi > 1$ и даже $\varphi \gg 1$? С методологической позиции это совершенно неправильно, а к физическому явлению при расчете стержней на устойчивость это не имеет отношения. Очевидно, что подобного в нормативном документе быть не должно.

Удовлетворительные результаты расчетов не вызывают возражений против математической формализации коэффициента ξ ранее формулой (1.7), а сейчас формулой (30) СНиП, если считать, что в них φ не коэффициент продольного изгиба для стержней с $\lambda = 25...55$, а некий числовой параметр неопределенного физического смысла.

Вот такая характеристика дана коэффициенту ξ в [1]:

«В выражение $\xi = 1 - (1/\varphi)(\sigma_c/[\sigma_c])$ входит коэффициент φ , который при расчете сжато-изогнутых стержней вычисляется при любой гибкости по формуле $\varphi = 3100/\lambda^2$, действительной на самом деле только при $\lambda \geq 75$.

Так как при $\lambda < 75$ значение коэффициента продольного изгиба φ меньше величины $3100/\lambda^2$, то может получиться, что стержень, который по расчету на продольный изгиб выдерживает только силу N , при расчете по формуле сжато-изогнутого стержня сможет воспринять кроме силы N еще некоторый изгибающий момент M ».

По существу, в этой характеристике признается нелегитимность величины ξ , а значит в целом и методики расчета.

Известно, что при отсутствии внутренней логики всякое научное суждение вырождается в схоластику. Научное суждение не должно оставлять возможностей для неверного ответа. В следующих изданиях учебника глубоко уважаемых мною и всей научной и инженерной общественностью в области строительных конструкций авторов [1], подобных суждений не содержится. Но формула СНиП (30) продолжает

функционировать и выполняет свою функцию успешно. Конечно, пользователю методом расчета при этом безразлично философское рассуждение относительно этой формулы. С методологической позиции надо найти аргумент, если он существует, оправдывающий формулу (30) СНиП, а ранее формулу (1.7).

Методики по [1] и [2] заканчиваются приведением формул (1.4) и (2.4) в одночленные формулы, удобные для подбора сечения стержня. Не останавливаясь на «тактических» различиях расчетов, с которыми можно познакомиться в [3] и [4]. В обеих методиках эти формулы имеют одинаковую структуру: $\varphi_e < 1$. Этим формулы (1.9), (2.9) по своему физическому содержанию принципиально отличаются от формулы продольного изгиба стержня, потому что являются формулами расчета по прочности, а не устойчивости. Исторически сложилось так, что для расчета деревянных сжато-изогнутых элементов методика с одночленной формулой (1.9) не получила применения, при том, что она в [1] названа «точной теорией», начиная с 40-х годов прошлого столетия, для расчета формулой (2.9).

Количественное сравнение методик. Выполнено количественное сопоставление рассмотренных методик расчета сжато-изогнутого стержня:

- 1 – по формуле (1);
- 2 – по СНиП, приближенный расчет;
- 3 – по формуле (2), без учета дополнительного изгибающего момента $N \cdot f_q$;
- 3* – по формуле (2) с учетом момента $N \cdot f_q$;
- 4 – по формуле (1.9);
- 5 – по формуле (2) с вычислением прогиба f методом начальных параметров по точной формуле [7]

$$f = \frac{ql^2}{EIu^2} \pi \left(\frac{1}{\cos \frac{u}{2}} - 1 - \frac{u^2}{8} \right),$$

в которой $u = \sqrt{N/EI} \cdot l$.

Количественное сопоставление методик состояло в сравнении напряжений в верхнем поясе ферм с длиной панелей 6 и 9 м при действии двух разных нагрузок на фермы. Так сформировались четыре варианта, в которых для сопоставимости результатов расчетов все остальные факторы сохранялись одинаковыми. Результаты расчетов приведены в табл. 2.

Таблиця 2

$l, м$	6		9	
$q, кН/м$	12,2	24,4	12,2	24,4
Вариант	I	II	III	IV
Методика расчета	$\sigma, МПа$			
1	11,17	11,47	11,08	11,87
2	11,62	11,67	11,52	12,17
3	11,12	11,43	11,08	11,87
3*	11,15	11,44	11,09	11,88
4	11,14	11,42	11,09	11,88
5	11,02	10,61	11,09	11,54

Вопреки характеристике методики 1, её результаты практически совпадают с результатами других методик, исключая методику 5. Результаты расчетов по методикам 3 и 4 одинаковые. Очень небольшое увеличение краевых напряжений по методике 3* по сравнению с 3 свидетельствуют о совершенно незначительном влиянии дополнительного изгибающего момента от продольной силы за счет прогиба стержня от момента в деформированной схеме, равного Nf . Это объясняется приближенностью метода расчета. Методика 5 без упрощений дает самые низкие результаты.

Методика 2 дает несколько завышенные результаты. Но к ней было больше всего замечаний, касающихся предпосылок расчета. Здесь допускается $\varphi > 1$. С методологической позиции эта методика уязвима. К тому же она несколько не проще других. Поэтому можно считать, что совершенно не обязательный запас расчета по методике 2, не может быть оправданием её присутствия в СНиП с позиции методологии изложения научного положения.

Физическая суть методик расчета. Методики по [1] и [2] основаны на разработанной ранее проф. К.О. Завриевым [3] теории краевых напряжений для стержней при одновременном действии изгиба и осевого сжатия. В теории краевых напряжений с учетом гибкости стержней в плоскости изгиба появилось соотношение N/N_s , в котором N – продольное усилие сжатия, а N_s – эйлерова сила в стержне. Для стержней с гибкостью, превышающей граничную λ_{min} , делящую работу материала в пределах и за пределом пропорциональности, справедлив коэффициент продольного изгиба по гиперболе Эйлера на графике « λ - φ ». Методики по [1] и [2] идентичны до получения формул соответственно (1.6) и (2.6). Усилия N и N_s относятся к одному и тому же сжато-изогнутому стержню.

Для деревянных стержней с $\lambda > \lambda_{min} = 70$ коэффициент $\varphi_s = \Phi/\lambda^2 < 1$ и методики по [1] и [2] для них справедливы, поскольку отвечают сути

физического явления происходящему в сжато-изогнутом стержне. Параметр Φ зависит от временного сопротивления (предела прочности материала) и переменный в методе расчета по предельным состояниям для трех сортов древесины с разными R^{sp} . Для сжатых деревянных стержней с $\lambda \leq \lambda_{\min}$ эмпирическая формула для коэффициента φ , который также не превышает единицы. Гипербола Эйлера при $\lambda < \lambda_{\min}$ на графике « $\lambda - \varphi$ » уходит в бесконечность и коэффициент φ , стремительно возрастает, он относится к виртуальному стержню, который не может существовать физически. Коэффициентом φ_y нельзя пользоваться для расчета реальных элементов с $\lambda = 25 \dots 55$, работающих на сжатие с изгибом, поскольку он не имеет никакого отношения к физическому явлению, происходящему в них. Соотношение N/N_y теряет физический смысл, так как N – это расчетное усилие в элементе, например в верхнем поясе фермы, а N_y – критическая сила в виртуальном стержне.

Методика по [2] не нашла практического применения и для расчета металлических элементов используется одночленная формула (2.9). По каким соображениям по [1] для расчета деревянных стержней принята была и продолжает функционировать методика, неадекватная физическому явлению, при том, что уже была предложена в [4] одночленная формула (1.9), логического объяснения нет.

Выводы

Методика СНиП вызывает большой вопрос: неужели она принята в результате случайного хорошего конечного результата при ξ с $\varphi = 3000/\lambda^2$ при любой гибкости.

Удовлетворяющий результат, тем более с некоторым запасом, обеспечен структурой формулы (30) СНиП. В ней нивелируется значение ξ при различии в достаточно широком диапазоне величин, входящих в неё, в том числе φ . Если заключение справедливо, то с методологической позиции в нормативном документе надо привести методику расчета, свободную от претензий с этой позиции.

Вызывает сомнение также целесообразность допущения, которое содержится в нормативной, начиная с [5], и учебной литературе относительно того, что $E = const$ и E/R_{const}^{sp} в методике расчета по предельным состояниям [8].

Литература

- [1] Курс деревянных конструкций. Ч.1 Г.Г. Карлсен и др. М.-Л.: СИ. 1942.
- [2] Курс металлических конструкций. Ч.1. Н.С. Стрелецкий. М.: СИ. 1940.
- [3] Расчет стержней на одновременное действие изгиба и осевого сжатия. К.О. Завриев. 1932.
- [4] Устойчивость внецентренно сжатых цельных деревянных стержней. Г.В. Свенцицкий. Сб. УНИПС. М. 1940.
- [5] Расчет деревянных конструкций по расчетным предельным состояниям. В.М. Коченов. ГСИМ. 1955.
- [6] Металлические конструкции: Общий курс. Учеб. Для вузов / Г.С. Ведеников, Е.И. Беленя и др. – М.: Стройиздат, 1998.
- [7] Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический. ч. II. – М.:СИ. 1973.
- [8] Конструкції з дерева і пластмас. Підручник. – К.: Вища школа. В.З. Клименко, 2000.

Надійшла до редколегії 29.12.2009 р.

УДК 624.076.2

Предупреждение аварийных ситуаций в условиях исчерпания ресурса металлических конструкций

¹Шимановский А.В., д.т.н., ²Колесниченко С.В., к.т.н.

¹ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

²Донбасский центр технологической безопасности

ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

Анотація. Попередження аварійних ситуацій запропоновано виконувати в рамках програми забезпечення надійності та системи управління безпекою. На основі ризику-аналізу здійснюється призначення залишкового ресурсу експлуатації об'єктів із урахуванням комплексної оцінки параметрів технічного стану реальних та гіпотетичних дефектів та пошкоджень конструкцій.

Аннотация. Предотвращение аварийных ситуаций предлагается осуществлять в рамках программы обеспечения надежности и системы управления безопасностью. На основе риск-анализа осуществляется назначение остаточного ресурса эксплуатации объектов с учетом комплексной оценки параметров технического состояния реальных и гипотетических дефектов и поврежденных конструкций.

Abstract. Prevention of failure situation is being suggested in the frame of dependability maintenance program and management safety system. On the basis of risk-analysis residual life prediction should be done taking in the consideration a complex assessment of technical state parameters for structures' real and hypothetic defects and damages.

Ключові слова: ризик-аналіз, надійність, безпека, ресурс.

Описание проблемы. Важное значение проблема безопасной эксплуатации конструкций зданий и сооружений приобретает не только в связи с исчерпанием проектного ресурса конструкций, но и возможным технологическим перевооружением, необходимостью использования современных сырьевых материалов и энергетических источников.

В Украине имеется значительный фонд производственных зданий и сооружений, стоимость которого доходит до 60 % основных фондов народного хозяйства Украины. Сохранение и поддержание этого фонда в рабочем состоянии, возможном для использования в течение всего проектного, а часто и назначенного за проектного срока эксплуатации, являются важной экономической задачей.

Определение влияния процессов старения, износа и других деградиционных процессов с учетом вероятности аварийного разрушения стальных конструкций является одной из главных межотраслевых проблем безопасности. По ряду объективных и субъективных причин в последнее время количество аварий приобрело лавинообразный характер. С 1991 года и до

сегодняшнего дня на предприятиях горнодобывающей, металлургической, машиностроительной отраслей и в строительстве произошли тысячи аварий, большое количество которых сопровождалось человеческими жертвами. Значительная часть аварий обусловлена процессом физического старения конструкций [1, 2, 3].

К сожалению, несмотря на достаточное количество действующих нормативных документов, регламентирующих условия эксплуатации строительных конструкций, надлежащего внимания их содержанию и надзору, а, следовательно, и безаварийной работе, со стороны владельца объекта уделяется мало. Решение проблемы безопасности может быть только на основе процессного подхода, который заключается в создании организационно-технических средств, основанных, прежде всего, на стремлении руководства предприятия системно реализовывать принципы безаварийной эксплуатации. Надежность и безопасность объекта должна быть рассчитана на всех стадиях его жизненного цикла и соответствующих этим стадиям этапам видов работ.

Нерешенные ранее части общей проблемы, которые отражены в исследовании. Предупреждение аварийных ситуаций является комплексной задачей, состоящей из выполнения работ по следующим направлениям:

- решение организационных проблем, связанных с систематизацией работ по обследованию и паспортизации зданий и сооружений;
- разработка программы обеспечения надежности – ПОН, и расчет показателей надежности, оптимизация и нормирование показателей надежности;
- разработка системы управления безопасностью – СУБ, определение показателей и критериев безопасности;
- расчет остаточного ресурса конструкций в условиях их длительной эксплуатации;
- оценка риска дальнейшей безаварийной работы;
- подготовка и переподготовка специалистов, занятых обслуживанием, содержанием и надзором за строительными объектами.

Нерешенной задачей с позиции управления безопасностью является отсутствие сформированных комплексных показателей, определяющих реальное состояние условий безаварийной эксплуатации конструкций при назначенном остаточном ресурсе.

Анализ исследований и публикаций. Начало работ по системному анализу проблемы безопасной эксплуатации зданий и сооружений в условиях исчерпания их проектного ресурса было положено Постановлением КМУ № 409 [8] и закреплено последующими нормативными документами [4, 9 – 12]. Серьезными исследованиями можно считать работы [2, 13 – 15],

направленные на практическое внедрение результатов безаварийной и надежной работы конструкций с использованием аппарата риск-анализа при построении прогнозных моделей продления остаточного ресурса.

Целью данной работы является определение в общем виде показателей безопасности эксплуатирующихся конструкций в условиях исчерпания их проектного ресурса для обеспечения дальнейшей безаварийной эксплуатации.

Основной задачей функционирования СУБ является обеспечение такой эксплуатации зданий и сооружений, которая позволила бы минимизировать риск возникновения аварии вследствие появления и чрезмерного развития дефектов и повреждений, ошибок персонала для постоянного периодического декларирования безопасности и продления срока эксплуатации конструкций зданий и сооружений [4]. В рамках СУБ осуществляется постоянное решение задач риск-анализа, возможного только при наличии соответствующих регистрационных систем, содержащих полную информацию о текущем состоянии объекта.

Нормирование показателей надежности, входящих в состав ПОН, определяющих безотказность, долговечность, ремонтпригодность и сохраняемость конструкции, должно осуществляться на стадии проектирования, однако для конструкций, находящихся в условиях длительной эксплуатации, должно осуществляться в процессе выполнения работ по обследованию при оценке их технического состояния. При реализации ПОН необходимо привлечение необходимых ресурсов предприятия для обслуживания строительных стальных конструкций по фактическому состоянию.

С позиции регулярного надзора за состоянием стальных конструкций сложившаяся схема их эксплуатации представлена блок-схемой (рис. 1).

По результатам обследования конструкций должна быть сформирована база обнаруженных дефектов и повреждений, на её основе получены качественные и количественные показатели дальнейшей эксплуатационной пригодности объекта (параметры технического состояния – ПТС), выполнены необходимые перерасчеты и определена возможность продления ресурса.

Безопасность любого эксплуатирующегося объекта зависит от следующих показателей (источников опасности), которые могут быть отнесены к одной из групп:

- показатели природного воздействия – группа «А»;
- показатели технологии и производства – группа «Т»;
- показатели конструктивные – группа «К»;
- показатели организационно-технические – группа «О»;

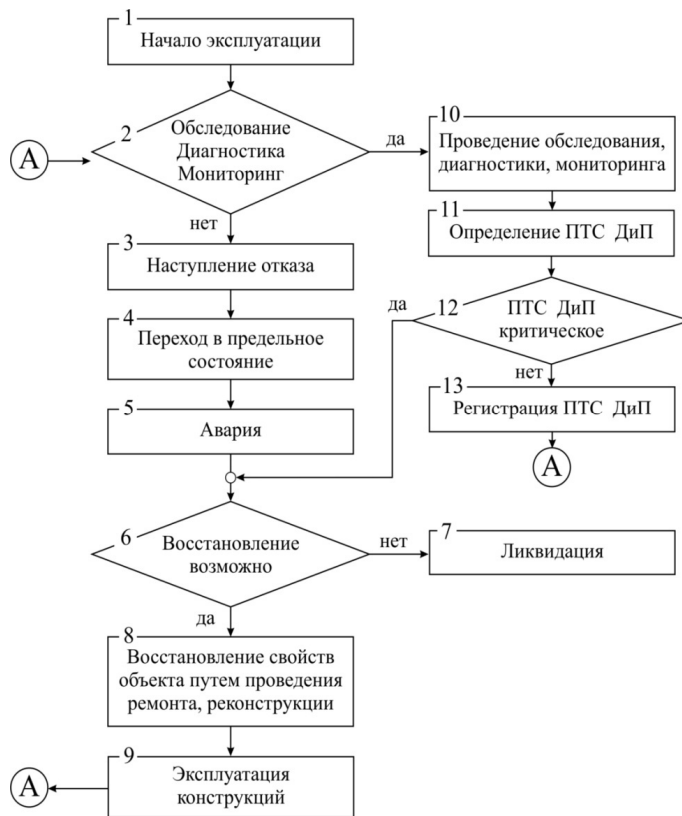


Рис. 1. Схема эксплуатации стальных конструкций производственных зданий и сооружений

Показатели группы «А» и «К» представляют опасность с позиции контролируемого или неконтролируемого высвобождения энергии – Е – кинетической, взрывной, тепловой, световой, электрической, электромагнитной, накопленной в объекте или воздействующей на объект на различных стадиях жизненного цикла.

Показатели группы «Т» представляют опасность с позиции контролируемого или неконтролируемого выброса веществ (энергии) – W– радиационно-, химически- и биологически-, тепло-, электроопасных.

В перечень показателей безопасности эксплуатирующихся конструкций зданий и сооружений от природных причин (группа «А») входят показатели, которые зависят от:

— сейсмических воздействий (очаговые землетрясения, волны землетрясений, волны от взрывов);

- метеорологических воздействий (ураганы, грозы, ветровые воздействия от изменения застройки, изменения микроклимата);
- геомеханических факторов (провалы, осадки, крены и т.п.).

Показатели технологические (группа «Т») определяются:

- учетом влияния технологического процесса на состояние конструкций;
- учетом влияния инженерных систем и коммуникаций на состояние конструкций.

Показатели группы «О» представляют опасность с позиции отсутствия, разрушения необходимых или возникновения опасных (вредных) потоков информации I в управляющих, контролирующих, оповещающих системах объекта.

Для оценки уровня безопасности эксплуатирующихся стальных конструкций особое внимание должно быть уделено показателям групп «К» и «О», так как только для них возможен количественный расчет критериев и предельных значений на основе результатов работ по обследованию и данных надзора и содержания за весь срок службы здания (сооружения).

Организационно-технические показатели (группа «О») безопасности зависят от наличия служб, ответственных за регламентные работы, определенные нормативными документами. Как правило, показатели связаны с регулярным выполнением процедур, направленных на безопасность технологического процесса и поддержание состояния строительных конструкций здания (сооружения) в условиях выполнения требований действующих норм.

Исходя из опыта работ по обследованию, диагностики и мониторинга, можно выделить следующий перечень показателей группы «О», определяющиеся наличием или отсутствием:

1. Архитектурно-технического паспорта. В свою очередь, в данном паспорте должны быть представлены результаты:
 - 1.1. геомеханических изысканий;
 - 1.2. исходной проектно-конструкторской документации на строительные конструкции и инженерные сети (новое строительство и работы по реконструкции);
 - 1.3. сертификатов на использованные материалы (новое строительство и работы по реконструкции);
 - 1.4. актов на скрытые работы (новое строительство и/или работы по реконструкции).
2. Паспорта технического состояния объекта.
3. Правил эксплуатации конструкций или стандарта (технического регламента) технологической безопасности.

4. Службы (лиц), ответственной за надзор, содержание и техническую эксплуатацию.
5. Системы обучения, подготовки и переподготовки персонала.
6. Систем мониторинга и диагностики (в том числе автоматизированных) технического состояния конструкций:
 - 6.1. проведением регулярных осмотров;
 - 6.2. проведением регулярных обследований;
 - 6.3. систем учета (электронных баз данных) технического состояния конструкций и объектов.
7. Систем аварийного пожаротушения или контроля возникновения пожара.
8. Доступа (системы конструкций обслуживания) к узлам и конструкциям.
9. Регулярного выполнения ремонтных работ.

В данный перечень могут быть включены и другие показатели в зависимости от специфики эксплуатации конструкций.

После формирования перечня показателей группы «О» (в отличие от показателей группы «К»), возникает проблема корректной оценки безопасности в связи с тем, что практически для всех показателей невозможно определить критические, предельные и рабочие значения. По каждому из показателей возможно дать ответ «существует» или «отсутствует». Для количественной оценки показателей организационно-технической безопасности (ОТБ) предлагается использовать расчет по индексу безопасности Элмери, который применяется для анализа безопасности труда [5]:

$$\text{ОТБ} = \frac{\text{пункты "существует"}}{\text{пункты "существует" + пункты "отсутствует"}} \times 100\%. \quad (1)$$

Перечень показателей конструктивной безопасности (группа «К») определяют:

- дефекты конструкций;
- повреждения конструкций.

При этом, под дефектами и повреждениями понимают все возможные нарушения состояния конструкций при сравнении с действующими нормами: недостатки проекта, изготовления, повреждения при транспортировке, монтаже и эксплуатации. Оценку показателей группы «К» возможно выполнить по ДБН 362-92 с использованием требований СНиП II-23-81* и других норм расчета специальных конструкций (галереи, мосты, мачты, башни и т.п.).

Отдельной проблемой, характерной для стальных конструкций, может стать определение критических размеров дефектов и повреждений (ДиП),

при которых возможно разрушение всей конструкции (глобальное разрушение) или ее локальное разрушение. В качестве исходной информации в качестве детерминированных показателей можно использовать параметры критических значений ДиП, приведенные в ДБН 362-92. В процессе обследования конструкций зданий и сооружений основной задачей является выявление ДиП с разработкой мероприятий по их устранению. Несмотря на использование неразрушающих методов контроля, всегда существует вероятность необнаружения скрытых ДиП, к которым относятся коррозионные дефекты, трещины, непровары в сварных швах и основном металле подкрановых балок и листовых конструкциях резервуаров, бункеров, силосов, трубопроводов, большепролетных покрытий. Количество этих ДиП, их распределение по толщине металла и местонахождение неизвестны. При реализации СУБ в рамках риск-анализа прогнозирование существования невыявленных дефектов определяется по информации об обнаруженных ДиП.

Алгоритмизация и разработка дискретных показателей безопасности позволила создать электронные регистрационные системы сбора и обработки информации – базы данных (БД), разработать стандарты предприятия. Внедрение БД позволяет осуществлять постоянный контроль развития обнаруженных повреждений, выполнять количественный расчет остаточного ресурса конструкций при наличии допускаемых повреждений [6].

Конечной задачей обеспечения безаварийной эксплуатации конструкций является назначение их остаточного ресурса. При этом рассматривается несколько групп типовых ситуаций, характеризующихся взаимосвязью и наличием информации между прямыми и косвенными параметрами системы, результатами периодических измерений параметров, а также результатами натурального эксперимента. В зависимости от этого возможно использование соответствующих видов распределений при прогнозировании интервальной или точечной оценки ресурса. С учетом стоимости работ по техническому обслуживанию и ремонтам определяются коэффициенты готовности и пригодности конструкции к эксплуатации. В зависимости от информации об объекте, остаточный ресурс которого прогнозируется, рассматриваются три группы типовых ситуаций.

Первая группа типовых ситуаций характеризуется наличием следующей информации:

- известны вид функции F , определяющий связь между прямыми и косвенными параметрами системы, все коэффициенты и дисперсии этих коэффициентов;
- имеются результаты периодических измерений каждого косвенного параметра.

Вторая группа типовых ситуаций характеризуется следующей информацией:

- вид функции F известен, коэффициенты неизвестны;
- имеются результаты периодических измерений косвенных параметров, а также результаты эксперимента, в процессе которого производится одновременное измерение прямых и косвенных ПТС.

Третья группа типовых ситуаций характеризуется следующей информацией:

- функция F монотонна и непрерывна (общий вид неизвестен);
- имеются результаты эксперимента.

Используется DM-распределение, прогнозируется интервальная или точечная оценка ресурса [7].

Для эксплуатирующихся стальных конструкций показателями надежности, рассчитываемыми в рамках ПОН, являются показатели долговечности (ресурс) и комплексный показатель – коэффициент готовности

$$K_G(t) = \frac{T_0(t)}{[T_0(t) + T_B(t)]}, \quad (2)$$

где $T_0(t)$ – средняя наработка объекта между отказами; $T_B(t)$ – среднее время восстановления.

Пригодность конструкции к содержанию может быть определена как

$$S = \frac{K_G}{C_{\text{ТОиР}} / T_{\text{КЛ}}}, \quad (3)$$

где $C_{\text{ТОиР}}$ – стоимость работ по техническому обслуживанию и ремонтам; $T_{\text{КЛ}}$ – расчетное календарное время эксплуатации.

Оценку риска дальнейшей безопасной эксплуатации стальных конструкций при назначенном остаточном ресурсе предлагается выполнять как ряд логических шагов, позволяющих обеспечить систематическое рассмотрение факторов опасности. Основными факторами опасности предлагается считать вероятность разрушения конструкции при наличии как выявленных повреждений (реальный риск), так и невыявленных повреждений, развивающихся спонтанно и хаотически, не в соответствии с расчетными прогнозными моделями (гипотетический риск).

Основой для оценки рисков R является функционал F , связывающий вероятность P возникновения неблагоприятного события и математическое ожидание ущерба U от этого неблагоприятного события:

$$R = F_R \{U, P\} = \sum_i [F_{R_i}(U_i, P_i)] = \int C(U)P(U)dU = \int C(P)U(P)dP, \quad (4)$$

где i – виды неблагоприятных событий; C – весовые функции, учитывающие взаимовлияние рисков.

В общем случае, для качественного и количественного анализа рисков по выражению (4) на базе исследований сложных динамических нелинейных опасных процессов (возникновения повреждений, отказов, разрушений и аварий) осуществляется построение физических и математических моделей анализируемых объектов, создающих угрозы как по отдельным видам безопасности (локальные риски), так и комплексной безопасности по соответствующим сочетаниям и видам безопасности (глобальный риск).

В этих моделях и сценариях возникновения и развития неблагоприятных событий используются как заданные, так и расчетные и постулированные опасные процессы, развивающиеся во времени t . При таком подходе используются временные шкалы рисков $R(t)$.

Условие безопасности может быть записано в виде:

$$\{R, R_{F,t}\} \leq \{[R], [R_{F,t}]\}, \quad (5)$$

где $R_{F,t}$ – значения рисков для заданной точки F и времени t .

Вероятность того, что через T лет обнаруженный дефект приобретет критические значение с возможным разрушением конструкции имеет вид:

$$I_{\text{кр,в}}(T, z) = \int_{d_{\text{кр}}}^{\infty} \varphi(T, z) dz. \quad (6)$$

Для гипотетических ДиП удельная вероятность разрушения конструкции рассчитывается как:

$$I_{\text{кр,н}}(T, z) = \frac{1 - \left(1 - I_{\text{кр}1}(T_1 t_{\text{кр}1})\right) k_1(t_1) \dots \left(1 - I_{\text{кр}l}(T_l t_{\text{кр}l})\right) k_l(t_l)}{z}, \quad (7)$$

где k – поправочный весовой коэффициент отдельного ДиП; z – критические размеры ДиП; t – толщина металла; $1 \dots l$ – общее количество гипотетических ДиП.

Основываясь на (4), риск разрушения всей конструкции определяется как:

$$F_R(T, z) = U(Z) \left(\sum_1^n I_{кр,в}(T, z) + I_{кр,н}(T, z) \right). \quad (8)$$

В случае, если возможны локальные разрушения конструкций, риск их возникновения определяется как:

$$F_R^{LOC}(T, z) = U(Z_{LOC}) \left(I_{кр,в}(T+1, t_{кр}) - I_{кр,н}(T, t_{кр}) \right), \quad (9)$$

где n – общее количество критических обнаруженных ДиП; $U(Z)$ – ущерб от разрушения, рассчитанный по экономическим критериям.

В зависимости от возможных экономических потерь от реальных и гипотетических рисков разработана методика регистрационной оценки риска, по 10-балльной шкале классифицированы группы ответственности зданий по технологической безопасности.

Система управления рисками осуществляется через механизм риск – менеджмента, основанного на переоценке риска после выполнения ремонтных работ и регулярных работ по обследованию для уточнения реальных нагрузок, соответствия расчетных схем, характеристик материала, напряженно-деформированного состояния, коррозионных потерь, усталостных разрушений.

Выводы

Проблема безопасной эксплуатации строительных стальных конструкций зданий и сооружений может быть решена только проведением комплексных мероприятий. Предотвращение аварийных ситуаций основывается на программе обеспечения надежности и системы управления безопасностью. Назначение остаточного ресурса эксплуатации объектов осуществляется на основе риск-анализа и возможно только при комплексной оценке параметров технического состояния с учетом реальных и гипотетических дефектов и повреждений конструкций.

Литература

- [1] Шимановський О.В. Аналіз технічного стану та проблем експлуатації будівельних металевих конструкцій в Україні./ О.В. Шимановський, В.М. Гордєєв, М.О. Микитаренко та ін.// Будівельні конструкції. – 2001 р. – № 3, С. 18 – 24.
- [2] Шимановский А.В. Техническая диагностика и предупреждение аварийных ситуаций конструкций зданий и сооружений./ Шимановский А.В., Гордеев В.Н., Королев В.П., Оглобля А.И., Рухович И.Р., Филатов Ю.В. – К.: Изд-во «Сталь», 2008 – 463 с.
- [3] Шимановский 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. 3 – 9.
- [4] Методика определения рисков и их приемлемых уровней для декларирования безопасности объектов повышенной опасности. Министерство труда и социальной политики. Приказ № 637 от 04.12.2002.
- [5] Федорец А.Г. Методические основы количественного оценивания производственных рисков. Энергобезопасность в документах и фактах, № 2, 2008.
- [6] Шимановский А.В. Методологические основы создания информационных систем учета действительного состояния эксплуатирующихся строительных конструкций / Шимановский А.В., Колесниченко С.В. Збір. наук. пр. УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського. / Відп. ред. О.В. Шимановський. – К. Вид-во «Сталь», 2008, вип. 1 – С. 68 – 74.
- [7] ДСТУ 2862-94 Надежность техники. Методы расчета показателей надежности. Общие требования.
- [8] Постанова КМУ № 409 від 5 травня 1997 р. «Щодо забезпечення надійної та безпечної експлуатації будівель, споруд та інженерних мереж».
- [9] Постанова КМУ № 1313 від 22 серпня 2000 р. «Про затвердження програми запобігання та реагування на надзвичайні ситуації техногенного і природного характеру на 2000-2005 роки».
- [10] Розпорядження КМУ № 351-р від 11 червня 2003 р. «Про схвалення Концепції Державної програми забезпечення технологічної безпеки в основних галузях економіки».
- [11] Постанова КМУ № 1331 від 8 жовтня 2004 р. «Про затвердження Державної науково-технічної програми "Ресурс"».
- [12] Положення про моніторинг потенційно небезпечних об'єктів. Наказ МНС України від 06.11.2003. № 425.
- [13] Булгаков С.Н. Снижение рисков в строительстве при чрезвычайных ситуациях природного и техногенного характера. / Булгаков С.Н., Тамразян А.Г., Рахман И.А., Степанов А.Ю. / М.: МАКС пресс, 2004. – 304 с.
- [14] Ориняк І.В. Методики проведення ризик-аналізу магістральних трубопроводів з метою декларування їх безпеки та подовження терміну експлуатації. / Ориняк І.В., Бородій М.В., Батура А.С., Агеєв С.М. // Зб. наук. ст. «Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин». Цільова комплексна програма НАН України. Наук. керівник Б.Є. Патон. С. 22 – 28.
- [15] Сборщиков С.Б. Техничко-економические основы эксплуатации, реконструкции и реновации зданий. / С.Б. Сборщиков. Ю.Н. Доможилов, П.В. Монастырев, Н.С. Никитина, Вейкко Кауппила, Юха-Антти Кайвонен, Теуро Аро. Учебное пособие. – Москва: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2007. – 192 с.

Надійшла до редколегії 16.06.2010 р.

УДК 624.014.2

Оценка риска эксплуатации металлических конструкций

Колесниченко С.В., к.т.н.

Донбасский центр технологической безопасности
ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

Анотація. Пропонується методика оцінювання ризиків, що входить до складу робіт із ризику-аналізу спроможності подальшої експлуатації будівельних металевих конструкцій, в умовах вичерпання їх проектного ресурсу. Отримані результати дозволяють попередити можливі аварійні ситуації.

Аннотация. Предлагается методика оценки риска, входящая в состав работ по риску-анализу возможности дальнейшей эксплуатации строительных металлических конструкций, выполняемого в условиях исчерпания их проектного ресурса. Полученные результаты позволят предотвратить возможные аварийные ситуации.

Abstract. Methodology of risk assessment which is a part of risk-analysis for prediction of possibility safety operation for building metal structures in the condition of project life depletion has suggested. Received results can prevent possible accident conditions.

Ключевые слова: риск, анализ риска, безопасность, дефект, повреждения, обследования, ресурс.

Описание проблемы. Одной из задач безаварийной эксплуатации строительных металлических конструкций является расчет остаточного ресурса (ОР) на основе результатов, полученных во время выполнения работ по обследованию и оценке технического состояния.

Расчет ОР выполняется путем уточнения действующих нагрузок, расчетной схемы, свойств материала, обнаруженных дефектов и повреждений (ДиП) с учетом интенсивности их развития во времени. Однако, всегда существует вероятность того, что в процессе обследования часть ДиП не будет обнаружена, их количество, распределение и местонахождение будут неизвестны. Кроме этого, даже для прогнозируемых ДиП возможно их спонтанное неконтролируемое развитие при несанкционированном субъективном изменении проектных параметров функционирования системы «узел – конструкция – здание – нагрузка – материал – расчетная схема» в сроки между плановыми обследованиями (проектного, назначенного или остаточного ресурса). Все это может привести к аварийной ситуации и определяется риском дальнейшей эксплуатации объекта.

Анализ исследований и публикаций. В связи с тем, что значительная часть эксплуатирующихся конструкций находится в условиях практически полного исчерпания их проектного ресурса, проблеме безопасной эксплуатации конструкций, зданий и сооружений в последнее время уделяется

достаточно большое внимание. Особенно активно исследования безопасности стали выполняться после выхода Постановления КМУ № 1331 [6]. В рамках целевой комплексной программы НАНУ «Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин» осуществляется координация работ по проблеме ресурса и безопасности как для объектов повышенной безопасности, так и для обычных промышленных зданий и сооружений [1, 8, 11].

Нерешенные ранее части общей проблемы, которые отражены в исследовании. Несмотря на достаточно большое количество публикаций по проблеме риск-анализа, большинство из них посвящено экономическим аспектам оценки возможного ущерба, проблеме планирования и организации работ, разработке рекомендаций по безопасной эксплуатации в условиях разработки и реализации мероприятий по уменьшению риска [2, 7, 12]. Мало изученной при оценке риска эксплуатирующихся стальных конструкциях в условиях исчерпания их проектного ресурса для прогнозирования остаточного ресурса остается проблема анализа обнаруженных дефектов и повреждений, прогнозирование их развития, возможный учет не обнаруженных во время обследования дефектов.

Цели публикации. В данной работе рассматриваются некоторые аспекты риск-анализа эксплуатации строительных металлических конструкций, при котором основными факторами опасности предлагается считать вероятность их разрушения при наличии как выявленных повреждений (реальный риск), так и невыявленных повреждений и повреждений, развивающихся спонтанно и хаотически, не в соответствии с расчетными прогнозными моделями (гипотетический риск).

Современная концепция эксплуатации сложных инженерных систем, к которым относятся здания и сооружения, предполагает переход от понятия «абсолютная безопасность» к «приемлемому риску». Для этого необходимо проведение анализа рисков и выработки системы по управлению рисками, т.е. снижению рисков до приемлемого уровня.

Любой анализ начинается с определения понятий. Так, на сегодняшний день общепринятым для количественного анализа рисков может считаться следующее определение:

— **риск** – это вероятностные потери, которые могут быть установлены путем умножения вероятности (относительной частоты) негативного события определенной интенсивности на величину возможного ущерба от него [7]. Определение количественного риска является достаточно сложной экономической задачей, так как требуется точное оценивание возможного ущерба в случае аварии.

С точки зрения перехода в технический аспект проблемы будем опираться на следующие определения, широко используемые в практике:

- **риск, или степень риска** – это сочетание частоты (или вероятности) и последствий определенного опасного события, которое может состояться в определенное время или при определенных обстоятельствах на территории объекта повышенной опасности и/или за его пределами. Понятие риска всегда включает два элемента: частоту, с которой осуществляется опасное событие, и последствия этого события [1, 3, 5];
- **потенциальный риск** – распределение частоты реализации негативного воздействия определенного уровня [2];
- **оценка риска** – общий процесс анализа риска и оценивания риска [3, 4];
- **анализ риска** – систематическое использование информации для определения источников и количественной оценки риска [3, 4].

Продление ресурса эксплуатирующихся строительных конструкций, в том числе металлических, всегда связано с определенным риском. Возможно несколько причин отказов:

1. Изменение (ухудшение) параметров конструктивной безопасности, к которым относятся:

- развитие во времени обнаруженных ДиП, значения параметров технического состояния которых могут превысить допустимые и перейти в опасные;
- реализация скрытых ДиП, обнаружить которые в процессе обследования не удалось.

2. Изменение (ухудшение) организационно-технических показателей. Эти показатели связаны с регулярным выполнением процедур, направленных на безопасность технологического процесса и поддержание состояния строительных конструкций здания (сооружения) в условиях выполнения требований действующих норм.

3. Ухудшение показателей природного воздействия.

4. Влияние показателей технологии и производства на состояние строительных конструкций.

В данном исследовании анализируется конструктивная безопасность – эксплуатация конструкций с обнаруженными и необнаруженными ДиП.

Общая методология риск-анализа заключается в следующих последовательных действиях (2):

- планирование и организация работ;

- ідентифікація опасностей и реципиентов риска;
- оценка риска;
- расчет ущерба;
- разработка рекомендаций по уменьшению риска.

Остановимся подробнее на определении безопасности объекта – оценке риска – ряде логических шагов, позволяющих обеспечить систематическим образом рассмотрение факторов опасности. Основой для оценки рисков R является функционал F , связывающий вероятность P возникновения неблагоприятного события и математическое ожидание ущерба U от этого неблагоприятного события:

$$R = F_R \{U, P\} = \sum_i [F_{R_i}(U_i, P_i)] = \int C(U)P(U)dU = \int C(P)U(P)dP, (1)$$

где i – виды неблагоприятных событий; C – весовые функции, учитывающие взаимовлияние рисков.

В общем случае для качественного и количественного анализа рисков по выражению (1) на базе исследований сложных динамических нелинейных опасных процессов (возникновения повреждений, отказов, разрушений и аварий) осуществляется построение физических и математических моделей анализируемых объектов, создающих угрозы как по отдельным видам безопасности (локальные риски), так и комплексной безопасности по соответствующим сочетаниям и видам безопасности (глобальный риск).

В этих моделях и сценариях возникновения и развития неблагоприятных событий используются как заданные, так и расчетные и постулированные опасные процессы, развивающиеся во времени t . При таком подходе используются временные шкалы рисков $R(t)$.

Условие безопасности может быть записано в виде:

$$\{R, R_{F,t}\} \leq \{[R], [R_{F,t}]\} \quad (2)$$

где $R_{F,t}$ – значения рисков для заданной точки F и времени t .

В процессе проведения обследования конструкций зданий и сооружений основной задачей является выявление ДиП с разработкой мероприятий по их устранению. Несмотря на использование методов контроля (ультразвукового, рентгеновского, др.), всегда существует вероятность обнаружения скрытых ДиП. Сюда относятся коррозионные дефекты, трещины, непровары в сварных швах и основном металле подкрановых балок и листовых конструкциях резервуаров, бункеров, силосов, трубопроводов, большепролетных покрытий. Количество этих ДиП, их распределение по толщине металла и местонахождение неизвестны. Для прогнозирования

существования невыявленных несовершенств можно воспользоваться информацией об обнаруженных ДиП.

Пусть:

- $K_{oi}(t_j)$ – общее количество дефектов (повреждений) i -го наименования, распределенных по толщине металла t_j ;
- $K_{ni}(t_j)$ – количество не выявленных дефектов (повреждений) i -го наименования, распределенных по толщине металла t_j ;
- $K_{vi}(t_j)$ – количество выявленных дефектов (повреждений) i -го наименования, распределенных по толщине металла t_j .

Для трещин, несовершенств сварного шва и коррозионных дефектов вероятность обнаружения дефекта для j -й толщины металла можно описать как [9 – 11]:

$$I(t_j) = 1 - e^{-\mu t_j}, \quad (3)$$

μ – коэффициент, характеризующий параметры распределения.

Общее количество всех i -х дефектов, обнаруженных на j -й толщине:

$$K_{oi}(t_j) = \frac{\kappa_{oi}(t_j)}{I(t_j)}. \quad (4)$$

Тогда соответствующее количество невыявленных i -х дефектов, распределенных на j -й толщине:

$$K_{ni}(t_j) = K_{oi}(t_j)(1 - I(t_j)). \quad (5)$$

Общее количество ДиП для всех толщин:

$$K_n(t_j) = \sum_j K_{ni}(t_j). \quad (6)$$

На основании установленных в результате обследования размеров ДиП определяется опасность каждого из них.

Вероятность разрушения из-за гипотетического (необнаруженного) ДиП определяется произведением вероятного количества таких ДиП на вероятность разрушения от единичного ДиП для t_j , которая определяется расчетным путем. Если нужно оценить вероятность разрушения по всему диапазону толщин, то вероятности суммируются.

Отдельной проблемой может стать определение критических размеров ДиП, при которых возможно разрушение всей конструкции (глобальное разрушение) или ее локальное разрушение. Как исходную информацию в

качестве детерминированных показателей можно использовать параметры критических значений ДиП, приведенные в ДБН 362-92. Вместе с тем, для расчета остаточного ресурса требуется использование точных временных непрерывных расчетных моделей, тогда, например, для расчета скорости коррозионного износа можно использовать зависимости, систематизированные в работе [13].

После определения критических размеров ДиП возможно дать оценку глобального или локального разрушения:

$$\sigma_0 > k \sigma_R, \quad (7)$$

где σ_R – предельная несущая способность конструкции; $k = f(R_y, t_j, z)$, z – критические размеры ДиП.

Количество реальных ДиП – K_f , которые могут привести к разрушениям, определяется отношением их числа к общему количеству выявленных ДиП. Отсюда можно определить и количество невыявленных ДиП, которые могут привести к разрушениям:

$$K_{\text{н}} = K_f \cdot K_{\text{н}}. \quad (8)$$

Для коррозионных ДиП, в которых на период обследования размеры не достигли критического значения, можно определить скорость их роста через T лет после их обнаружения. Считая, что скорость подчиняется нормальному (Гауссовому) распределению, плотность вероятности будет иметь вид:

$$\varphi(T, z) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} e^{-(z-m)^2 / 2\sigma^2}, \quad (9)$$

где m – математическое ожидание; σ – среднеквадратичное отклонение.

Тогда глубина дефекта считается нормально распределенной величиной с параметрами:

$$m = d + T v_d; \quad \sigma = \sqrt{\sigma'^2 + T^2 \sigma_v^2}, \quad (10)$$

где d – измеренное значение критического параметра; v_d – скорость роста коррозионного дефекта; σ' – среднеквадратичное отклонение начального выявленного размера дефекта; σ_v – среднеквадратичное отклонение скорости роста дефекта.

Вероятность того, что через T лет обнаруженный дефект приобретет критическое значение с возможным разрушением конструкции имеет вид:

$$I_{кр,в}(T, z) = \int_{d_{кр}}^{\infty} \varphi(T, z) dz. \quad (11)$$

Для гипотетических ДиП удельная вероятность разрушения конструкции рассчитывается как:

$$I_{кр,н}(T, z) = \frac{1 - \left(1 - I_{кр1}(T_1 t_{кр1})\right) k_1(t_1) \dots \left(1 - I_{крl}(T_l t_{крl})\right) k_l(t_l)}{z}, \quad (12)$$

где k – поправочный весовой коэффициент отдельного ДиП; $1 \dots l$ – общее количество гипотетических ДиП.

Основываясь на (1), риск разрушения всей конструкции определяется как:

$$F_R(T, z) = U(Z) \left(\sum_1^n I_{кр,в}(T, z) + I_{кр,н}(T, z) \right). \quad (13)$$

В случае, если возможны локальные разрушения конструкций, риск их возникновения определяется как:

$$F_R^{LOC}(T, z) = U(Z_{LOC}) \left(I_{кр,в}(T+1, t_{кр}) - I_{кр,н}(T, t_{кр}) \right), \quad (14)$$

где n – общее количество критических обнаруженных ДиП; $U(Z)$ – ущерб от разрушения, рассчитанный по экономическим критериям.

Определенный по (13) и (14) риск эксплуатации конструкций с обнаруженными и гипотетическими ДиП позволяет рассчитать их безопасную эксплуатацию при расчете остаточного ресурса. В данной ситуации появляется реальная возможность реализации системы управления рисками через механизм их переоценки после выполнения ремонтных работ и проведения регулярных работ по обследованию и паспортизации.

Выводы

Предлагаемая методика оценки риска, входящая в состав работ по риск-анализу, выполняемого в условиях исчерпания конструкциями их проектного ресурса, позволяет получить прогнозные модели для нормальной эксплуатации объекта, предотвращения возможных аварийных ситуаций.

Литература

- [1] Методика определения рисков и их приемлемых уровней для декларирования безопасности объектов повышенной опасности. Министерство труда и социальной политики. Приказ № 637 от 04.12.2002.
- [2] РД 08-120-96 Методические указания по проведению анализа риска опасных промышленных объектов / Госгортехнадзор России. – Утверждены Госгортехнадзором России 12.07.96. Постановление № 29.
- [3] ГОСТ Р 51897-2002 Менеджмент риска. Термины и определения. Государственный стандарт РФ. 6 с.
- [4] ДСТУ 2156-93 Безпечність промислових підприємств. Терміни та визначення.
- [5] ДСТУ-П OHSAS 18001:2006 «Системы управления безопасностью и гигиеной труда. Требования».
- [6] Постанова КМУ № 1331 від 8 жовтня 2004 р. «Про затвердження Державної науково-технічної програми "Ресурс"».
- [7] Ренн О. Три десятилетия исследования риска: достижения новые горизонты // Вопросы анализа риска. 1999. том 1, № 1 С. 80 – 100.
- [8] Шимановский О.В. Концептуальні основи системи технічного регулювання надійності й безпечності будівельних конструкцій. / А.В.Шимановський, В.П. Корольов // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2008. – № 1. – С. 3 – 9.
- [9] Pandey M.D. Probabilistic models for condition assessment of oil and gas pipelines. NDT&Intern. –1998, 31, № 5. – P. 349 – 358.
- [10] Yuan X., Pandey M.D. and Bickel G.A. A Probabilistic Model of Wall Thinning in CANDU Feeders due to Flow-Accelerated Corrosion. Int. J. Nuclear Engineering and Design, 2008, 238 (1). С. 16 – 24.
- [11] Ориняк І.В. Методики проведення ризик-аналізу магістральних трубопроводів з метою декларування їх безпеки та подовження терміну експлуатації. / І.В. Ориняк, М.В. Бородій, А.С. Батура, С.М. Анеєв. // Зб. наук. ст. «Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин». Цільова комплексна програма НАН України. Наук. керівник Б.Є. Патон. С. 22 – 28.
- [12] Булгаков С.Н. Снижение рисков в строительстве при чрезвычайных ситуациях природного и техногенного характера. / Булгаков С.Н., Тамразян А.Г., Рахман И.А., Степанов А.Ю. / М.: МАКС пресс, 2004. – 304 с.
- [13] Корольев В.П. Теоретические основы инженерных расчетов стальных конструкций на коррозионную стойкость и долговечность. / Научные труды ДГАСА. Вып. 1-95. – Макеевка, 1995 – 110 с.

Надійшла до редколегії 16.06.2010 р.

УДК 620.193:593.431

Методика визначення залишкового ресурсу облицювання сховища відпрацьованого ядерного палива за результатами випробувань зразків

Шаміс Л.Б., Матченко Т.І., к.т.н., Первушова Л.Ф.

ВАТ Київський науково-дослідний та проектно-конструкторський інститут
«ЕНЕРГОПРОЕКТ», Україна

Анотація. Наведені параметри, що визначають ресурс металевого облицювання. Запропонована методика визначення їх критичних значень та методика розрахунку залишкового ресурсу зварних з'єднань облицювання сховища відпрацьованого ядерного палива.

Аннотация. Приведены параметры, определяющие ресурс металлической облицовки. Предложена методика определения их критических значений и методика расчета, позволяющая определить остаточный ресурс сварных соединений облицовки убежища отработанного ядерного топлива.

Abstract. The parameters, which define the resource of the metal coating, are fixed. The method of determination of their critical value and the engineering calculation method, which is used to calculate the remained service life of welded joints of the metal coating of the shelter for the worked-out nuclear fuel, are suggested.

Ключові слова: зварне з'єднання, ресурс, випробування, металоконструкції.

Вступ. Встановлений проектом термін експлуатації сховища відпрацьованого ядерного палива (СВЯП) з високою достовірністю дає впевненість, що критичні елементи, як і СВЯП в цілому, за умови відповідного технічного обслуговування, ремонтів і експлуатаційного контролю, протягом цього терміну будуть відповідати критеріям безпеки.

Експлуатація СВЯП наряду з іншими спорудами АЕС після досягнення проектного терміну експлуатації можлива лише у разі внесення змін до ліцензії на право здійснення діяльності «експлуатація ядерної установки», які стосуються строків експлуатації енергоблоків та споруд, що входять до комплексу обслуговування і зазначені в ліцензії.

Експлуатація у надпроектний термін може бути дозволена тільки за умови, що рівень безпеки СВЯП є не нижчим, ніж встановлений в чинних нормах і правилах з ядерної і радіаційної безпеки.

При визначенні ресурсу СВЯП першочерговому обстеженню підлягають облицювання басейнів витримки сховища відпрацьованого ядерного палива (БВ СВЯП), які знаходяться в аварійному стані або в стані ремонту

після аварії і експлуатуються протягом 25 років і більше, а також облицювання, які контактують з борною водою.

При зовнішньому огляді (візуальному обстеженні) обов'язковій перевірці підлягають ділянки облицювання для встановлення місць корозійних пошкоджень, подряпин, здирань, тріщин, проломів, оплавлень, відривів, розшарувань, неметалевих включень тощо.

Загальні вимоги до звіту з періодичної переоцінки безпеки (ЗПОБ).

ЗПОБ розробляється для кожного СВЯП і охоплює усі аспекти, важливі для безпеки. З цією метою певний енергоблок розглядається як виробничий комплекс, який включає безпосередньо енергоблок, а також усі установки, об'єкти, споруди, які входять до технологічного комплексу енергоблоків та зазначені в ліцензії на право здійснення діяльності «експлуатація ядерної установки».

У ЗПОБ необхідно надати аналіз безпеки СВЯП АЕС з урахуванням фундаментальних принципів безпеки і факторів безпеки, які відповідно до рекомендацій МАГАТЕ [6 – 14] розподіляються за такими групами:

1. Технічний стан систем та елементів: проекту СВЯП; поточний технічний стан систем та елементів; кваліфікація обладнання; старіння.
2. Аналіз безпеки: детерміністичний аналіз безпеки; імовірний аналіз безпеки; аналіз внутрішніх та зовнішніх подій.
3. Експлуатаційна безпека і зворотній зв'язок від досвіду експлуатації: експлуатаційна безпека; використання досвіду інших СВЯП АЕС і результатів наукових досліджень.
4. Управління: організація і управління; експлуатаційна документація; людський фактор.
5. Аварійна готовність і планування.
6. Вплив на навколишнє середовище.

Періодична оцінка безпеки СВЯП має містити комплексний аналіз безпеки, який здійснюється з урахуванням результатів, які отримані при розгляді кожного з факторів безпеки та їх взаємного впливу.

Фактор безпеки «Старіння» безпосередньо пов'язані із визначенням стану елементів СВЯП при подальшій експлуатації.

До обсягу розгляду цього фактора включається:

- політика експлуатуючої організації щодо управління старінням, організація управління старінням та ресурси для його здійснення;
- методи і критерії для визначення систем і елементів, які мають бути внесені до програми управління старінням;

- перелік систем і елементів, які включені до програми управління старінням (окремо виділяються критичні елементи СВЯП);
- відомості, що забезпечують підтримку управління старінням;
- дослідження і відомості про механізми деградації, які потенційно можуть вплинути на проектні функції систем і елементів, важливих для безпеки;
- дослідження домінуючих механізмів деградації внаслідок старіння;
- наявність інформації, необхідної для оцінки деградації внаслідок старіння, в тому числі в проектній, експлуатаційній і ремонтній документації;
- ефективність програм технічного обслуговування і ремонтів для управління старінням елементів, які не підлягають заміні;
- заходи щодо контролю і послаблення механізмів та ефектів старіння;
- встановлені критерії та межі безпеки систем і елементів;
- прогноз технічного стану систем і елементів, включаючи проектні межі безпеки та інші передумови, які обмежують строк експлуатації СВЯП.

Старіння металу супроводжується наступними процесами: вичерпання деформаційного ресурсу; зменшення товщини профілю конструкцій.

В свою чергу вичерпання деформаційного ресурсу може відбуватися як за рахунок зменшення критичної деформації, так і через накопичення деформації в процесі експлуатації.

Зменшення критичної деформації є наслідком наступних процесів: деформаційне старіння; динамічне старіння; термічне старіння; радіаційне старіння; міжкристалічна корозія; квазікристалічна корозія; радіаційне розбухання.

Накопичення деформацій є наслідком наступних процесів: багатоциклічні механічна та термічна втоми; малоциклічні механічна та термічна втоми; повзучість.

Зменшення товщини профілю є наслідком наступних процесів: поверхнева корозія; виразкова корозія; пітінгова корозія.

Крім того, можливі комбінації перелічених процесів: корозійне розтріскування; розшарування.

Для визначення залишкового ресурсу металевих конструкцій, що тривалий час експлуатуються, доцільно вирахувати залишковий ресурс для усіх перерахованих процесів старіння.

Мета роботи: запропонувати інженерну методику розрахунку залишкового ресурсу будь-якої сталі для процесу старіння за параметрами, що його характеризують.

Деформаційне старіння сталі проявляється зміною механічних властивостей сталі: збільшенням критерію текучості (σ_T); тимчасової міцності (σ_σ); твердості (НВ); температури холодноламкості (NDT) та температури зупинки тріщини (САТ); зменшенням перехідної температури при пружному руйнуванні (FTE); збільшенням перехідної температури при в'язкому руйнуванні (FTR); зменшенням відносного здовження зразка після розриву (δ); зменшенням відносного стоншення зразка після розриву (Ψ); зменшенням кута загину зразка (α); зменшення ударної в'язкості (КСУ).

Таким чином, деформаційне старіння змінює форму діаграми деформування.

Якщо старіння відбувається при кімнатній температурі, то воно має назву природне старіння; при підвищеній температурі – штучне старіння; під час пластичних деформацій – динамічне старіння.

Таким чином, для розрахунків процесів старіння необхідно мати закони зміни швидкостей перелічених параметрів у часі.

Задача ускладнюється тим, що вуглецеві сталі можуть змінювати свою фазову структуру при зміні температури в системі залізо – вуглець, у якій фазові структури практично залишаються незмінними в межах, які визначаються точками критичного насичення, а також лініями евтектичного перетворення.

Можна зробити припущення, що на лініях евтектичного перетворення та в точках критичного насичення параметри старіння мають свої критичні значення або злами та стрибки.

Розглянемо інженерну методику визначення ресурсу за параметрами старіння для однієї області діаграми залізо – вуглець, у межах якої швидкості параметрів змінюються монотонно (не мають зламів і різких перепадів).

Після тривалої експлуатації металевих конструкцій залишковий ресурс доцільно визначати за значенням відносного здовження зразка після розриву (δ , %):

$$\delta_\tau = \delta_0 (1 - \omega),$$
$$\omega = \sqrt{\left(\frac{\omega_H}{[\omega_H]}\right)^2 + \left(\frac{\omega_T}{[\omega_T]}\right)^2 + \left(\frac{\omega_\varepsilon}{[\omega_\varepsilon]}\right)^2} \leq 1,$$

де ω – параметр пошкодження ($0 < \omega < 1$); ω_ε , $[\omega_\varepsilon]$ – пошкодження внаслідок деформації та його критичне значення; ω_H , $[\omega_H]$ – пошкодження внаслідок радіаційного опромінювання та його критичне значення; ω_T , $[\omega_T]$ – пошкодження внаслідок термічного впливу та його критичне значення;

δ_τ , δ_0 – відповідно відносно здовження після тривалої експлуатації і на початку експлуатації.

Пошкодження можна моделювати залежностями:

$$\omega_H = a_0 + (a_1x + a_2x^2) \prod_{i=1}^n (K_i),$$

$$\omega_T = b_0 + T(b_1\tau + b_2\tau^2) \prod_{i=1}^n (K_i),$$

$$\omega_\varepsilon = c_0 + (c_1\varepsilon + c_2\varepsilon^2) \prod_{i=1}^n (K_i),$$

де a_i , b_i , c_i – коефіцієнти поліному, які приведені в базі даних «Ресурс» для усіх марок сталей; x – показник ступеня в залежності $\varphi = p \cdot 10^x$, де φ – інтегральна доза радіаційного опромінювання (Н/см²); H – кількість нейтронів опромінення з енергією $E > 1$ МэВ; T – температура середовища, С^о; ε – деформація; τ – час; $\prod_{i=1}^n$ – знак добутку коефіцієнтів впливу; K_i – коефіцієнти, які впливають на процес старіння. Значення коефіцієнтів K_i приведені в базі даних «Ресурс».

Якщо відома швидкість процесів деградації, то можна записати

$$\omega_H = \frac{1}{\varphi_K} \int_0^{\tau_0} \Phi(\tau) d\tau,$$

$$\omega_\varepsilon = \frac{1}{\varepsilon_K} \int_0^{\tau_0} v_\varepsilon(\tau) d\tau,$$

$$\omega_T = \frac{1}{(T\varepsilon)_K} \int_0^{\tau_0} v(T, \varepsilon, \tau) d\tau,$$

де Φ – щільність електронного потоку (Н/см²рік); v – швидкість процесу старіння.

Механічні випробування зварних з'єднань облицювання. Механічні випробування необхідно виконувати при значних корозійних пошкодженнях, виникненні тріщин в облицюванні, якщо припускається погіршення механічних властивостей, в тому при дії змінних і знакозмінних навантажень, перепали, вплив надмірно високих навантажень тощо.

Для проведення механічних випробувань основного металу і зварних з'єднань облицювання необхідно вирізати ділянку листа зі швом діаметром 400 мм в облицюванні з таким розрахунком, щоб це місце можна було легко і надійно заварити. Центр вирізаної ділянки повинен знаходитись на

шві на відстані не менше 700 мм від перпендикулярно розташованого шва. На вирізану контрольну заготовку необхідно нанести маркування (номер приміщення, поясу та листа облицювання, при подальшій механічній обробці маркування необхідно перенести на зразок. Кожна заготовка (або партія), яка вирізана для визначення механічних властивостей, повинна мати супроводжувальний документ, в якому вказується назва організації, номер приміщення, місце і дата вирізання, прізвище і посада відповідального.

Із кожної контрольної заготовки для визначення механічних властивостей основного металу необхідно вирізати:

- три зразки для визначення межі міцності, межі текучості і відносного збільшення довжини [1];
- три зразки для випробувань на ударну в'язкість [2, 3];
- два зразки на статичний згин [3].

Якщо при випробуваннях металу одна з характеристик не задовольняє вимоги стандарту або технічні вимоги, то необхідно провести повторні випробування на подвоєній кількості зразків, вирізаних із того самого приміщення і поясу облицювання.

За результатами механічних випробувань зварних з'єднань приймається, що ресурс вичерпаний, якщо відносне збільшення довжини зразка менше допустимого значення або якщо кут загину менше 120° для вуглецевих сталей, 80° – для низьколегованих сталей товщиною меншою за 20 мм. Допустиме значення відносного збільшення довжини металу визначається за стандартами або технічними умовами на відповідні марки сталі.

Випробування зварних з'єднань на статичний згин [2]. Випробування виконують для стикових з'єднань. При випробуванні визначають здатність з'єднання приймати заданий за розміром та формою згин. Ця здатність характеризується кутом загину α , при якому в розтягнутих шарах зразка виникає перша тріщина, яка збільшується в процесі випробування. Якщо довжина тріщини, яка виникла в процесі випробування в розтягнутій зоні зразка, не перевищує 20 % його ширини, кут загину при випробуванні до виникнення першої тріщини вимірюють у ненавантаженому стані з похибкою до $\pm 2^\circ$. Для статичного згину залишковий ресурс визначається за формулою:

$$\Delta\tau_\alpha = \tau_{експ} \frac{\alpha_\tau - \alpha_p}{\alpha_0 - \alpha_\tau},$$

де $\Delta\tau$ – залишковий ресурс, роки; α_τ – кут загину зразка під час випробувань, взятий з конструкції, яка знаходиться в експлуатації $\tau_{експ}$ років;

α_0 – паспортне або проектне значення кута загину зразка, що має зварне з'єднання до початку експлуатації; α_p – найменше допустиме значення кута загину.

Випробовування зразків на згин слід виконувати вздовж та впоперек зварного шва.

При випробовуванні на ударний згин визначають ударну в'язкість, або роботу удару, або процентне співвідношення крихкої і в'язкої складової поверхні зламу для металу шва, біля шовної зони при товщині основного металу 2 мм і більше. Ударну в'язкість позначають символом (КС) і вимірюють в Дж/см². Після випробувань зразків, залишковий ресурс визначають за формулою:

$$\Delta\tau_{КС} = \tau_{експ} \frac{КС_{\tau} - КС_p}{КС_0 - КС_{\tau}}, \quad (1)$$

де $\Delta\tau$ – залишковий ресурс зварного з'єднання, рік; $\tau_{експ}$ – час експлуатації металоконструкції, рік; $КС_0$ – ударна в'язкість з'єднання за проектом до початку експлуатації; $КС_p$ – найменше допустиме значення ударної в'язкості, менше якого ресурс вважається вичерпаним; $КС_{\tau}$ – значення ударної в'язкості під час випробувань, після експлуатації конструкції протягом часу $\tau_{експ}$.

Стійкість до механічного старіння також характеризується зміною ударної в'язкості металу, після деформаційного старіння. В такому випадку ресурс визначається за формулою (1), але застосовуються наступні умовні позначення:

- КС ст Ш – ударна в'язкість після старіння металу шва;
- КС ст ЗТВ – ударна в'язкість після старіння зони термічного впливу.

Відповідно залишковий ресурс зварного з'єднання позначається $\Delta\tau_{ст}$.

Приклади умовних позначень для ударної в'язкості [2]:

1. Ударна в'язкість, яка визначається на зразку типу VII, при температурі +100 °С, максимальній енергії удару маятника 150 Дж, з надрізом виду U , розташованим по зоні сплавлення – $КСU^{+100} 150VIIУПЗС$;
2. Ударна в'язкість, яка визначається на зразку типу XI, при температурі -40 °С, максимальній енергії удару маятника 50 Дж, з надрізом виду V , розташованим в зоні термічного впливу на відстані (t мм) від кордону сплавлення до осі надрізу – $КСV^{-40} 50XIЗТВt$.

Випробовування зварного з'єднання на ударний розрив. Випробовування на опір ударному розриву виконують для зварних стикових з'єднань листів завтовшки 2 мм, на маятникових копрах з пристроєм для закріплення плоских зразків. Питома ударна робота визначається за формулою:

$$a_y = \frac{A_y}{V},$$

де A_y – робота удару, яка витрачена на розрив зразка, Дж; V – об'єм розрахункової частини зразка, який дорівнює добутку товщини основного металу на розрахункову довжину і ширину зразка, см³.

Для ударного розриву залишковий ресурс визначається за формулою:

$$\Delta\tau_{ay} = \tau_{експ} \frac{a_\tau - a_p}{a_0 - a_\tau},$$

де $\Delta\tau_{ay}$ – залишковий ресурс зварного з'єднання на ударну в'язкість, роки; a_τ – питома ударна робота зварного з'єднання після $\tau_{експ}$ років; a_0 – проектна або паспортна питома ударна робота до початку експлуатації; a_p – найменше допустиме значення питомої ударної роботи.

При випробовуванні зварного з'єднання на статичне (короткочасне) розтягіння залишковий ресурс визначають за наступними характеристиками: $A\%$ і $\varphi\%$ – відносне здовження і відносне звуження зразка після розриву. Випробування виконують для усіх видів зварних з'єднань. Залишковий ресурс визначається за формулами:

$$\Delta\tau_A = \tau_{експ} \frac{A_\tau - A_p}{A_0 - A_\tau};$$

$$\Delta\tau_\varphi = \tau_{експ} \frac{\varphi_p - \varphi_\tau}{\varphi_\tau - \varphi_0},$$

де $\Delta\tau_A, \Delta\tau_\varphi$ – відповідно залишковий ресурс за відносним здовженням і звуженням зразка, роки; A_p, φ_p – мінімально допустиме відносне здовження і звуження зразка зі зварним з'єднанням; A_0, φ_0 – паспортні значення цих параметрів.

Нормативні значення A_0 наведені в табл. 1.

Якщо допускається експлуатація зварного з'єднання, що має тріщину, то ресурс може визначитися за критеріями тріщиностійкості.

Таблиця 1

Кореляція співвідношення між характеристиками механічних властивостей і значеннями твердості для металу будівельних конструкцій АЕС [5]

Марки сталей	Характеристики механічних властивостей	
	Відносне поперечне звуження, φ , %	Відносне збільшення довжини, A , %
3 3сп5 10 15,15Л 20 20Л 25Л	при НВ<140 $\varphi = 103,2-0,332$ НВ при НВ>140 $\varphi = 137,0-0,525$ НВ	при НВ<140 $A = 53,5-0,161$ НВ при НВ>140 $A = 49,0-0,131$ НВ
08X18H10T 06X18H10T 12X18H10T 08X18H12T 12X18H12T 12X18H9T 12X18H9TЛ 10X18H12M3Л 08X16H11M3 03X16H9M2 08X18H10 12X18H9 10X18H9 09X18H9	при НВ = 120...165 $\varphi = 116,0-0,335$ НВ при НВ=165...190 $\varphi = 88,0-0,165$ НВ	при НВ = 130...190 $A = 46-0,13$ НВ при НВ = 190...230 $A = 36-0,0775$ НВ

Так статична тріщиностійкість визначається за критичним значенням коефіцієнта інтенсивності напружень, який має позначення для нормального відриву K_{1C} . Випробування виконуються на зразках, в яких штучно вирослена тріщина.

При повільному зростанні навантаження визначають умови, за яких починає зростати тріщина, і за методикою визначають K_{1C} .

Для зварного з'єднання, що має тріщину, ресурс визначається за формулою:

$$\Delta\tau_{K_{1C}} = \tau_{експ} \frac{K_{1C,\tau} - K_{1C,p}}{K_{1C,0} - K_{1C,\tau}}$$

де $K_{1C,\tau}$, $K_{1C,p}$, $K_{1C,0}$ – відповідно значення критичного коефіцієнта інтенсивності напружень металу (шва, ЗТВ, основного металу) після τ років

експлуатації, мінімальне допустиме значення K_{1C} і нормативне або проектне значення K_{1C} .

Ресурс за характеристиками динамічної тріщиноустійкості визначають за даними випробувань під динамічним навантаженням зразків із тріщиною від втоми за діаграмами «зусилля–час». За результатами випробувань визначають вплив часу навантаження на коефіцієнт інтенсивності напружень (КІН) $K_1(\tau)$ та основні характеристики тріщиноустійкості – критичні динамічні КІН K_{1C}^∂ . Через неоднозначність залежності $K_{1C}^\partial - \partial K / \partial \tau$ весь діапазон швидкостей навантаження ($1,5 \cdot 10^6 \dots 5 \cdot 10^6 \text{ МПа} \cdot \text{м}^{1/2} \cdot \text{с}^{-1}$) розбивають на чотири інтервали:

- $\tau/2 < \tau_c < 3\tau$;
- $\tau/10 < \tau_c < \tau/2$;
- $\tau_c > 3\tau$;
- $\tau_c < \tau/10$.

Для кожного з інтервалів визначають K_{1C}^∂ . Залишковий ресурс зварного з'єднання з тріщиною, на яке може бути динамічний вплив (ударна хвиля, падіння літака і т.д.), визначається за формулою:

$$\Delta \tau_\partial = \tau_{\text{експ}} \frac{K_{1C,x}^\partial - K_{1C,p}^\partial}{K_{1C,0}^\partial - K_{1C,x}^\partial},$$

де $K_{1C,x}^\partial, K_{1C,p}^\partial, K_{1C,0}^\partial$ – відповідно значення після τ років експлуатації, мінімальне допустиме і проектне значення K_{1C}^∂ .

Розтріскування внаслідок зростання граничної деформації матеріалу ε_p визначається відношенням

$$E^{-1}[\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z) + \alpha \Delta T] \geq [\varepsilon_p],$$

де ν – коефіцієнт Пуассона; ΔT – зміна температури; $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ – компоненти НДС у точці.

Структурний параметр пошкодження визначається співвідношенням

$$\omega = \frac{E^{-1}[\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z) + \alpha \Delta T]}{[\varepsilon_p]}. \quad (2)$$

Пошкодження ω може змінюватись у межах ($0 < \omega \leq 1$).

Характеристики втоми зварного з'єднання в умовах малого числа циклів навантаження представляють у вигляді графіка залежності деформації за цикл від числа циклів до виникнення тріщини.

У відповідності з рівнянням Коффіна можна записати

$$N_c^{1/2} = \left[\frac{1}{2} \ln \left(\frac{100}{100 - \% \varphi} \right) \right] / (\Delta \varepsilon_t - \Delta \varepsilon_e), \quad (3)$$

де N_c – кількість циклів деформації ($\Delta \varepsilon_t$) до виникнення тріщини; $\Delta \varepsilon_t$ – розмах пластичної деформації за один цикл; $\Delta \varepsilon_e$ – розмах пружної деформації за один цикл; φ – відносне поперечне звуження в відсотках, яке можна визначити за твердістю сталі за методикою [5].

Алгоритм розрахунку пошкодження

При статичному навантаженні

1. Вимірюється твердість НВ.
2. За НВ за табл. 1 визначається A , %, яке є $[\varepsilon_p]$.
3. За формулою (2) для відомого пружно-деформованого стану визначається параметр пошкодження ω .

При циклічному навантаженні

1. Вимірюється твердість НВ.
2. За НВ за табл. 1 визначається φ , %.
3. За формулою (3) визначається кількість циклів навантаження N_c до початку розтріскування.

При одночасній дії циклічного та статичного навантаження ресурс визначається за формулою:

$$\sqrt{\left(\frac{n}{N_c} \right)^2 + \left(\frac{\omega}{[\omega]} \right)^2} \leq 1,$$

де n – кількість циклів навантаження, які були прикладені раніше; $m = n/N_c$ – параметр циклічного пошкодження.

При одночасній дії циклічного і статичного навантажень та процесу корозії ресурс визначається залежністю

$$\sqrt{\left(\frac{n}{N_c}\right)^2 + \left(\frac{\omega}{[\omega]}\right)^2 + \left(\frac{y}{h_{\min}}\right)^2} \leq 1,$$

де y – глибина корозії, мм; h_{\min} – мінімально допустима товщина сталевого листа;

$$y/h_{\min} = \Psi,$$

де Ψ – геометричний параметр пошкодження.

Якщо відомі функції параметрів m , ω , Ψ в часі, то можна збудувати модель, яка визначає ресурс в параметрах часу:

$$[\tau] = a_1 + a_2 m + a_3 \omega + a_4 \Psi.$$

Після проведених випробувань і знайдених значень: $\Delta\tau_{KC}$, $\Delta\tau_{\alpha}$, $\Delta\tau_{\omega}$, $[\tau]$, $\Delta\tau_A$, $\Delta\tau_{\varphi}$, $\Delta\tau_{K1C}$, $\Delta\tau_{\rho}$, визначають мінімальний залишковий ресурс із перелічених і на основі консервативного підходу його приймають як остаточно обґрунтований.

Результати механічних випробувань основного металу і зварних з'єднань повинні бути представлені у вигляді протоколів і додані до звіту з періодичної оцінки безпеки (ЗПОБ).

Висновки

Для ефективного використання запропонованої методики визначення ресурсу сталевих конструкцій облицювання розробляється база даних «Ресурс» зі швидкостями усіх процесів старіння сталей для еталонних умов експлуатації, а також методика визначення швидкості старіння сталей у заданих режимах експлуатації.

Література

- [1] ГОСТ 6996-66 Сварные соединения. Методы определения механических свойств. – М.: Государственный комитет СССР по управлению качеством продукции и стандартам. – 64 с.
- [2] ГОСТ 7268-82 Сталь. Методы определения склонности к механическому старению по испытаниям на ударный изгиб.
- [3] ГОСТ 9454-78 Металлы. Методы испытаний на ударный изгиб при пониженных, комнатных и повышенных температурах.
- [4] Верюжський Ю.В., Матченко Т.І., Дмитрієнко М.В., Рожновська О.С. Аналіз факторів пошкодження зварних з'єднань облицювання шахти реактора / Будівництво України, 2005 – № 6. С. 21 – 27.

- [5] РД ЭО 0027-94 Инструкция. Определение характеристик механических свойств металла оборудования АЭС безобразцовым методом по характеристикам твердости. 1994.
- [6] ДСТУ 2960-94 Організація промислового виробництва. Основні поняття. Терміни та визначення.
- [7] ДСТУ 2860-94 Надійність техніки. Терміни та визначення.
- [8] ДБН А.3.1.-2-93 Порядок надання дозволів на виконання будівельних робіт.
- [9] Загальні положення забезпечення безпеки атомних станцій, затверджені наказом Державної адміністрації ядерного регулювання України від 09 грудня 1999 року № 63 та зареєстровані у Міністерстві юстиції України 6 березня 2000 року за № 132/4353 (НП 306.1.02/1.034-2000).
- [10] Загальні положення забезпечення безпеки при знятті з експлуатації атомних електростанцій та дослідницьких ядерних реакторів, затверджені наказом Міністерства охорони навколишнього природного середовища та ядерної безпеки України від 09 січня 1998 року № 2 та зареєстровані у Міністерстві юстиції України 23 січня 1998 року за № 47/2487 (НП 306.1.02/1.007-1998).
- [11] Basic Safety Principles for Nuclear Power Plants 75-INSAG-3 Rev.1, INSAG-12, Vienna, 1999.
- [12] Periodic Safety Review of Nuclear Power Plants. Safety Guide No.NS-G-2.10, IAEA, Vienna, 1999.
- [13] Implementation and Review of a Nuclear Power Plant Ageing Management Programme. Safety Report Series No.15, IAEA, Vienna, 1999.
- [14] Glossary of Nuclear Power Plant Ageing, OECD/NEA, 2001.

Надійшла до редколегії 05.11.2009 р.

УДК 624.078

Особенности работы многорядных фрикционных соединений на высокопрочных болтах

Гордеев В.Н., д.т.н.

ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

Анотація. У роботі розглядаються фрикційні болтові з'єднання багаторядності, що сприймають змінні за величиною зусилля. Показано, що за відсутності прослизання ці зусилля сприймаються тільки крайніми рядами болтів. На основі теорії пристосовності встановлені діапазони зміни зусиль, при яких з'єднання зберігає працездатність незалежно від числа циклів навантаження. Приведені практичні рекомендації.

Аннотация. В работе рассматриваются многорядные фрикционные болтовые соединения, воспринимающие переменные по величине усилия. Показано, что при отсутствии проскальзывания эти усилия воспринимаются только крайними рядами болтов. На основе теории приспособляемости установлены диапазоны изменения усилий, при которых соединение сохраняет работоспособность независимо от числа циклов нагрузки. Приведены практические рекомендации.

Abstract. The paper deal with multi-row friction bolted joints, which may perceive forces, variable depending on forces. It is shown that in the absence of slippage such forces are perceived only by extreme rows of bolts. Based on theory of applicability the ranges of changes were found, when the joint preserve its serviceability independently from a number of load cycles. The practical recommendations are given as well.

Ключевые слова: фрикционные болтовые соединения, расчет, проскальзывание, усилие.

Введение. В настоящее время получили широкое распространение фрикционные соединения элементов металлических конструкций на высокопрочных болтах. При соединении мощных элементов требуется значительное число болтов, которые зачастую приходится располагать несколькими рядами. Распределение передаваемого усилия между рядами болтов в соединениях изучено недостаточно.

Остановимся на соединениях, которые передают продольную силу в стержне.

Строительные нормы и правила [1] независимо от расположения болтов в соединении предписывают распределять продольную силу поровну между всеми болтами. В то же время в «Пособии...» [2] указано, что между элементами стыка или узла усилия следует распределять без учета податливости фрикционных соединений и в предположении упругой работы стали. Эти два указания не согласуются друг с другом.

Попытка разобраться в этом вопросе повлекла за собой написание этой статьи.

Феномен распределения передаваемого усилия между рядами болтов.

Соединения, в которых болты расположены в несколько рядов вдоль передаваемого усилия, работают не так, как обычно принято считать. В качестве примера рассмотрим упрощенную модель многорядного болтового соединения, передающего продольное усилие T , состоящую из металлических полос (рис. 1). Полосы стянуты высокопрочными болтами, а сила передается посредством сухого трения между полосами. Будем полагать, что в соединении n рядов болтов (номера показаны на рисунке). Для упрощения в каждом ряду показано по одному болту.

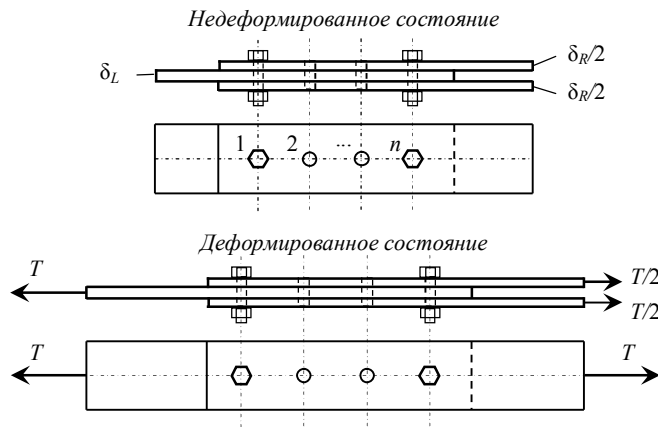


Рис. 1. Упрощенная модель многорядного болтового соединения

Качественную картину распределения усилия T между рядами болтов соединения можно установить при помощи следующих рассуждений. Рассмотрим заготовку для соединения, представленного на рис. 1, с просверленными отверстиями для болтов. Соберем это соединение не полностью, поставив и затянув только болты крайних рядов (с номерами 1 и n). Отверстия для болтов промежуточных рядов (с номерами 2, ..., $n-1$) оставим свободными. Приложим усилие T и станем постепенно растягивать соединение. Стянутые болтами полосы будут удлиняться. До тех пор, пока под болтами крайних рядов не будет проскальзывания, все три стянутые полосы на участке между крайними рядами будут растягиваться равномерно, и свободные от болтов отверстия во всех трех полосах будут все время оставаться друг против друга. Если бы там находились болты, то они не воспринимали бы никаких сдвигающих усилий. Из этого следует вывод о том, что в многорядном болтовом соединении, до тех пор, пока нет проскальзывания, все усилие, приложен-

ное к соединению, передается только болтами крайних рядов. Болты промежуточных рядов в работе не участвуют.

Упругий расчет соединения. Переходя от качественной картины работы соединения к количественной, установим как распределяется усилие T между крайними рядами болтов, пользуясь упругим расчетом.

Для определенности будем полагать, что болтами соединены металлические полосы равной ширины. Сумма толщин полос, находящихся слева от соединения, равна δ_L , а сумма толщин полос, находящихся справа от соединения, равна δ_R . Усилие T в промежутке между крайними рядами болтов распределяется между соединяемыми полосами пропорционально их толщинам. Полосы с суммарной толщиной δ_L передают все усилие на болты ряда n , а полосы с суммарной толщиной δ_R – на болты ряда 1.

Введем в рассмотрение безразмерные коэффициенты распределения η_i ($i = 1, 2, \dots, n$), показывающие какая доля усилия T воспринимается i -м рядом болтов. Тогда усилие U_i ($i = 1, 2, \dots, n$), передаваемое силами трения под i -м рядом болтов, можно будет выразить формулой:

$$U_i = T \cdot \eta_i \quad (i = 1, \dots, n); \quad (1)$$

а коэффициенты распределения – следующими формулами:

$$\eta_1 = \frac{\delta_R}{\delta_L + \delta_R}; \quad \eta_i = 0 \quad (i = 2, \dots, n-1); \quad \eta_n = \frac{\delta_L}{\delta_L + \delta_R}. \quad (2)$$

Сумма всех коэффициентов распределения, естественно, равна единице.

Правило знаков таково: усилие T положительно, если оно растягивает соединение; фрикционное усилие под рядом болтов положительно, если оно является частью положительного усилия T .

Предельное состояние соединения. Будем растягивать соединение дальше. Фрикционные усилия под крайними рядами болтов будут нарастать. Когда усилие U_1 или U_n достигнет несущей способности одного ряда болтов F , начнется проскальзывание соединяемых полос металла под этим рядом болтов и в соединении начнется перераспределение усилий. Растягивая соединение все нарастающей силой, достигнем его предельного состояния, при котором соединяемые полосы будут проскальзывать под всеми рядами болтов. При этом усилие T достигнет своего максимального значения

$$T_{\max} = nF; \quad (3)$$

Таким образом, утверждение нормативных документов о распределении продольного усилия поровну между всеми болтами соединения выпол-

няется только в предельном состоянии после проскальзывания соединяемых элементов.

Приспособляемость соединения в случае полного использования его несущей способности. Соединение должно работать не только при фиксированной максимальной нагрузке T_{\max} , но и при других величинах нагрузки T , находящихся в некотором диапазоне

$$T_{\min} \leq T \leq T_{\max}; \quad (4)$$

Сила T_{\max} известна и дается формулой (3). Необходимо определить T_{\min} .

Работоспособность соединения будем толковать в смысле приспособляемости, т.е. будем полагать, что после конечного числа локальных проскальзываний полос соединение стабилизируется и будет работать в дальнейшем упруго и без проскальзываний, как бы ни изменялось усилие, действующее на соединение, оставаясь в диапазоне, установленном формулой (4). В противном случае в соединении будут происходить многократные проскальзывания, контактирующие поверхности будут отшлифовываться, коэффициент трения этих поверхностей будет уменьшаться, что приведет к расстройству соединения и, возможно, к его разрушению.

Понятие о приспособляемости появилось впервые в теории пластичности. Ввиду аналогии в поведении идеального упруго-пластического одномерного элемента и контактной пары с сухим трением, находящейся на идеально упругом элементе, некоторые авторы [5, 6] уже ранее распространяли принципы теории пластичности на системы с сухим трением. Такая попытка сделана и в этой работе.

Основополагающую роль в теории приспособляемости упруго-пластических систем играет теорема Мелана [4, 3]. Она формулируется следующим образом.

Приспособляемость наступит, если можно найти такое не зависящее от времени поле фиктивных остаточных напряжений, что при любых изменениях нагрузки в заданных пределах сумма этого поля с полем напряжений в идеально упругом теле безопасна (достаточное условие).

Приспособляемость невозможна, если не существует никакого не зависящего от времени поля остаточных напряжений такого, что сумма этого поля с полем напряжений в идеально упругом теле безопасна (необходимое условие).

Рассматриваемое здесь фрикционное соединение работает подобно конструкции из упруго-пластического материала. Роль упругого тела выполняют соединяемые пластины, а проскальзывание соответствует пластическим деформациям. Применительно к фрикционным соединениям теорема

Мелана приобретет следующий вид:

Приспособляемость фрикционного соединения наступит, если можно найти такое не зависящее от времени самоуравновешенное распределение фрикционных усилий между рядами болтов в этом соединении, что при любых изменениях нагрузки на соединение в заданных пределах сумма самоуравновешенного распределения и распределения, полученного в соответствии с упругим расчетом, не вызывает проскальзывания ни под одним рядом болтов (достаточное условие).

Приспособляемость невозможна, если не существует такого не зависящего от времени самоуравновешенного распределения фрикционных усилий между рядами болтов в соединении, что сумма этого распределения и распределения, полученного в соответствии с упругим расчетом, не вызывает проскальзывания ни под одним рядом болтов (необходимое условие).

Таким образом, в рассмотрение входят:

— диапазон изменения усилия T , действующего на соединение

$$T_{\min} \leq T \leq T_{\max}; \quad (5)$$

— коэффициенты распределения η_i ($i = 1, 2, \dots, n$), позволяющие получить распределение усилия T между рядами болтов в соответствии с упругим расчетом:

$$U_i = T \cdot \eta_i \quad (i = 1, \dots, n); \quad (6)$$

— самоуравновешенное распределение фрикционных усилий S_i ($i = 1, 2, \dots, n$) между рядами болтов;

— условия работоспособности соединения

$$-F \leq S_i + U_i \leq F \quad (i = 1, \dots, n). \quad (7)$$

Разумеется, должны соблюдаться соотношения:

$$\sum_{i=1}^n \eta_i = 1; \quad \sum_{i=1}^n S_i = 0. \quad (8)$$

Из того условия, что в диапазон усилий (4) попадает максимальная нагрузка на соединение T_{\max} , может быть однозначно определено самоуравновешенное распределение фрикционных усилий S_i ($i = 1, 2, \dots, n$). Подставляя в формулу (6) значение T из формулы (3), а затем значения U_i ($i = 1, 2, \dots, n$), даваемые формулой (6), в формулу (7), получим:

$$-F \leq S_i + n \cdot F \cdot \eta_i \leq F \quad (i = 1, \dots, n). \quad (9)$$

Учитывая то, что максимальное усилие в соединении достигается при соблюдении правой группы нестрогих неравенств (9) как равенств, приходим к формуле для определения самоуравновешенных фрикционных усилий:

$$S_i = F \cdot (1 - n \cdot \eta_i) \quad (i=1, \dots, n). \quad (10)$$

Далее, зафиксировав значения S_i ($i = 1, 2, \dots, n$), полученные в соответствии с формулой (10), определим значение T_{\min} как решение задачи линейного программирования о минимизации T при ограничениях:

$$-F \leq F \cdot (1 - n \cdot \eta_i) + T \cdot \eta_i \leq F \quad (i=1, \dots, n). \quad (11)$$

При условии $\eta_i \geq 0$ ($i = 1, 2, \dots, n$), которое практически всегда выполняется, решение этой задачи дается формулой

$$T_{\min} = F \cdot n - 2 \cdot F / \eta_{\max}; \quad (12)$$

где $\eta_{\max} = \max_{i=1}^n(\eta_i)$.

Для упрощенной модели соединения (рис. 1), где коэффициенты распределения даются формулами (2), η_{\max} может быть вычислено по формуле:

$$\eta_{\max} = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \frac{|\delta_L - \delta_R|}{\delta_L + \delta_R} \right) \quad (n = 2, 3, \dots). \quad (13)$$

В идеальном случае, когда $\delta_L = \delta_R$, $\eta_{\max} = 1/2$.

При $n=1$, из очевидных соображений, $\eta_{\max} = 1$.

Диапазон изменения передаваемого усилия, в котором соблюдается приспособляемость соединения, определяется формулой

$$\Delta T = T_{\max} - T_{\min} = 2 \cdot F / \eta_{\max}; \quad (14)$$

Как следует из написанного выше, этот диапазон при $n = 1$ составляет две несущие способности одного ряда болтов, а при $n \geq 2$ – не более четырех несущих способностей одного ряда болтов независимо от числа рядов.

Зоны приспособляемости в случае полного использования несущей способности соединения при растяжении для соединений с различным числом рядов болтов показаны на рис. 2. Как видно из рисунка, только при $n \leq 3$ диапазон, в котором соблюдается приспособляемость соединения, включает и максимальное и нулевое усилия. При $n > 3$ соединение не

может работать даже в диапазоне усилий одного знака. Поэтому такие соединения применять не рекомендуется.

Приспособляемость соединения в случае симметричного знакопеременного воздействия. Иногда соединение работает на знакопеременное воздействие, причем минимальное и максимальное усилия по модулю равны. Такого рода соединения встречаются в распорках и раскосах башен, в элементах связей, в деталях машин и механизмов. В этом случае усилие T , воспринимаемое соединением, находится в диапазоне

$$-T_A \leq T \leq T_A; \quad (15)$$

где T_A – подлежащее определению амплитудное значение усилия T .

Задача линейного программирования, которую надо решить для определения T_A и S_i ($i = 1, 2, \dots, n$), формулируется так:

максимизировать T_A при соблюдении $4n$ ограничений-неравенств:

$$-F \leq S_i + T_A \cdot \eta_i \leq F; \quad -F \leq S_i - T_A \cdot \eta_i \leq F \quad (i=1, \dots, n); \quad (16)$$

считая S_i ($i = 1, 2, \dots, n$) свободными переменными, подчиняющимися лишь равенству

$$\sum_{i=1}^n S_i = 0. \quad (17)$$

Неравенства (16) являются условиями работоспособности соединения (7) при $T = T_A$ и при $T = -T_A$, а равенство (17) – условием уравниваемости усилий S_i ($i = 1, 2, \dots, n$).

Решение этой задачи линейного программирования выражается формулами:

$$T_A = F / \eta_{\max}; \quad S_i = 0 \quad (i=1, \dots, n). \quad (18)$$

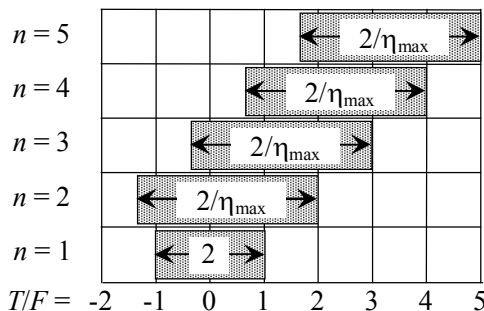


Рис. 2. Зоны приспособляемости в случае полного использования несущей способности соединения при растяжении

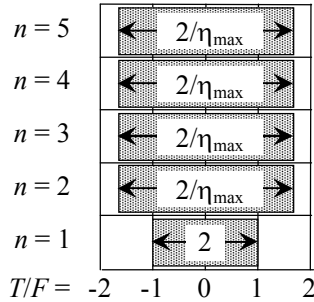


Рис. 3. Зони приспособляемости в случае симметричного знакопеременного воздействия

Заметим, что диапазон изменения передаваемого усилия

$$\Delta T = 2 \cdot T_A = 2 \cdot F / \eta_{\max}; \quad (19)$$

в этой задаче такой же, как и в предыдущей. При $n \geq 2$ он не зависит от числа рядов болтов. Поэтому в соединениях, подверженных только симметричным знакопеременным воздействиям, не следует ставить более двух рядов болтов. Третий ряд будет совершенно бесполезным.

При $n = 1$ $T_A = F$.

Зоны приспособляемости в случае симметричного знакопеременного воздействия для соединений с различным числом рядов болтов показаны на рис. 3. Как видно из рисунка, в этом случае при двух рядах болтов несущая способность соединения достигает своего максимума. Добавление числа рядов несущую способность соединения не увеличивает.

Выводы

1. В многорядном болтовом соединении, до тех пор, пока нет проскальзывания, все усилие, приложенное к соединению, передается только болтами крайних рядов. Болты промежуточных рядов в работе не участвуют.
2. Утверждение нормативных документов о распределении продольного усилия поровну между всеми болтами соединения выполняется только в предельном состоянии после проскальзывания соединяемых элементов.
3. Диапазон, в котором может изменяться усилие, воспринимаемое соединением, обусловлен приспособляемостью соединения. Этот диапазон при $n=1$ составляет две несущие способности одного ряда болтов, а при $n \geq 2$ – вычисляется по формуле (14) и составляет не

более четырех несущих способностей одного ряда болтов независимо от числа рядов и от вида воздействия на соединение.

4. В соединениях, где предусматривается полное использование несущей способности соединения, не рекомендуется ставить более трех рядов болтов.
5. В соединениях, подверженных только симметричным знакопеременным воздействиям, не рекомендуется ставить более двух рядов болтов.

Литература

- [1] СНиП II-23-81* Стальные конструкции/ Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
- [2] Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81*). М.: 1989.
- [3] Койтер В.Т. Общие теоремы теории упруго-пластических сред. М.: Издательство иностранной литературы, 1961. – 80 с.
- [4] Л.М. Качанов. Основы теории пластичности. М., Наука, 1969. – 420 с.
- [5] D.C. Drucker Coulomb friction, plasticity, and limit loads, ASME J. Appl. Mech., Vol.21, 1954. P. 71 – 74.
- [6] Churchman C.M., Korsunsky A.M., Hills D.A. The application of plasticity principles to friction. J. Strain Analysis. Vol. 41, 2006. P. 323–328.
- [7] Рабер Л.М. Соединения на высокопрочных болтах. Днепропетровск, Системные технологии, 2008. 124 с.

Надійшла до редколегії 08.06.2010 р.

УДК 624.014

Оптимальне проектування сталеві стрижневої конструкції покриття торговельно-розважального комплексу

Пелешко І.Д., к.т.н., Лісоцький Р.В., к.т.н., Балук І.М.

Національний університет «Львівська політехніка», Україна

Анотація: Описано основні конструктивні рішення та виконано оптимізацію конструкції покриття торговельно-розважального комплексу. Визначено оптимальні за критерієм маси параметри несучих ферм і розміри поперечних перерізів елементів покриття.

Аннотация: Описано основные конструктивные решения и выполнено оптимизацию конструкции покрытия торговельно-развлекательного комплекса. Определены оптимальные по критерию массы параметры несущих ферм и размеры поперечных сечений элементов покрытия.

Abstract: Basic structural decisions are described and the roof structure of trade and entertainment complex is optimized. The optimal bearing trusses parameters and cross-sectional dimension of structure elements by the criterion of mass are determined.

Ключові слова: металеві конструкції, стрижневі системи, оптимальне проектування, програмне забезпечення.

Постановка проблеми. Відповідно до потреб спеціальних та спортивних споруд, санітарних вимог до об'ємів приміщень при наявності великої кількості людей збільшуються прогони конструкцій. Застосування будівельних конструкцій зі сталі дозволяє зменшити їхню масу, збільшити габаритні розміри одночасно із забезпеченням достатньої несучої здатності. Вагому частку в сталевих конструкціях будівлі займають покриття, для яких при поступово зростаючих прогонах потрібно знаходити оптимальні рішення для зменшення витрат ресурсів. При цьому необхідно формулювати й ставити такі задачі оптимізації, які б урахували всі конструктивні, технологічні, експлуатаційні та інші обмеження та вимоги, щодо конструкції покриття великопрогонових будівель та споруд.

Аналіз існуючої літератури. В [10] розглянуто просторові решітчасті покриття, що є ефективним різновидом просторових стрижневих систем. Такі покриття, порівняно із плоскими, можуть забезпечувати кращий розподіл діючих навантажень і передачу їх із прогону на опори за допомогою рівномірних силових потоків. Розглянуто також геометричні форми таких покриттів і основи їхнього формоутворення. При цьому

основна увага приділена оптимальному проектуванню таких конструкцій. У [3] розглянуто покриття будівель великих прогонів, принципи їхнього формоутворення для ефективного використання металу. Якщо з тих чи інших міркувань прийнята неквадратна сітка опор і їхні кроки набагато менші за прогони, то покриття розкладають на несучі і допоміжні елементи конструкції.

У [7] викладено сучасні уявлення про оптимальне проектування стрижневих металевих конструкцій, його основні проблеми, постановки задач оптимізації та методи їхнього розв'язування. У [6] пропонується підхід до процесу формулювання задач оптимізації таких конструкцій у системі автоматизованого проектування, який дозволяє врахувати як вимоги нормативних документів, так і досвід проектування без втручання в код програми. В [5] запропоновано схему математичної моделі стрижневих металевих конструкцій, що забезпечує розроблення та залучення мови запису постановок задач оптимізації до програмного забезпечення OptCAD, орієнтованого на вирішення широкого кола задач проектування.

Формулювання цілей статті. Розглянути, виходячи з досвіду проектування, і оптимізувати конструкцію покриття торговельно-розважального комплексу «Екватор» у м. Рівне. Визначити оптимальні параметри покриття, з метою мінімальних витрат сталі.

Виклад основного матеріалу. Зал торговельно-розважального комплексу являє собою овальну в плані симетричну відносно поздовжньої осі однопрогонову одноповерхову будівлю. Довжина її по осях становить 78 м, найбільша ширина – 48 м. Покриття спирається на залізобетонні колони прямокутного перерізу, що розміщені на осях із кроком $Kr=12$ м.

Ураховуючи досвід проектування сталевих стрижневих конструкцій великопрогонових будівель [10, 3], прийнято конструктивну схему покриття зі сталевих тригранних ферм (рис. 1). Для спрощення виготовлення та монтажу цілої конструкції покриття висоти та ширини несучих ферм прийнято однаковими.

Елементи конструкції покриття, окрім прогонів зі сталі С235, запроєктовано зі сталевих безшовних гарячекатаних труб за ГОСТ 8732-78 зі сталі ВСтЗпс. Прогони однакової висоти по фермах покриття – з гарячекатаних двотаврів із кроком 6 м посередині та швелерів по краях конструкції. Несучим елементом покрівлі є сталевий профільований настил. За рахунок будівельного підйому ферм, а також різної висоти опорних столиків для спирання прогонів покриття забезпечується ухил покрівлі 0,025 для відведення води.

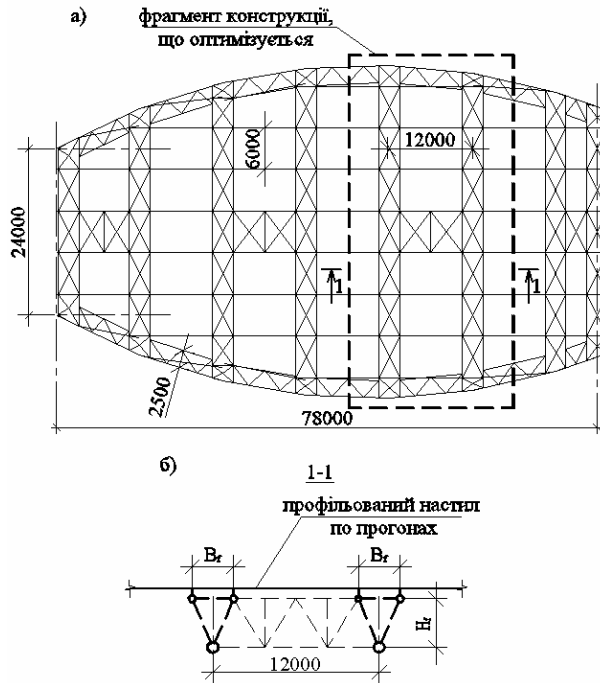


Рис. 1. Схема покриття торговельно-розважального комплексу:
а) – план; б) – розріз несучого блока конструкції

Для забезпечення проектного положення в процесі монтажу та стійкості ферм покриття й зменшення гнучкості нижнього пояса із площини згину їх попарно об'єднано посередині прогону в блоки ферм за допомогою тригранних в'язей. В'язями такої ж форми ферми об'єднано в припорних частинах конструкції покриття. Віддаль між верхніми поясами припорних в'язей $B_{zf} = 2,5$ м.

Стійкість стиснутого верхнього пояса ферм забезпечується його конструкцією, що являє собою горизонтальну ферму із хрестовинною решіткою. Одночасно ці ферми забезпечують сприйняття вітрових навантажень у торцях покриття будівлі.

Ураховуючи високу задану жорсткість колон, можливу появу в них тріщин та невизначеність сил тертя, опорні частини ферм покриття запроєктовано й виконано з однієї сторони шарнірно-рухомими (рис. 2) та шарнірно-нерухомими з іншої. Шарнірно-рухома опорна частина складається з нижньої плити, на якій розміщено котки, на які, у свою чергу, спирається верхній балансір. На останній установлюють ферми покриття. Відстань від верху колони до осі нижнього пояса несучих ферм $H_0 = 0,4$ м.

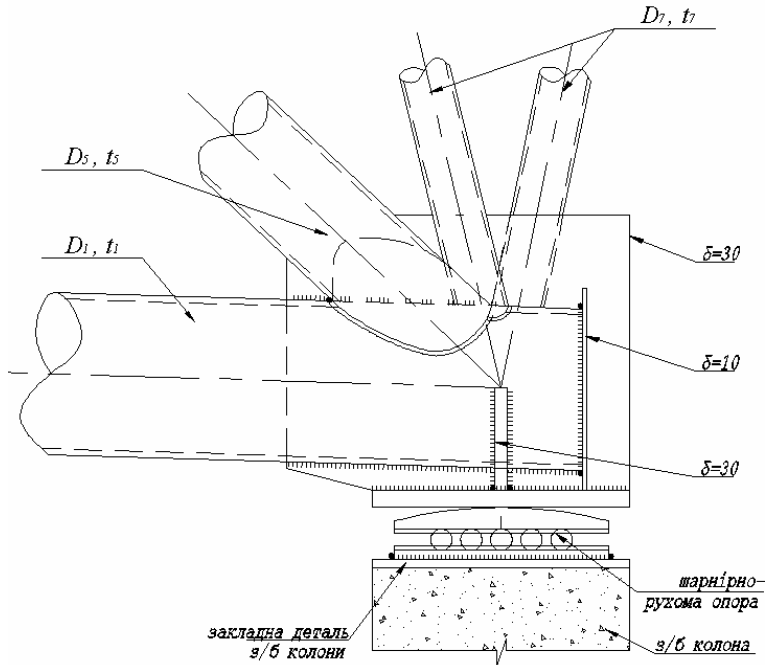


Рис. 2. Шарнірно-рухома опора

Перед тим як формулювати задачі оптимізації конструкції покриття, сформуємо його розрахункову схему.

Відомо, що загальний час оптимізації збільшується зі збільшенням кількості змінних проектування та часу аналізу напружено-деформованого стану конструкції, що залежить, у першу чергу, від кількості вузлів у розрахунковій схемі. Так, у загальній схемі конструкції покриття (рис. 3) кількість вузлів дорівнює 653, стрижнів – 1517. Ураховуючи сучасний рівень методів оптимізації, що реалізовані в доступному програмному забезпеченні, та обмеження обчислювальної швидкодії комп'ютерів, прийнято рішення оптимізувати фрагмент конструкції, який складається з найбільшого несучого блока ферм та із суміжних частин прогонів та приопорних тригранних в'язей між несучими блоками ферм (рис. 1, 4).

Для виокремленого фрагмента призначено додаткові граничні умови, що моделюють вплив відкинutoї частини конструкції покриття. Для цього на вузли прогонів та тригранних в'язей, що знаходяться на межі фрагмента конструкції, накладено опорні в'язі, що запобігають переміщенню за віссю y , а для крайніх вузлів прогонів у фрагменті додатково накладено опорну в'язь, що запобігає повороту вузла навколо осі x . Порівняння результатів аналізу напружено-деформованого стану конструкції покриття

в цілому та її фрагмента підтверджує обґрунтованість прийнятої розрахункової схеми фрагмента.

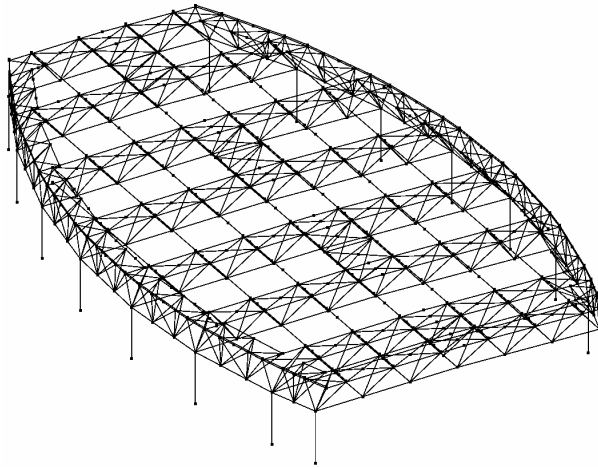


Рис. 3. Схема конструкції покриття

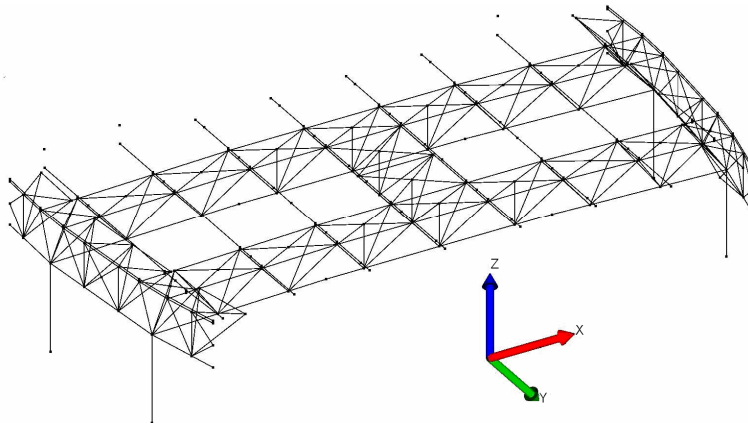


Рис. 4. Схема фрагмента конструкції покриття

Довжини несучих ферм фрагмента становлять $L_5 = 48$ м та $L_6 = 45,7$ м. Будівельні підйоми для цих ферм відповідно складають $S_5 = 0,45$ м та $S_6 = 0,416$ м.

Сформулюємо розв'язувані задачі оптимального проектування конструкції покриття. Перша задача полягає в пошуку таких змінних проектування – розмірів поперечних перерізів стрижнів, при яких маса конструкції є мінімальною. При цьому є фіксованими геометричні параметри розрахун-

кової схеми конструкції-прототипу – ширина B_f та висота H_f (рис. 1), поперечного перерізу несучих тригранних ферм. Результати розв'язування першої задачі оптимізації слугують еталоном для подальшого порівняння.

Друга задача полягає в пошуку таких значень B_f і H_f та розмірів поперечних перерізів стрижнів, при яких маса конструкції є мінімальною.

Прийнято такі позначення розмірів поперечних перерізів елементів: D_i , t_i , $i = \overline{1, 11}$ – діаметри й товщини стінок для труб (табл. 1); H_{dw} – висота поперечного перерізу прогонів із двотаврів та швелерів.

Таблиця 1

Закріплення змінних проектування за елементами конструкції покриття

№	Елементи конструкції покриття	Змінні проектування
1	Нижній пояс ферм	D1, t1
2	Верхні пояси ферм	D2, t2
3	Хрестовинні елементи решітки верхніх поясів ферм	D3, t3
4	Інші елементи решітки верхніх поясів ферм	D4, t4
5	Розкоси між нижнім та верхніми поясами ферм	D5, t5
6	Вертикальні елементи (до перетину хрестовинних)	D6, t6
7	Нижній пояс середньої в'язевої ферми	D11, t11
8	Інші елементи середньої в'язевої ферми	D8, t8
9	Нижні пояси бічних в'язевих ферм	D7, t7
10	Інші елементи бічних в'язевих ферм	D9, t9
11	Опорні столики для прогонів	D10, t10

До системи обмежень залучено нормативні обмеження, що висуваються до шарнірно-стрижневих систем при їхній перевірці за двома групами граничних станів: обмеження міцності, стійкості, граничної гнучкості елементів конструкції покриття, обмеження вертикальних переміщень вузлів ферм та прогинів прогонів. Також враховано конструктивні обмеження [5] при проектуванні конструкцій із труб: обмеження мінімальної товщини стінки $t_i \geq 0,3$ см, $i = \overline{1, 11}$; обмеження тонкостінності – $D_i/t_i \leq 30$ для поясів й інших контурних елементів та $D_i/t_i \leq 90$ для примикаючих елементів. Обмеження, що формуються з умов конструювання безфасонних вузлів із труб, записано у вигляді $t_1 \geq t_n$, при $n = 5, 6, 7, 9$ та $t_2 \geq t_m$, при $m = 3, 4, 5, 8, 10, 11$.

Зауважимо, що з технологічних та конструктивних міркувань у фермах із круглих труб допущено розцентрування осей у вузлах, що викликає появу моментів, які при певних умовах необхідно враховувати. Це було вико-

нано після завершення оптимізації при конструюванні покриття. При цьому не виникала потреба змінювати поперечні перерізи, оскільки розцентрування осей у вузлах допускалося в недовантажених ділянках поясів ферм.

Задачі оптимального проектування розв'язано з використанням програмного забезпечення OptCAD (www.optcad.com), математичний апарат якого поєднує метод скінченних елементів для виконання статичного лінійного аналізу стрижневих систем та градієнтний метод для вирішення задачі оптимізації.

Змінні проектування задачі оптимізації описуються в спеціальному вікні програми OptCAD (рис. 5).

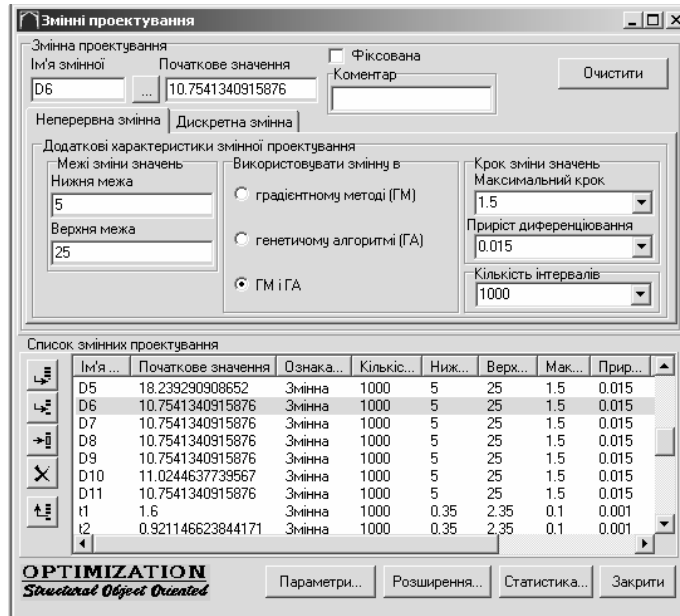


Рис. 5. Вікно для задавання змінних проектування

Координати вузлів при описі розрахункової схеми конструкції покриття представлено у функціональній залежності від змінних та фіксованих параметрів геометричної схеми (рис. 6).

Враховано постійні навантаження від власної ваги всіх конструкцій покриття, елементів вентиляції, електромережі, пожежогасіння та від ліхтарів. Снігове та вітрове навантаження задано згідно з [1] для м. Рівне. Снігові навантаження передаються з покрівлі на прогони конструкції покриття та виражені аналітичними залежностями від змінних параметрів її геометричної схеми. Вітрові навантаження прикладаються на верхні й

нижні пояси бічних в'язевих ферм та задані аналітичними залежностями від висоти несучої ферми покриття H_f .

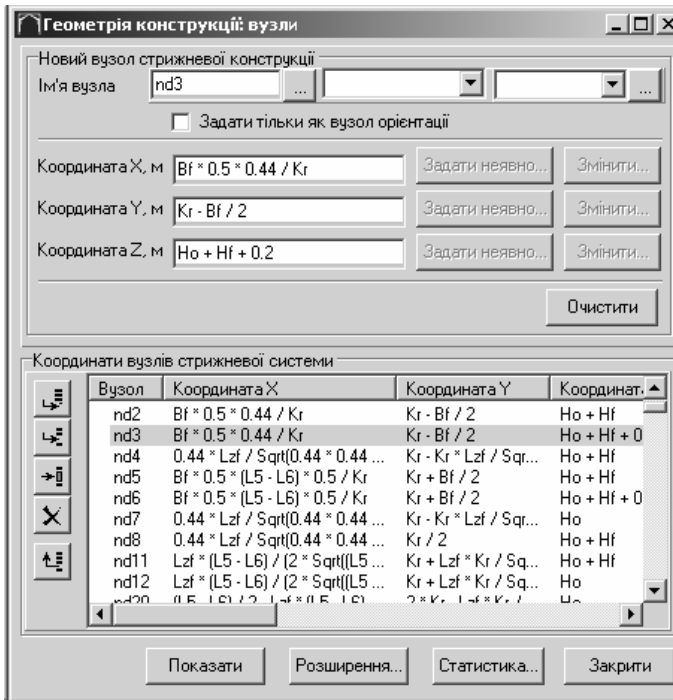


Рис. 6. Вікно для задавання координат вузлів конструкції покриття

Після розв'язування задач оптимізації в неперервній постановці виконано поетапну дискретизацію розв'язку з урахуванням сортаментів металопрокату. Результати вирішення задач оптимізації фрагмента конструкції покриття зведено в табл. 2.

У результаті оптимізації конструкції покриття визначено розміри поперечних перерізів стрижневих елементів та параметри несучих ферм конструкції покриття, які забезпечують зниження маси даного фрагмента конструкції покриття на 10,29 % у порівнянні з масою базової конструкції-прототипу.

Розглянемо основні конструктивні рішення, що прийняті для даної конструкції покриття торговельно-розважального комплексу в м. Рівне. З огляду на обмеження габаритів відправних елементів конструкції, які перевозяться від заводу-виготовлювача до будівельного майданчика залізничним транспортом, ферми прогонами до 36 м запроєктовано із двох відправних одиниць, інші – із трьох.

Таблиця 2

**Результати оптимізації конструкції покриття
торгвельно-розважального комплексу**

Параметр	Значення змінних проектування для задачі оптимізації			
	першої		другої	
	неперервні	дискретизовані	неперервні	дискретизовані
H_f , м	3,5*	3,5*	4,28	4,28
B_f , м	3*	3*	3,26	3,26
H_{dw} , см	30,93	33	29,91	30
$D_1; t_1$, см	35,85; 1,6	37,7; 1,6	34,05; 1,38	35,1; 1,4
$D_2; t_2$, см	27,63; 0,92	27,3; 1,0	25,30; 0,84	24,5; 0,9
$D_3; t_3$, см	8,52; 0,35	8,3; 0,35	7,98; 0,35	8,3; 0,35
$D_4; t_4$, см	8,29; 0,35	8,3; 0,35	7,59; 0,35	8,3; 0,35
$D_5; t_5$, см	18,24; 0,49	18; 0,55	18,17; 0,49	18; 0,55
$D_6; t_6$, см	10,75; 0,36	11,4; 0,4	10,22; 0,35	10,8; 0,4
$D_7; t_7$, см	10,75; 0,36	11,4; 0,4	10,58; 0,36	10,8; 0,4
$D_8; t_8$, см	10,75; 0,36	11,4; 0,4	10,22; 0,35	10,8; 0,4
$D_9; t_9$, см	10,75; 0,36	11,4; 0,4	10,22; 0,35	10,8; 0,4
$D_{10}; t_{10}$, см	11,02; 0,68	8,3; 0,35	7,79; 0,41	8,3; 0,35
$D_{11}; t_{11}$, см	10,75; 0,66	11,4; 0,4	10,22; 0,35	10,8; 0,4
Маса, т	47,237	51,577	43,192	46,270
Маса, %	-	100	-	89,71

Примітка. * Позначено фіксовані значення.



Рис. 7. Монтажне з'єднання верхнього пояса ферми конструкції
на будівельному майданчику

Монтажні з'єднання з метою зниження трудомісткості робіт на будівельному майданчику та скорочення терміну монтажу запроєктовано на високоміцних болтах М24 із сталі марки 38Х «селект» (рис. 8). Заводські з'єднання тригранних ферм конструкції прийнято зварними.



Рис. 8. Монтажне з'єднання нижнього пояса ферми конструкції на будівельному майданчику

Сталеві конструкції покриття торговельно-розважального комплексу виготовлені підприємством групи «Світанок». Реалізована конструкція покриття зображена на рис. 9.



Рис. 9. Загальний вигляд конструкції покриття торговельно-розважального комплексу

Висновки

Прийнято та обґрунтовано розрахункову схему фрагмента стрижневої сталевої конструкції покриття торговельно-розважального комплексу, сформульовано й розв'язано задачі його оптимізації за критерієм маси. Виявлено оптимальні розміри тригранних ферм та розміри поперечних перерізів їхніх елементів, які забезпечили зниження маси металевих конструкцій покриття на 10,29 % у порівнянні з масою базової конструкції-прототипу. Досвід проектування, виготовлення та монтажу розглянутої конструкції підтверджує ефективність застосування труб для стрижнів конструкцій покриття.

Виконані дослідження показали необхідність подальшого вдосконалення методів та програм оптимізації з метою забезпечення розв'язування задач оптимізації стрижневих конструкцій із великою кількістю вузлів та змінних проектування.

Література

- [1] ДБН В.1.2-2006 Навантаження і впливи. Норми проектування – К.: Мінбуд України, 2006. – 60 с.
- [2] ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Прогини і переміщення. Вимоги проектування / Мінбудархітектури України. – К.: Сталь, 2006. – 10 с.
- [3] Металеві конструкції: Підручник / В.О. Пермяков, О.О. Нілов, О.В. Шимановський та ін. / Під заг. ред. В.О. Пермякова та О.В. Шимановського. – К.: Сталь, 2008. – 812 с.
- [4] Пелешко І.Д., Балук І.М. Формалізація снігових навантажень для системи оптимізації стрижневих конструкцій OptCAD // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). – Вип. 72. – Київ, ДП НДІБК, 2009. – С. 257 – 264.
- [5] Пелешко І.Д., Юрченко В.В., Ковальчук Ю.Є. Удосконалення математичної моделі стрижневих металевих конструкцій для систем автоматизованого проектування // Вісник ДонНАБА «Баштові споруди: матеріали, конструкції, технології»: Збірник наукових праць. Вип. 2009-4(78). – Макіївка: Вид-во ДонНАБА, 2009. – С. 155 – 160.
- [6] Пелешко І.Д., Юрченко В.В. Про формулювання задач оптимізації металевих стрижневих конструкцій в системах автоматизованого проектування // Вісник НУ «Львівська політехніка» Теорія і практика будівництва, № 441. – Львів: Вид-во НУ «Львівська політехніка», 2002. – С. 148 – 152.
- [7] Пермяков В.А., Перельмутер В.А., Юрченко В.В. Оптимальное проектирование стальных стержневых конструкций. – К.: Сталь, 2008. – 537 с.
- [8] Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81*) / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.
- [9] СНиП II-23-81* Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1991. – 96 с.
- [10] Шимановский В.Н., Гордеев В.Н., Гринберг М.Л. Оптимальное проектирование пространственных решетчатых покрытий. – К.: Будівельник, 1987. – 224 с.

Надійшла до редколегії 22.06.2010 р.

УДК 624.014

Новые решения узловых соединений стержней структурных и однослойных решетчатых конструкций

Кагановский Л.О.

Израиль

Анотація. Нові конструктивні вирішення вузлових з'єднань стержнів для структурних (плоских і криволінійних) і одношарових ґратчастих конструкцій призначені для застосування в покриттях різних споруд і куполів, зокрема над трибунами стадіонів. Запропоновані універсальні трубчасті стержні і вузлові елементи, що забезпечують передачу зусиль, які діють в стержнях, болтами, що працюють на подвійний поперечний зріз. Запропоновані конструктивні рішення в порівнянні з традиційно вживаними вузловими з'єднаннями стержнів системи «MERO» мають переваги, що полягають в підвищенні технологічності виготовлення і надійності за рахунок зниження концентрації напруги в елементах.

Аннотация. Новые конструктивные решения узловых соединений стержней для структурных (плоских и криволинейных) и однослойных решетчатых конструкций предназначены для применения в покрытиях различных сооружений и куполов, в т.ч. над трибунами стадионов. Предложены универсальные трубчатые стержни и узловые элементы, обеспечивающие передачу усилий, действующих в стержнях, болтами, работающими на двойной поперечный срез. Предложенные конструктивные решения по сравнению с традиционно применяемыми узловыми соединениями стержней системы «MERO» обладают преимуществами, состоящими в повышении технологичности изготовления и надежности за счет снижения концентрации напряжения в элементах.

Abstract. New conceptual solutions of nodal bar connections used in structural (plane and curvilinear) and single layer latticed constructions can be applied for roof of various systems and domes. The structures over the Stadiums' stands are among them. It is suggested multi-purpose tubular bars and joint elements, providing transfer of forces with the use of bolts, acting under double shear. The proposed design is featured by some advantages as compared with commonly used nodal bar connections such as "MERO" system for example. It is also characterized by convenience in technology of fabrication and considerable increase of reliability at the expense of reduction of stresses concentration at the elements.

Ключевые слова: структурные и однослойные решетчатые конструкции, узловые соединения стержней, универсальные стержни, узловые элементы.

В современном строительстве широкое применение получили структурные плоские и криволинейные, а также однослойные решетчатые конструкции (рис. 1, 2, 3, 4).

Структурные плоские конструкции (плиты) представляют собой пространственные решетчатые конструкции, состоящие из стержней и узловых элементов (рис. 1). В плоских структурных плитах стержни и узловые элементы многократно повторяются. Эти плиты широко применяются в

покрытиях различных зданий и сооружений. Их элементы легко перевозятся в компактных упаковках, могут собираться на земле и в собранном виде подниматься и устанавливаться на опоры.

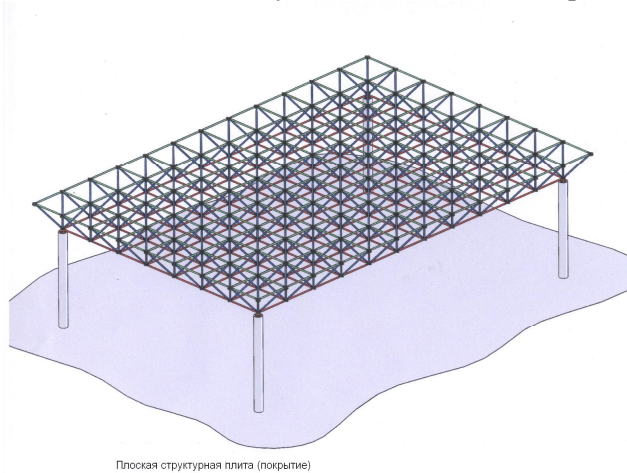


Рис. 1. Плоская структурная плита (покрытие)



Рис. 2. Криволинейная структурная плита (купол)

Структурные криволинейные плиты, в отличие от плоских, могут иметь различную кривизну в одном или двух направлениях (рис. 2). При этом у них могут отличаться длины и углы примыкания стержней к узловым элементам, сохраняя в большей степени повторяемость стержней и узловых элементов. Структурные плиты с кривизной в одном направлении применяются в конструкциях арочного типа. Плиты с двойной кривизной находят широкое применение в сооружениях куполов, по форме образованных поверхностью вращения. Купола, обладая архитектурной выразительностью, могут перекрывать большие площади. Криволинейные структурные плиты обычно применяются в сооружении куполов диаметром 90 и более метров. Для куполов меньших диаметров обычно применяются однослойные решетчатые конструкции. Структурные плиты

применяются, в частности, в покрытиях над трибунами стадионов. При проектировании вышеуказанных решетчатых конструкций решается сложная задача узлового монтажного соединения стержней.

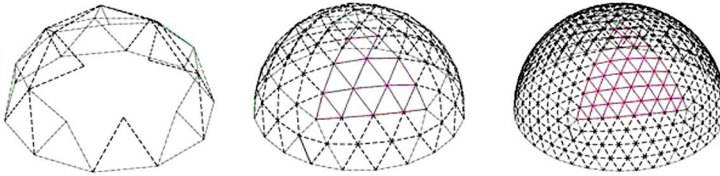


Рис. 3. Однослойные решетчатые купола (вариант 1)



Рис. 4. Однослойные решетчатые купола (вариант 2)

Традиционно в конструкциях структурных плит применяется система «MERO», состоящая из трубчатых стержней и узловых элементов, выполненных в виде стальных шаров с глухими резьбовыми отверстиями, в которые ввинчиваются специальные нестандартные болты, закрепленные к торцам трубчатых стержней (рис. 5). Эти болты должны вращаться в месте соединения с трубой во время монтажа, обеспечивая герметичность внутренней полости трубы. Во время эксплуатации узловые элементы должны воспринимать большие осевые усилия растяжения и сжатия. От изгибающих моментов, возникающих в узлах, при естественном прогибе смонтированного сооружения появляется опасность разрушения в районе свободной части резьбы болтов из-за концентрации напряжения.



Рис. 5. Узел соединения системы «MERO»

В результате поиска новых конструктивных решений узловых монтажных соединений стержней, отвечающих требованиям технологичности и снижения трудоемкости изготовления и монтажа, а также повышения надежности эксплуатации сооружений, автором предлагаются новые решения узловых монтажных соединений стержней структурных плоских и криволинейных плит, а также однослойных решетчатых конструкций.

В узловом соединении стержней плоских структурных плит узловой элемент представляет собой пластину для крепления универсальных трубчатых стержней нижней или верхней поверхностей плиты (рис. 6, 7, 9). Для крепления раскосов, соединяющих стержни этих поверхностей, к пластине перпендикулярно приваривают крестообразный листовой элемент. На концах трубчатых стержней выполнены два симметрично расположенных наклонных плоских среза для установки наклонных фасонки, которые изогнуты в месте примыкания к узловому элементу (рис. 8). Эти фасонки предварительно соединены между собой поперечной планкой и ребром жесткости, образуя «вилку», которая вставляется в наклонные срезы конца трубчатого стержня и жестко соединяется сваркой [1]. Такое конструктивное решение обеспечивает работу стандартного болта на двойной поперечный срез. Для предотвращения отгиба накладных фасонки устанавливаются шайбы, прямой край которых расположен в месте изгиба фасонки.

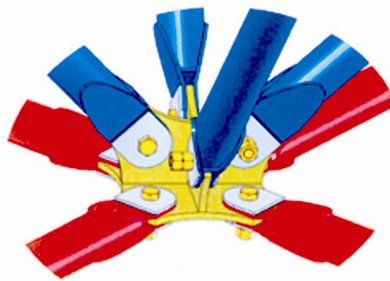


Рис. 6. Узел соединения стержней структурной плиты

Для структурной плиты двойной кривизны также применяются аналогичные универсальные трубчатые стержни с концевыми деталями для установки двухсрезных болтов. В ее узловом элементе, в отличие от плоской структурной плиты, пластины для крепления стержней верхних и нижних поясов приварены к крестообразному листовому элементу под углами, соответствующими продольной и поперечной кривизне этой структурной плиты (рис. 10). Углы соединения фасонки креста, а также расположение отверстий для установки двухсрезных болтов должны соответствовать геометрической схеме структурной плиты, при условии пересечения осей всех стержней в одной точке.

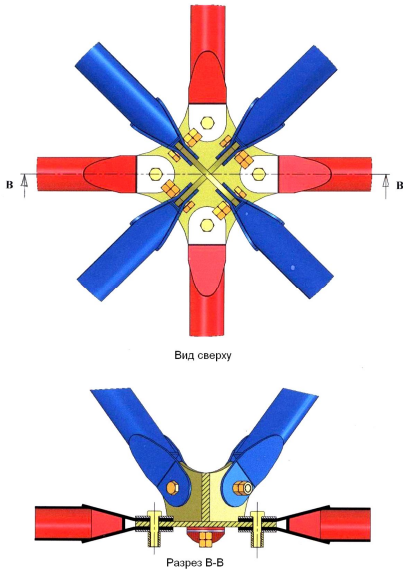


Рис. 7. Крепление универсальных
 трубчатых стержней

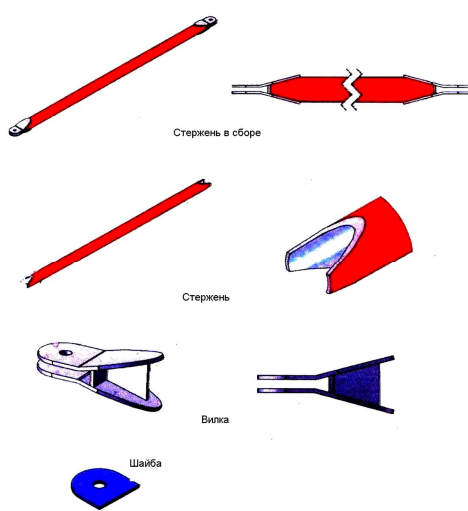


Рис. 8. Универсальный трубчатый
 стержень

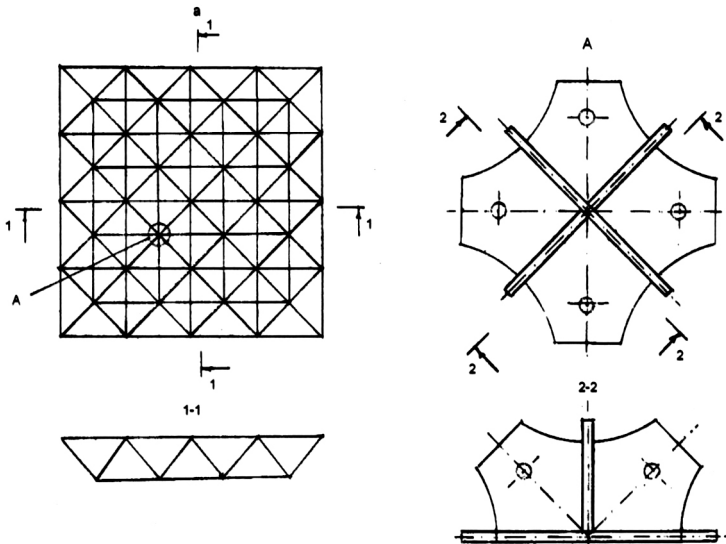


Рис. 9. Блок плоской структурной плиты:
 а – схема; А – узловой элемент

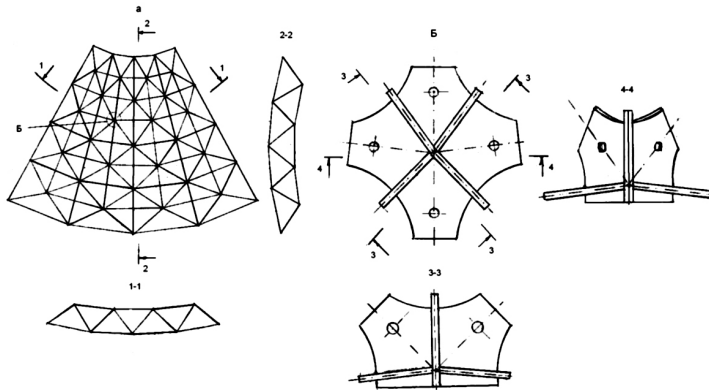


Рис. 10. Блок криволинейной структурной плиты:
а – схема; б – узловой элемент

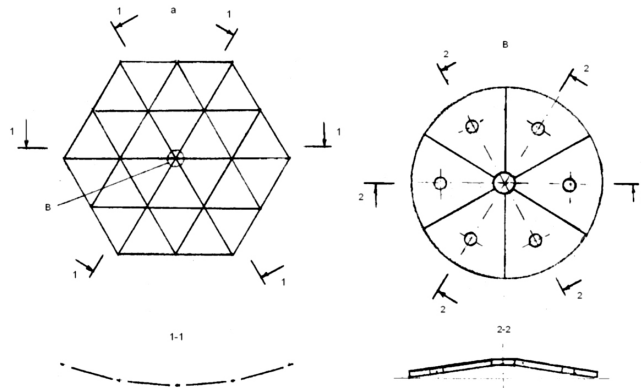


Рис. 11. Блок однослойного решетчатого купола (вариант 1):
а – схема; б – узловой элемент

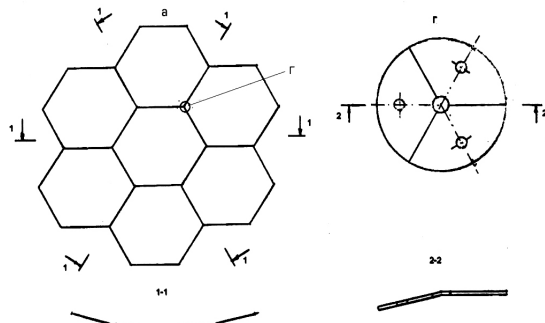


Рис. 12. Блок однослойного решетчатого купола (вариант 2):
а – схема; б – узловой элемент

Для конструкций однослойных решетчатых куполов, также состоящих из вышеуказанных универсальных трубчатых стержней, разработаны узловые элементы, в которых сходятся под определенными углами нужное количество стержней (рис. 11, 12). Узловые элементы представляют собой изогнутые листовые фасонки с плоскими гранями, расположенными под углами, соответствующими геометрическим схемам сооружений и количеству примыкающих стержней. На чертежах изображены два примера соединения стержней однослойного решетчатого купола, состоящего из шести и трех стержней. Узловые элементы могут быть выполнены методом штамповки.

Выводы

Конструктивное решение монтажных соединений трубчатых стержней и узловых элементов предусматривают работу стандартных болтов на двойной поперечный срез, что в 2,0 – 2,5 раза увеличивает несущую способность болтов по сравнению со специальными болтами, применяемыми в системе «MERO», работающими на осевое растяжение и сжатие. При этом исключается опасность работы болтов на изгиб.

Трубчатые стержни универсальны, так как их применение эффективно во всех структурных и однослойных решетчатых конструкциях.

Узловые соединения универсальных трубчатых стержней могут широко применяться в покрытиях различных зданий и сооружений, в конструкциях арочного типа и куполов, а также в покрытиях над трибунами стадионов.

Применение современной компьютерной и машинной технологии изготовления и сварки конструкций универсальных трубчатых стержней и узловых элементов обеспечит высокую технологичность и надежность сооружений.

Литература

- [1] Патент 891 UA, E04 B1/58. Узел крепления трубчатого элемента решетчатой конструкции. Л.О. Кагановский. – Оpubл. 15.12.93. Бюл. № 2.

Надійшла до редколегії 13.05.2010 р.

УДК 624.014

Раціональні рамні каркаси постійного та змінного двотаврового перерізу з підвищеною гнучкістю стінки

Білик С.І., д.т.н., Склярів І.О.

Київський національний університет будівництва та архітектури, Україна

Анотація. Розроблено дві методики визначення несучої здатності стиснено-зігнутих елементів рам двотаврового перерізу з підвищеною гнучкістю стінки. За першим підходом центральна частина стінки виключається з роботи, але приймається розрахунковий редукований симетричний переріз внаслідок дії поздовжніх сил в елементі рами, а втрата стійкості стінки може виникати при дії тільки поздовжніх стискальних зусиль, направлених по осі симетрії. За другим підходом враховується, що частина стінки при втраті її стійкості частково сприймає згинальний момент, поперечну силу і поздовжнє зусилля. Переріз також приймається симетричним і після втрати стійкості стінки.

Аннотация. Разработаны две методики определения несущей способности сжатого-изогнутого элемента рамы двутаврового сечения с повышенной гибкостью стенки. Согласно первому подходу центральная часть стенки исключается из работы, но принимается расчетное редуцированное симметричное сечение вследствие действия продольных сил в элементе рамы, а потеря устойчивости стенки может возникать при действии только продольных сжимающих усилий, направленных по оси симметрии. По второму подходу принимается, что часть стенки при потере ее устойчивости частично воспринимает изгибающий момент, поперечную силу и продольное усилие. Сечение также принимается симметричным и после потери устойчивости стенки.

Abstract. Developed two methods of determining bearing capacity of compressed-bended elements frame-doubleT-section with increased flexibility of the web. In the first approach, the central part of the web is out of work, but accepted the current weak symmetrical cross section as a result of longitudinal forces in the element frame and buckling web can occur only under the influence of longitudinal squeeze effort directed by the axis of symmetry. The second approach takes into account that part of the web to web buckling takes part bending moment, transverse force and longitudinal efforts. Symmetric cross section is also taken after the loss of stability of the wall.

Ключові слова: каркас, гнучкість, стійкість, дослідження, розрахунок.

Актуальність теми. Висока технологічність виготовлення, простота конструктивних рішень та монтажу сприяють активному впровадженню в будівництво рамних конструкцій зі зварних двотаврів з постійною та змінною висотою перерізу [1, 4]. Поширене використання таких конструкцій потребує пошуку шляхів підвищення їх ефективного використання і виявлення резервів несучої спроможності. Одним із напрямків вдосконалення конструктивних рішень рам зі зварних двотаврів змінного перерізу є використання двотаврових профілів з підвищеною гнучкістю стінки [5, 7]. Адаже в силу співвідношення згинальних і поздовжніх зусиль, які виника-

ють в елементах рам, оптимальними є перерізи, в яких достатньо висока стінка, а забезпечення місцевої стійкості стінки вимагає додаткових витрат сталі. Тому дослідження резервів несучої здатності двотаврових рам із підвищеною гнучкістю стінки є актуальною науково-технічною задачею.

Аналіз досліджень та постановка задачі. У сучасних нормах проектування [7] є вимоги до розрахунку балкових конструкцій двотаврового перерізу з гнучкою стінкою. При цьому враховується закритична робота

стінки і припускається, що працює тільки її частина заввишки $0,5t\sqrt{\frac{E}{R_y}}$

біля стиснутої полиці двотавра і $t\sqrt{\frac{E}{R_y}}$ біля розтягнутої (в перерізі з

максимальним згинальним моментом). У працях [2, 3] розглянута методика розрахунку таких конструкцій. У відомих роботах [4, 5] наведено аналіз роботи рамних конструкцій змінного та постійного двотаврового перерізу та результати експериментів рам із двотаврів, що мають підвищену гнучкість стінки. Але якщо провести аналогію зі стисненими стержнями, то можна дійти висновку, що стінка на початковому етапі втрати стійкості не виключається повністю з роботи, а лише переходить до нового стану рівноваги і продовжує сприймати частково поздовжні зусилля і згинальний момент, як просторовий оболонковий елемент. Тому можна враховувати роботу частини стінки перерізу, яка починає втрачати стійкість, використовуючи поняття редукованої товщини перерізу профілю. Задача формулюється так: розробити методику розрахунку рамних елементів двотаврового профілю з підвищеною гнучкістю стінки при врахуванні впливу на несучу здатність частини стінки, що може втрачати стійкість.

Виклад основних результатів досліджень. Граничний стан двотаврів із гнучкою стінкою змінної висоти характеризується появою розтягнутих складок у стінці рамного елемента, розвитком пластичних деформацій в полиці, місцевою втратою стійкості стисненої полиці. З площини елемент рами повинен бути розкріплений за умови запобігання втрати стійкості плоскої форми згину. В подальшому прийнято для розрахунку і проектування елементів рам із гнучкою стінкою змінного перерізу підхід, за яким граничний стан моделюється на основі граничної несучої спроможності відсіку балкового елемента. Відсік балкового елемента утворений ребрами жорсткості і може працювати в умовах чистого згину, чистого зсуву, стиску або одночасно при дії згинальних моментів, поперечних та поздовжніх стискальних сил. У розрахунковій моделі також прийнято, що при дії всіх трьох складових напружено-деформованого стану несуча спроможність досягає граничного стану за умови, що в

стисненій полці двотавра розвиваються пластичні деформації, а втрата стійкості стінки має симетричну форму. Такому випадку відповідає модель граничного стану, при якій нормальні напруження розподіляються за законом трикутника в стисненій та розтягнутій зонах стінки заввишки $h_{wred} / 2 = 0,85t_w \sqrt{E / R_y}$ за лінійним законом і дорівнюють R_y і $(R_y - N / A_{red})$ відповідно (рис. 1, 2).

Розроблено дві методики визначення несучої здатності стиснено-зігнутого двотавра з підвищеною гнучкістю стінки. За першим підходом центральна частина стінки виключається з роботи, але приймається розрахунковий редукований симетричний переріз внаслідок дії поздовжніх сил в елементі рами, а втрата стійкості стінки може виникати і при дії тільки поздовжніх стискальних зусиль, направлених по осі симетрії. За другим підходом враховується, що частина стінки при втраті стійкості стінки частково сприймає згинальний момент, поперечну силу і поздовжнє зусилля. Переріз також приймається симетричним і після втрати стійкості стінки.

За першою методикою при виключенні з роботи середньої частини стінки перерізу рівняння рівноваги перерізу набуває вигляду (рис. 1):

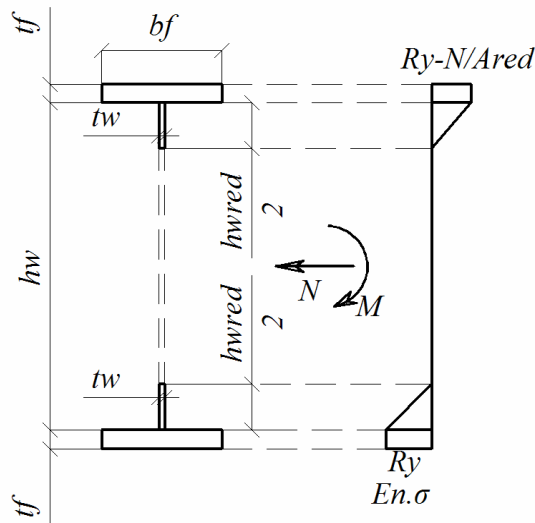


Рис. 1. Розрахунковий переріз рами з гнучкою стінкою без урахування роботи стінки. Епюра нормальних напружень у перерізі

$$M_{уф} = A_f R_y h_w / 2 + A_f (R_y - N / A_{red}) h_w / 2 + 0,5 R_y h_{wred} t_w (h_w / 2 - h_{wred} / 3) + 0,5 (R_y - N / A_{red}) h_{wred} t_w (h_w / 2 - h_{wred} / 3)$$

Після перетворень значення $M_{уф}$ набуває виду:

$$M_{u\varphi} = R_y h_w^2 t_w \left\{ \frac{A_f}{h_w t_w} + \frac{h_{wred}}{2h_w} - \frac{h_{wred}^2}{3h_w^2} + \right. \\ \left. + \left(\frac{N}{A_{red} R_y} \right) \left[\left(-\frac{A_f}{2h_w t_w} - \frac{h_{wred}}{4h_w} + \frac{h_{wred}^2}{6h_w^2} \right) \right] \right\} \quad (1)$$

Якщо врахувати, що $A_{red} = A - (h_{efw} - h_{wred})t_w$; $h_{wred} / 2 = 0,85t_w \sqrt{E/R_y}$, останнє рівняння (1) перейде до запису.

$$M_{u\varphi} = R_y h_w^2 t_w \left\{ \frac{A_f}{h_w t_w} + \frac{0,85t_w}{2h_w} \sqrt{\frac{E}{R_y}} - \frac{(0,85t_w)^2}{3h_w^2} \frac{E}{R_y} + \left(\frac{N}{A_{red} R_y} \right) \times \right. \\ \left. \times \left[\left(-\frac{A_f}{2h_w t_w} - \frac{0,85t_w}{4h_w} \sqrt{\frac{E}{R_y}} + \frac{(0,85t_w)^2}{6h_w^2} \frac{E}{R_y} \right) \right] \right\} \quad (2)$$

Заміна в отриманому рівнянні (2) відомих відношень на умовну гнучкість

стінки $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ приводить до більш спрощеного виду:

$$M_{u\varphi} = R_y h_w^2 t_w \left\{ \frac{A_f}{h_w t_w} + \frac{0,85}{\bar{\lambda}_w} \left(\frac{1}{2} - \frac{0,85}{3\bar{\lambda}_w} \right) - \left(\frac{N}{A_{red} R_y} \right) \left[\frac{A_f}{2h_w t_w} + \frac{0,85}{\bar{\lambda}_w} \left(\frac{1}{4} - \frac{0,85}{6\bar{\lambda}_w} \right) \right] \right\}.$$

Якщо прийняти $\frac{N}{A_{red} R_y} = \varphi$, то

$$M_{u\varphi} = R_y h_w^2 t_w \left\{ \frac{A_f}{h_w t_w} \left(1 - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{0,85}{\bar{\lambda}_w} \left[\frac{1}{2} - \varphi \frac{1}{4} - \frac{0,85}{3\bar{\lambda}_w} \left(\frac{1}{3} - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \right\}.$$

Приблизно при значенні $\bar{\lambda}_w \geq 6$ і $\varphi = 0,25$ співвідношення $\frac{0,85}{3\bar{\lambda}_w} \left(\frac{1}{3} - \frac{\varphi}{2} \right) =$

$$= \frac{0,85}{18} \left(\frac{1}{3} - \frac{0,25}{2} \right) = 0,01$$

приймає значення другого порядку малості і вираз для обчислення граничного згинального моменту миттєво отримає спрощене співвідношення між граничним значенням згинального моменту (M_u) і геометричними характеристиками перерізу.

$$M_{u\varphi} = R_y h_w^2 t_w \left\{ \frac{A_f}{h_w t_w} \left(1 - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{0,85}{2\bar{\lambda}_w} \left(1 - \frac{\varphi}{2} \right) \right\};$$

$$M_{u\varphi} = R_y h_w^2 t_w \left(1 - \frac{\varphi}{2}\right) \left[\frac{A_f}{h_w t_w} + \frac{0,85}{2\bar{\lambda}_w} \right];$$

$$M_{u\varphi} = R_y h_w^2 t_w \left(1 - \frac{N}{2N_u}\right) \left\{ \frac{A_f}{h_w t_w} + \frac{0,85}{2\bar{\lambda}_w} \right\}. \quad (3)$$

Момент опору редукованого перерізу має вид:

$$W_{xred} = h_w^2 t_w \left[\frac{A_f}{h_w t_w} + \frac{0,85}{2\bar{\lambda}_w} \right] \text{ при } M_{u\varphi} = R_y \left(1 - \frac{\varphi}{2}\right) W_{xred}. \quad (4)$$

За другим методичним підходом розрахунку несучої здатності елементів рам двотаврового перерізу з підвищеною гнучкістю стінки прийнято врахування роботи середньої частини стінки перерізу після початкової втрати стійкості стінки (рис. 2).

Рівняння рівноваги перерізу в такому випадку:

$$M_{u\varphi} = \frac{R_y A_f h_w}{2} + \frac{(R_y - N / A_{red}) A_f h_w}{2} + \frac{R_y h_{wred} h_{wred} t_w}{2 h_w} \left(\frac{h_w}{2} - \frac{h_{wred}}{6} \right) +$$

$$+ \left(R_y - \frac{R_y h_{wred}}{h_w} \right) \left(\frac{h_w}{2} - \frac{h_{wred}}{4} \right) \frac{h_{wred} t_w}{2} + \left(R_y - \frac{R_y h_{wred}}{h_w} \right) \left(\frac{h_w}{2} - \frac{h_{wred}}{2} \right) \times$$

$$\times \frac{h_{wred} t_{wred}}{3} + \frac{(R_y - N / A_{red}) h_{wred}}{h_w} \left(\frac{h_w}{2} - \frac{h_{wred}}{6} \right) \frac{h_{wred} t_w}{2} +$$

$$+ \left[\left(R_y - N / A_{red} \right) - \frac{(R_y - N / A_{red}) h_{wred}}{h_w} \right] \left(\frac{h_w}{2} - \frac{h_{wred}}{4} \right) \frac{h_{wred} t_w}{2} +$$

$$+ \left[\left(R_y - N / A_{red} \right) - \frac{(R_y - N / A_{red}) h_{wred}}{h_w} \right] \left(\frac{h_w}{2} - \frac{h_{wred}}{2} \right) \frac{h_{wred} t_{wred}}{3}$$

Якщо вважати, що $A_{red} = A - (h_{efw} - h_{wred}) t_w$; $h_{wred} / 2 = 0,85 t_w \sqrt{E / R_y}$,
після перетворень значення $M_{u\varphi}$ набуває виду при $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$:

$$\begin{aligned}
 M_{u\varphi} = & R_y h_w^2 t_w \left(\frac{A_f}{h_w t_w} + \frac{0,85}{2\lambda_w} - \frac{0,85^2}{4\lambda_w^2} + \frac{0,85^3}{12\lambda_w^3} + \frac{0,85 t_{wred}}{3\lambda_w t_w} - \frac{0,85^2 t_{wred}^2}{3\lambda_w t_w} + \right. \\
 & + \frac{0,85^3 t_{wred}^3}{3\lambda_w t_w} + \frac{N}{A_{red} R_y} \left(-\frac{A_f}{2h_w t_w} - \frac{0,85}{4\lambda_w} + \frac{0,85^2}{8\lambda_w^2} - \frac{0,85^3}{24\lambda_w^3} - \frac{0,85 t_{wred}}{6\lambda_w t_w} + \right. \\
 & \left. \left. + \frac{0,85^2 t_{wred}^2}{3\lambda_w t_w} - \frac{0,85^3 t_{wred}^3}{6\lambda_w t_w} \right) \right) \quad (5)
 \end{aligned}$$

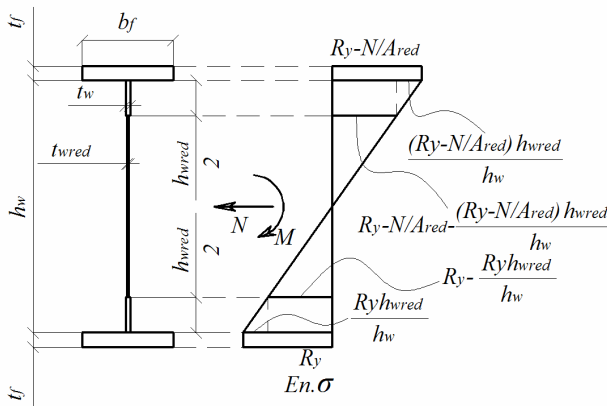


Рис. 2. Розрахунковий переріз рами з гнучкою стінкою з урахуванням роботи стінки. Епюра нормальних напружень у перерізі

Введення відношення $\frac{N}{A_{red} R_y} = \varphi$ і прийняття, що $t_{wred} = \eta t_w$, де η –

коефіцієнт редукування товщини стінки (експериментальний коефіцієнт, що враховує включення в роботу частини стінки двотаврового перерізу) дає змогу перейти від рівняння (5) до рівняння:

$$\begin{aligned}
 M_{u\varphi} = & R_y h_w^2 t_w \left(\frac{A_f}{h_w t_w} \left(1 - \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{0,85}{\lambda_w} \left(\frac{1}{2} + \frac{\eta}{3} - \frac{\varphi}{4} - \frac{\varphi\eta}{6}\right) + \frac{0,85^2}{\lambda_w^2} \times \right. \\
 & \left. \times \left(-\frac{1}{4} - \frac{\eta^2}{3} + \frac{\varphi}{8} + \frac{\varphi\eta}{3}\right) + \frac{0,85^3}{\lambda_w^3} \left(\frac{1}{12} + \frac{\eta}{3} - \frac{\varphi}{24} - \frac{\varphi\eta}{6}\right) \right) \quad (6)
 \end{aligned}$$

Останніми двома доданками рівняння (6) можна знехтувати, так як їх значення на порядок менші ніж інші члени рівняння (6). Так при значенні

$\eta = \frac{1}{3}$, $\bar{\lambda}_w = 6$ і $\varphi = 0,25$ граничне значення згинального моменту, який

може сприймати балка при дії поперечного навантаження, буде:

$$M_{u\varphi} = R_y h_w^2 t_w \left(\frac{A_f}{h_w t_w} \left(1 - \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{0,85}{\bar{\lambda}_w} \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{9} - \frac{\varphi}{4} - \frac{\varphi}{18}\right) - 0,00829 + 0,000484 \right).$$

Остаточню рівняння рівноваги перерізу при урахуванні згинального моменту та повздовжньої сили має вид:

$$M_{u\varphi} = R_y h_w^2 t_w \left(\frac{A_f}{h_w t_w} \left(1 - \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{0,85}{\bar{\lambda}_w} \left(\frac{1}{2} + \frac{\eta}{3} - \frac{\varphi}{4} - \frac{\varphi\eta}{6}\right) \right),$$

$$M_{u\varphi} = R_y h_w^2 t_w \left(\frac{A_f}{h_w t_w} \left(1 - \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{0,85}{\bar{\lambda}_w} \left(1 - \frac{\varphi}{2}\right) \left(\frac{6 + 4\eta - 3\varphi - 2\varphi\eta}{12\left(1 - \frac{\varphi}{2}\right)}\right) \right).$$

Приблизно при зміні значень величин $\eta = \frac{1}{4} \dots \frac{1}{2}$ і $\varphi = 0,5 \dots 0,2$ значення коефіцієнта змінюється в діапазоні:

$$\left(\frac{6 + 4\eta - 3\varphi - 2\varphi\eta}{12\left(1 - \frac{\varphi}{2}\right)} \right) = 0,583 \dots 0,667. \text{ Позначимо цей коефіцієнт } \zeta.$$

$$M_{u\varphi} = R_y h_w^2 t_w \left(1 - \frac{\varphi}{2}\right) \left(\frac{A_f}{h_w t_w} + \frac{0,85\zeta}{\bar{\lambda}_w} \right),$$

$$M_{u\varphi} = R_y h_w^2 t_w \left(1 - \frac{N}{2N_u}\right) \left(\frac{A_f}{h_w t_w} + \frac{0,85\zeta}{\bar{\lambda}_w} \right). \quad (7)$$

Момент опору редукованого перерізу має вид:

$$W_{xred} = h_w^2 t_w \left(\frac{A_f}{h_w t_w} + \frac{0,85\zeta}{\bar{\lambda}_w} \right) \text{ при } M_{u\varphi} = R_y \left(1 - \frac{\varphi}{2}\right) W_{xred}. \quad (8)$$

Таким чином, попередня перевірка несучої спроможності елемента рами може бути виконана за формулою:

$$\frac{M_u}{\left(1 - \frac{\varphi}{2}\right) W_{xred}} \leq R_y.$$

Для остаточної перевірки несучої здатності необхідно врахувати дію всіх складових зусиль, що діють у перерізі. Значення критичних дотичних напружень і граничної поперечної сили τ_{cr} і Q_u пропонується вираховувати за відповідною формулами розділу СНиП II-23-81* як для балки з гнучкою стінкою в припущенні, що частина стінки, яка втратила стійкість, не сприймає поздовжні зусилля, а тільки поперечну силу Q :

$$Q_u = R_s t_w h_w \left[\frac{\tau_{cr}}{R_s} + 3,3 \left(1 - \frac{\tau_{cr}}{R_s} \right) \frac{\beta \mu}{1 + \mu^2} \right].$$

За теоремою Попковича [6] загальна несуча спроможність рамного елемента з урахуванням дії згинальних моментів поперечних і поздовжніх сил може бути оцінена з достатнім запасом міцності за формулою:

$$\left| \frac{N}{N_u} \right| + \left| \frac{M_x}{M_{u\phi}} \right| + \left| \frac{Q}{Q_u} \right| \leq 1.$$

Враховуючи підхід [7] для елементів рам при відносному ексцентриситеті $m_x \geq 20$ можливо використовувати такий критерій міцності балкових елементів з підвищеною гнучкістю стінки:

$$\left| \frac{N}{N_u} \right| + \left(\frac{M_x}{M_u} \right)^4 + \left(\frac{Q}{Q_u} \right)^4 \leq 1. \quad (9)$$

У наведених формулах граничне значення згинального моменту позначено через $M_{u\phi} = (1 - \phi)M_u = (1 - \phi)R_y W_{xred}$; а граничне значення стискальної сили $N_u = \phi A_{red} R_y$.

Приклади розрахунку. Розрахувати переріз рами з гнучкою стінкою відповідно до прикладу, наведеного в [3]. Загальна стійкість рами забезпечена системою в'язей. Максимальний згинальний момент у рамі $M = 1469$ кНм, перерізувальна сила $Q = 223$ кН, стискальна сила $N = 120$ кН. Переріз рами – двотавр із полицями 300x25 мм, стінкою 1380x4 мм.

Приклад 1. Виконаємо перевірку міцності двотаврового елемента рами за умовою (9). Визначаємо граничний згинальний момент за п. 18.2:

$$M_u = R_y t h^2 \left[\frac{A_f}{t h} + \frac{0,85}{\bar{\lambda}_w} \left(1 - \frac{1}{\bar{\lambda}_w} \right) \right] = 24 \cdot 0,4 \cdot 138^2 \left[\frac{30 \cdot 3,2}{0,4 \cdot 138} + \frac{0,85}{11,78} \left(1 - \frac{1}{11,78} \right) \right]$$

$$= 3300,3 \text{ кНм} > M = 1469,0 \text{ кНм} \quad \bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{138}{0,4} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 11,78.$$

Підкріплюємо стінку двобічними ребрами жорсткості, які розташовуємо з кроком $a = 200 \text{ см} < a_{\max} = 2h_w = 2 \cdot 138 = 276 \text{ см}$. Визначимо граничну поперечну силу при довжині відсіку $a = 200 \text{ см}$ за [7]:

$$Q_u = R_s t_w h_w \left[\frac{\tau_{cr}}{R_s} + 3,3 \left(1 - \frac{\tau_{cr}}{R_s} \right) \frac{\beta \mu}{1 + \mu^2} \right] = 139,2 \cdot 0,4 \cdot 138 \times$$

$$\times \left[\frac{14,1}{139,2} + 3,3 \left(1 - \frac{14,1}{139,2} \right) \frac{0,15 \cdot 1,45}{1 + 1,45^2} \right] 10^{-1} = 281,1 \text{ кН}$$

де $R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ МПа}$; $\mu = a/h_w = 200/138 = 1,45$;

критичні дотичні напруження:

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{1,45^2} \right) \frac{139,2}{11,78^2} = 14,1 \text{ МПа}. \quad \bar{\lambda}_{ef} = \bar{\lambda}_w = 11,78.$$

Для визначення коефіцієнта α за (18.2) розглянемо тавровий переріз, що складається з пояса і ділянки стінки заввишки $h_{wred} = 0,5 t_w \sqrt{E/R_y} = 0,5 \cdot 0,4 \cdot 29,3 = 5,9 \text{ см}$. Знайдемо відстань центра ваги перерізу від власної осі

ділянки стінки: $y_1 = \frac{S_f}{A_{ef}} = 4,4 \text{ см}$. Момент інерції перерізу тавра відносно центральної осі $I_x = 135,6 \text{ см}^4$. Мінімальний момент опору таврового перерізу $W_{\min} = \frac{I_x}{y_{\max}} = \frac{135,6}{7,35} = 18,2 \text{ см}^3$; $y_{\max} = y_1 + h_{wred}/2 = 4,4 + 5,9/2 = 7,35 \text{ см}$.

Знаходимо коефіцієнт α за (18.2): $\alpha = \frac{8W_{\min}}{t_w h_w^2 a^2} (h_w^2 + a^2) = \frac{8 \cdot 18,2}{0,4 \cdot 138^2 \cdot 200^2} \times$

$\times (138^2 + 200^2) = 0,0271$. Оскільки $\alpha = 0,0271 < 0,03$, коефіцієнт (β за 18.2):

$\beta = 0,05 + 5\alpha = 0,05 + 5 \cdot 0,0271 = 0,1855 > 0,15$. Приймаємо $\beta = 0,1855$.

Граничне повздовжнє зусилля: $N_u = \varphi R_y A_{red} = 0,05 \cdot 24 \cdot (30 \cdot 3,2 \cdot 2 + 0,85 \times$

$$\times 0,4 \sqrt{\frac{20600}{24}} \cdot 2) = 236,03 \text{ кН} > N = 100.$$

Перевірка міцності за умовою (9) дає значення:

$$\frac{N}{N_u} + \left(\frac{M}{M_u}\right)^4 + \left(\frac{Q}{Q_u}\right)^4 = \frac{100}{236,03} + \left(\frac{1469}{3300,3}\right)^4 + \left(\frac{223,0}{281,1}\right)^4 = 0,859 < 1.$$

Таким чином, міцність елемента рами забезпечена.

Приклад 2. Виконаємо перевірку міцності перерізу за методикою 1 (включення в роботу частини стінки заввишки $0,85t_w\sqrt{E/R_y}$).

Визначаємо граничний згинальний момент за формулою (3):

$$M_u = R_y h_w^2 t_w \left(1 - \frac{N}{2N_u}\right) \left(\frac{A_f}{h_w t_w} + \frac{0,85}{2\lambda_w}\right) = 24 \cdot 138^2 \cdot 0,4 \left(1 - \frac{100}{2 \cdot 236,03}\right) \times \left(\frac{30 \cdot 3,2}{138 \cdot 0,4} + \frac{0,85}{2 \cdot 11,78}\right) = 2558 \text{ кНм} \gg M = 1469,0 \text{ кНм.}$$

Усі інші параметри беремо за прикладом 1. Перевірка міцності за умовою (9) дає значення:

$$\frac{N}{N_u} + \left(\frac{M}{M_u}\right)^4 + \left(\frac{Q}{Q_u}\right)^4 = \frac{100}{236,03} + \left(\frac{1469}{2558}\right)^4 + \left(\frac{223,0}{281,1}\right)^4 = 0,929 < 1. \quad \text{Таким}$$

чином, міцність елемента рами забезпечена.

Приклад 3. Виконаємо перевірку міцності елемента рами двотаврового перерізу за методикою 2 (включення в роботу частини стінки заввишки $0,85t_w\sqrt{E/R_y}$ та редукованої товщини середнього відсіку стінки).

Визначаємо граничний згинальний момент за формулою (7):

$$M_u = R_y h_w^2 t_w \left(1 - \frac{N}{2N_u}\right) \left(\frac{A_f}{h_w t_w} + \frac{0,85\zeta}{\lambda_w}\right) = 24 \cdot 138^2 \cdot 0,4 \left(1 - \frac{100}{2 \cdot 236,03}\right) \left(\frac{30 \cdot 3,2}{138 \cdot 0,4} + \frac{0,52}{11,78}\right) = 2568 \text{ кНм} > M = 1469,0 \text{ кНм.}$$

Усі інші значення залишаються такими ж, як і в прикладі 1. Перевірка міцності елемента рами за умовою (9) дає такий результат:

$$\frac{N}{N_u} + \left(\frac{M}{M_u}\right)^4 + \left(\frac{Q}{Q_u}\right)^4 = \frac{100}{236,03} + \left(\frac{1469}{2568}\right)^4 + \left(\frac{223,0}{281,1}\right)^4 = 0,927 < 1.$$

Таким чином, міцність стиснено-зігнутого елемента рами з підвищеною гнучкістю стінки забезпечена.

Висновки

Аналіз результатів проведених досліджень показав, що врахування редукованої товщини стінки двотавра впливає на несучу здатність перерізу. Крім цього, в чинних нормах перевірку міцності рекомендується виконувати за формулою $(M/M_u)^4 + (Q/Q_u)^4 \leq 1$, що на практиці не завжди підтверджується і може застосовуватись лише для балок із гнучкою стінкою. Рекомендується в рамних конструкціях двотаврового перерізу з підвищеною гнучкістю стінки перевірку міцності виконувати за формулою $|N/N_u| + (M_x/M_u)^4 + (Q/Q_u)^4 \leq 1$.

Література

- [1] Білик С.І., Недоходюк І.Д. Рациональні сталеві елементи рам двотаврового перерізу зі змінною висотою стінки. Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського / Відп. ред. О.В. Шимановський. – К.: Вид-во «Сталь», 2008, вип. 4.
- [2] Беленя Е.И., Балдин В.А., Ведеников Г.С. Металлические конструкции. / Под. общ. ред. Е.И. Беленя. – М.: Стройиздат, 1991. – 687 с.
- [3] Пермяков В.О., Нілов О.О., Шимановський О.В., Белов І.Д., Лаврінченко Л.І., Володимирський В.О. Металеві конструкції: Підручник / Під загальною редакцією В.О. Пермякова та О.В. Шимановського. – К.: Видавництво «Сталь», 2008. – 812 с.
- [4] Катюшин В.В. Здание з каркасами из стальных рам переменного сечения / В.В. Катюшин. – М.: Стройиздат, 2005. – 651 с.
- [5] Трофимов В.И. Легкие металлические конструкции зданий и сооружений (разработка конструкций, исследования, расчет, изготовление, монтаж) / В.И. Трофимов, А.М. Каминский / Учебное пособие. – М.: Изд-во АСВ, 2002. – 576 с.
- [6] Смирнов А.Ф., Александров А.В., Лашеников Б.Я., Шапошников Н.Н. Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений / А.Ф. Смирнов / Учебное пособие. – М.: Стройиздат, 1984. – 415 с.
- [7] СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.

Надійшла до редколегії 20.01.2010 р.

УДК 539.3:624.071

Аналітичні розв'язки нелінійних задач деформування ниток скінченної жорсткості при спеціальних завантаженнях

Шалінський В.В., к.т.н.

ВАТ «УкрНДІПроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського», Україна

Анотація. Представлені аналітичні розв'язки нелінійної задачі деформування ниток скінченної жорсткості, які отримані за допомогою принципу можливих переміщень. Для визначення розпору в нитці використане загальне диференціальне рівняння рівноваги з урахуванням спеціальних видів додаткових завантажень. Виконана оцінка точності отриманих розв'язків.

Анотация. Представлены аналитические решения нелинейной задачи деформирования нитей конечной жесткости, полученные с помощью принципа возможных перемещений. Для определения распора в нити использовано общее дифференциальное уравнение равновесия с учетом специальных видов дополнительных нагружений. Выполнена оценка точности полученных решений.

Abstract. The analytical solutions of nonlinear problem of deformation of finite rigidity tendons are presented. The solution of problem is got by means the principle of the possible moving. The used common differential equilibrium equation for determination of stretching in the tendon. The special types additional of loads are taken into account. Precision estimation of the got solutions is executed.

Ключові слова: нелінійність, нитка скінченної жорсткості, диференціальне рівняння рівноваги, оцінка точності розв'язку.

Розглядається задача деформування ниток скінченної жорсткості при дії спеціальних практично важливих випадків їх завантаження. Вказана задача розв'язується за допомогою принципу можливих переміщень. При цьому розглядаються нитки, які відповідають вимогам [2], а їх розрахунок проводиться з використанням передумов [9].

Припустимо, що працююча з вигином від початкового і додаткового навантажень [1] нитка скінченної жорсткості з поперечним перерізом площею F , моментом інерції I та модулем пружності E завантажена довільним навантаженням $q(x)$ і знаходиться в стані рівноваги. При цьому під $q(x)$ мається на увазі сума всіх навантажень, які діють на нитку у вертикальній площині. За допомогою викладеної в [9] методики можна отримати загальне диференціальне рівняння для визначення величини розпору в нитці скінченної жорсткості

$$\frac{dF}{dH} - \frac{F}{H} - \frac{EF^2}{lH^2} \int_0^l \frac{q(x)M_y^{\delta}m^2}{(Hm + EIM_y^{\delta})^2} dx + \frac{E^2F^2I}{lH^2} \int_0^l \frac{(M_y^{\delta})^4 m}{(Hm + EIM_y^{\delta})^3} dx = 0, \quad (1)$$

де $m = z^{\delta}EI$; M_y^{δ} – балковий згинальний момент; l – прогін нитки; z^{δ} – балковий прогін.

Розглянемо тепер спеціальні практично важливі випадки завантаження шарнірно закріпленої нитки і представимо рівняння (1) з урахуванням розкриття інтегралів, які входять до його складу. При цьому будемо вважати, що у всіх зазначених випадках на нитку діє початкове рівномірно розподілене навантаження q_1 на всьому прогоні.

У випадку завантаження нитки додатковим рівномірно розподіленим навантаженням q_2 на всьому прогоні диференціальне рівняння для визначення розпору приймає вид:

$$\frac{dF}{dH} - \frac{F}{H} - \frac{25(q_1 + q_2)^2 l^6 EF^2}{12H^2(5l^2H + 48EI)^2} + \frac{120(q_1 + q_2)^2 l^6 E^2 F^2 I}{H^2(5l^2H + 48EI)^3} = 0. \quad (2)$$

Якщо нитка завантажена додатковим рівномірно розподіленим навантаженням q_2 на половині прогону, то відповідне рівняння буде [10]:

$$\begin{aligned} \frac{dF}{dH} - \frac{F}{H} - \frac{(q_1^2 + (q_1 + q_2)^2) l^6 EF^2}{32H^2} & \left[361(19Hl^2 + 192EI)^{-2} + \right. \\ & \left. + \frac{25}{3}(5Hl^2 + 48EI)^{-2} \right] + \frac{(q_1^2 + (q_1 + q_2)^2) l^6 E^2 F^2 I}{H^2} \times \\ & \times \left[2052(19Hl^2 + 192EI)^{-3} + 15(5Hl^2 + 48EI)^{-3} \right] = 0. \end{aligned} \quad (3)$$

Припустимо, що на нитку діє додаткове зосереджене навантаження P у середині прогону. Тоді рівняння для визначення розпору можна представити наступним чином:

$$\begin{aligned} \frac{dF}{dH} - \frac{F}{H} - \frac{k_1 k_2 l^4 EF^2}{48H^2(k_2 Hl^2 + 48k_1 EI)^2} & \left[k_6 - \frac{144k_1^2 k_3 EI}{k_2 Hl^2 + 48k_1 EI} \right] - \\ - \frac{k_4 k_5 l^4 EF^2}{48H^2(k_5 Hl^2 + 192k_4 EI)^2} & \left[k_5 q_1 l - \frac{576k_3 k_4 EI}{k_5 Hl^2 + 192k_4 EI} \right] = 0, \end{aligned} \quad (4)$$

де $k_1 = q_1l + 2P$; $k_2 = 5q_1l + 8P$; $k_3 = 1 + q_1$; $k_4 = 3q_1l + 4P$; $k_5 = 57q_1l + 88P$; $k_6 = q_1l + 6P$.

У випадку, коли нитка завантажена зосередженим навантаженням P у чверті прогону отримаємо:

$$\begin{aligned} & \frac{dF}{dH} - \frac{F}{H} - \frac{k_7 k_7 l^4 E F^2}{64 H^2 (k_7 H l^2 + 192 k_7 E I)^2} \left[k_6 k_7 - \frac{564 k_1^3 E I}{k_7 H l^2 + 192 k_7 E I} \right] - \\ & - \frac{k_8 k_9 l^4 E F^2}{768 H^2 (k_9 H l^2 + 768 k_8 E I)^2} \left[k_9 q_1 l - \frac{4068 k_8^3 E I}{k_9 H l^2 + 768 k_8 E I} \right] - \\ & - \frac{3 k_{10} k_{11} l^4 E F^2}{256 H^2 (k_{11} H l^2 + 768 k_{10} E I)^2} \left[k_{11} q_1 l - \frac{13824 k_{10}^3 E I}{k_{11} H l^2 + 768 k_{10} E I} \right] + \\ & + \frac{441 k_{12}^4 k_{13} l^4 E^2 F^2 I}{2 H^2 (k_{13} H l^2 + 768 k_{12} E I)^2} = 0, \end{aligned} \quad (5)$$

де $k_7 = 19q_1l + 24P$; $k_8 = 7q_1l + 12P$; $k_9 = 497q_1l + 648P$; $k_{10} = 5q_1l + 4P$; $k_{11} = 395q_1l + 408P$; $k_{12} = q_1l + 4P$; $k_{13} = 71q_1l + 88P$.

При отриманні вище наведених розв'язків були застосовані як загальноприйняті припущення (пологість нитки, пружна робота матеріалу, обмеження відношення напружень згину до напружень розтягу, гіпотеза плоских перерізів, одноосний напружений стан поздовжніх волокон нитки), так і ті, що відображають характерні особливості роботи ниток скінченної жорсткості, а саме – пропорційна залежність між прогинами і згинальними моментами у нитці скінченної жорсткості та аналогічній їй за всіма параметрами балці. Так як величина похибки, яка вноситься у кінцевий результат внаслідок застосування загальноприйнятих припущень достатньо повно вивчена багатьма авторами [1, 2, 4–8], проведено оцінку похибки тільки останнього припущення шляхом порівняння результатів, отриманих запропонованим і точним способом для різних випадків завантаження нитки скінченної жорсткості.

Встановлено залежність величини похибки визначення параметрів напружено-деформованого стану нитки від параметра $u = 0,5l\sqrt{H/EI}$ для середини та чверті прогону при різних навантаженнях [10].

З'ясовано, що для середини прогону максимальна похибка спостерігається, як це і очікувалось, при дії зосередженого навантаження у середині прогону нитки й складає 12,22 % вбік перебільшення. При цьому відрізок, на якому величина похибки перевищує 10 %, являє собою достатньо

вужкий інтервал зміни параметра u – від 2 до 6,5. У випадку зосередженого навантаження у чверті прогону максимальна величина похибки складає 6,29 % вбік зменшення, а сама похибка, значення якої перевищує 4 %, присутня на незначному інтервалі зміни параметра u – від 1,2 до 6. При дії ж рівномірно розподіленого навантаження на всьому або половині прогону найбільш можлива похибка дорівнює тільки 1,29 % вбік зменшення результатів.

Для чверті прогону найбільша похибка спостерігається при завантаженні нитки зосередженим навантаженням у чверті прогону і досягає 19,82 % вбік перебільшення. Зі зростанням параметра u похибка зменшується до 10,95 % при $u = 10$. При інших видах завантажень значення похибки ще менше. Зокрема, при завантаженні нитки зосередженим навантаженням у середині прогону похибка досягає максимального значення 6,29 % вбік зменшення. Але при параметрі $u > 6$, що відповідає реальним висячим системам [2, 3, 5, 11], похибка стає меншою 4 %. У випадках завантаження нитки рівномірно розподіленими навантаженнями на всьому або половині прогону максимальні значення похибки складають 1,02 % і 6,54 % відповідно вбік перебільшення результатів.

Так як у практичних задачах із розрахунку висячих конструкцій схема завантаження нитки завжди поєднує різнотипні навантаження (як правило, три-п'ять розподілених і декілька не дуже значних зосереджених), то реальна величина похибки внаслідок їх взаємодії завжди буде набагато менше максимальної. Крім цього, у реальних висячих системах параметр u у більшості випадків змінюється у межах $6 \leq u \leq 14$ [2, 3, 5, 11], при яких навіть максимальна похибка при визначенні параметрів напружено-деформованого стану нитки скінченної жорсткості буде складати дуже незначну величину. Останнє свідчить не тільки про високий ступінь точності вихідних передумов розрахунку, а й про точність отриманих розв'язків у цілому.

Література

- [1] Власов В.З. Избранные труды. – М.: АН СССР, 1962. – т. 1. – 528 с.; т. 2. – 507 с.; т. 3. – 472 с.
- [2] Качурин В.К. Теория висячих систем. – М. – Л.: Госстройиздат, 1962. – 224 с.
- [3] Качурин В.К., Брагин А.В., Ерунов Б.Г. Проектирование висячих и вантовых мостов. – М.: Транспорт, 1971. – 280 с.
- [4] Косенко И.С. Висячие конструкции покрытий. – М.: Стройиздат, 1966. – 87 с.
- [5] Москалев Н.С. Конструкции висячих покрытий. – М.: Стройиздат, 1980. – 331 с.
- [6] Ржаницын А.Р. Статика и динамика пологой упругой нити // Висячие покрытия: Сб. науч. тр. НИИЖБ. – М.: Госстройиздат, 1962. – С. 60 – 76.

- [7] Тимошенко С.П. Сопротивление материалов. – М.: Наука, 1965. – Т. 1. – 363 с.; Т. 2. – 480 с.
- [8] Филин А.П. Прикладная механика твердого деформируемого тела. Сопротивление материалов с элементами теории сплошных сред и строительной механики. – М.: Наука, 1975. – Т. 1. – 832 с.; 1978. – Т. 2. – 616 с.; 1981. – Т. 3. – 480 с.
- [9] Шимановский А.В., Оглобля А.И. Теория и расчет несущих элементов большепролетных пространственных конструкций. – К.: Издательство «Сталь», 2002. – 372 с.
- [10] Шимановський О.В., Шалінський В.В. Нелінійні задачі міцності ниток скінченної жорсткості при спеціальних завантаженнях // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2009. – №3. – С. 16 – 21.
- [11] Шимановский В.Н., Смирнов Ю.В., Харченко Р.Б. Расчет висячих конструкций (нитей конечной жесткости). – К.: Будівельник, 1973. – 198 с.

Надійшла до редколегії 10.06.2010 р.

УДК 539.3

Упруго-пластическая работа нитей конечной жесткости в окрестности приложения сосредоточенных сил

Гордеев В.Н., д.т.н., Ленда А.В.

ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

Анотація. Проведено дослідження нитки кінцевої жорсткості в зоні дії зосередженого навантаження. Отриманий розподіл напружень і деформацій по висоті і довжині нитки, а також область несучої здатності при обмежених пластичних деформаціях.

Аннотация. Проведено исследование нити конечной жесткости в окрестности приложения сосредоточенных сил. Получено распределение напряжений и деформаций по высоте и длине нити, а также область несущей способности при ограниченных пластических деформациях.

Abstract. Research of finite rigidity tendon in the vicinity of concentrated force application is provided. Distribution of tensions and deformations along the tendons' height and length is received. The area of bearing strength at the limited plastic deformations is obtained.

Ключевые слова: нить конечной жесткости, упруго-пластическая работа, напряженно-деформированное состояние, относительные деформации, область несущей способности.

Введение. Для вантовых конструкций существенное значение имеет временная сосредоточенная нагрузка, которая, как известно, вызывает большие местные напряжения. Данный вид нагружения является наиболее опасным еще и потому, что в зоне действия сосредоточенной силы могут возникнуть и развиваться пластические деформации. Тогда уже расчет конструкции следует вести за пределом упругости, что не допускается нормативными документами для висячих систем. Однако такую ситуацию можно допустить при расчете элемента вантовой конструкции – отдельно взятой нити.

Исследуем распределение изгибающих моментов, напряжений и деформаций в упруго-пластической нити конечной жесткости в окрестности приложения сосредоточенной силы. Считается, что нить находится в условиях простого нагружения. Рассмотрим только процесс увеличения нагрузки без учета разгрузки. Будем полагать, что пластические деформации не превосходят трехкратного значения максимальных упругих деформаций.

Рассмотрим первоначально прямолинейную нить конечной жесткости прямоугольного сечения с высотой h и шириной t , оставаясь в рамках гипотезы плоских сечений, нормальных к оси деформированной нити.

Матеріал нити будемо полагати упрugo-пластическим, подчиняючимся діаграмме Прандтля с модулем упрugости E и пределом пропорциональности σ_0 .

Для исследования распределения напряжений и деформаций по высоте нити выведем систему дифференциальных уравнений. При выводе этой системы будем пользоваться понятием оси нити – линии, проходящей через центры сечений. Разметим ось нити, находящейся в недеформированном состоянии, в единицах длины и будем пользоваться этой разметкой как независимой координатой s .

Геометрические уравнения. Представим нить конечной жесткости в декартовой системе координат xOy (рис. 1). Положение нити в пространстве и ее деформированное состояние полностью определится, если задать координаты каждой точки оси нити x и y как функции независимой координаты s .

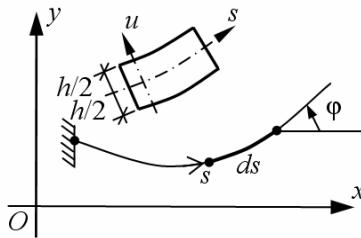


Рис. 1. Геометрия нити

Однако более удобно пользоваться другим набором переменных, определяющих положение оси нити в пространстве. Это угол φ между осью x и касательной к оси нити и относительное удлинение этой оси ε_0 . Напомним, что нить считается растяжимой.

Координаты x и y связаны с переменными φ и ε_0 дифференциальными зависимостями:

$$\frac{dx}{ds} = (1 + \varepsilon_0) \cos \varphi ; \quad (1)$$

$$\frac{dy}{ds} = (1 + \varepsilon_0) \sin \varphi . \quad (2)$$

Для решения задачи понадобится еще одна геометрическая величина – ω , связанная с углом φ дифференциальной зависимостью

$$\frac{d\varphi}{ds} = \omega . \quad (3)$$

Нетрудно заметить, что величина ω примерно соответствует кривизне оси нити, а в случае нерастяжимой нити в точности ей равняется. При помощи ε_0 и ω можно определить относительные удлинения волокон нити ε по следующей формуле:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \omega \cdot u, \quad (4)$$

где u – координата, определяющая положение волокна нити (рис. 1).

Эта координата изменяется в пределах

$$\left(-\frac{h}{2} \leq u \leq \frac{h}{2} \right). \quad (5)$$

Формулами (1) – (4) исчерпываются геометрические уравнения, описывающие нить конечной жесткости. В их числе три дифференциальных и одно алгебраическое.

Уравнения равновесия. Выберем для рассмотрения такой набор внутренних усилий: N – продольная сила, Q – поперечная сила, M – изгибающий момент, приведенный к центру сечения (рис. 2).

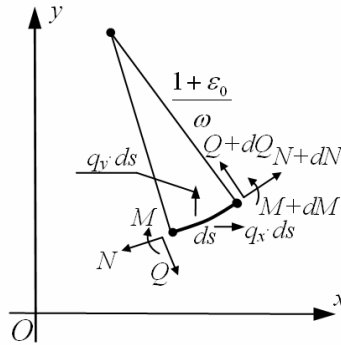


Рис. 2. Равновесие бесконечно малого участка нити

Рассмотрим равновесие бесконечно малого участка нити. Запишем выражения для суммы проекций всех сил, действующих на этот участок, на оси x и y . Получим:

$$-N \cos \varphi + Q \sin \varphi + (N + dN) \cdot \cos(\varphi + d\varphi) - (Q + dQ) \cdot \sin(\varphi + d\varphi) + q_x \cdot ds = 0;$$

$$-N \sin \varphi - Q \cos \varphi + (N + dN) \cdot \sin(\varphi + d\varphi) + (Q + dQ) \cdot \cos(\varphi + d\varphi) + q_y \cdot ds = 0.$$

Запишем выражения для суммы моментов всех сил, действующих на бесконечно малый участок нити, относительно центра кривизны ее оси,

учитывая, что радиус кривизны равен $\frac{1 + \varepsilon_0}{\omega}$.

$$dN \cdot \frac{1 + \varepsilon}{\omega} + dM + q_x \cdot ds \cdot \frac{1 + \varepsilon}{\omega} \cos \varphi + q_y \cdot ds \cdot \frac{1 + \varepsilon}{\omega} \sin \varphi = 0.$$

После преобразований получим:

$$\frac{dN}{ds} = Q \cdot \omega - q_x \cdot \cos \varphi - q_y \cdot \sin \varphi; \quad (6)$$

$$\frac{dQ}{ds} = -N \cdot \omega + q_x \cdot \sin \varphi - q_y \cdot \cos \varphi; \quad (7)$$

$$\frac{dM}{ds} = -(1 + \varepsilon_0) \cdot Q. \quad (8)$$

Выражения (6) – (8) составляют систему уравнений равновесия.

Физические уравнения. Будем полагать, что волокна нити не давят друг на друга и что напряжения в них выражаются через относительные удлинения в соответствии с диаграммой Прандтля с модулем упругости E и пределом пропорциональности σ_0 (рис. 3).

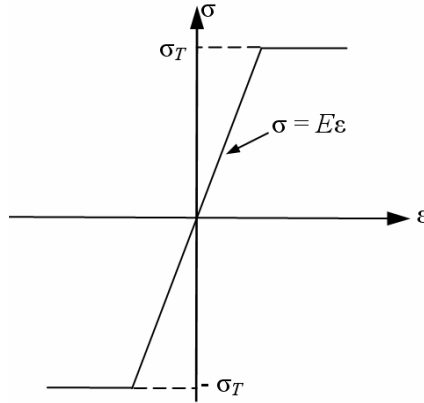


Рис. 3. Зависимость напряжений от относительных удлинений

При помощи этой зависимости напряжения в волокнах нити могут быть однозначно определены через ε_0 и ω . На рис. 4 представлены различные виды распределения напряжений по высоте нити. Пунктирными линиями показаны относительные удлинения волокон, умноженные на модуль упругости материала. Относительное удлинение верхнего волокна обозначено через ε_1 , а относительное удлинение нижнего волокна через ε_2 . Под каждой эпюрой обозначен ее цифровой код.

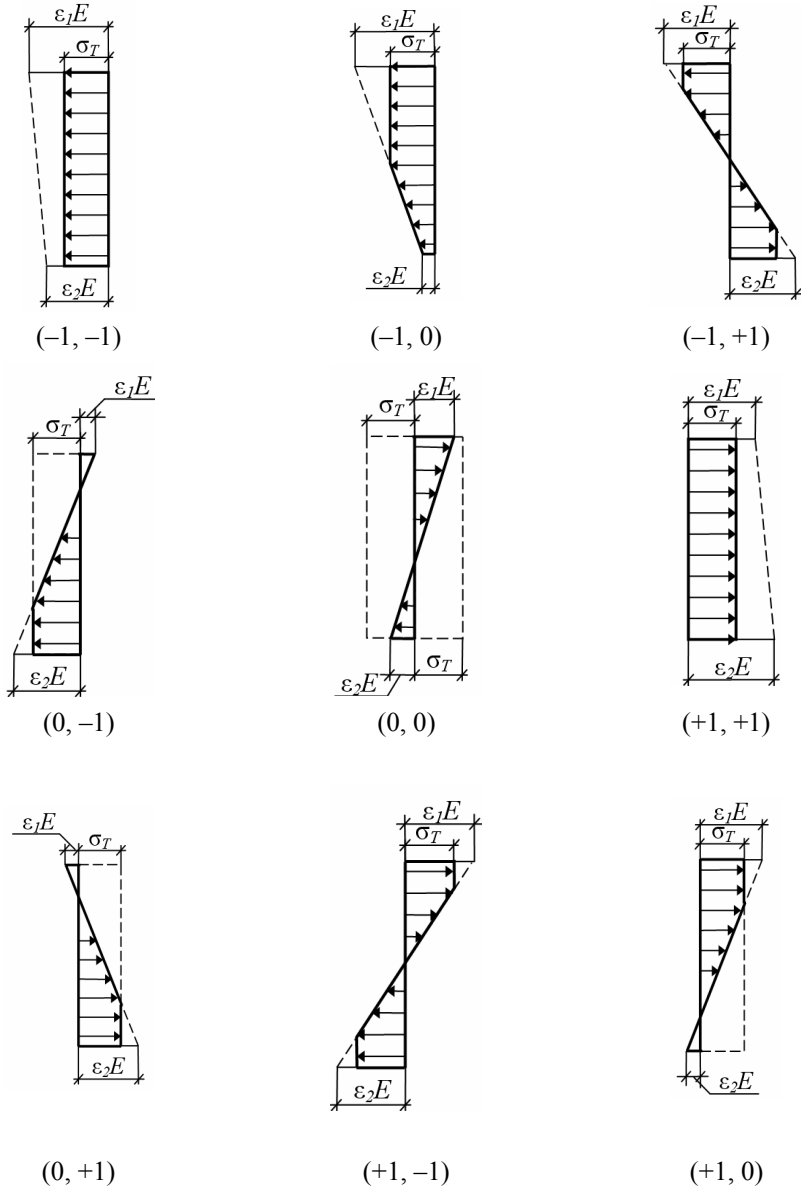


Рис. 4. Различные виды эпюр напряжений в нити

При выводе геометрических уравнений было избрано правило знаков, в соответствии с которым

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_0 - \omega \cdot \frac{h}{2}, \quad \varepsilon_2 = \varepsilon_0 + \omega \cdot \frac{h}{2}. \quad (9)$$

Для кожного из представленного вида эпюр можно получить формулу для вычисления нормальной силы N и изгибающего момента M в сечении. Набор соответствующих формул приведен ниже:

$$N(\varepsilon_0, \omega) = E \cdot \frac{t}{2 \cdot \omega} \begin{bmatrix} -2 \cdot \varepsilon_T \cdot h \cdot \omega, \\ \varepsilon_T^2 + 2 \cdot \varepsilon_T \cdot \left(\varepsilon_0 - \omega \frac{h}{2} \right) + \left(\varepsilon_0 + \omega \frac{h}{2} \right)^2, \\ 4 \cdot \varepsilon_T \cdot \varepsilon_0, \\ -\varepsilon_T^2 - 2 \cdot \varepsilon_T \cdot \left(\varepsilon_0 + \omega \frac{h}{2} \right) - \left(\varepsilon_0 - \omega \frac{h}{2} \right)^2, \\ 2 \cdot h \cdot \omega \cdot \varepsilon_0, \\ -\varepsilon_T^2 + 2 \cdot \varepsilon_T \cdot \left(\varepsilon_0 + \omega \frac{h}{2} \right) - \left(\varepsilon_0 - \omega \frac{h}{2} \right)^2, \\ 4 \cdot \varepsilon_T \cdot \varepsilon_0, \\ \varepsilon_T^2 - 2 \cdot \varepsilon_T \cdot \left(\varepsilon_0 - \omega \frac{h}{2} \right) + \left(\varepsilon_0 + \omega \frac{h}{2} \right)^2, \\ 2 \cdot \varepsilon_T \cdot h \cdot \omega, \end{bmatrix} \quad (10)$$

$$M(\varepsilon_0, \omega) = E \cdot \frac{t}{6 \cdot \omega^2} \begin{bmatrix} 0, \\ 1/4 \cdot (\omega \cdot h - \varepsilon_0 - \varepsilon_T) \cdot (2 \cdot \varepsilon_0 + \omega \cdot h + 2 \cdot \varepsilon_T)^2, \\ 2 \cdot \varepsilon_T \cdot \left(-\varepsilon_T^2 - 3 \cdot \left(\varepsilon_0^2 - \left(\omega \cdot \frac{h}{2} \right)^2 \right) \right), \\ 1/4 \cdot (\omega \cdot h + \varepsilon_0 + \varepsilon_T) \cdot (-2 \cdot \varepsilon_0 + \omega \cdot h - 2 \cdot \varepsilon_T)^2, \\ 1/2 \cdot \omega^3 \cdot h^3, \\ 1/4 \cdot (\omega \cdot h + \varepsilon_0 - \varepsilon_T) \cdot (-2 \cdot \varepsilon_0 + \omega \cdot h + 2 \cdot \varepsilon_T)^2, \\ 2 \cdot \varepsilon_T \cdot \left(\varepsilon_T^2 + 3 \cdot \left(\varepsilon_0^2 - \left(\omega \cdot \frac{h}{2} \right)^2 \right) \right), \\ 1/4 \cdot (\omega \cdot h - \varepsilon_0 + \varepsilon_T) \cdot (2 \cdot \varepsilon_0 + \omega \cdot h - 2 \cdot \varepsilon_T)^2, \\ 0, \end{bmatrix} \quad (11)$$

Для решения системы дифференциальных уравнений необходимы обратные функции, для получения которых нужно выразить ε_0 и ω как функции от N и M . Аналитические выражения для этих функций многовариантны и зависят от сочетаний величин аргументов. Поэтому было принято реше-

ние получают эти зависимости численным методом, базируясь на формулах (10) и (11).

Система разрешающих уравнений. Таким образом, получена система из шести дифференциальных уравнений (1), (2), (3), (6), (7), (8), разрешенных относительно производной. Кроме этого используются зависимости, связывающие переменные N и M с переменными ε_0 и ω , встречающимися в дифференциальных уравнениях, полученными численным методом. В совокупности они представляют собой систему уравнений для решения поставленной задачи. Эта система уравнений описывает растяжимую нить и не предъявляет никаких требований к ее пологости.

Была составлена программа в среде MathCad, при помощи которой получены представленные ниже результаты.

Результаты исследований. Исследование концентрации напряжений в зоне приложения сосредоточенной силы выполнено на примере невесомой нити, заземленной по концам и нагруженной в центре пролета сосредоточенной силой P (рис. 5). Пролет нити считается большим по сравнению с рассматриваемой зоной. Величина сосредоточенной силы выбиралась в зависимости от распора нити с таким расчетом, чтобы пластические деформации не превышали трехкратный уровень максимальных упругих деформаций.

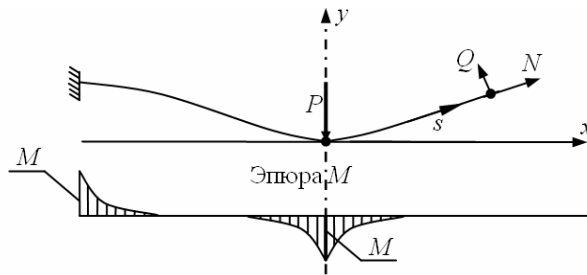


Рис. 5. Схема исследуемой нити

Для корректного задания начальных условий построим область несущей способности нити в координатах продольная сила – изгибающий момент. Перейдем к безразмерным координатам, принимая в качестве единицы для продольной силы несущую способность нити на растяжение $t \cdot h \cdot \sigma_0$, а в качестве единицы для изгибающего момента – несущую способность нити на изгиб в условиях полной текучести $t \cdot h^2 \cdot \sigma_0 / 4$. Таким образом, безразмерная продольная сила v и безразмерный изгибающий момент μ будут определяться формулами

$$v = \frac{N}{t \cdot h \cdot \sigma_T}, \quad \mu = \frac{4M}{t \cdot h^2 \cdot \sigma_T}. \quad (12)$$

Рассмотрим эпюру напряжений нити в условиях полной пластичности (рис. 6).

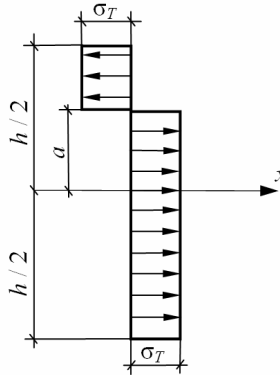


Рис. 6. Эпюра напряжений нити в условиях полной пластичности

Будем полагать, что нейтральная ось находится на расстоянии a от срединной линии. Выписывая выражения для суммы проекций на ось x и суммы моментов относительно центра сечения всех напряжений, действующих в сечении нити, получим формулы для определения продольной силы и изгибающего момента:

$$N = 2a \cdot t \cdot \sigma_T, \quad M = \left(\frac{h^2}{4} - a^2 \right) \cdot t \cdot \sigma_T. \quad (13)$$

Переходя к безразмерным параметрам, получим:

$$v = \xi, \quad \mu = 1 - \xi^2. \quad (14)$$

Здесь введен еще один безразмерный параметр в соответствии с формулой:

$$\xi = \frac{2a}{h}. \quad (15)$$

Формулы (14) определяют участок границы несущей способности нити в условиях полной пластичности через параметр ξ . Выполняя аналогичные выкладки, получим формулы для участка границы несущей способности при отрицательном знаке изгибающего момента:

$$v = \xi, \quad \mu = -1 + \xi^2. \quad (16)$$

Полученная область несущей способности в графическом виде представлена на рис. 9 сплошной линией. По оси абсцисс отложена безразмерная продольная сила v , а по оси ординат – безразмерный изгибающий момент μ . Как было сказано выше, допустимыми будем считать пластические деформации, не превышающие трехкратного уровня максимальных упругих деформаций.

Рассмотрим эпюры напряжений нити в момент, когда пластические деформации в нижнем волокне достигают предельного уровня.

Случай 1 (рис. 7).

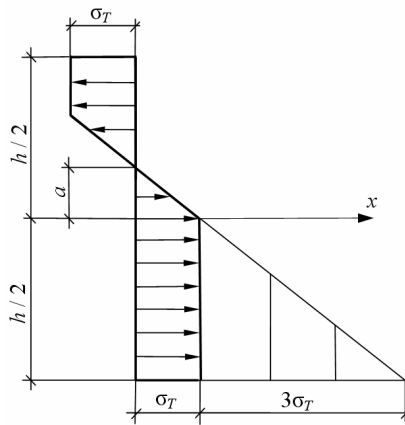


Рис. 7. Эпюра напряжений нити при ограниченных пластических деформациях ($0 \leq \xi \leq 0,6$)

Как и в предыдущем случае, запишем выражения для суммы проекций на ось x и суммы моментов относительно центра сечения всех напряжений, действующих в сечении нити. В результате получим формулы для определения продольной силы и изгибающего момента:

$$N = 2at\sigma_T, \quad M = \left[1 - \left(\frac{2a}{h} \right)^2 + \frac{1}{48} \left(1 + \frac{2a}{h} \right)^2 \right] \frac{t \cdot h^2 \sigma_T}{4}. \quad (17)$$

Переходя к безразмерным параметрам, получим:

$$v = \xi, \quad \mu = 1 - \xi^2 + \frac{(1 - \xi)^2}{48}. \quad (18)$$

Случай 2 (рис. 8).

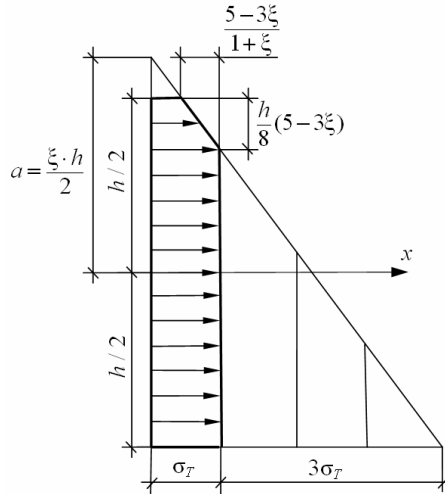


Рис. 8. Эпюра напряжений нити при ограниченных пластических деформациях ($0,6 < \xi \leq 5/3$)

Аналогично предыдущим случаям запишем выражения для суммы проекций на ось x и суммы моментов относительно центра сечения всех напряжений, действующих в сечении нити. В результате получим формулы для определения продольной силы и изгибающего момента:

$$N = \left[h - \frac{1}{16} \frac{(5h - 6a)^2}{h - 2a} \right] t\sigma_T, \quad M = \left[\frac{(6a - 5h)^2 (6a + 7h)}{(2a + h)} \right] \frac{t\sigma_T}{384}. \quad (19)$$

Переходя к безразмерным параметрам, получим:

$$\nu = 1 + \frac{(5 - 3\xi)^2}{1 + \xi} \frac{1}{16}, \quad \mu = \frac{(3\xi - 5)^2 (3\xi + 7)}{96(\xi + 1)}. \quad (20)$$

Формулы (18) и (20) определяют в параметрическом виде два участка границы области несущей способности нити при ограниченных пластических деформациях (рис. 9). Формулы (18) определяют участок, обозначенный символами (+1; -1), а формулы (20) – участок, обозначенный символами (+1; 0). Таким образом, эта граница определена в положительном квадранте. Не представляет труда, пользуясь свойствами симметрии, определить эту границу в остальных трех квадрантах.

С целью определения концентрации напряжений в зоне приложения сосредоточенной силы были исследованы нити конечной жесткости при безразмерных продольных силах $\nu = 0,1; 0,2; \dots; 0,9$ и соответствующих

изгибающих моментах. Можно показать, что безразмерный изгибающий момент, соответствующий указанным выше уровням безразмерной продольной силы, определяется формулами (18) и (20).

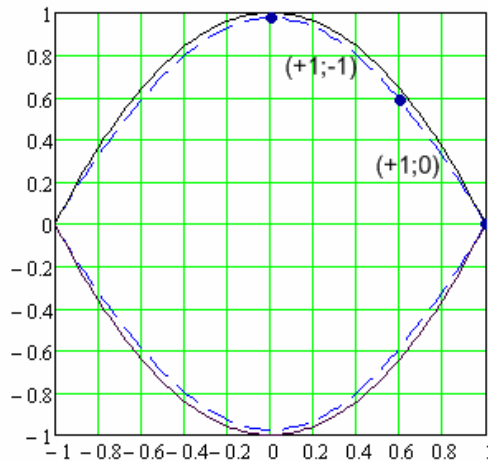


Рис. 9. Область несущей способности нити:

— в условиях полной пластичности;
--- при ограниченных пластических деформациях

Задавая эти величины в качестве начальных значений для дифференциальных уравнений (6) и (8), решаем систему уравнений (1), (2), (3), (6), (7), (8) по методу Рунге-Кутты. В результате получаем все искомые функции.

Наибольший интерес представляет изгибающий момент. Как показывают численные исследования, он достигает максимального значения под сосредоточенной силой и быстро убывает с увеличением координаты s . На рис. 10 наведены графики убывания изгибающего момента. По оси абсцисс отложено безразмерное расстояние от сосредоточенной силы, а по оси ординат – безразмерный изгибающий момент μ . На рисунке показано девять кривых для различных значений ν . Было замечено, что кривые распределения с достаточной степенью точности могут быть аппроксимированы экспоненциальными зависимостями

$$\mu = \mu_{\max} \exp(-\beta \cdot \eta), \quad (21)$$

где η – безразмерная координата s , определяемая по формуле

$$\eta = \frac{s}{h}, \quad (22)$$

α β – емпірический коэффициент, значения которого приведены в таблице.

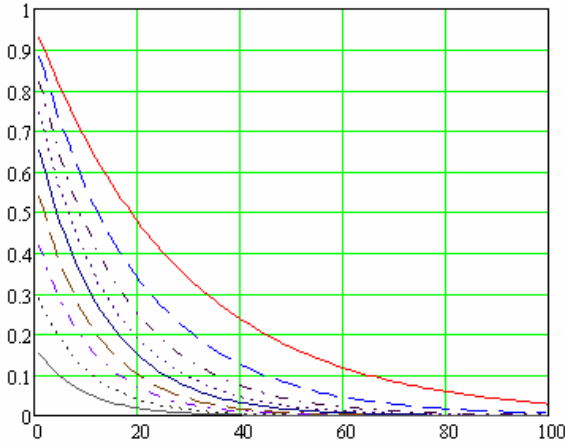


Рис. 10. Графики убывания безразмерного момента μ :
 — $\nu = 0,1$; - - - $\nu = 0,2$; - · - · $\nu = 0,3$; · · · $\nu = 0,4$; — $\nu = 0,5$;
 - - - $\nu = 0,6$; - · - · $\nu = 0,7$; · · · $\nu = 0,8$; — $\nu = 0,9$

Таблица

Характеристики пластических зон

ν	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
μ	0,965	0,930	0,875	0,799	0,703	0,587	0,457	0,319	0,170
p	0,0180	0,0247	0,0289	0,0312	0,0316	0,0300	0,0262	0,0208	0,0132
β	0,035	0,050	0,062	0,071	0,077	0,088	0,093	0,103	0,110
n	13	12	11	10	9	8	8	8	8

Были получены картины развития пластических деформаций в зоне действия сосредоточенной силы для всех значений ν (рис. 11). На рисунках в виде изолиний показаны относительные удлинения продольных волокон нити. Значение 0 соответствует нейтральной линии. Значение 1 соответствует границе упругой зоны при растяжении, а значение -1 – границе упругой зоны при сжатии. Горизонтальная ось соответствует безразмерной координате η . Вертикальная ось соответствует безразмерной координате по высоте нити. Сосредоточенная сила приложена в направлении снизу вверх. Как видно из рисунков, пластическая зона при растяжении распространяется вдоль нити примерно на 8 – 13 ее высот.

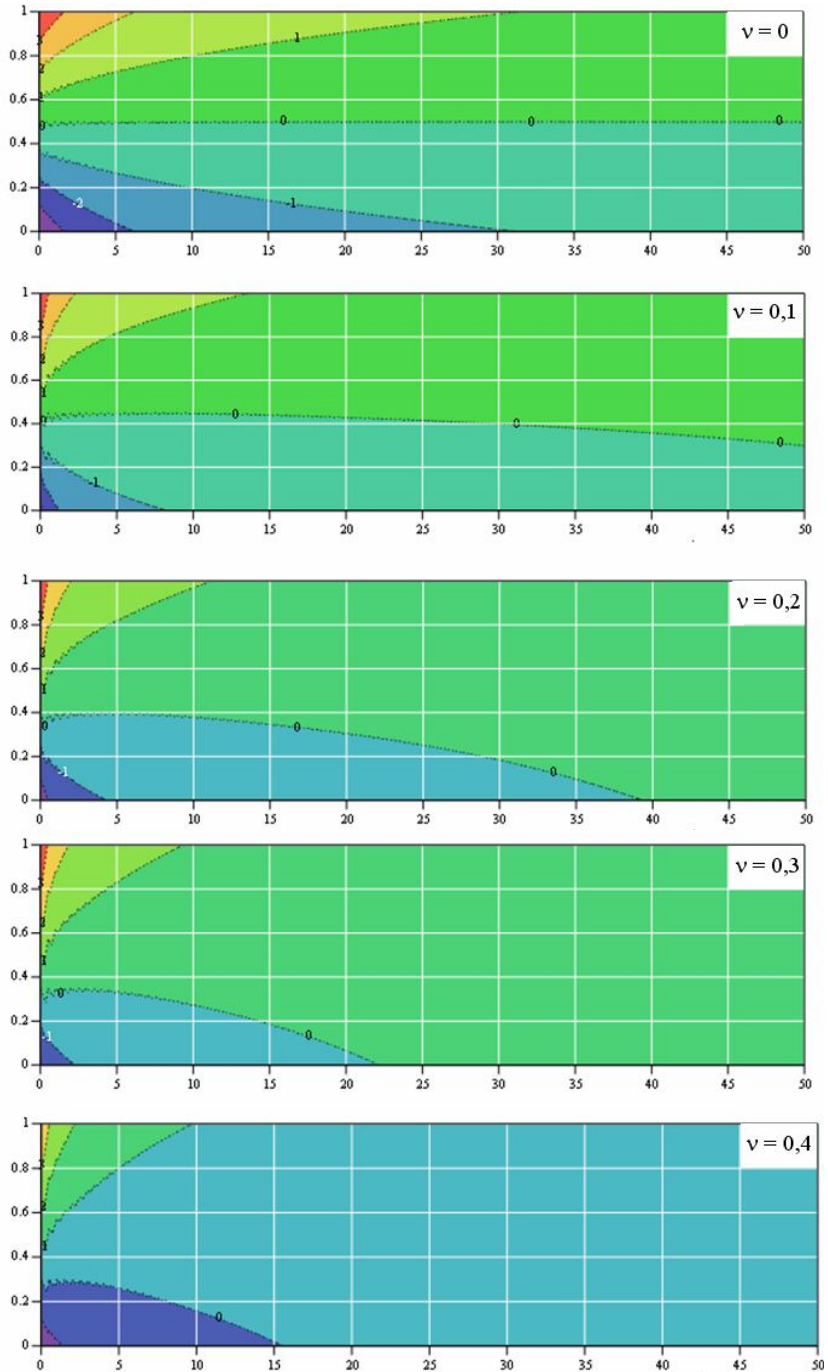


Рис. 11. Деформации волокон нити

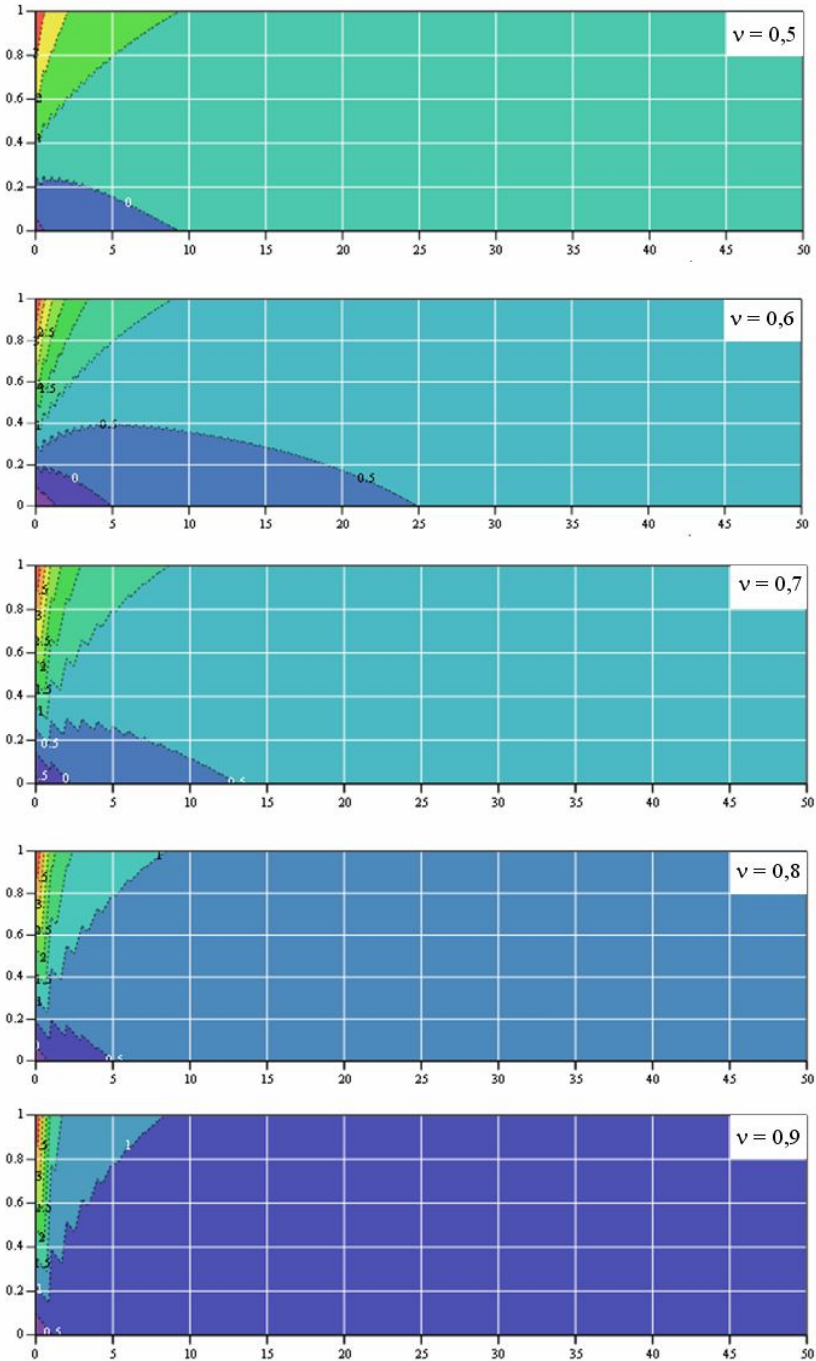


Рис. 11. Деформації волокон нити (окончание)

В приведенной ниже таблице даны значения безразмерных изгибающих моментов μ , сосредоточенных сил p , показателей экспоненты β и длин распространения пластических зон n для различных значений ν .

Выводы

Таким образом, выведена система дифференциальных уравнений, описывающих поведение упруго-пластической нити при больших перемещениях и деформациях. Получены области несущей способности нити в пространстве – продольная сила – изгибающий момент для случая неограниченных пластических деформаций и для случая пластических деформаций, не превосходящих утроенного значения максимальных упругих деформаций. Для каждого из участков границ областей несущей способности найдены аналитические выражения. Получено распределение напряжений и деформаций по высоте и длине нити. Установлено, что зоны пластичности распространяются на 8 – 13 высот нити от точки приложения сосредоточенной силы. Показано, что изгибающие моменты быстро затухают по длине нити по экспоненциальному закону. Для каждого из соотношений – продольная сила – изгибающий момент найдены конкретные значения показателей экспоненты.

Литература

- [1] Галин Л.А. Упругопластические задачи. – М.: Наука, 1984. – 232 с.
- [2] Качанов Л.М. Основы теории пластичности. – М.: Гостехиздат, 1956. – 324 с.
- [3] Новожилов В.В. Основы нелинейной теории упругости. – М.: Гостехиздат, 1948. – 211 с.

Надійшла до редколегії 26.02.2010 р.

УДК 624.075

Стійкість сталобетонних стійок при несиметричному навантаженні

Трусов Г.М., Атаманенко І.В.

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка,
Україна

Анотація. Розглядається стійкість гнучкого сталобетонного елемента несиметричного перерізу зі складною схемою навантаження. Наведена коротка характеристика прийнятої в практиці проектування методики розрахунку подібних елементів. Для чисельного дослідження запропоновано метод Рунге-Кутта в комбінації з методом стрільби. Задача розв'язується для плоскої форми деформування з урахуванням нелінійної роботи матеріалу та використанням загальних гіпотез та допущень

Аннотация. Рассматривается устойчивость гибкого сталобетонного элемента несимметричного сечения со сложной схемой нагружения. Приведена краткая характеристика принятой в практике проектирования методики расчета подобных элементов. Для численного исследования предложен метод Рунге-Кутта в комбинации с методом стрельбы. Задача решается для плоской формы деформирования с учетом нелинейной работы материала и использованием общепринятых гипотез и предположений.

Abstract. Compressed flexible steel compression member of non-symmetrical section with compound loading diagram is considered in this article. A brief description of accepted in design standards calculation procedure of similar elements is adduced by the author. Numerical Runge-Kutta method in combination with shooting method taking into account nonlinear material behavior and the real shape of axe's strain is suggested for problem solving.

Ключові слова: несиметричне навантаження, метод Рунне-Кутта, деформування.

При застосуванні в конструкціях будівель стиснутих гнучких сталобетонних елементів несиметричного перерізу зі складною схемою навантаження виникає ряд питань при розрахунках на «стійкість». На сьогоднішній день до кінця не вивчено вплив бетону на поведінку стиснутих гнучких елементів довільного перерізу при несиметричному навантаженні. Розрахунок таких елементів рекомендується виконувати за методикою [3] з використанням редуційованих (приведених) параметрів перерізу.

В діючих нормах проектування сталевих конструкцій проведено умовний розподіл стиснутих елементів на «центрально-стиснуті» та «позацентрово-стиснуті» – в основному за значенням початкового ексцентриситету. Разом з тим коефіцієнти зниження розрахункового опору сталі, які використовуються при розрахунках, нараховані для шарнірно опертих елементів прямокутного перерізу при симетричному навантаженні, а фактична форма

перерізу враховується коефіцієнтом форми перерізу [2]. При цьому в нормативних документах для випадку «центрального стиску» стійкість елемента не залежить від його перерізу, що не забезпечує рівності стійкості для різних типів перерізів; в одних випадках значення коефіцієнта φ можуть бути завищені, а в інших їх слід на стільки ж зменшити. Звичайно, дослідження щодо впливу форми перерізу та початкових недосконалостей центрально-стиснутих елементів проводились, але в діючих на сьогоднішній день в Україні нормах проектування ці рекомендації не враховані. Також відомо, що значення межі текучості сталі може бути різним за площею поперечного перерізу елемента. Це спостерігається, наприклад, у звичайних прокатних двотаврах та швелерах, де межа текучості в стінці на 10 % – 15 % вище, ніж в полках або в гнутих профілях, де в зоні гину міцність заготовки збільшується. Ця обставина потребує уточнення методики розрахунку стиснутих стержнів із перерізами з неоднорідних матеріалів.

Перелічені обставини потребують розроблення загального методу розрахунку на стійкість стиснутих сталобетонних елементів з урахуванням впливу форми перерізу при несиметричному навантаженні.

Розрахункова схема стиснутого стержня наведена на рис. 1, а; розрахункова несуча здатність прийнята рівною максимальному значенню стискальної сили, котра може бути сприйнята стержнем (див. рис. 1, б).

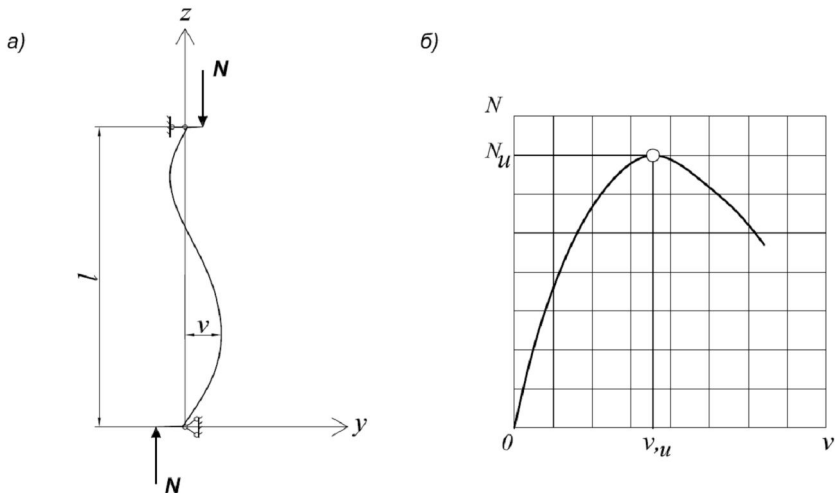


Рис. 1. Розрахунок стиснутого стержня при несиметричному навантаженні:
а) – схема стержня; б) – крива стану рівноваги

Розглядається плоска форма деформування елемента, тобто – в площині згину. При розв'язанні задачі передбачається використання загально-відомих гіпотез та допущень, таких як малі переміщення, гіпотеза плоских перерізів, пружно-пластична робота сталі, забезпечення сумісної роботи сталі та бетону, дійсна форма деформованої осі стержня. При цьому передбачається, що діаграми роботи (деформування) $\sigma = f(\varepsilon)$ для сталі та бетону відомі й задані табличними законами.

Подібна задачу рівноваги стиснутого стержня з довільними граничними умовами, який працює в пружно-пластичній стадії можна описати нелінійним диференціальним рівнянням

$$EI(z)y''(z) + Fy(z) = -M(z), \quad (1)$$

де $EI(z)$ – згинальна жорсткість у перерізі за межею текучості в перерізі z ; N – поздовжня сила; $M(z)$ – балковий згинальний момент у перерізі.

Чисельне інтегрування такого рівняння можна виконати методом Рунге-Кутта в комбінації з методом стрільби [4].

Для цього стержень умовно розбивається по довжині на довільну кількість ділянок. На кінцях кожної ділянки (у вузлових точках) з використанням основних залежностей метода Рунге-Кутта послідовно вираховуються прогин та кут повороту перерізу:

$$\begin{aligned} v_n &\approx v_{n-1} + \delta \cdot \theta_{n-1} + \frac{\delta}{2} \cdot \rho_{n-1}^*; \\ \theta_n &\approx \theta_{n-1} + \delta \cdot \rho_{n-1}^*, \end{aligned} \quad (2)$$

де v_n , θ_n – відповідно прогин та кут повороту перерізу у вузловій точці n ;

v_{n-1} , θ_{n-1} – ті ж величини в точці $n-1$ (значення цих величин уже відомі із розрахунків на попередній ділянці); δ – довжина ділянки; ρ_{n-1}^* – кривизна осі стержня для середини ділянки між вузловими точками n та $n-1$.

Значення початкових параметрів (v_n , θ_n , M_A , V_A) для першої вузлової точки на опорі **A** попередньо знаходиться із лінійного рішення диференційного рівняння у формі методу початкових параметрів або приймається із попереднього ступеня навантаження. Таким чином, для заданого навантаження можна отримати форму вигину осі стержня, котра буде відповідати заданим початковим параметрам. Далі шляхом послідовного коригування значень початкових параметрів на одному кінці стержня за

допомогою ітерацій досягається виконання граничних умов на іншому його кінці. В цьому й полягає основна ідея методу стрільби.

Значення кривизни у виразі (2) визначається із умов рівноваги зовнішніх та внутрішніх сил у перерізі стержня при розвитку пружно-пластичних деформацій з урахуванням сумісної роботи сталі та бетону. Задача розв'язується з використанням загальних прийомів урахування фізичної нелінійності. При цьому розглядаються дискретні розрахункові моделі для перерізів, діаграм роботи матеріалів й інших експериментальних даних з урахуванням вище наведених гіпотез та допущень.

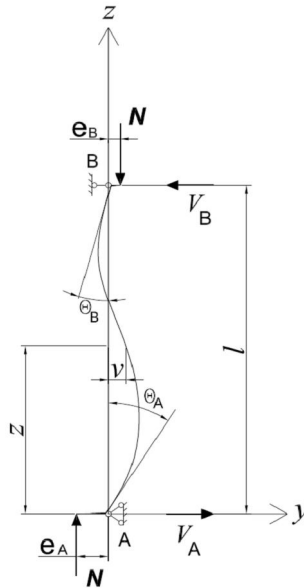


Рис. 2. Розрахункова схема стержня

На основі описаної методики для кожного кроку зміни параметра зовнішнього навантаження визначається стан рівноваги стержня. При цьому деформація стержня визначається як функція зовнішнього навантаження, приріст якого зменшується з наближенням до граничної точки N_u (див. рис. 1, б). Це дозволяє визначати несучу здатність стержня з необхідною точністю.

З метою забезпечення систематизації і узагальнення результатів проведених досліджень для різноманітних типів перерізів й марок сталі були запропоновані підходи [1], що базуються на основних положеннях теорії розмінностей та подібності. Безрозмірна форма запису забезпечує високу ефективність розрахунків та дозволяє використовувати їх результати для

безлічі конкретних випадків, котрі характеризуються коефіцієнтами й параметрами подібності.

При дослідженні плоскої форми втрати стійкості стиснутих елементів металевих та сталобетонних конструкцій, а також з урахуванням досить загального характеру постановки задачі, в якості основного можна прийняти узагальнений тритавровий переріз (рис. 3).

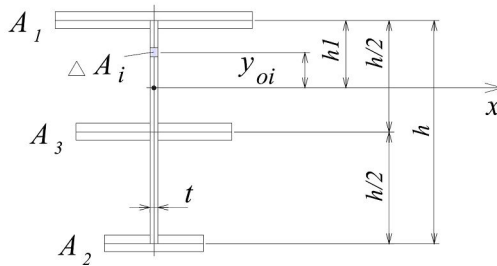


Рис. 3. Узагальнений тритавровий переріз

Для такого перерізу передбачається, що товщини полиць дорівнюють нулю, тобто моменти інерції відносно власних осей не враховуються (справедливість такого допущення підтверджується двотавровим перерізом, для якого були задані відносні товщини полиць та стінки).

Визначивши площу стінки як здобуток th і приймаючи різні значення від-

носних площ полиць $\alpha_1 = \frac{A_1}{th}$; $\alpha_2 = \frac{A_2}{th}$; $\alpha_3 = \frac{A_3}{th}$, можемо отримати різноманітні форми поперечних перерізів. Більшість параметрів, необхідних для досліджень та розрахунків стиснутих елементів, наведені в таблиці.

Такий підхід дає можливість використовувати чисельні методи рішення диференційних та інтегральних рівнянь у дискретному вигляді. Кількість елементарних ділянок n у дискретно представленому перерізі, котре забезпечує необхідну точність рішення, встановлюється шляхом порівняльних розрахунків і зазвичай складає 20 – 50.

Для прикладу наведемо форму запису умови рівноваги зовнішніх та внутрішніх силових факторів у довільному перерізі позацентрово-стиснутого стержня:

$$\bar{N} = \frac{N}{A\sigma_y} = \int_A \bar{\sigma} d\bar{A} = \sum_1^n \sigma_i \Delta \bar{A}_i; \quad (3)$$

$$\bar{M} = \frac{M}{Ah\sigma_y} = \int_A \bar{\sigma} y_0 d\bar{A} = \sum_1^n \sigma_i y_{0i} \Delta \bar{A}_i,$$

де n – кількість елементарних ділянок у перерізі.

Таблиця

Геометричні характеристики перерізу в безрозмірних параметрах

Параметр	Формула
\bar{A}	$1 + \alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3$
\bar{h}	$\frac{(1 + 2\alpha_2 + \alpha_3)}{(2A)}$
\bar{J}	$0.0833 + 0.5[\alpha_2 + \bar{A} \cdot \bar{h}_1(1 - 2 \cdot \bar{h}_1)]$
\bar{i}	$\sqrt{\frac{\bar{J}}{\bar{A}}}$
\bar{r}	$\frac{\bar{J}}{\bar{A} \cdot \bar{h}_1}$
\bar{y}_{0i}	$\frac{\bar{h}_1 - (i-1)}{(n-1)}$

Для чисельного розв'язання системи рівнянь використовується ітераційний метод. Початкові параметри деформацій приймаються в безрозмірних параметрах за результатами розрахунку в пружній стадії роботи матеріалів:

$$\bar{\varepsilon}_0 = \bar{N};$$

$$\bar{\rho} = \bar{M} \cdot \frac{\bar{A}}{\bar{J}}, \quad (4)$$

де $\bar{\varepsilon}_0$, $\bar{\rho}$ – відповідно деформації на лінії центра ваги й кривизна осі стержня.

Діаграми роботи матеріалів приймаються в табличній формі також в узагальнених параметрах. Наприклад, для сталі характеристики можна записати у наступному виді:

$$\bar{\varepsilon} = \varepsilon \frac{E}{\sigma_y}; \quad \bar{\sigma} = \frac{\sigma}{\sigma_y}. \quad (5)$$

Застосування безрозмірних параметрів дозволяє зберігати загальний підхід та єдині принципи побудови алгоритмів для простих та більш складних випадків розрахунку стиснутих елементів за межею пружності, а також значно спрощує впровадження результатів досліджень у рекомендації й норми проектування.

Література

- [1] Бельский Г.Е. Основы унификации расчетов металлических конструкций за пределом течения / Строительная механика и расчет сооружений. – 1985. – № 3. – С. 12 – 15.
- [2] Бельский Г.Е. Совершенствование практического метода расчета сжатых стержнем на устойчивость // В кн.: Металлические конструкции и испытание сооружений: Межвуз. темат. сб. тр. Л.: ЛИСИ, 1986, – С. 19 – 31.
- [3] СНиП II-23-81 Нормы проектирования. Стальные конструкции. М.: Стройиздат, 1990.
- [4] Трусов Г.Н. Несущая способность внецентренно-сжатых стержней с разными условиями опирания концов // В кн.: Металлические конструкции и испытание сооружений: Межвуз. темат. сб. тр. Л.: ЛИСИ, 1986, – С. 31 – 37.

Надійшла до редколегії 15.06.2010 р.

УДК 69.032:624.014.27

Дослідження основних впливів на технічний стан антенно-щоглових споруд

Голоднов О.І., д.т.н., Доан Н.Т.

ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського», Україна

Анотація. Дана загальна характеристика стану антенно-щоглових споруд в Україні. Описані основні впливи на технічний стан антенно-щоглових споруд. Розроблена методика визначення комплексного показника ризику для щогл. Визначені комплексні показники ризику для антенно-щоглових споруд КРРТ Донецької області.

Аннотация. Приведена общая характеристика состояния антенно-мачтовых сооружений в Украине. Описаны основные влияния на техническое состояние антенно-мачтовых сооружений. Разработана методика определения комплексного показателя риска для мачт. Определены комплексные показатели риска для антенно-мачтовых сооружений КРРТ Донецкой области.

Abstract. General characteristic conditions of antenna supporting masts in Ukraine are given. The main influences on technical condition of antenna supporting masts are described. The method of determination of integrated risk's index is developed. Integrated risk's indexes for antenna supporting masts in Donetsk region are given.

Ключові слова: антенно-щоглові споруди (АЩС), технічний стан АЩС, комплексний показник ризику (КПР).

Вступ. Постановка проблеми. В значній мірі технічний стан АЩС залежить від особливостей та етапів розвитку зв'язку в Україні. Процес встановлення технічного стану окремої щогли значно спрощується, коли відомі дані щодо конструктивних особливостей, експлуатації, довговічності та надійності подібних споруд. Крім того, дослідження стану АЩС в цілому, їх систематика дозволить вирішити велику кількість проблем, пов'язаних із загальною характеристикою фонду та передбачити проблеми, що можуть виникнути у майбутньому.

Мета роботи – дослідити, дати загальну характеристику та оцінку антенно-щоглових споруд України.

Основні впливи на технічний стан АЩС. Основою для вивчення характеристики стану АЩС України служили архівні дані проектів та відповідні облікові матеріали. Була вивчена та проаналізована наступна документація: 63 експертних висновки щодо експлуатації споруд, у тому числі 16 паспортів споруд, архівні книги за 1965 – 2009 рр. ВАТ УкрНДІПСК, облікові матеріали Концерну РРТ та ЗАТ «УМЗ».

Практично усі висотні споруди (в т.ч. і антенно-щоглові) України входять до складу державних та приватних компаній. Найбільші із них: Концерн радіомовлення, радіозв'язку та телебачення, ВАТ «Укртелеком», ЗАТ «Київстар», ЗАТ «МТС», ТОВ «Астеліт», ЗАТ «Українські радіосистеми».

Щогли складають значну частку серед усіх антенних споруд [1]. У складі «Концерну РРТ» із 560 антенних споруд приблизно 42 % щогл, у ЗАТ «МТС», за даними південного, західного та центрального територіальних управлінь із 633 антенних споруд 31 % – щогли, що розміщені на землі та 46 % на дахах будинків. Приблизно така ж частка антенно-щоглових споруд у складі ВАТ «Укртелеком» та ЗАТ «Київстар». В залежності від регіону питома кількість АЩС КРРТ серед усіх антенних споруд різна. Найбільше АЩС експлуатується у Хмельницькій, Волинській та Одеській обл., найменша у Черкаській, Івано-Франківській, Чернівецькій (рис. 1).

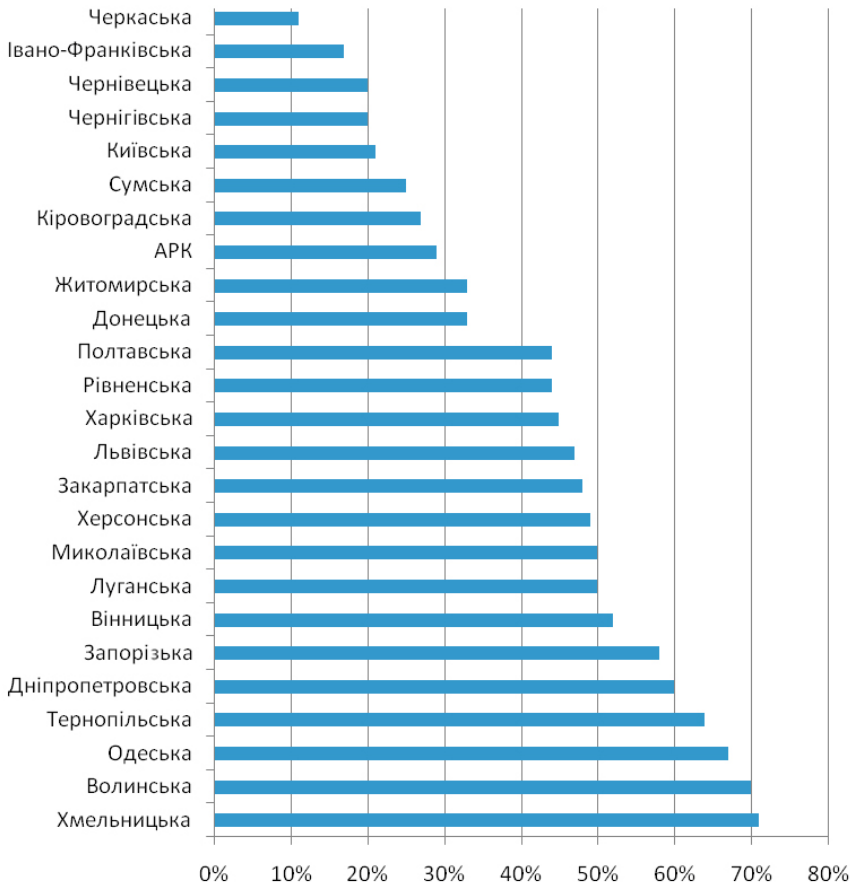


Рис. 1. Відсоткова частка щогл серед усіх антенних споруд областей

Найпоширеніші конструктивні форми характерні для АЦС, що входять до складу КРРТ та ВАТ «Укртелеком», це споруди, збудовані за типовими проектами серії 34100 КМ «Типові опори РРЛ з базою 2400 мм...» для щогл висотою до 100 м та серії XVI-155-73КМ з базою 2500×2500 мм для щогл висотою понад 100 м. Конструкції відтяжок містять стяжну муфту та гнучку вставку, ділянки канатів, що з'єднуються із лацменними та анкерними вузлами, за допомогою цинкового сплаву. У гірських районах Закарпаття, Прикарпаття, Криму переважають щогли, збудовані господарським способом, вони характеризуються різними конструктивними формами. Проектна документація на дані споруди зазвичай відсутня. Тому обстеження та визначення технічного є досить складним та трудомістким.

Бурхливий розвиток мобільного зв'язку став поштовхом до появи нових конструктивних типів щогл. В Україні переважна більшість окремо розташованих щогл мобільного зв'язку відноситься до пруткових. АЦС даного типу переважно збудовані ТОВ «ЛТД-Сатурн» за проектом ТОВ «Мальва-проект». Стовбур щогли складається з окремих секцій довжиною 2 м, з'єднаних між собою болтовими фланцевими з'єднаннями Пояса та решітка стовбура виготовлені із круглої гарячекатаної сталі діаметрами 25 мм та 12 мм. Відтяжки виготовлені із канатів Ø9,8 мм та Ø14 мм, що кріпляться до лацменних та анкерних вузлів за допомогою клинових зажимів. Анкерні фундаменти мають різну конструкцію в залежності від геологічних умов. За даними на жовтень 2007 р. у ЗАТ «УМЗ» знаходилось в експлуатації 198 пруткових антенно-щоглових споруд, які розміщувались на землі, висотою від 30 до 80 м.

Важливо відмітити, що на відміну від зарубіжних нормативних документів [7 – 9] в Україні повністю відсутня нормативна база, що стосується АЦС мобільного зв'язку. Це може бути однією із причин високої аварійності споруд даного типу.

Звіти експертних висновків показали, що більшість АЦС (94 %), споруджених за типовими проектами, за конструктивними рішеннями відповідають діючим нормам і стандартам. Практично усі щогли мобільного зв'язку та щогли, збудовані господарським способом, мають відхилення від норм. У 32 % щогл ці відхилення суттєві і можуть призвести до аварії.

Нерівномірною є також і вікова структура АЦС України. Особливо це стосується споруд, що входять до складу КРРТ та ВАТ «Укртелеком». На рис. 2 показана вікова структура АЦС КРРТ, враховуючи нормативи, вказані у [3], за якими термін експлуатації сталевих канатів становить до 25 років, приблизно 70 % споруд на даний момент потребують заміни відтяжок. У 2015 р. кількість таких споруд становитиме 94 %. Тому важливою задачею сучасних досліджень є розроблення методики визначення

технічного стану відтяжок АЦС з метою визначення реальних строків експлуатації відтяжок. Зважаючи на велику кількість об'єктів, що потребують обстеження, доцільним є визначення послідовності проведення обстежень АЦС.

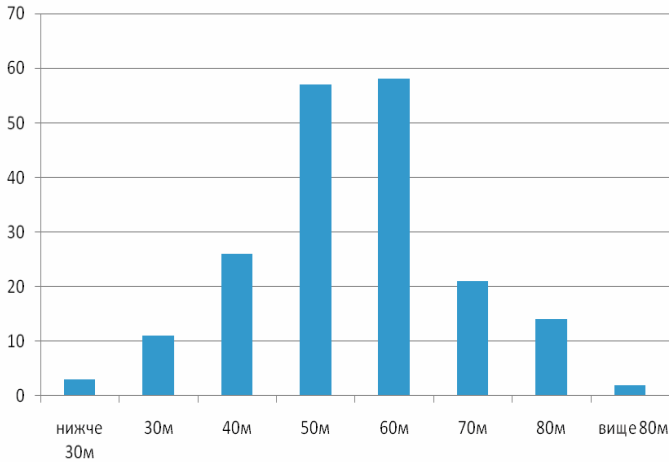


Рис. 2. Розподіл АЦС ЗАТ «УМЗ» за висотою

На технічний стан щогл впливає якість технічної експлуатації та обслуговування. Слід зазначити, що у зарубіжних нормах експлуатаційний фактор є дуже значним, наприклад за [3] при задовільному технічному обслуговуванні строк експлуатації АЦС становить 50 років. Про це свідчать і результати обстежень. На рис. 4 зображена ділянка каната щогли, на одній частині якого (захисне покриття було зруйноване) помітна значна корозія, а на іншій (захисне покриття збереглося) ознаки корозії відсутні. Проте, в процесі обстеження АЦС в Україні була виявлена значна кількість дефектів, пов'язаних із низьким рівнем якості експлуатації споруд. Найпоширеніші з них та рівень їх усунення наведені у табл. 1.

Значний вплив на АЦС мають як природні, так і техногенні чинники (рельєф, рівень ґрунтових вод, кліматичні умови, рівень забруднення повітря та інші). Усі зовнішні впливи можна розділити на природні та техногенні. Відповідно до [2] на території України виділяється 5 районів за характеристичними значеннями вітрового тиску; 6 районів за характеристичними значеннями товщини стінки ожеледі та вітрового тиску при ожеледі. Найбільш несприятливими регіонами за впливом вітрових та ожеледних навантажень є південні частини Луганської, Донецької та Одеської областей. Згідно з [5] для споруд на відкритому повітрі розрізняють слабоагресивний, середньоагресивний та сильноагресивний ступені впливу середовища.

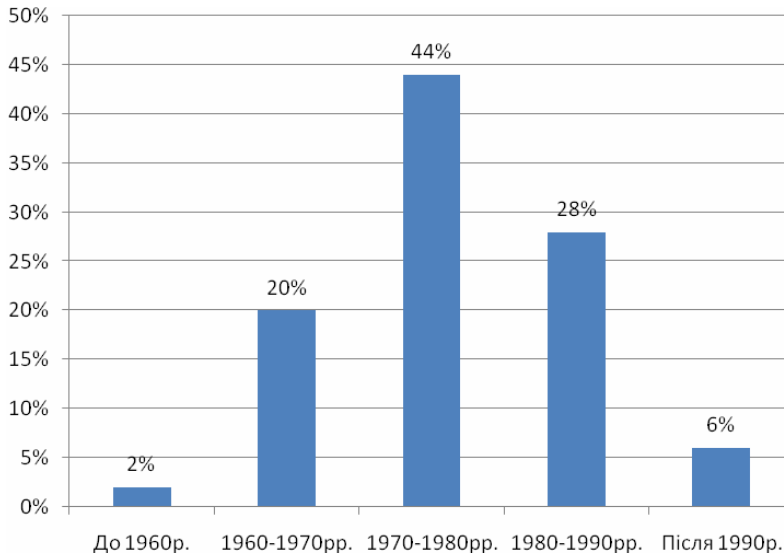


Рис. 3. Вікова структура антенно-щоглових споруд концерну РРТ

Таблиця 1

Рівень усунення дефектів, пов'язаних з експлуатацією

№	Дефект	Оцінка виконання заходів щодо усунення дефекту		
		Відсутні	Виконані частково	Виконані
1	2	3	4	5
1	Порушення антикорозійного захисту стовбура	62 %	25 %	13 %
2	Порушення антикорозійного захисту відтяжок	66 %	15 %	19 %
3	Зруйноване або відсутнє вимощення	40 %	51 %	9 %
4	Пошкоджені або відсутні елементи драбини та перильного огородження майданчиків	72 %	–	28 %
5	Сторонні предмети та сміття на майданчиках	68 %	–	32 %
6	Відсутність проектної документації на споруду	34 %	57 %	9 %
7	Відсутність перевірки вертикальності стовбура	64 %	–	36 %
8	Відсутність нівелювання та обстеження осадки фундаментів	68 %	–	32 %
9	Відсутність даних щодо вимірювання монтажного тягіння у відтяжках	87 %	–	13 %



Рис. 4. Ділянка каната відтяжки

Визначення комплексного показника ризику. Виходячи із аналізу розглянутої документації, результатів обстежень АЩС, проведених власних досліджень, можна виділити основні впливи на технічний стан АЩС:

- Конструктивний вплив.
- Віковий вплив.
- Експлуатаційний вплив.
- Природно-техногенний вплив.

Враховуючи велику кількість АЩС, що потребують обстежень доцільним є розроблення плану, який би встановив послідовність визначення технічного стану усіх об'єктів зв'язку. Для цього в залежності від основних впливів доцільно обчислювати комплексний показник ризику [6]. Для випадку АЩС з урахуванням проаналізованих впливів КІР обчислюється за формулою (1):

$$КІР = S_k S_e S_e, \quad (1)$$

де S_k – показник конструктивного впливу; S_e – показник вікового впливу; S_e – показник експлуатаційного впливу.

У формулі (1) відсутній показник природно-техногенного впливу, так як передбачено, що його враховували при проектуванні споруди. Використовуючи дані експертних висновків, паспортів споруд, логіко-ймовірностних методів [4], показники впливів були виражені через бальну систему FMEA аналізу [6].

Таблиця 2

Показники вікового впливу

Термін експлуатації	Критерії показників	Бали
Більше 80 років		10
60-80 років		9
50-60 років	Граничний термін експлуатації АЩС	8
40-50 років	Термін експлуатації АЩС	7
30-40 років	Термін експлуатації легких АЩС	6
20-30 років	Термін експлуатації канатів важких відтяжок	5
10-20 років	Термін експлуатації канатів легких відтяжок	4
5-10 років	Термін експлуатації деталей легких відтяжок	3
2-5 років		2
До 2 років		1

Таблиця 3

Показники конструктивного впливу

Рівень конструктивної якості	Імовірність безвідмовної роботи споруди	Тип АЩС	Бали	
Дуже низький	0,99896	АЩС, що споруджені господарським способом, легкі та «Пруткові» АЩС	10	
			9	
Низький	0,99941		8	
			7	
Середній	0,99977		6	
			5	
Високий	0,99997		АЩС РРТ, що споруджені за індивідуальними та типовими проектами	4
				3
Дуже високий	0,99999			2
				1

Обчисливши КПП усіх АЩС можна зробити попередні висновки щодо технічного стану окремих споруд або загального технічного стану всіх споруд регіону. Згідно з даною методикою були визначені КПП АЩС КРРТ у Донецькій обл. До складу Донецької філії КРРТ входить 18 висотних споруд, серед яких 6 щогл. Усі АЩС збудовані за типовими проектами, розміщені у регіонах із високим та середнім природно-техногенними впливами. Термін експлуатації щогл від 47 років до 18 років. Висота від 42,225 м до 360,5 м. Для кожної АЩС був обчислений КПП (див. табл. 5).

Таблиця 4

Показники експлуатаційного впливу

Рівень якості експлуатації	Терми (можливі значення лінгвістичних змінних)	Бали
Дуже низький	Від 0 до 20 %	10
		9
Низький	Від 20 % до 40 %	8
		7
Середній	Від 40 % до 60 %	6
		5
Високий	Від 60 % до 80 %	4
		3
Дуже високий	Від 80 % до 100 %	2
		1

Таблиця 5

КІР АЦС Донецької філії КРРТ

№	Вид споруди	Вид впливу			
		Конструкт.	Віковий	Експлуат.	КІР
1	2	3	4	5	8
1	Щогла Н = 69,4 м у м. Красноармійськ	3	7	6	126
2	Щогла Н = 73,72 м у м. Шахтарськ.	3	7	6	126
3	Щогла Н = 42,225 м у м. Хандженково	3	7	6	126
4	Щогла Н = 222 м у м. Краматорськ	4	6	5	120
5	Щогла Н = 120 м у м. Докучаєвськ	3	5	6	90
6	Щогла Н = 360,5 м у м. Донецьк	2	4	5	40

Отримані результати показують, що споруди мають високий КІР. Основним впливом на технічний стан АЦС у регіоні є віковий фактор. Термін експлуатації трьох споруд перевищує нормативи, вказані в [2, 3].

Висновки

У процесі аналізу та вивчення облікової документації і експертних висновків були виділені основні впливи на технічний стан АЦС: конструктивний, віковий, експлуатаційний та природно-техногенний.

У процесі дослідження основних впливів були встановлені їх наступні особливості: розподіл на конструктивно надійні і на конструктивно ненадійні споруди, дуже нерівномірна вікова структура АЩС із значною кількістю «старих» конструкцій, низький рівень якості експлуатації щогл.

Керуючись характеристиками основних впливів, логіко-ймовірносними методами, методами FMEA – аналізу, була розроблена методика визначення комплексного показника ризику. Ця методика дозволить оптимізувати використання матеріальних коштів організацій зв'язку та провести роботи існуючими спеціалістами, не залучаючи додаткового персоналу. А також може служити попередніми даними щодо загального технічного стану АЩС у галузі.

Література

- [1] Голоднов О.І., Доан Н.Т. Визначення технічного стану щогл, що знаходяться в експлуатації // Коллоквиум «Расчет и проектирование пространственных большепролетных сооружений: Тез. докл. – К.: Вид-во «Сталь», 2007. – С. 38 – 40.
- [2] ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. – К.: «Сталь». 2006 р. – 59 с.
- [3] Инструкция по эксплуатации металлических антенных опор радиостанций и радиотелевизионных передающих станций. М.: Минсвязи СССР, 1979. – 30 с.
- [4] Прогнозування надійності залізобетонних конструкцій логіко-імовірнісними методами: Автореф. дис... канд. техн. наук: 05.23.01 / Т.Ю. Шевченко; Придніпр. держ. акад. буд. і арх. – Дніпропетровськ, 2008. – 23 с.
- [5] СНиП 2.03.11-85 Защита строительных конструкций от коррозии / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 46 с.
- [6] Югов. А.М. О применении технологии FMEA – анализа к оценке риска эксплуатируемого объекта из металлических конструкций // Металеві конструкції том 7 № 1 2004. – Макіївка.: Донбаська національна академія будівництва і архітектури, С. 29 – 34.
- [7] ENV 1993-3-1. December 1997. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 3-1: Towers, masts and chimneys – Towers and masts.
- [8] CSA, Antennas, towers and antenna supporting structures, Standard CAN/CSA-S37-01, Canadian Standards Association, Rexdale, Canada, May 2001.
- [9] Structural Standards for steel antenna towers and antenna supporting structures, TIA 222G, Telecommunications Industry standard, 2005.

Надійшла до редколегії 07.04.2010

УДК 624.072.002.2

Влияние остаточного напряженно-деформированного состояния на устойчивость сжатых элементов из трубчатых профилей

Козлова О.Н.

ОАО «УкрНИИПроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

Анотація. Починаючи з XIX ст., труби застосовуються у різних галузях народного господарства. У початковий період розвитку трубчасті конструкції (ТК) найчастіше зустрічалися там, де зниження ваги було одним з основних принципів проектування (дирижаблестроєння, велосипедна і автомобільна промисловість, літакобудування). Розвиток електросварювання сприяв створенню нових форм сталевих будівельних конструкцій. Використання труб стало значно раціональнішим, оскільки вузлові сполучення і стики істотно спростилися. Протезварні конструкції мають особливостей. Так, крім напружень і деформацій, що виникають у деталях під впливом прикладених навантажень, в них виникають залишкові напруження (ЗН), які існують в тілі конструкції навіть за відсутності дії будь-яких зовнішніх сил і впливають на стійкість і деформативність конструкцій. Сьогодні в нормативній літературі [1, 2] відсутні дані щодо розрахунку і урахування залишкового напруженого стану (ЗНС) в елементах ТК.

Аннотация. Начиная с XIX ст., трубы применяются в различных отраслях народного хозяйства. В начальный период развития трубчатые конструкции (ТК) чаще всего встречались там, где снижение веса было одним из основных принципов проектирования (дирижаблестроение, велосипедная и автомобильная промышленности, самолетостроение). Развитие электросварки привело к созданию новых форм стальных строительных конструкций. Использование труб стало значительно более рациональным, так как узловые сопряжения и стыки существенно упростились. Однако сварные конструкции имеют ряд особенностей. Так, помимо напряжений и деформаций, возникающих в деталях под действием приложенных нагрузок, в них возникают остаточные напряжения (ОН), которые существуют в теле конструкции даже при отсутствии воздействия каких-либо внешних сил и оказывают влияние на устойчивость и деформативность конструкций. В настоящее время в нормативной литературе [1, 2] отсутствуют данные по расчету и учету остаточного напряженного состояния (ОНС) в элементах ТК.

Abstract. Since the XIX century, pipes are used in different industries of industry. In an initial period of development tubular constructions (TC) more frequent than all met wherein a decline of weight was one of basic principles of planning (airship-building, bicycle and motor-car industry, aircraft construction). Development of the electric welding resulted in creation of new forms of steel build constructions. The use of pipes was done considerably more rational, because key interfaces and joints were substantially simplified. However, much the welded constructions have a row of features. So, besides tensions and deformations, arising up in details under the action of the attached loadings, in them there are remaining tensions which exist in the body of construction even in default of influence of some external forces and have influence on stability of constructions. Presently in normative literature [1, 2] information is absent upon settlement and account of the remaining tense consisting (RTC) of elements of TC.

Ключевые слова: остаточные напряжения, бесшовные трубы, устойчивость.

Введение. Постановка проблемы. Расширение областей применения труб в сварных конструкциях связано с рядом преимуществ, которыми отличается данный тип сечения:

1. Высокие и одинаковые во всех направлениях значения геометрических характеристик сечений, что позволяет эффективно использовать трубы в стержнях, работающих на центральное и внецентренное сжатие, а также кручение.
2. Высокая местная устойчивость стенок труб, обеспечивающая возможность использования тонкостенных сечений.
3. Повышенная коррозионная стойкость, обусловленная относительно малой площадью поверхности, подверженной коррозии, доступностью поверхности для очистки и окраски, отсутствием в ней щелей, пазух и карманов.
4. Эстетичность и архитектурная выразительность конструкций, а также широкая номенклатура сортамента производимых промышленностью труб, способствуют их применению как в малых архитектурных формах, так и в уникальных сооружениях.
5. Своеобразной особенностью ТК является возможность сочетания в них функций несущих конструкций с технологическими функциями.

При проектировании и изготовлении ТК не учитывается остаточное напряженное состояние в элементах после изготовления, поэтому исследование устойчивости стержней из труб имеет весьма важное практическое значение.

Работа является одним из этапов исследований, выполняющихся в ИЭС им. Е.О. Патона НАН Украины в соответствии с ГНТП 5.4. «Энергоэффективные и ресурсосберегающие технологии, оборудование и материалы для сварки и родственных процессов».

Анализ последних достижений и публикаций. Производству сварных конструкций присущи некоторые особенности [3], связанные с процессом теплового воздействия сварки на соединяемые элементы конструкций, проявляющиеся в виде различных остаточных явлений. Эти особенности можно охарактеризовать двумя факторами:

- а) температурным полем, вызванным действием сварочной дуги;
- б) нарушениями технологии производства сварных конструкций.

Каждый из перечисленных факторов вызывает в конструкции немало серьезных отклонений от нормального состояния, снижая иногда ее несущую способность.

Первый фактор – неизбежный результат самого процесса сварки. Однако, температурным полем можно управлять, снижая вредное влияние его пос-

ледствий. Поэтому очень важно уметь правильно рассчитать температурное поле и связанные с ним вторичные процессы. Существующие расчетные методики [1, 2] практически не учитывают влияние остаточных напряжений (ОН) на последующее деформирование конструкций под нагрузкой, хотя оно может быть неоднозначным. Анализ публикаций [4] свидетельствует о недостаточном внимании к решению этого вопроса, что и предопределило проведение настоящих исследований.

Цель работы. Цель настоящих исследований – проведение испытаний сжатых стержней из труб при наличии различных видов остаточного напряженно-деформированного состояния.

Основная часть. Трубчатые конструкции начинают использоваться с XIX столетия и находят применение в различных отраслях народного хозяйства. Особенности ТК в том, что они сочетают в себе легкость, повышенную коррозионную стойкость и изящество форм. Статические преимущества трубчатых стержней при центральной сжатии обеспечили широкое распространение труб в качестве конструкционного материала.

В начальный период развития ТК чаще всего встречались там, где снижение веса было одним из основных принципов проектирования – в дирижаблестроении, велосипедной и автомобильной промышленности, самолетостроении [5]. Существовавшие в тот период способы соединения элементов, в том числе – болтовые и заклепочные, а также хомуты не позволяли создавать простые и надежные узлы и стыки. Конструкции из труб были очень сложны. Обращает внимание также высокая цена и трудоемкость выполнения ТК. Поэтому до 30-х годов прошлого столетия строительные конструкции из труб почти не встречались.

Развитие электросварки привело к созданию новых форм стальных строительных конструкций. Использование труб сделалось значительно более рациональным, так как узловые сопряжения и стыки существенно упростились. ТК начинают приобретать популярность и в строительной практике. Первые известные сообщения о применении труб в строительных конструкциях появились в печати в 1925 г. Впервые в Германии были выполнены сварные трубчатые фермы покрытия пролетом 9,25 м; затем были изготовлены фермы пролетом 15,5 м для покрытия с подвесным оборудованием (кошками) по нижнему поясу. В 1933 г. в Италии на то время смелым сооружением стала цельносварная шестигранная башня высотой 110 м (*Torre Littoria*). Стойки башни выполнены из бесшовных труб диаметром в верхней части сооружения 165 мм, в нижней – 432×14 мм.

В бывшем СССР проектирование и строительство радиопор в виде трубчатых башен и мачт началось в 1940 – 1941 гг. В годы Великой Оте-

чественной войны, помимо радиоопор, из труб было возведено несколько каркасов цехов. Особенно интенсивное развитие ТК началось в послевоенный период и продолжается до сегодняшнего времени. Последняя четверть прошлого века характеризуется повышенным интересом к использованию в сварных конструкциях труб. После распада СССР и последовавшего экономического кризиса, который охватил и Украину, строительство крупных сооружений было практически прекращено.

С началом подъема экономики в Украине начала возрождаться строительная индустрия, а также возрос интерес к сварным конструкциям из труб. Немалую роль в этом сыграло успешное преодоление кризиса ведущими в области проектирования металлических конструкций институтами, одним из которых является ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция имени В.Н. Шимановского» (г. Киев), на комплексной производственной базе которого выполняются заказы по изготовлению и монтажу металлических конструкций. Техническая оснащенность базы позволяет выполнять стержневые конструкции из труб со сложными стыковыми соединениями с помощью машины TUBOSEC «С» с шестиосевой компьютерной цифровой системой управления (рис. 1). Машина TUBOSEC «С» используется для резки труб с подготовкой кромок под сварку, а также раскроя листового проката для последующего изготовления металлоконструкций.



Рис. 1. Машина TUBOSEC «С» в процессе работы

К числу сооружений, выполненных в последние годы ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция имени В.Н. Шимановского» с применением ТК, можно отнести: покрытие Международного выставочного центра в Киеве на Броварском проспекте (2002 г.) (рис. 2); промышленный цех ОАО «Ветропарк Гостомельский стеклозавод» (2004 – 2007 гг.); навес над трибунами стадиона в Днепропетровске (2009 г.) и многие другие объекты.



Рис. 2. Фрагмент фасада Международного выставочного центра в Киеве

Вместе с тем, сварные конструкции из труб выдвигают и определенные требования к технологии сварки. Так, затруднительно создание эффективных конструкций без возможности получения стыковых соединений труб, равнопрочных основному металлу. Это вызывает необходимость применять сварочные материалы, обеспечивающие такие свойства сварных соединений, которые не уступают свойствам основного металла в широком диапазоне классов сталей и технологии соединения, способные обеспечить высокое их качество не только при двусторонней, но и односторонней сварке. Благодаря современным достижениям в сварочном производстве эти задачи успешно решаются для разных классов сталей и диаметров труб.

К особенностям сварных конструкций относится появление в них остаточных напряжений, которые существуют в теле конструкции даже при отсутствии воздействия каких-либо внешних сил и оказывают влияние на устойчивость и деформативность конструкций. Изучению напряженно-деформированного состояния (НДС), создаваемого термическим циклом сварки в стальных конструкциях, посвящены многочисленные исследования отечественных и зарубежных авторов [6, 7]. Разработаны различные теоретические и экспериментальные методы определения сварочных напряжений и деформаций. Однако этот вопрос нельзя считать решенным до конца.

Для изучения вопроса влияния НДС на устойчивость сжатых элементов из труб была разработана методика и проведены экспериментальные исследования. Методика проведения исследований изложена в работе [8].

Экспериментальные исследования сжатых стержней из труб при наличии НДС, а также изготовление образцов, проводились на кафедре строитель-

них конструкцій Донбасского государственного технического университета (ДонГТУ), г. Алчевск.

Образцы представляли собой элементы трубчатого сечения с размерами поперечного сечения $\&76\times 4,5$ мм, одинаковой гибкости. Стержни испытывались как в состоянии поставки (образцы серии ТК-1 и ТК-4), так и с регулированием ОНС путем наплавки холостых валиков по образующим (образцы серии ТК-2, ТК-3, ТК-5). Образцы серий ТК-1 – ТК-3 испытывались с эксцентриситетом 10 мм, образцы серий ТК-4, ТК-5 – на центральное сжатие.

Все образцы в пределах серии испытывались с применением одинаковых опорных приспособлений, состоящих из верхней и нижней опор. Верхняя и нижняя опоры состоят из двух частей: съемных, устанавливаемых на торцы образцов, и несъемных, устанавливаемых на опорные части тележки и подвижной траверсы прессы. Между съемной и несъемной частями в специально выполненном пазу устанавливался цилиндр для обеспечения ожидаемого направления основных деформаций (рис. 3, 4).

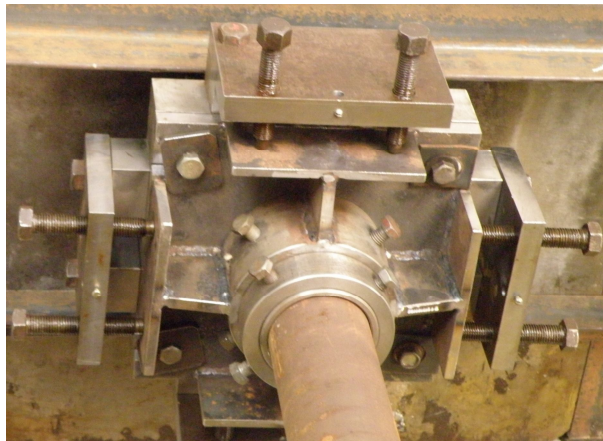


Рис. 3. Общий вид опорного приспособления (верхняя опора)

Опорные приспособления экспериментальных образцов трубчатого сечения позволяли проводить испытания как на центральное сжатие, так и с возможным случайным эксцентриситетом (эксцентриситет приложения нагрузки был принят равным 10 мм). Испытания производились на гидравлическом прессе марки ГРМ-100. Отсчеты брались по шкале В с пределом измерения от 0 до 50 т с ценой деления 0,1 т. Погрешность измерения не превышала 1 % от величины нагрузки (по данным тарифов прессы). Прессы перед испытаниями тарировались. Один из образцов в ходе испытаний показан на рис. 5.

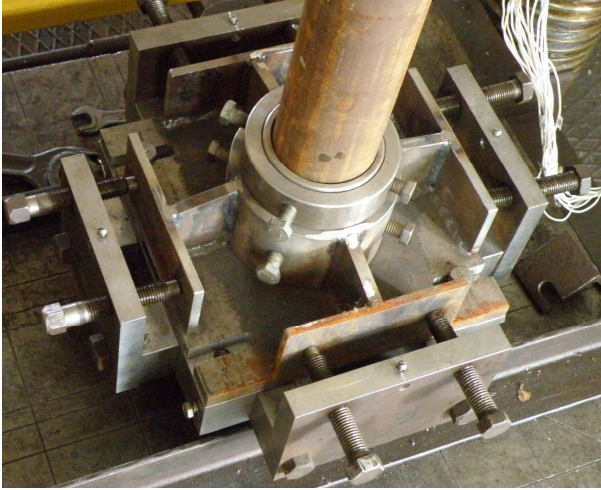


Рис. 4. Общий вид опорного приспособления (нижняя опора)

Определение ОНС проводилось неразрушающим способом. Результаты определения ОНС изложены в работе [9].

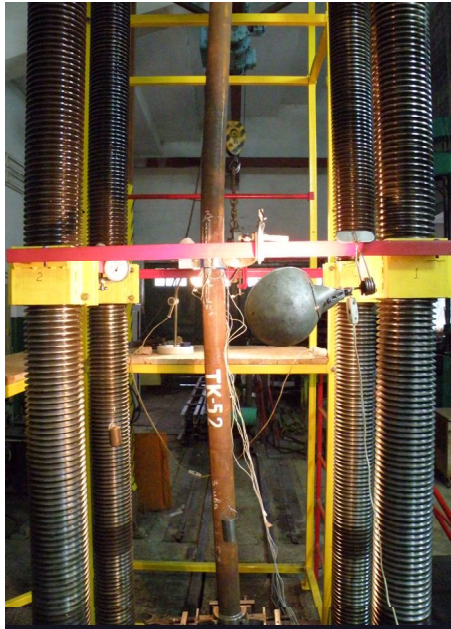


Рис. 5. Один из стержней после проведения испытаний

Результаты проведения испытаний показаны на рис. 6, 7.

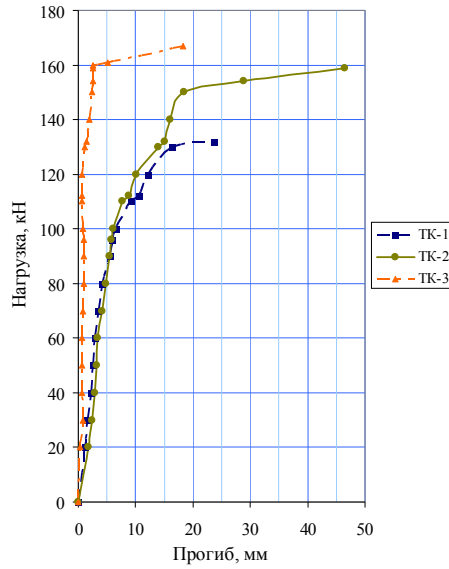


Рис. 6. Результаты испытаний стержней по сериям ТК-1 – ТК-3

Как видно из этих рисунков трубы, в которых проводилось регулирование ОНС с помощью наплавки холостых валиков (ТК-2, ТК-3, ТК-5) выдерживают нагрузку в среднем на 25 % больше, чем трубы в состоянии поставки (ТК-1, ТК-4).

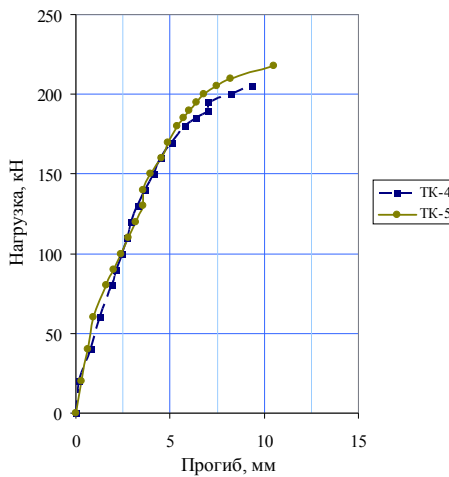


Рис. 7. Результаты испытаний стержней по сериям ТК-4, ТК-5

Выводы

По данным ранее выполненных исследований подтверждена возможность увеличения несущей способности сжатых элементов из труб до 25 % только за счет регулирования ОНС.

Наплавка холостого валика на элементы трубчатого сечения позволяет создать в сечениях рациональное с позиций повышения несущей способности ОНС.

Литература

- [1] Стальные конструкции. Нормы проектирования: СНиП II-23-81* [действующие от 1982-01-01, утвержденные с изменениями, постановлением Госстроя СССР, № 121 от 1989-07-12] / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
- [2] Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування: ДБН В.2.3-14:2006 [надано чинності наказом Міністерства будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства від "06" травня 2006 р. № 160] / Мінрегіонбуд України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 367 с.
- [3] Недосека А.Я. Основы расчета и диагностики сварных конструкций / Недосека А.Я. – Киев: ИНДПРОМ, 2001. – 815 с.
- [4] Голоднов А.И. К вопросу учета остаточных напряжений в сечениях сжатых двутавровых стержней при их расчетах / Голоднов А.И. // Автоматична сварка. – 2001. – № 5. – С. 8–10.
- [5] Левенсон Я.С. Конструкции из стальных труб / Левенсон Я.С. / М.: Стройиздат. 1967. – С. 4–15.
- [6] Патон Е.О. Влияние усадочных напряжений на прочность сварных конструкций / Патон Е.О., Горбунов Б.Н., Берштейн Д.И. // Автоген. дело. – 1937. – № 7. – С. 4–15.
- [7] Августын Я. Влияние остаточных напряжений на поведение сжатых стержней / Августын Я. // Сварочное пр-во. – 1960. – № 11. – С. 15–18.
- [8] Козлова О.Н. Методика экспериментальных исследований сжатых элементов из труб состояния / Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського. Вип. 3, 2009р. С. 122 – 128.
- [9] Голоднов А.И. Методика и результаты определения остаточных напряжений в стальных трубах после локальных термических воздействия / Голоднов А.И., Иванов А.П., Козлова О.Н. // Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського, 2008. – Вип. 1. – С. 74–79.

Надійшла до редколегії 30.06.2010 р.

УДК 624.014:620.193

Методология научно-технического сопровождения показателей качества противокоррозионной защиты на основе требований стандарта предприятия и информационной системы диагностики коррозионного состояния конструкций

Гибаленко А.Н., к.т.н.

Донбасский центр технологической безопасности
ОАО «УкрНИИПроектстальконструкция им. В.Н.Шимановского», Украина

Анотація. Викладено основні положення методики науково-технічного супроводу забезпечення показників якості протикорозійного захисту будівельних металоконструкцій, обумовлених стандартом підприємства, в прив'язці до інформаційної системи діагностики корозійного стану при технічному діагностуванні.

Аннотация. Изложены основные положения методики научно-технического сопровождения обеспечения показателей качества противокоррозионной защиты строительных металлоконструкций, оговоренных стандартом предприятия, в привязке к информационной системе диагностики коррозионного состояния при техническом диагностировании.

Abstract. The method of scientific and technical support to ensure quality of corrosion protection of metal constructions specified standard enterprise in relation to the information system diagnostics corrosion state in technical diagnosis.

Ключевые слова: диагностика металлоконструкций, коррозионный износ, стандарт предприятия, показатели качества.

Важнейшим требованием, предъявляемым к строительным металлоконструкциям, является обеспечение их долговечности при гарантированных показателях безопасности и эксплуатационной пригодности в условиях коррозионных воздействий [1].

Использование современных методов диагностики для оценки показателей долговечности противокоррозионной защиты и определения остаточного ресурса обуславливается сложностью режима эксплуатации, снижением запаса прочности и достижением предельных состояний даже при незначительных показателях коррозионного разрушения конструктивной формы, что требует учета особенностей действительной работы конструкций в условиях агрессивных сред.

Согласно методике [2] оценка технического состояния стальных конструкций (техническое диагностирование) выполняется с учетом характера и интенсивности коррозионного разрушения. Расчет строительных металло-

конструкцій на коррозійну стійкість і довговічність ґрунтується на урахунок коррозійного руйнування при окремому розгляді навантажень, несучої спроможності, причинно-наслідкових зв'язів зовнішніх і внутрішніх факторів і впливів агресивної середовища експлуатації. Склад і інтенсивність агресивних впливів встановлюється по даним будівельної кліматології, нормативним параметрам коррозійної агресивності атмосфери, результатам статистичної оцінки експлуатаційних впливів робочих серед.

Вимоги стандарту підприємства СТД 101С-6.3-05-2007 узгоджують організаційне, інструктивне і методичне забезпечення діяльності служб експлуатації для забезпечення технологічної безпеки конструкцій будівель і споруджень в відповідності з положеннями стандарту ІСО 9001/МЭК 300-1. Менеджмент безпеки [3] зв'язаний з оцінкою надійності, технологічної безпеки виробничих об'єктів; моделюванням стратегії обслуговування з метою запобігання аварійних ситуацій; моніторингом технічного стану конструкцій для забезпечення встановлених показників.

На основі системи окремих коефіцієнтів використана розрахункова залежність для визначення показника якості F_e (1), що враховує дані контролю коррозійного стану і визначає необхідність введення функціонально-технологічних обмежень або впровадження заходів первинної (вторинної) захисту при продовженні ресурсу.

$$F_e = \left(\frac{\Gamma}{\gamma_{zf}} - \frac{\Gamma/\gamma_{zk} + 1/\Gamma}{2} \right)^2 \quad (1)$$

На стадії експлуатації по даним діагностування коррозійного стану визначається коефіцієнт надійності протикоррозійної захисту γ_{zf} , що враховує якість експлуатації, статистичну природу, характер і величину коррозійного руйнування поверхні металу при контакті з агресивною середовищем. Виконується системний аналіз режиму експлуатації, виявлення відмов і досягнення межових станів, розробка математичних моделей показників надійності на основі методів функціонально-ціннісного аналізу (рис. 1).

Для забезпечення робочого стану здійснюється визначення відповідності і розробка (при необхідності) заходів по технічному контролю і відновленню експлуатаційних показників конструкцій.

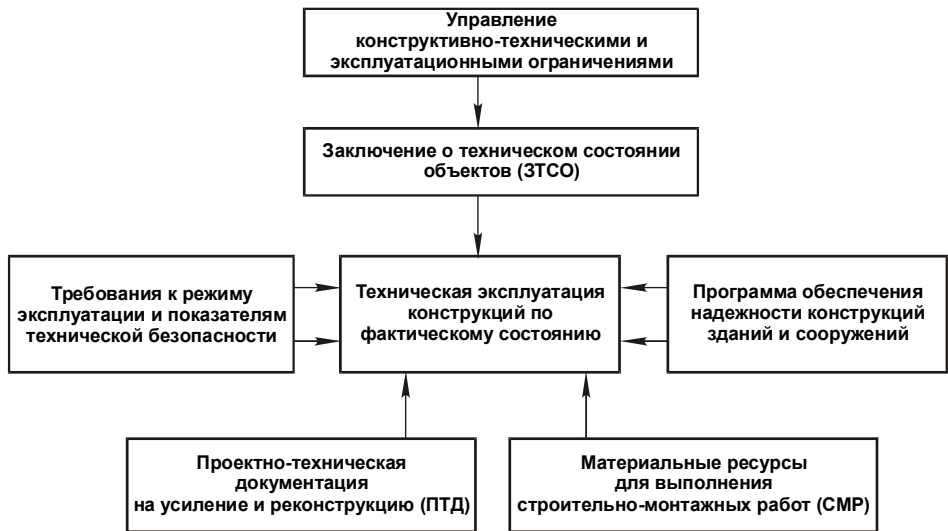


Рис. 1. Конструкторско-технологические мероприятия обслуживания при эксплуатации конструкций.

Использование коэффициента обратной связи режима эксплуатации (ψ) обеспечивает внедрение мероприятий по управлению технологической безопасностью, формирование программ обеспечения надежности (ПОН) на основе анализа возможных причин, последствий отказов (FMEA) и оценки критичности отказов (FMESA). Критерием технологической безопасности конструкций является характеристика (η), определяющая пропускную способность регулирования ресурса:

$$\eta = 1/(\Gamma - \psi). \quad (2)$$

При увеличении числа повреждений значение (ψ) характеризует снижение эксплуатационных показателей стальных конструкций при установленном проектном значении отношения резерва надежности (Γ). Воздействия негативных внешних факторов $A(L, G, S, T, R)$ и внутренних параметров $A(f)$ вызывают коррозионное разрушение и появление признаков предельных состояний конструкций. Моделирование напряженно-деформированного состояния стальных конструкций для оценки показателей ресурса (ψ, η) выполняется с использованием интегрированного расчетного комплекса Structure CAD 7.29.

Информация о дефектах, повреждениях регистрируется, накапливается, анализируется для координации технического надзора по предупреждению аварийных ситуаций на объектах, близких к исчерпанию нормативных сроков эксплуатации.

В процесі експертного діагностування корозійного стану конструкцій збудованого мартеновського цеха ОАО «ДМЗ» виявлено значиме вплив технологічних і конструктивних факторів на характер і інтенсивність корозійного руйнування (табл. 1).

Таблиця 1

Розрахункові характеристики якості експлуатації конструкцій

№ п/п	Найменування конструкції	Дефекти і пошкодження	Степень критичності дефектів і пошкоджень конструкцій (Θ_f)
1	Несучі конструкції стропильних ферм і фонарні конструкції		0,56
2	Колонни		0,23
3	Подкранові балки		0,67

Примечание: 1 – корозійно-механічні пошкодження; 2 – механічні пошкодження; 3 – дефекти і пошкодження з'єдинень; 4 – дефекти і пошкодження, викликані взаємним зміщенням елементів; 5 – невідповідність проектним рішенням; 6 – інші дефекти. За 100% прийнято загальне кількість дефектів і пошкоджень розглядаємих конструкцій.

Результати експертного діагностування характеристик корозійно-механічних пошкоджень являються основою для розрахунку напружено-деформованого стану і визначення строку служби конструктивних елементів з урахуванням впливу технологічних серед. Розрахункові дані оцінки залишкового ресурсу сталевих конструкцій на прикладі мартеновського цеха наведені в табл. 2.

Структура показателів корозійного стану сталевих конструкцій дозволяє виконувати розрахункову оцінку технологічної безпеки при продовженні ресурсу сталевих конструкцій відповідно до вимогами [4]. Степень критичності дефектів і пошкоджень конструкцій (Θ_f) визначається з допомогою залежності (3):

$$\Theta_f = \sum \omega_i v_i \quad (3)$$

де ω_i – вагова характеристика виявлених недосконалостей конструкції;
 v_i – відносна частота появи дефекта або пошкодження (1/год).

Таблиця 2.

Спецификация параметров остаточного ресурса для однородных конструктивных элементов

№ п/п	Наименование элементов	Показатель качества эксплуатации, F_e	Степень агрессивности воздействий, A_n , г/(м ² год)	Остаточный ресурс конструкции $T_{гг}$, лет
1	Стропильные фермы и конструкции фонаря	1,24 – 1,35	Неагрессивные, 250 – 400	6,5 – 7,0
		1,16 – 1,30	Слабоагрессивные, 500 – 750	6,5 – 7, 5
		0,91 – 1,01	Низкоагрессивные, 750 – 1200	5,0 – 6,0
2	Колонны	1,14 – 1,32		8,0 – 9,0
3	Подкрановые балки	2,07 – 2,27		11,0-12,0

На основании оценки показателей качества эксплуатации, регистрации дефектов и повреждений назначаются мероприятия по контролю с учетом категории выявленных дефектов и повреждений (табл. 3).

Таблиця 3

Контроль технического состояния и восстановления эксплуатационных свойств конструкций

Группа ремонтно-пригодности	Показатель ремонтно-пригодности, T_b , год	Режим контроля	Характеристика вида дефектов и повреждений
I	$0 < T_b \leq 0,02$	Непрерывный	Наличие хотя бы одного критического дефекта или повреждения (категория «А»). Допускаются (или могут отсутствовать) несовершенства категорий «Б», «В».
II	$0,02 < T_b \leq 0,08$	Усиленный	Несовершенства категории «А» отсутствуют. Имеются один или несколько значительных дефектов или повреждений (категория «Б»). Допускаются несовершенства категории «В».
III	$0,08 < T_b \leq 0,5$	Нормальный	Несовершенства категории «А», «Б» отсутствуют. Имеются малозначительные дефекты или повреждения (категория «В»)
IV	$T_b > 0,5$	Ослабленный	Дефекты и повреждения категорий «А», «Б», «В» отсутствуют.

Техническое обслуживание конструкций по фактическому состоянию (в отличие от системы планово-предупредительных ремонтов) определяет изменение функций деятельности служб эксплуатации, взаимодействие со специализированными организациями и обуславливает необходимость

розробки ПОН, направлених на забезпечення заданих вимог надійності споруджень.

В залежності від складу вихідних даних і поставлених завдань розглядаються два основні підходи до аналізу надійності об'єктів:

- аналіз показателів довговічності і ремонтпригодності за результатами показателів встановлених на етапах проектування, виготовлення, монтажу і експлуатації (згідно ПОН);
- кількісна оцінка показателів надійності об'єкта на основі діагностики режиму експлуатації, виявлення причин відмов і пошкоджень конструктивних елементів.

Умова технологічної безпеки за даними реєстраційної оцінки рівня ризику при продовженні залишкового ресурсу конструкцій (з урахуванням негативних впливів) описується в вигляді залежностей:

$$\begin{cases} \sum_{i=1}^N U_i \geq \sum_{i=1}^N (S_{d,i} + S_{c,i}), \\ \sum_{i=1}^N U_i = \sum_{j=1}^M f(T_{в,j}) \Rightarrow \min; \end{cases} \quad (4)$$

де: U_i – витрати на підтримку i – того конструктивного елемента вибірки (N) в робочому стані, що забезпечують вимоги технологічних процесів будівель і споруджень, грн/рік; $S_{d,i}$ – втрати, викликані фізичним зносом, грн/рік; $S_{c,i}$ – втрати в результаті морального старіння, грн/рік; $T_{в,j}$ – показник ремонтпригодності, що визначає проміжок часу (рік), для відновлення робочого стану при мінімальних витратах j – того конструктивного елемента вибірки (M), ступінь критичності дефектів і пошкоджень якого вище граничного рівня пошкоджуваності. Значення ($T_{в}$, рік) визначається:

$$T_{в} = T_0 + T_y, \quad (5)$$

де: T_0 – тривалість контролю при виявленні дефектів і пошкоджень, рік; T_y – тривалість технічного обслуговування і ремонту, рік.

Застосовуваний методичний підхід дозволяє використовувати реєстраційну інформацію про дефекти і пошкодження для статистичного аналізу пошкоджуваності конструкцій будівель і споруджень за об'єктовим ознакою. Як додаткові характеристики технологічної безпеки, здатні надавати коректуюче вплив на

программу обеспечения надежности (ПОН) при усилении и реконструкции объектов повышенной опасности рассматриваются:

- предельные уровни дефектности и повреждаемости по конструктивным элементам для установленных категорий несовершенств;
- планы контроля в зависимости от объема контролируемых элементов при заданных рисках ремонтного обслуживания по фактическому состоянию конструкций;
- показатели ремонтпригодности, регулирующие объем работ по технической диагностике и восстановлению работоспособного состояния конструкций зданий и сооружений.

Результаты мониторинга технического состояния, преимущества регистрации, накопления и анализа данных о дефектах и повреждениях конструкций в процессе эксплуатации создают условия для обоснованного принятия решений при регулировании безопасности объектов, для объектов близких к исчерпанию нормативных сроков эксплуатации.

Литература

- [1] Пособие по контролю состояния строительных металлических конструкций зданий и сооружений в агрессивных средах, проведению обследований и проектированию восстановления защиты конструкций от коррозии (к СНиП 2.03.11-85). – М.: Стройиздат, 1989. – 48 с.
- [2] Королев В.П. Теоретические основы инженерных расчетов стальных конструкций на коррозионную стойкость и долговечность: Научные труды ДГАСА. Вып. 1-95. - Макеевка, 1995. – 110 с.
- [3] Hart G. Estimation of structural damage. – Los Angeles, Ca.: Wiggins Company, 1976.
- [4] СНиП II-23-81* Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1982. – 96 с.

УДК 539.3

Розрахунок на міцність великопрогонових залізобетонних оболонок із зовнішнім листовим армуванням методом скінченних елементів

Цихановський В. К., д.т.н., Кордун О. І.

ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського», Україна

Анотація. Проведено дослідження напружено-деформованого стану комбінованої оболонкової конструкції вертикального циліндричного резервуару великої місткості.

Аннотация. Выполнено исследование напряженно-деформированного состояния комбинированной оболочечной конструкции вертикального цилиндрического резервуара большой емкости.

Abstract. The research of stress-and-strain of the combined shell construction of vertical large cylinder tank is provided.

Ключові слова: нелінійне деформування, метод скінченних елементів, система нелінійних рівнянь, ітераційні методи.

Вступ. Запропонована нова конструктивна схема комбінованої конструкції резервуарів великого об'єму для зберігання нафтопродуктів. Як один з варіантів пропонується конструкція вертикального циліндричного резервуару із постійним покриттям із висячої тонколистової оболонки з циклічно розташованими ребрами – нитками скінченої жорсткості. Зовнішній вигляд конструкції резервуару об'ємом 140 000 м³ наведений на рис. 1. Пропонується суцільна оболонкова комбінована механічна система, яка включає каркас із кільцевих ребер, з'єднаних стійками з металевого прокату та власне саму тонколистову оболонку, конструктивна схема каркасу наведена на рис. 2. Таким чином маємо тонколистову оболонку днища із сталюю приведеною товщиною 5,5 мм, циліндричну оболонку з перемінною товщиною в межах від 10-25 мм, а також тонку залізобетонну оболонку покриття із зовнішнім листовим армуванням. Комбінована конструкція оболонки наступна: тонколистова оболонка товщиною 4 мм розміщується на радіальних і кільцевих елементах, так званої «постелі», яка опирається на каркас зовнішнього і внутрішнього опорних контурів. В якості стабілізуючого засобу використовується тонкий залізобетонний шар, що укладається по поверхні тонколистової оболонки і може включатися в роботу покриття як залізобетонний елемент із зовнішнім листовим армуванням.

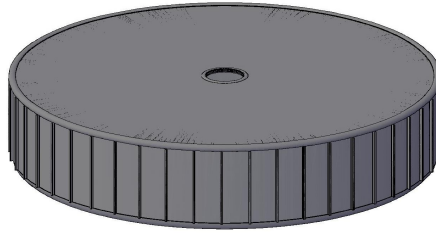


Рис. 1. Зовнішній вигляд конструктивної схеми циліндричного резервуару об'ємом 140000 м³

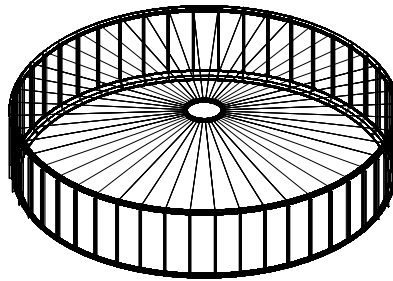


Рис. 2. Конструктивна схема каркасу оболонкової конструкції циліндричного резервуару з висячим покриттям з тонколистової оболонки

Методи дослідження. Розглянута конструкція відноситься до класу сильнонелінійних механічних систем [1, 2], які мають певні особливості: велика кінематична рухомість конструкції в цілому і, втрата місцевої стійкості окремих фрагментів з розвитком локальних зон пластичних деформацій та суттєва неоднорідність конструктивних елементів. Для дослідження таких комбінованих полегшених систем найбільш придатні чисельні методи. В даній роботі використовується найбільш ефективний із чисельних методів – метод скінченних елементів на основі моментної схеми, принципи якої викладені в [1, 2].

Метод скінченних елементів (МСЕ) відноситься до варіаційних методів, тому для отримання розв'язуючих рівнянь МСЕ використовується перший принцип віртуальної роботи у загальних криволінійних координатах, співвідношення нелінійної теорії пружності і пластичності у приростах [1, 2]:

$$\int_V (\hat{\sigma}' + C_4^{(e,p)} \cdot \hat{\gamma}) \cdot \delta \hat{\gamma} dV + \int_V \rho u \cdot \delta \ddot{u} dV - \int_V \bar{\rho} \cdot \delta \ddot{u} dV - \int_S \bar{q} \cdot \delta \ddot{u} ds = 0, \quad (1)$$

де: $\hat{\sigma}'$ – другий тензор початкових напружень Піола-Кірхгоффа; $\hat{\gamma}$ – тен-

зор приростів скінченних деформацій Коши-Гріна; u, \ddot{u} – вектори приростів переміщень і прискорень; \vec{p}, \vec{q} – узагальнені вектори об'ємних і поверхневих сил, що діють на тверде тіло.

З використанням (1) розроблені співвідношення методу скінченних елементів, що покладені в основу методології дослідження сильнонелінійних оболонкових систем з використанням спеціальних алгоритмів у рамках так званого поточного лагранжевого формулювання із залученням методів подовження за параметром збурення, Ньютона-Кантаровича, регуляризації та блочної релаксації [1, 2].

Побудова розрахункової схеми і дискретної моделі. Для ілюстрації можливості запропонованої методології нелінійного деформування механічних систем розглянемо конкретну комбіновану конструкцію, яка має достатньо складну конфігурацію, топологію та вимагає певного структурного моделювання окремих конструктивних елементів з різними фізико-механічними характеристиками.

На рис. 3 наведена розрахункова схема конструкції резервуара, яка включає половину загальної конструкції циліндричного резервуару, тому що зовнішні впливи мають тільки одну площину симетрії. Конструкція циліндричного резервуару має наступні зовнішні виміри: діаметр 100,0 м, висота 21,0 м, відповідні розміри розрахункового фрагменту наведені на рис. 3 в см (при чисельній реалізації використовувалася технічна система вимірів – см, кг, кгс/см² та інші).

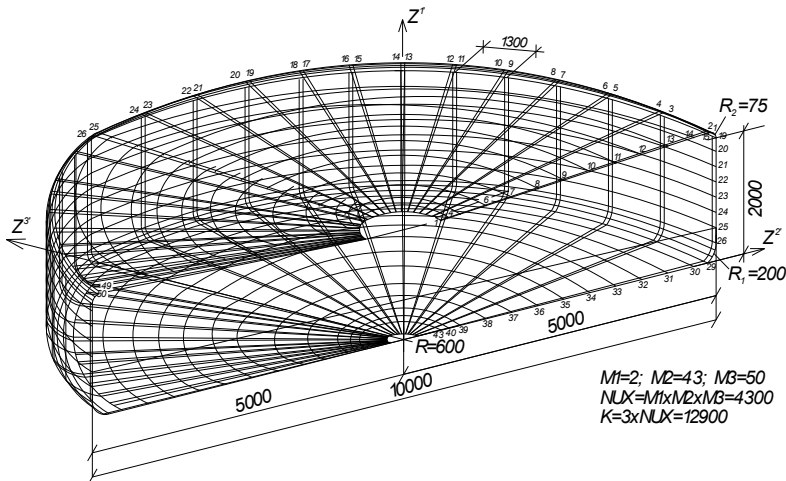


Рис. 3. Розрахункова схема і дискретна модель конструкції резервуара (всі розміри в см)

Геометрія дискретної моделі описується точковим каркасом з використанням глобальної системи координат $OZ^1Z^2Z^3$, супутньої лагранжевої системи координат $X^1X^2X^3$, напрямки якої співпадають з напрямками сіткових координат $S_1S_2S_3$ – правої з початком у вузлі 1 (дивись рис. 3). Описання геометрії оболонки складної форми здійснюється послідовним використанням аналітичних рівнянь набору канонічних поверхонь:

- циліндра – серединна бокова поверхня резервуару;
- кругової плити – днище резервуару;
- сферичної лінзи – серединна поверхня оболонки покриття;
- верхнього чвертьтору – для стику циліндричної поверхні із сферичною лінзою;
- нижнього чвертьтору – для стику циліндричної поверхні із днищем.

При використанні аналітичних виразів для описання поверхні канонічних поверхонь введені деякі параметри, за допомогою яких зручно управляти формою при завданні початкової форми, наприклад для сферичної лінзи канонічне рівняння у діаметральному перерізі набуває виразу:

$$z = z_c - \sqrt{\frac{R_0^2 + f_0^2}{4f_0^2} - x^2} + R_d - f_0, \quad (2)$$

де: f_0 – стріла провису сферичної лінзи, яка може змінюватися у межах $(0,02 \div 0,03)$ від величини діаметру лінзи (резервуару); R_0 – радіус круга на стику лінзи і верхнього чвертьтору в глобальній системі координат; $R_d = \frac{R_0^2 + f_0^2}{2f_0}$ – радіус кривизни серединної поверхні оболонки лінзи; x – координати вузлів горизонтальної проекції радіального перерізу лінзи.

Вдало описана геометрія забезпечує відповідні властивості матриці системи лінеаризованих розв'язуючих рівнянь і відповідну швидкість збігу ітераційних процесів.

Для побудови скінченно-елементної моделі на базі універсального оболонкового елемента, який дозволяє при певних умовах однаково описувати фрагменти самої оболонки і елементів каркасу [1, 2], треба виконувати структурне моделювання – зводити реальні форми елементів каркасу (прокатні) до еквівалентних, подібних до форми універсального елемента. Зазначена процедура здійснюється з використанням теорії подібності та умов адекватності згинної і поздовжньої жорсткості реального перерізу елементів каркасу та еквівалентного перерізу [3].

Зовнішні впливи і навантаження. Навантаження і впливи для розрахунку конструкції резервуару визначені відповідно до директивних будівельних норм [4]. Вітрове навантаження передбачено найбільшим для України:

$$W_0 = 600 \text{ Па} = 60 \text{ кгс} / \text{м}^2 . \quad (3)$$

При визначенні аеродинамічних коефіцієнтів згідно з [4] за параметрами шуканої конструкції передбачено:

- на циліндричній поверхні враховано 4-и ділянки з різними значеннями аеродинамічного коефіцієнту, з використанням на кожній ділянці тригонометричних функцій для визначення поточного значення інтенсивності вітрового тиску між граничними значеннями;
- на висячому покритті відповідно до [3] маємо від'ємне значення аеродинамічного коефіцієнту при інтенсивності вітрового навантаження:

$$q_6 = -38,5 \text{ кгс} / \text{м}^2 . \quad (4)$$

Із урахуванням усіх комбінацій навантажень відповідно до [3] при чисельній реалізації передбачено об'ємне навантаження – власна вага і 14-ть типів поверхневого навантаження.

Сіткова область скінченно-елементної моделі має розміри 2x43x50 (M1=2, M2=43, M3=50 – граничні значення відповідних сіткових координат – S_1, S_2, S_3), що відповідає числу розв'язуючих рівнянь (без урахування накладених в'язів)

$$k = 3 \cdot NUX ; NUX = M1 \cdot M2 \cdot M3 = 2 \cdot 43 \cdot 50 = 4300 ; k = 3 \cdot 4300 = 12900 . \quad (5)$$

Чисельні результати розрахунку. Таким чином розрахункова схема має 12900 нелінійних рівнянь, які розв'язуються за 150 кроків за методом подовження по параметру збурення. На кожному кроці розв'язується нелінійна система за методом Ньютона-Канторовича в комбінації з класичним методом Ньютона при виникненні локальних зон пластичних деформацій, цей процес здійснюється за 6-8 ітерацій на кожному кроці.

При чисельному розв'язку задачі розглянуті наступні характерні комбінації зовнішнього статичного впливу:

- максимальне навантаження без урахування вітру;
- повне навантаження з урахуванням снігу на половині розрахункового фрагменту;
- максимальне повне навантаження з урахуванням вітрового тиску;
- максимальне навантаження без урахування гідростатичного внутрішнього тиску.

За аналізом виконаних розрахунків найбільш критичним є варіант з урахуванням всіх постійних і тимчасових навантажень та максимального навантаження вітрового тиску. За цим варіантом отримані чисельні результати, деякі наведені у табл. 1, з урахуванням отриманої інформації побудовані: епюри вузлових переміщень в площині симетрії $OZ^{2'}$ ($-Z^{2'}$), які наведені на рис. 4; епюри згинних моментів і поздовжніх зусиль у зовнішньому і внутрішньому контурах покриття резервуару, що наведені на рис. 5, б; епюри згинних моментів і поздовжніх зусиль для характерних ребер-стійок на циліндрі резервуару, які наведені на рис. 5, а.

Таблиця 1

Переміщення вузлів дискретної моделі резервуару в діаметральному перерізі

Перерізи в площині $OZ^{1'}$ ($+Z^{2'}$)								
NN п/п	NN вузлів СЕ моделі	$U_n^{1'}$, см	$U_n^{2'}$, см		NN п/п	NN вузлів СЕ моделі	$U_n^{1'}$, см	$U_n^{2'}$, см
1	1	-30,96	-0,17		23	45	-2,00	+9,45
2	3	-30,82	-0,18		24	47	-1,74	+8,37
3	5	-30,78	-0,18		25	49	-1,54	+5,11
4	7	-30,08	-0,17		26	51	-1,49	+3,07
5	9	-27,49	-0,16		27	53	-1,14	+1,80
6	11	-26,45	-0,11		28	55	-0,47	+1,07
7	13	-25,89	-0,05		29	57	0	+0,89
8	15	-25,90	+0,02		30	59	0	+0,83
9	17	-25,79	+0,08		31	61	0	+0,85
10	19	-25,85	+0,14		32	63	0	+0,77
11	21	-25,53	+0,19		33	65	0	+0,68
12	23	-24,91	+0,22		34	67	0	+0,58
13	25	-21,90	+0,06		35	69	0	+0,49
14	27	-12,34	-0,7		36	71	0	+0,39
15	29	-5,30	-1,35		37	73	0	+0,31
16	31	-3,64	-1,48		38	75	0	+0,22
17	33	-3,06	-1,32		39	77	0	+0,16
18	35	-2,66	-0,92		40	79	0	+0,10
19	37	-2,51	-0,39		41	81	0	+0,06
20	39	-2,48	+1,38		42	83	0	+0,02
21	41	-2,38	+5,3		43	85	0	+0,02
22	43	-2,22	+8,24					

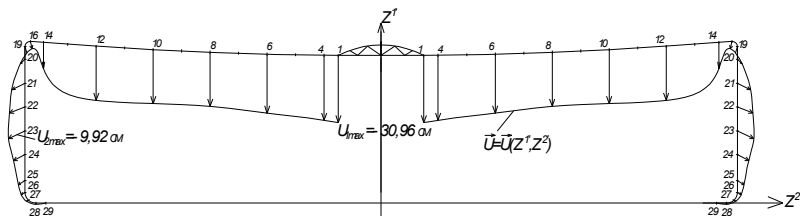


Рис. 4. Епюри переміщень в радіальному перерізі дискретної моделі конструкції резервуару (ординати вектора переміщень наведені в табл. 1)

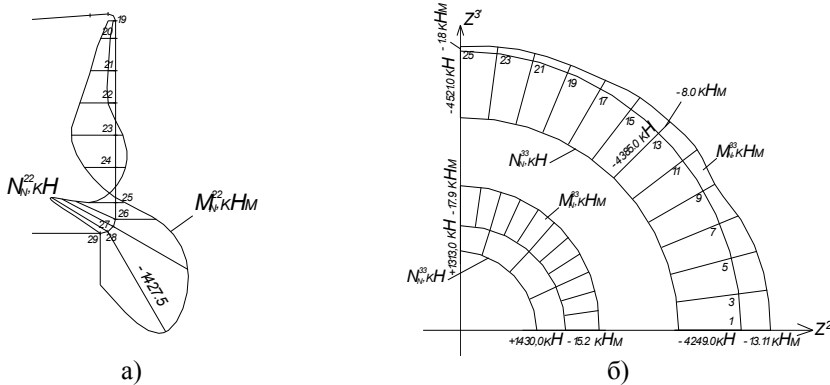


Рис. 5. Епюри згинних моментів і поздовжніх зусиль:

а) у ребрах-стійках циліндричного фрагменту; б) у зовнішньому і внутрішньому контурах резервуару

Відповідно за значеннями компонент тензора напружень у фрагментах самої оболонки між ребрами були уточнені вставки поясів циліндру резервуару із листової сталі до 12 мм товщиною і передбачено використання листового прокату підвищеної міцності для класу сталі С52/40, для якої $\sigma_m = 4000$ кгс/см². Максимальне кільцеве напруження у зазначеному поясі циліндру досягає $\sigma_{2021}^{33} = 4039,6$ кгс/см², тобто маємо ділянку оболонки в нейтральному стані на граничній межі, а ми і поставили мету зробити розрахунок за граничним станом.

Висновки

Розглянута нова конструктивна схема резервуару для нафтопродуктів, яка суттєво відрізняється від стандартних конструктивних схем циліндричних резервуарів [5, 6], через успішний розв'язок оптимальної задачі з використанням варіювання параметрів геометрії і жорсткості конструктивних елементів, є достовірною перспектива для проведення подальших досліджень з метою надання відповідних рекомендацій по запровадженню більш оптимальних конструктивних схем для циліндричних резервуарів.

За остаточними розрахунками наведеного прикладу з відповідним уточненнями обчислені витрати металопродукції для виготовлення запропонованого виробу, тобто маємо: загальна вага конструкції резервуару дорівнює $G_v^o = 1586,0$ т. Якщо порівнювати із стандартними варіантами для такого ж об'єму, то маємо деяку економію металопродукції на 1000 м³ нафтопродуктів:

$$g_v = \frac{G_v^o}{V_n} = \frac{1586,0}{140} = 11,33 \frac{t}{1000 m^3}.$$

Стандартний питомий показник розходу металопродукції згідно до [5,6] дорівнює

$$g_q = 12,41 \frac{m}{1000m^3}. \quad \text{Тоді матеріалоемність зменшується на}$$
$$\Delta g_q = \frac{(12,41 - 11,33) \cdot 100}{12,41} = 8,7\%.$$

Величини переміщень елементів конструкції не перевищують критичних і допустимих, так максимальне переміщення покриття дорівнює $U_1' = -30,96$ см, що складає $\frac{U_{\max}}{L_{np}} = \frac{30,96}{10000} \cong \frac{1}{323}$, тобто у межах норми для конструкції висячих оболонкових систем [1, 2]. Максимальне переміщення ребра-стійки складає $U_{4259}^2 = -9,92$ см, тобто відношення $\frac{U_{4259}^2}{H_{cm}} = \frac{9,92}{80,0} \cong \frac{1}{8} < \frac{1}{4}$, теж знаходиться у межах норми для відповідних конструкцій.

На основі використання існуючої автоматизованої програмної системи наукових досліджень SINDOM [2] отримана фактично нова адаптована методика дослідження комбінованих конструкцій з використанням тонких залізобетонних оболонок із зовнішнім листовим армуванням у якості покриттів циліндричних резервуарів великої місткості.

Література

- [1] Шимановський О.В. Теорія і розрахунок сильно нелінійних конструкцій / О.В. Шимановський, В.К. Цихановський. – К.: Сталь, 2005. – 432с.
- [2] Баженов В.А. Метод скінченних елементів у задачах нелінійного деформування тонких та м'яких оболонок / А.В. Баженов, В.К. Цихановський, В.М. Кислоокій. – К.: КНУБА, 2000. – 388с.
- [3] Цихановський В.К. Несущая способность комбинированных оболочечных конструкций с учётом развития пластических деформаций / В.К. Цихановський, С.М. Козловец, Н.А. Костыра // Промислове будівництво та інженерні споруди, – 2008. – №3. – С. 17 – 21.
- [4] ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування / Мінбуд України. – Київ: Мінбуд України, 2006. – 60 с.
- [5] Сафарян М. К. Проектирование и сооружение стальных резервуаров для нефтепродуктов. / Сафарян М. К., Иванцов О. М. – Гостоптехиздат, 1961. – 328 с.
- [6] Сафарян М. К. Металлические резервуары и газгольдеры. / Сафарян М. К. - М.: Недра, 1987. – 200с.

Надійшла до редколегії 5.07.2010 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 у роздрукованому виді (в двох екземплярах, один із яких повинен бути підписаний усіма авторами статті) та в електронному виді на магнітному носіїві звичайною або електронною поштою. Обсяг статті, як правило, не повинен перевищувати 7 сторінок форматом А4 (210x297 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 11 пт., міжрядковий інтервал – одинарний. У лівому верхньому кутку сторінки вказується УДК. Прізвища, ініціали авторів та назва статті – вирівнювання по центру, напівжирним. З 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 змінні формули – курсивом.

Креслення, рисунки, фотокартки вставляються в текст та додатково подаються окремими файлами з розширенням .tif, .gif або .jpg за розміром по ширині 10-15 см (300 точок/дюйм).

Перелік використаної літератури оформляється відповідно до ГОСТ 7.1-84 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

ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція
ім. В.М. Шимановського»

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ
Українського науково-дослідного
та проектного інституту сталевих конструкцій
імені В.М. Шимановського

Відповідальний редактор

О.В. Шимановський

Дизайн
Комп'ютерна верстка
та технічне редагування

В.С. Артюшенко
В.С. Артюшенко
Т.І. Лукашевич
Т.І. Цапро

Рекомендовано до друку вченою радою ВАТ
«УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського»
(протокол № 5 від 08.07.2010)

Підписано до друку 16.08.2010.
Формат видання 70×100/16.
Папір офсетний. Друк офсетний.
Умовн. друк. арк. 15,87. Обл.-вид. арк. 11,2.
Тираж 100 прим.

Видавництво «Сталь».
02660, ГСП-660, м. Київ, просп. Визволителів, 1,
тел. 229-83-51; 543-95-56
www.isdat.com.ua
