

**ДЕРЖАВНА КОРПОРАЦІЯ  
«УКРМОНТАЖСПЕЦБУД»**

**ТОВ «УКРАЇНСЬКИЙ ІНСТИТУТ  
СТАПЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ  
ІМ. В.М. ШИМАНОВСЬКОГО»**

Свідоцтво про державну реєстрацію  
КВ № 17750-6600 ПР від 07.04.2011 р.

**ГОЛОВНИЙ РЕДАКТОР**  
Адріанов В.П.

**ВІДПОВІДАЛЬНИЙ СЕКРЕТАР**  
Лукашевич Т.І.

#### **РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ**

Абрашкевич Ю.Д., д.т.н., проф.  
Беркута А.В., к.е.н.  
Голоднов О.І., д.т.н., проф.  
Гончаренко Д.Ф., д.т.н., проф.  
Гордеев В.М., д.т.н., проф.  
Гуляев В.І., д.т.н., проф.  
Єгоров Є.А., д.т.н., проф.  
Кваша В.Г., д.т.н., проф.  
Корольов В.П., д.т.н., проф.  
Лантух-Лященко А.І., д.т.н., проф.  
Лобанов Л.М., академік НАНУ,  
д.т.н., проф.  
Мущанов В.П., д.т.н., проф.  
Оглобля О.І., д.т.н., проф.  
Пасечнюк В.Л.  
Пічугін С.Ф., д.т.н., проф.  
Стоянов В.В., д.т.н., проф.  
Шимановський О.В., член-кор. НАНУ,  
д.т.н., проф.

#### **МІЖНАРОДНА РЕДАКЦІЙНА РАДА на 2014 — 2015 роки**

Абель Д., д.т.н., проф. (США)  
Агош З., д.т.н., проф. (Словаччина)  
Белоев М., к.т.н. (Болгарія)  
Грінченко В.Т.,  
академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)  
Зюлко Є., д.т.н., проф. (Польща)  
Кавагучі М., д.т.н., проф. (Японія)  
Каравайченко М.Г.,  
д.т.н., проф. (Росія)  
Като Ш., д.т.н., проф. (Японія)  
Кжупка В., д.т.н., проф. (Чехія)  
Кульбах В.,  
академік НАНУ, д.т.н., проф. (Естонія)  
Лан Т., д.т.н., проф. (Китай)  
Назаров Ю.П., д.т.н., проф. (Росія)  
Новак А., д.т.н., проф. (США)  
Розерт Х., д.т.н., проф. (Німеччина)  
Сидорович Є.М.,  
д.т.н., проф. (Білорусь)  
Спарлінг Б., д.т.н., проф. (Канада)  
Трощенко В.Т.,  
академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)  
Тулебаєв К.Р., д.т.н. (Казахстан)  
**Шугаєв В.В.**, д.т.н., проф. (Росія)  
Янковяк Р., д.т.н., проф. (Польща)



**1'2015**

Виходить 4 рази на рік

# ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

Заснований у листопаді 2007 року

## ЗМІСТ

### НАУКА – ВИРОБНИЦТВО

#### **А.И. Лантух-Лященко**

РАЗВИТИЕ ИДЕЙ НАДЕЖНОСТИ В СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ . . . . . 2

#### **О.В. Родченко**

ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ ЖОРСТКИХ АЕРОДРОМНИХ ПОКРИТТІВ  
У КОМП'ЮТЕРНІЙ ПРОГРАМІ «АЕРОДРОМ 380» . . . . . 9

#### **З.А. Шульман**

ИСПЫТАНИЯ, ДИАГНОСТИКА И МОНИТОРИНГ  
ГОЛОВНЫХ ОБРАЗЦОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ОПОРНЫХ БАШЕН  
ВЕТРОЭЛЕКТРИЧЕСКИХ УСТАНОВОК . . . . . 14

#### **Т.І. Матченко, П.Т. Матченко**

ВИЗНАЧЕННЯ СТУПЕНЯ АГРЕСИВНОГО ВПЛИВУ  
СЕРЕДОВИЩА ЕКСПЛУАТАЦІЇ ЩОДО БЕТОНУ . . . . . 22

#### **Я.С. Гук**

МЕТОДИКА РАЙОНУВАННЯ ТЕРИТОРІЇ ЗАКАРПАТСЬКОЇ ОБЛАСТІ  
ЗА ЛІТНІМИ ПАРАМЕТРАМИ АТМОСФЕРНОГО ТИСКУ . . . . . 28

### НОВІ ТЕХНОЛОГІЇ

#### **Е.И. Гезенцевей**

ПОВЫШЕНИЕ ТЕХНОЛОГИЧНОСТИ  
СТРОИТЕЛЬНЫХ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ . . . . . 32

### ЗАРУБІЖНИЙ ДОСВІД

#### **В.З. Клименко**

НОВЫЕ ТЕНДЕНЦИИ РАЗВИТИЯ  
ПРОСТРАНСТВЕННЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ ФОРМ  
ИЗ КЛЕЕНОЙ ДРЕВЕСИНЫ . . . . . 39

### АРХІТЕКТУРА

#### **С.В. Сьомка**

ГАРМОНІЙНІСТЬ У ПРОМИСЛОВІЙ АРХІТЕКТУРІ . . . . . 45

Постановою президії ВАК України від 18.11.2009 р. № 1-05/5 журнал внесено  
до переліку наукових фахових видань із технічних наук

УДК 624.21.059.1

## РАЗВИТИЕ ИДЕЙ НАДЕЖНОСТИ В СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ

Представлен краткий аналитический обзор развития теории надежности строительных конструкций. Анализ развития теории выполнен в рамках работы по адаптации в Украине пакета нормативных документов Еврокода и подготовке национальных приложений к нему.

A brief analytical overview of the structural reliability theory. Analysis of the development of the theory in the framework of adaptation in Ukraine Eurocode package of normative documents and preparation of national annexes carried out.

**Ключевые слова:** надежность, характеристика безопасности, функция граничного состояния.

Обзор, представленный в статье, это результат анализа, выполненного автором в последние 10–15 лет в связи с разработкой национальных норм строительства и эксплуатации и особенно внимательного изучения проблемы надежности при адаптации (гармонизации) Еврокода, подготовке национальных приложений к нему. Целью этой публикации не является формулирование каких-либо рекомендаций по проблеме надежности. Цель в другом – привлечь внимание проектировщиков, строителей, инженеров системы эксплуатации к тезису: техническое совершенство конструкции, качественное строительство объекта, минимизация отказов в эксплуатации базируются на принципах надежности.

В представленном здесь кратком обзоре мы попытаемся привести основные вехи на пути становления теории надежности в строительстве.

Становление и развитие основ, современная общепринятая трактовка понятий надежности в сфере строительства связывается, прежде всего, с революционными для того времени работами Н.С. Стрелецкого [27, 28] 1938–1947 гг. и А.Р. Ржаницына [21, 22, 23] 1947–1952 гг., в которых и был заложен базис современной теории надежности, представляющий собой изложение двух фундаментальных научных идей:

- показана статистическая природа прочностных характеристик конструкции и параметров ее нагрузки и доказана необходимость вероятностной оценки работоспособности сооружения;
- заложены основы метода предельных состояний.

Впервые идеи статистического подхода к оценке прочности конструкций были изложены в работах М. Майера в 1926 г. [48], Н.Ф. Хоциалова в 1929 г. [29] и Н.С. Стрелецкого в 1938 г. [27]. Работы же А.Р. Ржаницына (1947–1952) были существенным развитием этих идей, их строгой математической формулировкой. Подробную



**А.И. Лантух-Лященко**  
 профессор Национального  
 транспортного университета,  
 д.т.н., профессор

библиографию работ А.Р. Ржаницына и Н.С. Стрелецкого можно найти в монографии В.В. Болотина [6].

В этом, далеко не полном, списке особое место занимает работа А.Р. Ржаницына 1952 г. [21], в которой изложена концепция безопасности сооружения, представляющая собой фундамент теории надежности. Принципиальные положения концепции безопасности сооружения формулируются А.Р. Ржаницыным как вероятностное решение проблемы

$$Z = R - E \geq 0 \quad \text{или} \quad R/E \geq 1 \quad (1)$$

в предположении, что обобщенные сопротивление элемента  $R$ , нагрузка  $E$  и резерв прочности  $Z$  суть случайные переменные, имеют нормальное распределение и взаимно не коррелируют. Решением проблемы явилась формула для определения коэффициента запаса, названного здесь «характеристикой безопасности»

$$\gamma = \frac{-1}{\sqrt{A_r^2 + A_q^2}}, \quad (2)$$

где  $\gamma$  – коэффициент запаса, представляющий отношение средней ожидаемой несущей способности к средним ожидаемым рабочим напряжениям;  $A_q$  – коэффициент изменчивости нагрузки (отношение стандарта нагрузки к ее среднему значению);  $A_r$  – коэффициент изменчивости несущей способности;  $R$  – характеристика безопасности (коэффициент, зависящий от вероятности разрушения и назначаемый в зависимости от последствий возможного разрушения).

В тексте работы есть замечание, без ссылки на публикацию, о том, что формула (2) была получена автором еще в 1947 г.

Позже этот подход в западной литературе был назван «метод второго момента» (*second-moment method*) [35] и стал основой проектирования конструкций заданной надежности.

Работа А.Р. Ржаницына 1952 г. практически осталась неизвестной. Только в 1957 г. она была переведена на английский язык и опубликована в изданиях Канадского исследовательского института в Оттаве. Ссылка на эту работу встречается в известной монографии Р.Е. Мельчерса [50].

Пятидесятые – начало шестидесятых прошлого века были годами бурного развития во всем мире нового направления в прикладной математике и инженерии – теории надежности, использующей фундаментальные принципы теории вероятностей и математической статистики, теории случайных функций. С тех пор исследования надежности развились в мощную прикладную математическую дисциплину, появилось новое понятие – «надёжностное проектирование».

Было положено начало новым фундаментальным исследованиям в теории вероятностей. Выдающийся русский математик Б.В. Гнеденко нашел три класса предельных распределений [7, 8, 42], что, надо полагать, стало первым шагом в развитии теории надежности.

К этому времени, по мнению В.В. Болотина [4], проявилось более глубокое понимание принципов теории надежности и переход «от элементарных методов теории вероятностей к методам теории случайных функций». Три взаимосвязанные научные идеи легли в основу нового направления:

- внешние воздействия на конструкцию и ее поведение в процессе эксплуатации суть *случайные процессы*, протекающие во времени;
- надежность отождествляется с вероятностью нахождения параметров конструкции в некоторой допустимой области, выброс параметров из этой области трактуется как отказ;
- отказ конструкции является следствием постепенного накопления повреждений.

Эти принципы в полной мере нашли свое воплощение в фундаментальных исследовани-

ях В.В. Болотина, относящиеся к 1960–1970 гг. и опубликованных в монографиях [5, 6, 4].

В 1978 г. публикуется монография А.Р. Ржаницына [25], в которой систематично изложены многолетние исследования автора, представляющие теоретический аппарат расчета строительных конструкций на надежность и явившиеся базисом всех строительных норм бывшего Советского Союза. В 1982 г. А.Р. Ржаницын издал учебник курса строительной механики [24], в котором большой раздел посвящен методологии расчета строительных конструкций на надежность. В строительных вузах был введен обязательный курс теории надежности.

В это же время проводятся и публикуются результаты исследований по теории случайных процессов [13, 19, 26], открывающие новые пути становления теории надежности.

Среди прикладных исследований надежности в проектировании строительных конструкций наиболее известны монографии В. Райзера [20], Чиркова В.П. [30].

Упомянутые монографии В.В. Болотина и А.Р. Ржаницына в семидесятых годах были переведены на английский язык и стали «катализатором» бурного развития теории надежности в Европе и в Америке. Начало этого периода в западной литературе связывают с работой К.А. Корнелла [35].

Вот как описывает этот период Р.Е. Мельчерс в своей монографии [50]: «В силу ему присущей простоты, так называемый «метод второго момента» становится весьма популярным благодаря ранним работам Маера (1926) [48], Фрейденталя (1956) [41], А.Р. Ржаницына (1957) [53] и Баслера [31]. Однако понадобилось время до конца 1960-х годов чтобы оценить и принять идеи метода, изложенного в обобщенной форме в работе Корнелла 1969 г. [35]».

Эта работа считается основополагающей в современной теории надежности строительных конструкций. В ней центральная идея концепции безопасности сооружения А.Р. Ржаницына (1), (2) представлена с широкими обобщениями. Учитывая, что переменные  $R$  и  $E$  имеют общую размерность, решение проблемы (1) формулируется как поиск вероятности разрушения элемента выраженной известным интегралом – сверткой в функции одной переменной  $X$ :

$$p_f = P(R - E < 0) = \int_{-\infty}^{\infty} F_R(x) f_E(x) dx, \quad (3)$$

где  $F_R(x)$  – интегральная функция распределения обобщенного сопротивления элемента  $R$ ;  $f_E(x)$  – функция плотности распределения обобщенной нагрузки  $E$ .

Интеграл (3) в случае нормального закона распределения имеет аналитическое выражение

$$p_f = P(R - E < 0) = P(Z < 0) = \frac{0 - \mu_Z}{Z}, \quad (4)$$

где  $p_f$  – вероятность отказа;  $\mu_Z$  – среднее значение резерва прочности  $Z$ ;  $Z$  – среднеквадратическое отклонение  $Z$  (первые моменты распределения – математическое ожидание и стандарт);  $\phi$  – нормальная функция распределения (рис. 1).

Параметр – отношение среднего значения резерва прочности  $\mu_Z$  к среднеквадратическому отклонению  $Z$  в (4) – назван К.А. Корнеллом «индекс безопасности» («*safety index*») и обозначен символом  $\beta$ :

$$\beta = \mu_Z / Z. \quad (5)$$

Заменив в (5)  $\mu_Z$  и  $Z$  их значениями, выраженными через переменные  $R$  и  $E$ ,

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_E; \quad (6a)$$

$$Z = \left( \sigma_R^2 + \sigma_E^2 \right)^{0,5} \quad (6b)$$

и подставив в (4), получим:

$$p_f = \frac{-\left(\mu_R - \mu_E\right)}{\left(\sigma_R^2 + \sigma_E^2\right)^{0,5}} = -\beta. \quad (7)$$

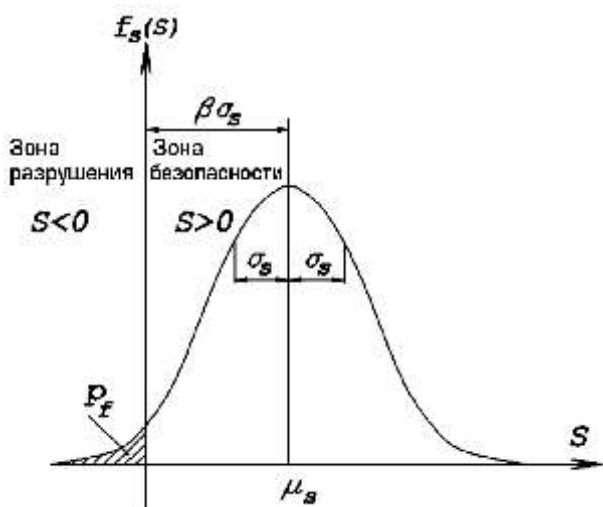


Рис. 1. Функция распределения резерва прочности  $Z$

Здесь выражение характеристики безопасности (7) совпадает с формулой А.Р. Ржаницына (2), если числитель и знаменатель в (7) разделить на  $\mu_E$ .

Используя определение характеристики безопасности по (7), можно получить формулы для других законов распределения. Так, в случае логнормального закона формула имеет вид

$$LN = \frac{\ln \frac{\mu_R}{\mu_E} [(1 + V_E^2)/(1 + V_R^2)]^{1/2}}{\{\ln[(1 + V_R^2)(1 + V_E^2)]\}^{1/2}}, \quad (8)$$

где  $V_R, V_E$  – коэффициенты вариации обобщенных сопротивлений  $R$  и нагрузки  $E$  соответственно.

Заметим, что при ограничениях  $V_R < 0,3$  и  $V_E < 0,3$  характеристика безопасности  $LN$  (8) определяется простой приближенной зависимостью

$$LN = \frac{\ln(\mu_R/\mu_E)}{\sqrt{V_R^2 + V_E^2}}. \quad (9)$$

В работе К.А. Корнелла [35] простая модель надежности, в которой рассматриваются две случайные величины  $R$  и  $E$  с заданным законом распределения, обобщается на случай  $n$  величин.

В обобщенной модели рассматривается  $n$ -мерный вектор случайных переменных, которыми описывается задача. В координатах  $ROE$  (рис. 1, 2) вводится линейная функция граничного состояния (резерв прочности в терминологии А.Р. Ржаницына), разделяющая координатную

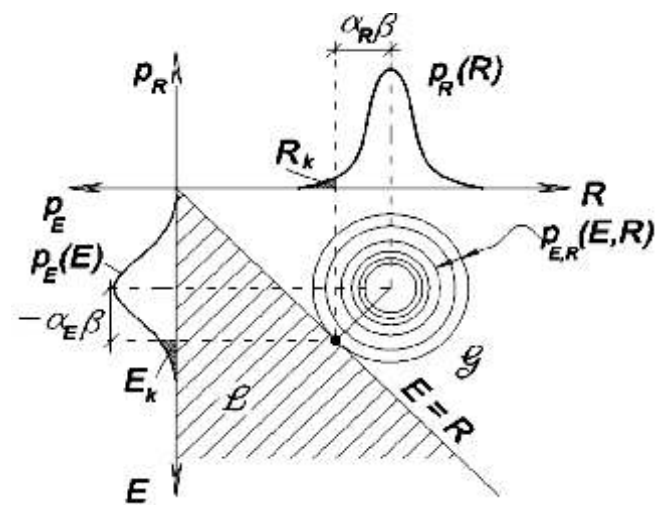


Рис. 2. Геометрическая интерпретация характеристики безопасности

плоскость на две зоны – безопасную и разрушения:

$$G(X) = a_0 + a_1X_1 + a_2X_2 + \dots + a_nX_n, \quad (10)$$

где  $X = [X_1, X_2, \dots, X_n]^T$  –  $n$ -мерный вектор независимых случайных переменных – топологических, механических параметров элемента и параметров нагрузки;  $a_{i-1}$  – константы.

Функция граничного состояния принимает значения:

- $G(x) > 0$  – в области, где не будет достигнуто граничное состояние (рис. 1);
- $G(x) = 0$  – на границе двух областей;
- $G(x) < 0$  – в области, где превышено граничное состояние.

(Здесь  $X = x$  – вектор случайных переменных, соответствующих проектной точке).

Модель оценки надежности (7) получила элегантную геометрическую интерпретацию: в координатной плоскости обобщенных случайных переменных – сопротивления элемента  $R$  и нагрузки  $E$  (см. рисунок 2).

В этих координатах характеристика безопасности представляет собой кратчайшее расстояние от начала координат до проектной точки, лежащей на кривой контура плотности распределения (в случае нормального распределения – это окружность).

Из геометрических соображений следует, что длина перпендикуляра из центра круга на предельную прямую (см. рисунки 1, 2) равна характеристике безопасности. Точку  $A$  пересечения перпендикуляра с предельной прямой  $G(R = E) = 0$  называют проектной точкой. Ее координаты  $r_d, q_d$  суть проектные значения случайных переменных

$$r_d = R; \quad q_d = -E; \quad (11)$$

$$R = \frac{R}{\sqrt{\frac{2}{R} + \frac{2}{Q}}}; \quad Q = \frac{-Q}{\sqrt{\frac{2}{R} + \frac{2}{Q}}}, \quad (12)$$

где  $R, Q$  – направляющие косинусы нормали  $OA$ .

Модель оценки надежности в формуле К.А. Корнелла сегодня стала признанным инструментом управления надежностью проектируемых конструкций не только в странах Европы в рамках Еврокода, но и во всем мире. Его обобщения [35] послужили базой для дальнейшего развития метода в работах П. Тофт-Кристенсена,

М.И. Бейкера [59] и О. Дитлевсена [36, 37], представивших концепцию определения характеристики безопасности в самом общем случае – произвольной функции распределения и нелинейной функции граничного состояния.

В 1974 г. А.М. Хасофер и Н.К. Линд в работе [43] ввели безразмерную функцию граничного состояния и, используя уравнения П. Тофт-Кристенсена и М.И. Бейкера [59] для определения расстояния до граничной криволинейной функции, предложили способ линейзации проблемы.

К 90-м годам сложилась четкая математическая трактовка методов оценки надежности. К этому времени относятся работы О. Дитлевсена [36, 37], Д. Венциано [61, 62], обобщающие характеристику безопасности как геометрическую величину при произвольной функции граничного состояния и произвольном законе распределения. Публикуются монографии, систематично излагающие исследования в теории надежности последних 20 лет [1, 37, 47, 50, 57, 59, 60].

Особую страницу в истории развития теории надежности занимает проблема надежности в функции времени. Уже в 70-х годах В.В. Болотин в своих публикациях [6, 4] дает решения задач строительной механики методами теории случайных функций. Позже, в 80-х годах, появляется большое количество работ по проблеме надежности в терминах стохастической задачи (*time-variant*), т.е. в функции времени,

$$p_f(t) = P[R(t) - E(t) > 0]. \quad (13)$$

Тогда резерв прочности, соответствующий постановке проблемы (11), записывается также в функции времени:

$$Z(t) = R(t) - E(t). \quad (14)$$

Аналитические решения проблемы (13), (14) весьма сложны и малодоступны для практического применения в строительном проектировании. Многие известные современные аналитические решения проблемы достаточно подробно представлены в монографиях В.В. Болотина [3] и Р.Е. Мельчера [50].

Весомой альтернативой аналитическим моделям стали в последние 30–40 лет феноменологические стохастические модели, описывающие накопление повреждений как процесс, эволюция которого во времени определяется вероятностными законами марковских цепей.

За более чем 100 лет, прошедшие со времени опубликования стохастической теории академика Российской академии наук А.А. Маркова, теория интенсивно развивалась во всем мире и стала базой не только для моделей накопления повреждений, но и во всех отраслях знаний – от управления экономикой до медицинских прогнозов. Сейчас многие исследователи склоняются к мысли, что именно марковские стохастические модели и есть наиболее перспективным, универсальным интегральным аппаратом описания надежности элементов в функции времени.

Такой подход к оценке надежности прослеживался уже в первых публикациях монографии В.В. Болотина 1971 г. [5]. Однако широкое применение марковских моделей накопления повреждений началось в 80-е годы, особенно после появления в 1985 г. монографии Дж. Богданоффа и Ф. Козина [32, 2], в которой дано систематическое описание феноменологических моделей деградации с помощью стохастических процессов марковского типа (Джон Богданофф – профессор авиации и аэронавтики университета Пердью, Фрэнк Козин – профессор системотехники Нью-Йоркского политехнического института).

В предисловии к монографии на русском языке [2] авторы пишут: «Сейчас мы убеждены, что полная и непротиворечивая структура этих моделей поразительно богата, а область применения при изучении феноменологии накопления повреждений весьма обширна. Эти модели позволяют успешно описывать и анализировать многочисленные опытные данные о долговечности в условиях усталости, износа и роста усталостных трещин».

Действительно, сегодня марковские феноменологические модели накопления повреждений доминируют в научных исследованиях, проектировании и эксплуатации строительных объектов. Библиография публикаций только на английском языке к началу 2015 г. составляла не менее 380 тысяч.

Существенный вклад в систематизацию, обобщение и практическое приложение исследований в теории надежности внесла большая группа ученых, работающих под эгидой Объединённого комитета безопасности конструкций – JCSS (Joint Committee on Structural Safety).

Комитет был создан в 1971 г. по инициативе международных научно-исследовательских организаций в сфере строительства. Сегодня JCSS объединяет ученых 67 стран мира. Ученые, возглавлявшие комитет в разное время – Дж.Д. Соренсен [54, 55], М.Х. Фабер [39], Й. Ферри-Боржес [40], Й. Шнейдер [56, 57], Р. Раквитц [52], опубликовали большое количество монографий, ставших учебниками по надежности, безопасности, долговечности и риску в сфере строительных конструкций. Среди известных работ комитета фундаментальное теоретическое исследование «Рекомендуемая вероятностная модель» (Probabilistic Model Code) [51] и стандарт ISO 2394-1998 «Общие принципы оценки надежности строительных конструкций» [45].

Большое количество прикладных исследований было опубликовано в связи с разработкой Еврокода EN 1990:2002 [38] в 80–90 годах [31, 33, 34, 35, 36, 44]. Концепция надежности, изложенная в этих исследованиях, да и сам Еврокод стали базисом целого ряда новейших национальных нормативных документов Украины [9, 11, 12].

Говоря о прикладных исследованиях в теории надежности, нельзя не упомянуть украинскую школу. К началу нового века в Украине сложилась известная национальная научная школа. Широкой популярностью в Украине и России пользуются монографии А.В. Перельмутера [14, 16], которые переиздавались в последние годы 3–4 раза. Настольными книгами у проектировщиков стали монографии С.Ф. Пичугина и учеников его школы [17, 18, 15].

Заканчивая этот краткий обзор отметим, что к началу нового века теория надежности четко определилась как единый научный аппарат контроля и прогноза безопасного функционирования технических систем на всех этапах жизненного цикла. Применительно к строительным объектам теорию надежности можно характеризовать, прежде всего, определением термина «надежность». Существующее в теории сооружений определение, происходящее из известного стандарта ГОСТ 27751-88, было весьма расплывчатым. Определение формулировалось в терминах, которые не применяются, за исключением термина «долговечность», ни в практике проектирования, ни в строительстве или в эксплуатации.

Ныне весь мир использует достаточно четкие определения терминологии надежности в формулировке европейских ученых. Так в стандарте ISO 2394 [45] определение приведено предельно кратко: «Надежность – способность сооружения или его элемента выполнять заданные функции в течение всего проектного срока службы».

В Еврокоде EN 1990:2002 [10, 38] понятие «надежность» представлено несколько шире: «Способность сооружения или его элемента выполнять заданные функции в течение всего проектного срока службы. Надежность обычно выражается в вероятностных показателях».

*Примечание.* Надежность охватывает безопасность, эксплуатационную пригодность и долговечность конструкции».

Примечание к определению термина призвано подчеркнуть, что надежность является одновременно мерой безопасности, эксплуатационной пригодности и долговечности конструкции.

Надежность наряду со своим основным назначением – характеризовать уровень безопасности сооружения в течение жизненного цикла

– имеет и другую функцию, а именно: служит инструментом оптимизации качества проекта. Так в EN 1990:2002 находим: «Следует отметить, что значение параметра надежности является формальным или мнимым показателем вероятности разрушения. Он используется скорее как средство для развития последовательных проектных правил, чем для описания частоты разрушения конструкции».

В заключение подчеркнем, что теория надежности весьма обширна и находится в постоянном развитии. В рамках журнальной статьи невозможно осветить все ее аспекты применительно к строительным конструкциям. Представленные в обзоре модели оценки надежности в основном относятся к конструкциям простого напряженно-деформированного состояния и имеющим линейную функцию граничного состояния. Однако, заинтересованный читатель найдет в прилагаемом обширном списке литературы многие достаточно универсальные модели оценки надежности в функции времени. Особенно это относится к марковским стохастическим моделям накопления повреждений.

- 
- [1] Аугусти Г., Баратта А., Кашиати Ф. Вероятностные методы в строительном проектировании / Пер. с англ. Ю.Д.Сухова. – М.: Стройиздат, 1988.
- [2] Богданов Дж., Козин Ф. Вероятностные модели накопления повреждений. – М.: Мир, 1989.
- [3] Болотин В.В. Ресурс машин и конструкций. – М.: Машиностроение, 1984.
- [4] Болотин В.В. Статистические методы в строительной механике. Стройиздат М.: 1961
- [5] Болотин В.В. Применение методов теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. – Стройиздат М.: 1971.
- [6] Болотин В.В. Статистические методы в строительной механике. Стройиздат М.: 1965.
- [7] Гнеденко Б.В. Курс теории вероятностей. – М.: Гостехиздат, 1954.
- [8] Гнеденко Б.В., Беляев Ю.К., Соловьев А.Д. – Математические методы в теории надежности. – М.: НАУКА, 1965.
- [9] ДБН В.1.2-14-2009 Загальні принципи забезпечення надійності та безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. – Мінрегіонбуд України, К.:2009.
- [10] ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 Еврокод. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT). Мінрегіон України, К.: 2008.
- [11] ДСТУ-Н Б.В.1.2-16:2013 Визначення класу наслідків (відповідальності) об'єктів будівництва. Мінрегіон України, К.: 2013.
- [12] ДСТУ-Н Б.В.2.3-23:2013 Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів. – Мінрегіон України, К.: 2013.
- [13] Коваленко И.Н. Исследования по анализу надежности сложных систем. К.: Наукова думка – 1975.
- [14] Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / Гордеев В.Н., А.И. Лантух-Лященко, А.В. Махинько, В.А. Пашинский, А.В. Перельмутер, С.Ф. Пичугин. / Под общей ред. А.В. Перельмутера. – 4 изд. переработ. – М.: издательство СКАД СОФТ, издательство АСВ, издательство ДКМ Пресс, 2014.
- [15] Надежность стальных конструкций производственных зданий. Работа научной школы проф. Пичугина С.Ф. Полтава: ООО «АСМИ», 2010.
- [16] Перельмутер А.В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций. / Научное издание. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2007.
- [17] Пичугин С.Ф. Махинько А.В. Ветровая нагрузка на строительные конструкции (монография). – Полтава: Изд-во «АСМИ», 2005.
- [18] Пичугин С.Ф. Надежность стальных конструкций производственных зданий. [Текст]: монография – Полтава: Изд-во «АСМИ», 2009.
- [19] Пугачев В.С. Теория случайных функций. – М.: Гостехиздат, 1957.
- [20] Райзер В.Д. Теория надежности в строительном проектировании. – М.: изд-во АСВ, 1998.

- [21] Ржаницын А.Р. Применение статистических методов в расчетах сооружений на прочность и безопасность. – Строительная промышленность. № 6. – М.: 1952.
- [22] Ржаницын А.Р. Расчет сооружений с учетом пластических свойств материала. – М.: Стройвоенмориздат. – 1949.
- [23] Ржаницын А.Р. Статистический метод определения допускаемых напряжений при продольном изгибе. Научное сообщение ЦНИПС, вып. 3. – М.: Стройиздат. – 1951.
- [24] Ржаницын А.Р. Строительная механика. – М.: Высш. школа, 1982.
- [25] Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. – М.: Стройиздат. – 1978.
- [26] Свешников А.А. Прикладные методы теории случайных функций. – М.: Наука, 1968.
- [27] Стрелецкий Н.С. Об исчислении запасов прочности сооружений. Сборник трудов МИСИ, №1, 1938.
- [28] Стрелецкий Н.С. Основы статистического учета коэффициента запаса прочности сооружений. М. Стройиздат, М.: 1947.
- [29] Хоциалов Н.Ф. Запасы прочности. Строительная промышленность, №10. – М.: 1929.
- [30] Чирков В.П. Вероятностные методы расчета мостовых железобетонных конструкций. М.: Транспорт, 1980. – 133 с.
- [31] Basler, E. Untersuchungen über den Sicherheitsbegriff von Bauwerken, Schweitzer Archiv für angewandte Wissenschaft und Technik, 4, 1961.
- [32] Bogdanoff J.L., Kozin F. Probabilistic models of cumulative damage, Willey & Sons, New York, 1985.
- [33] Calgaro, J.A. Introduction aux Eurocodes – Securite des Construction et Bases de la Theorie de la Fiabilite/ Presses de l'ENPC, Paris : 1996.
- [34] CIRIA (1977). Rationalization of Safety and Serviceability Factors in Structural Codes.
- [35] Cornell, C.A. A Probability Based Structural Code, ACI-Journal No. 12, Vol. 66, 1969, p.p. 974–985.
- [36] Ditlevsen O. Generalized second moment reliability index. Journal of Structural Mechanics, 7, 1979, pp. 435–451.
- [37] Ditlevsen O., Madsen H.O. Structural Reliability Methods. – John & Wiley Sons Ltd, Chichester, 1996
- [38] EN 1990:2002 Eurocode – Basis of structural design. European Committee for Standardization. Brussels: 2003.
- [39] Faber, M.H. and Sorensen, J.D. (2003). Reliability based code calibration – The JCSS: 2003 Интернет ресурс: <http://www.jcss.byg.dtu.dk>.
- [40] Ferry-Borges, J. and Castanheira, M. «Structural Safety». – Laqboratorio Nacional de Engenharia Civil. – Lissabon: 1971
- [41] Freudenthal F.M. Safety, reliability and structural design. J. of Structural Div. Proc. ASCE, 87 ST3, 1961.
- [42] Gnedenko, B.V. (1943) Sur la distribution limit du terme maximum dune serie aleatoire. Ann. Math., №44.
- [43] Hasofer, A.M. and Lind, N.C. An Exact and Invariant First Order Reliability Format, Proc. ASCE, J. Eng.Mech. Div., 1974, pp. 111–121.
- [44] Holicky, M., Markova, J. and Sykora, M. Partial factors for assessment of existing reinforced concrete bridges. Proceedings of the 6th International Probabilistic Workshop, Darmstadt 2008.
- [45] ISO 2394: 1998. General principles on reliability for structures. 2nd ed. Geneve, Switzerland: ISO, 1998.
- [46] JCSS, «Probabilistic Model Code», The Joint Committee on Structural Safety, Geneve: 2001.
- [47] Madsen, H.O., Krenk, S. and Lind, N.C. Methods of Structural Safety, Prentice Hal, Inc. Englewood Cliffs, NJ 07632, 1986.
- [48] Mayer M. Die Sicherheit der Bauwerte und ihre Berechnung nach Granz kraften statt nach zulassigen Spannungen. Springer Verlag, Berlin, 1926
- [49] Melchers, R.E. Reliability of parallel structural systems // J. Structural Div., ASCE, 109 (11) 1983, P. 2651–2665,
- [50] Melchers, R.E. Structural Reliability Analysis and Prediction/ Second Edition. John Wiley & Sons.- New York: 1999.
- [51] Probabilistic Model Code ISBN 978-3-909386-79-6. Интернет ресурс: <http://www.jcss.byg.dtu.dk>
- [52] Rackwitz, R. Static properties of reinforcing steel. Working notes, JCSS Probabilistic Model Code. Part 3: Resistance model, 1996 <http://www.jcss.byg.dtu.dk>
- [53] Rzhazitzyan, R. (1957) It is Necessary to Improve the Standards of Building Structures, A Statistical Method of Design of Building Structures, Allan, D.E. (transl.), Technical Translation No. 1368, National Research Council of Canada, Ottawa
- [54] Sorensen, J.D. Reliability Based Optimization of Structural Systems. Proceedings of the 13th IFIP conference. V.113: 1987.
- [55] Sorensen, J.D., I.B. Kroon and M.H. Faber: Optimal Reliability-Based Code Calibration. Structural Safety, Vol. 14, 1994, pp. 197–208.
- [56] Schneider, J., Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen, Grundwissen für Ingenieure. VDF, Hochschulverlag AG and der EH Zürich: 1994.
- [57] Schneider, J., Introduction to Safety and Reliability of Structures. IABSE. – Zurich, 1997.
- [58] Stewart, M. and Melchers, R.E. «Probabilistic Risk Assessment of Engineering Systems», Chapman & Hall, 1997.
- [59] Thoft-Christensen, P. and Baker, M.J. Structural Reliability Theory and Its Applications. Springer Verlag: 1982.
- [60] Turkstra C. Theory and Structural Design. Study No. 2 : University of Waterloo, Solid Mechanics Division, Canada – 1972.
- [61] Veneziano D. Contributions to Second Moment Reliability Theory. Res. Rept. R74-33, Dept. of Civil Eng., MIT, Cambridge, USA –1974.
- [62] Veneziano D. New index of reliability // J. Engrg. Mech. Div., Proc. ASCE, N 105, -1979. P. 277-296

Надійшла 23.02.2015 р.



УДК 625.717.02

## ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ ЖОРСТКИХ АЕРОДРОМНИХ ПОКРИТТІВ У КОМП'ЮТЕРНІЙ ПРОГРАМІ «АЕРОДРОМ 380»

Запропоновано комп'ютерну програму «Аеродром 380» для проектування жорстких аеродромних покриттів на дію основних опор повітряного судна А380-800 з урахуванням як розрахункових критеріїв розтягувальних напружень на верхній та нижній поверхнях цементобетонної плити.

«Аеродром 380» software is offered for airfield rigid pavement design under impact of A380-800 main landing gears with accounting as design factors tensile bending stresses at the top and bottom of cement concrete slab.

**Ключові слова:** жорстке аеродромне покриття, повітряне судно, основна опора, коефіцієнт накопичення руйнувань від втоми.

**Р**озвиток повітряних суден цивільної авіації характеризується значним зростанням їх злітної ваги і, відповідно, навантажень на колеса шасі та збільшенням тиску у пневматиках, що призводить до необхідності збільшення загальної товщини аеродромних покриттів. Розрахункова сумарна товщина двошарових аеродромних покриттів із розділювальним прошарком між шарами, що набули найбільшого поширення, стала досягати 75 см. За наявної тенденції до збільшення навантажень на колеса основних опор літаків товщина жорстких покриттів, запроєктованих за чинними нормами, перевищить вказану величину, що призведе до збільшення матеріаломісткості та капітальних витрат на їх спорудження. Тому особливої актуальності набувають питання дослідження та вдосконалення проектування жорстких покриттів аеродромів.

Поява нових та перспективних надважких широкофюзеляжних повітряних суден із багатокілісними опорами, високим навантаженням на колеса опор та тиском у пневматиках потребує внесення відповідних змін до методики проектування монолітних цементобетонних покриттів з урахуванням характеристик нових надважких літаків.

При дії на одну цементобетонну плиту двох шестикілісних опор літака А380-800 виникає значне розтягувальне напруження на верхній поверхні плити і з'являються повздовжні тріщини в зоні між поперечними швами із штиривими з'єднаннями [1].

Товщину цементобетонної плити аеродромного покриття при дії навантаження від основних опор надважкого широкофюзеляжного літака А380-800 з використанням як розрахункових критеріїв максимальних розтягувальних напружень на нижній та верхній її поверхнях пропонується визначати під час ітераційного



**О.В. Родченко**  
доцент кафедри комп'ютерних технологій будівництва Національного авіаційного університету, к.т.н., доцент

процесу, в основу якого покладено концепцію руйнування від втоми. Руйнування від втоми цементобетонного покриття (утворення тріщини у розрахунковому перерізі плити) відбувається за умови, коли коефіцієнт накопичення руйнувань або сума пошкоджень дорівнює одиниці.

У випадку, коли не передбачається зміна товщини плити чи класу бетону, визначається прогнозований термін служби жорсткого аеродромного покриття з цементобетону як відношення допустимої кількості злітних операцій до щорічної кількості. Якщо прогнозований термін служби жорсткого аеродромного покриття визначався для двох розрахункових критеріїв, то приймається найменше значення.

Для проектування двошарових монолітних цементобетонних аеродромних покриттів на дію колісних навантажень від основних опор літака А380-800 та визначення класифікаційного числа жорсткого аеродромного покриття РСН була побудована спеціалізована комп'ютерна програма «Аеродром 380».

Комп'ютерна програма розроблена за допомогою мови програмування «Visual C++» з використанням програмного продукту «Microsoft Visual C++ 2008 Express Edition» і є самостійним програмним забезпеченням, для її функціонування не потрібні інші програмні продукти.

Середовище функціонування – операційні системи сім'ї Windows.

Програмне забезпечення не потребує спеціальної процедури установки і може бути використано на будь-якому персональному комп'ютері з наступними характеристиками:

- тактова частота процесора . . . . . 1,6 ГГц
- ОЗУ . . . . . 512 Мб
- ПЗУ . . . . . 10 Гб
- доступ до мережі Internet (не є обов'язковим).

Розроблена комп'ютерна програма дає змогу визначити товщину верхнього шару монолітних двошарових цементобетонних покриттів аеродромів та класифікаційне число PCN для запроєктованого аеродромного покриття. Всі вихідні дані вводяться безпосередньо користувачем.

За допомогою простого для розуміння інтерфейсу програмного забезпечення відбувається проектування жорсткого аеродромного покриття.

Інтерфейс комп'ютерної програми містить сім вкладок: «Довідка», «1. Карта», «2. Аеродром», «3. A380-800», «4. Покриття», «5. Розрахунок», «Допомога». Вкладка «Довідка» має шість кнопок для отримання доступу до довідкових даних (рис. 1), ознайомлення з можливостями програми та переходу на офіційну веб-сторінку літака A380-800.

Вкладки «1. Карта», «2. Аеродром», «3. A380-800» та «4. Покриття» призначені для задання вихідних даних (рис. 2).

Розглянемо ефективність роботи комп'ютерної програми для наступних вихідних даних: географічне положення 48° північної широти; аеродромне покриття магістральної руліжної доріжки – монолітне цементобетонне двошарове; клас цементобетону верхнього шару за міцністю на розтяг при згині  $B_{btb}4,4$ , товщина – 0,45 м; клас пісного бетону нижнього шару на розтяг при згині  $B_{btb}1,6$  (M100), товщина – 0,30 м; штучна основа завтовшки 0,25 м із піскоцементу (змішування в установці); ґрунт природної основи покриття – суглинок природного залягання з коефіцієнтом постелі 60 МН/м<sup>3</sup>; розрахунковий тип літака A380-800 WV008 (вага 577 т); число операцій за рік 5000. Результати розрахунку наведено на рис. 3.

Здійснено порівняння отриманих розтягвальних напружень з результатами скінченно-елементного моделювання в ПК «ЛИРА-САПР» для наведених вище вихідних даних, але на дію основних опор повітряного судна A380-800 WV000 (вага 562 т). Дослідження проведено для коефіцієнтів постелі природної ґрунтової основи 40, 50 та 60 МН/м<sup>3</sup>.



Рис. 1. Головне вікно комп'ютерної програми «Аеродром 380»



Рис. 2. Вкладка «3. A380-800»

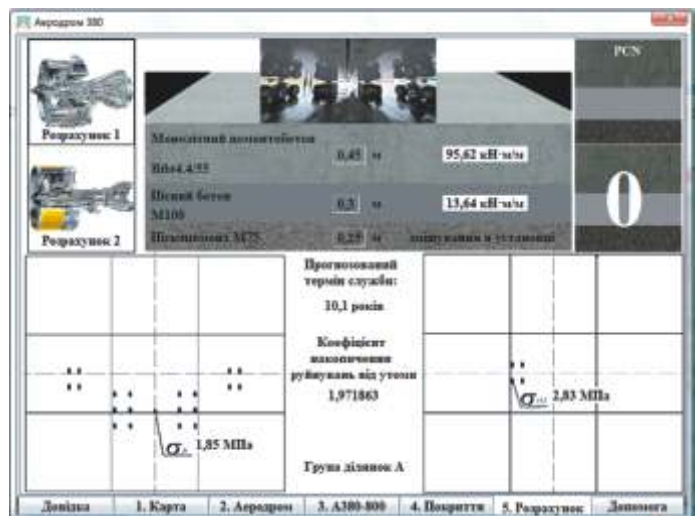


Рис. 3. Вкладка «5. Розрахунок»

У програмі «Аеродром 380» розтягувальні напруження на нижній поверхні цементобетонної плити визначаються при дії однієї чотириколісної опори повітряного судна А380-800 (див. рис. 3), а розтягувальні напруження на верхній поверхні, що виникають при дії всіх основних опор А380-800, визначаються за допомогою емпіричної формули

$$B_{sup} = H1_{sup}(0,048 \ln K_s + 0,457),$$

де  $H1_{sup}$  – розтягувальні напруження на нижній поверхні цементобетонної плити, МПа;  $K_s$  – коефіцієнт постелі природної основи, МН/м<sup>3</sup>.

Розрахунок у ПК «ЛИРА-САПР» виконано з урахуванням дії всіх основних опор повітряного судна А380-800 на двошарове жорстке аеродромне покриття (покриття магістральної руліжної доріжки завширшки 22,5 м) при розташуванні двох шестиколісних опор на одній плиті [2], що призводить до значного руйнування аеродромного покриття відповідно до результатів експериментальних досліджень, проведених на полігоні Федеральної авіаційної адміністрації (ФАА) США NARTF (National Airport Pavement Test Facility) [3, 4] і повномасштабних досліджень жорстких покриттів «A380 Pavement Experimental Program. Rigid Phase» [5], та на дію лише чотириколісної опори.

Розходження між отриманими результатами становить 0,5–2,6 % для розтягувальних напружень на верхній поверхні та 1–2,3 % для розтягувальних напружень на нижній поверхні

цементобетонної плити (табл. 1).

Також проведено порівняльний розрахунок із програмою FAARFIELD (Federal Aviation Administration Rigid and Flexible Iterative Elastic Layered Design), що відповідає новій редакції стандарту Федеральної Авіаційної Адміністрації (ФАА) США [6]. Вона враховує дію нових конфігурацій основних опор літаків та збільшення умов навантаження на покриття. Для проектування жорстких аеродромних покриттів використовується скінченно-елементна модель. До складу FAARFIELD входять дві підпрограми: LEAF та NIKE3D\_FAA, перша використовується для розрахунку нежорстких аеродромних покриттів, друга – для розрахунку тривимірної скінченно-елементної моделі жорсткого аеродромного покриття. Передача навантаження від колеса на жорстке покриття розподіляється за площею прямокутника, що забезпечує прийнятну апроксимацію передачі навантаження за площею еліпса. Властивість цементобетонної плити описується міцністю бетону на розтяг при згинанні, коефіцієнтом Пуассона та товщиною; властивості шарів штучної основи – модулем пружності, коефіцієнтом Пуассона та товщиною; властивості ґрунтової основи – модулем пружності [7].

Основні характеристики розробленої програми «Аеродром 380», програми FAARFIELD та чинної нормативної методики [8] наведено у таблиці 2.

Таблиця 1

Результати розрахунку, отримані за допомогою ПК «ЛИРА-САПР» та КП «Аеродром 380»

Коефіцієнт постелі ґрунтової основи, $K_s$ , МН/м <sup>3</sup>	Розтягувальні напруження у плиті верхнього шару (ПК «ЛИРА-САПР»)		$\frac{B}{H1}$	Розтягувальні напруження у плиті верхнього шару (програма «Аеродром 380»)		$\frac{B}{H1}$
	на верхній поверхні, $B_{sup}$ , МПа	на нижній поверхні, $B_{sup,H1}$ , МПа		на верхній поверхні, $B_{sup,B}$ , МПа	на нижній поверхні, $B_{sup,H1}$ , МПа	
40	1,92	3,04	0,63	1,97	3,11	0,63
50	1,87	2,90	0,65	1,89	2,93	0,65
60	1,83	2,79	0,65	1,82	2,79	0,65

Таблиця 2

Порівняння методик проектування жорстких аеродромних покриттів

Методика	Розрахунковий критерій – розтягувальне напруження		Розрахункова концепція	
	на нижній поверхні плити	на верхній поверхні плити	розрахункове повітряне судно	руйнування від втоми
СНиП 2.05.08-85	Так	Ні	Так	Ні
FAARFIELD	Так	Ні	Ні	Так
Аеродром 380	Так	Так	Так	Так

Проведено порівняльний розрахунок двох варіантів конструктивного рішення двошарового жорсткого аеродромного покриття:

*1-й варіант* – є аналогічним розглянутому вище і для нього порівнювалися прогнозовані терміни служби та товщина верхнього шару покриття, отримані в програмах «Аеродром 380» (два розрахункових критерії – розтягувальне напруження на нижній та верхній поверхнях плити) та FAARFIELD (розрахунковий критерій – розтягувальне напруження на нижній поверхні плити);

*2-й варіант* – географічне положення 50°23 північної широти; аеродромне покриття магістральної руліжної доріжки – монолітне цементобетонне двошарове; клас цементобетону верхнього шару за міцністю на розтяг при згині  $V_{btb}4,4$ , товщина – 0,45 м; клас пісного бетону нижнього шару на розтяг при згині  $V_{btb}1,6$  (M100), товщина – 0,30 м; штучна основа завтовшки 0,15 м із ґрунтоцементу; ґрунт природної основи покриття – суглинок природного залягання з коефіцієнтом постелі 40 МН/м<sup>3</sup>; розрахунковий тип літака А380-800 WV007 (вага 492 т); число операцій за рік 5000; порівнювалися прогнозований термін служби та товщина верхнього шару покриття, отримані в програмах «Аеродром 380» (один розрахунковий критерій – розтягувальне напруження на нижній поверхні плити) та FAARFIELD (розрахунковий критерій – розтягувальне напруження на нижній поверхні плити).

Результати розрахунку для двох варіантів двошарового жорсткого покриття наведено у таблиці 3.

Таблиця 3

**Результати розрахунку, отримані за допомогою програм FAARFIELD та «Аеродром 380»**

Прогнозований термін служби, рік		Визначення товщини цементобетонної плити, мм		
Аеродром 380	FAARFIELD	Аеродром 380	FAARFIELD	
			розрахункова	проектна
10,1	15,7	450	455,9	460
23,9	22,7	450	447,0	450

Варто зазначити, що в програмі «Аеродром 380» товщина цементобетонної плити верхнього шару аеродромного покриття визначається в межах 310–450 мм, влаштування плити завтовшки понад 450 мм є технологічно неможливим.

Товщина плити, визначена в програмі «Аеродром 380», є кратною 10 мм, а програма FAARFIELD визначає товщину з точністю до 0,1 мм, і вже інженер повинен округлити її в більшу сторону, щоб товщина плити була кратною 10 мм.

Результати розрахунку, отримані за допомогою FAARFIELD та розробленої програми «Аеродром 380», при використанні як розрахункового критерію розтягувального напруження на нижній поверхні плити майже однакові, що свідчить про достовірність запропонованої методики. При використанні як розрахункового критерію розтягувального напруження на верхній поверхні плити термін служби покриття менше, ніж при використанні як розрахункового критерію розтягувального напруження на нижній поверхні (див. табл. 3).

Виконано порівняльний розрахунок величини класифікаційного числа аеродромного покриття PCN (для наведених вище двох варіантів жорсткого аеродромного покриття) за допомогою розробленої комп'ютерної програми, програми COMFAA [9] та чинних норм [8, 10] (табл. 4).

Таблиця 4

**Результати визначення величини PCN, отримані за допомогою програм COMFAA, «Аеродром 380» та чинних норм**

Аеродром 380	Величина PCN	
	COMFAA	МОС НГЗА, СНиП 2.05.08-85
93	94,4	93
78	76,3	81

### Висновки.

1. Для врахування дії основних опор повітряних суден А380-800 на жорсткі аеродромні покриття доцільно використовувати два розрахункових критерії: максимальне розтягувальне напруження на нижній та верхній поверхнях цементобетонної плити.

2. Для проектування жорстких покриттів аеродромів на дію різних вагових варіантів (WV) повітряного судна А380-800 та визначення величини класифікаційного числа аеродромного покриття PCN розроблено комп'ютерну програму «Аеродром 380».

3. Врахування розтягувальних напружень на верхній поверхні цементобетонної плити дає змогу більш точно визначити термін служби покриття при дії навантажень від основних опор повітряного судна А380-800.

- [1] Родченко О. В. Вдосконалення проектування жорстких аеродромних покриттів на дію навантажень від опор літаків типу А380 // Будівництво України. – 2010. – № 5. – С. 40–43.
- [2] Rodchenko O. Computer technologies of finite element modeling of airfield rigid pavement // O. Rodchenko // 16th Conference of Young Scientists of Lithuania «Science – Lithuania's Future. TRANSPORT», 8th of May 2013: Proceedings. – Vilnius, 2013. – P. 65–70.
- [3] Analysis of NAPTF Traffic Test Data for the First-Year Rigid Pavement Test Items / Edward H. Guo, Gordon F. Hayhoe, David R. Brill // 2002 FAA Airport Technology Transfer Conference, Atlantic City, New Jersey, 2002. – Atlantic City, 2002. – 14 p.
- [4] Analysis of HWD Data from CC2 Traffic Tests at the National Airport Pavement Test Facility [Електронний ресурс] / Lia Ricalde // 2007 FAA Airport Technology Transfer Conference, Atlantic City, New Jersey, April, 2007. – Atlantic City, 2007. – 12 p. – Режим доступу: <http://www.airporttech.tc.faa.gov/naptf/att07/2007/Papers/PO7048%20Ricalde.pdf>
- [5] A380 Pavement Experimental Programme / Rigid Phase / C. Fabre, J. M. Balay, A. Mazars // 2004 FAA Worldwide Airport Technology Transfer Conference. Atlantic City, New Jersey, April, 2004. – Atlantic City, 2004. – 21 p.
- [6] Advisory Circular 150/5320-6E. Airport Pavement Design and Evaluation, US Department of Transportation, Federal Aviation Administration, 2009. – 124 p.
- [7] FAARFIELD – New FAA Airport Thickness Design Software [Електронний ресурс] / Izydor Kawa, David R. Brill, Gordon F. Hayhoe // 2007 FAA Worldwide Airport Technology Transfer Conference. Atlantic City, New Jersey, April, 2007. – Atlantic City, 2007. – 15 p. – Режим доступу: <http://www.airporttech.tc.faa.gov/naptf/att07/2007/Papers/PO7077%20Kawa%20et%20al.pdf>
- [8] СНиП 2.05.08-85. Аэродромы. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 59 с.
- [9] Advisory Circular 150/5335-5C. Standardized Method of Reporting Airport Pavement Strength – PCN, US Department of Transportation, Federal Aviation Administration, 2014. – 90 p.
- [10] Методика оценки соответствия нормам годности и эксплуатации в СССР ГА (МОС ИГЭА СССР), 1992. – 144 с.

Надійшла 15.12.2014 р.

## ОФІЦІЙНА ІНФОРМАЦІЯ

### В АКАДЕМІЇ БУДІВНИЦТВА УКРАЇНИ

26 лютого 2015 року відбулось засідання президії Академії будівництва України, на якому новим президентом АБУ одностайно було обрано Назаренка Івана Івановича – завідувача кафедри машин і обладнання технологічних процесів Київського національного університету будівництва та архітектури, доктора технічних наук, професора, заслуженого діяча науки і техніки України.

Віце-президентами були обрані – Беркута А.В., Агріанов В.П., Микитась М.В., Куліков П.М., Захарченко П.В., Єфимчук В.В.

Члени президії висловили щиру подяку колишньому президенту Академії будівництва України Злобіну Геннадію Карповичу, який очолював її від дня заснування та вніс значний особистий внесок у створення, становлення та розвиток Академії. Члени президії одностайно обрали Геннадія Карповича Злобіна почесним членом Академії будівництва України.

## ИСПЫТАНИЯ, ДИАГНОСТИКА И МОНИТОРИНГ ГОЛОВНЫХ ОБРАЗЦОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ОПОРНЫХ БАШЕН ВЕТРОЭЛЕКТРИЧЕСКИХ УСТАНОВОК

Рассматриваются вопросы создания информационно-измерительной системы для экспериментальных исследований, испытаний, технической диагностики и мониторинга головных образцов опорных металлических башен ветроэлектрических установок (ВЭУ) большой единичной мощности. В качестве аналога приведен разработанный автором проект оснащения оболочечной опорной башни высотой 30 м для ВЭУ с ветровой турбиной (ветрогенератором) мощностью 1250 кВт и вертикальной осью вращения.

The problems are considered concerning creation of information-measuring system for experimental research, testing, technical diagnostics and monitoring of prototypes of bearing metal towers for wind power plants (WPP) of large capacity. As an analogue developed by the author the design of equipment for supporting shell tower with a height of 30m for WPP with a wind turbine (wind-powered generator) of 1250 kW capacity and a vertical rotation axis is submitted.

**Ключевые слова:** ветроэлектрические установки, опорная башня, информационно-измерительная система.

**В**етроэлектрические установки с вертикальной осью вращения ветрогенератора по многим показателям являются наиболее перспективными для создания массовых ветроагрегатов, необходимых для удовлетворения потребности регионов в возобновляемых источниках энергии.

Металлическая опорная башня ВЭУ предназначена для монтажа и размещения в рабочем положении ветровой турбины, восприятия и передачи массовых и аэродинамических нагрузок от ветровой турбины и силового оборудования, а также для размещения опорно-трансмиссионной системы и электрического оборудования. Наиболее эффективными по металлоемкости и другим показателям являются опорные башни оболочечной листовой конструкции.

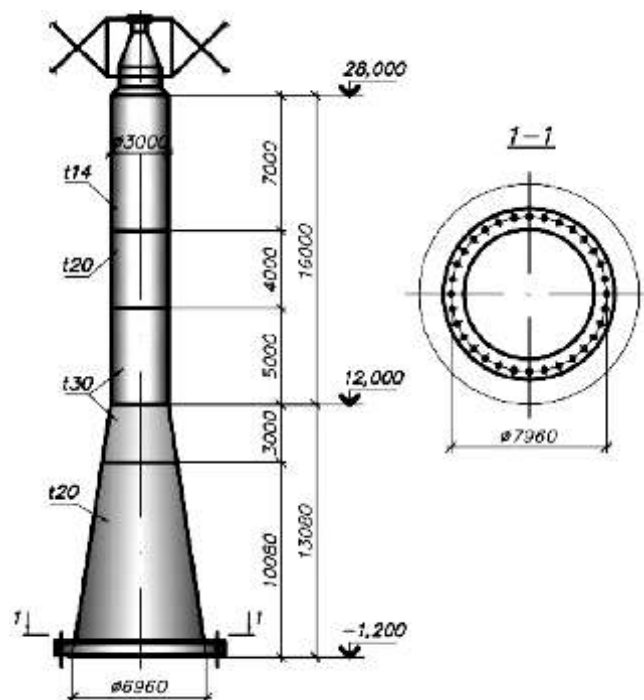


Рис. 1. Конструктивная схема опорной башни ВЭУ



**З.А. Шульман**  
технический директор  
корпорации «Промстальконструкция»,  
к.т.н., г. Днепропетровск

Рассматриваемая опорная башня представляет собой комбинированную оболочечную конструкцию, состоящую из нижней конической оболочки и соосной с ней верхней цилиндрической оболочки. Толщина оболочки от 14 до 30 мм (рис. 1). С помощью опорного фланца башня опирается на фундамент и крепится к нему 32 анкерными болтами М90. На верхнем торце башни предусмотрен фланец для опирания и закрепления ветровой турбины. В нижней части башни выполнен проем 2,5×2,5 м для монтажа и обслуживания оборудования. Внутри башни предусмотрены опорные конструкции для генератора и мультипликатора, площадки для обслуживания оборудования и лестницы-стремянки.

Эксплуатационная надежность опорной башни определяется следующими факторами: выбором конструктивной схемы; назначением марки стали и уровня допускаемых напряжений; расчетом на прочность, устойчивость и выносливость, учитывающим все действующие нагрузки и воздействия и их возможные сочетания; назначением жесткости конструкции, при которой исключается возможность возникновения резонанса; контролем напряженного состояния и динамических характеристик башни в процессе эксплуатации.

Основные расчетные параметры башни: высота 28 м; вес металлоконструкций 76 т; частота первого тона свободных колебаний 2,52 Гц.

Специфические данные силовых динамических нагрузок:

1. Изменение нагрузки в цикле – синусоидальное. Минимальная нагрузка в цикле составляет 5 кН от максимальной.

2. Приведенные нагрузки не учитывают инерционных сил, вызванных колебаниями башни.

3. Повторяемость различных уровней силовых факторов принята по таблице 1.

Таблица 1

Уровень	0,7А <sub>макс</sub>	0,8А <sub>макс</sub>	0,9А <sub>макс</sub>	А <sub>макс</sub>
Повторяемость	$96 \cdot 10^6$	$66 \cdot 10^6$	$27 \cdot 10^6$	$4,5 \cdot 10^6$

Проект оснащения башни информационно-измерительной системой (ИИС) выполняется в составе рабочей документации на строительство опорной части ВЭУ (стадия КМ) на базе действующей в Украине нормативно-технической и методической документации и включает следующие разделы:

- программу натурных испытаний и диагностики головного образца опорной башни ВЭУ;
- систему контрольно-диагностических измерений и мониторинга технического состояния металлоконструкций опорной части ВЭУ.

Ниже приведены основные положения программы и технические решения по оснащению ВЭУ контрольно-измерительной аппаратурой для создания ИИС.

**Программа натурных испытаний.** Цель натурных испытаний (далее испытаний) ВЭУ – получение экспериментальной информации о динамическом поведении строительных опорных конструкций (опорная башня и фундамент) при различных режимах работы ветроагрегата для подтверждения и уточнения предпосылок, определяющих характеристики системы диагностики.

По результатам испытаний ставится задача получить:

- общие характеристики процессов вибрации при различных (переходных и установившихся) режимах работы ВЭУ, необходимых для классификации процессов;
- частотный состав процессов вибрации;
- статистические характеристики процессов в диапазоне частот 0,3–70 Гц;

- две-три модальные частоты опорной башни;
- диапазон изменения напряжений в характерном сечении опорной башни при различных режимах работы ВЭУ;
- логарифмические декременты колебаний.

Для экспериментального определения собственных частот и декрементов двух-трех первых форм колебаний ВЭУ планируется проведение двух серий экспериментов.

*Первая серия экспериментов* состоит в измерении колебаний конструкции ВЭУ в ветровом потоке с отключенными энергетическими агрегатами. Ожидаемый результат – спектр частот двух-трех первых форм собственных колебаний (модальных частот) и оценка логарифмических декрементов колебаний.

Во *второй серии* измеряются колебания ВЭУ при кинематическом возбуждении. Метод возбуждения колебаний – разрыв калиброванного образца, закрепленного в точках, определенных расчетом.

Принципиальная схема возбуждения колебаний приведена на рис. 2.

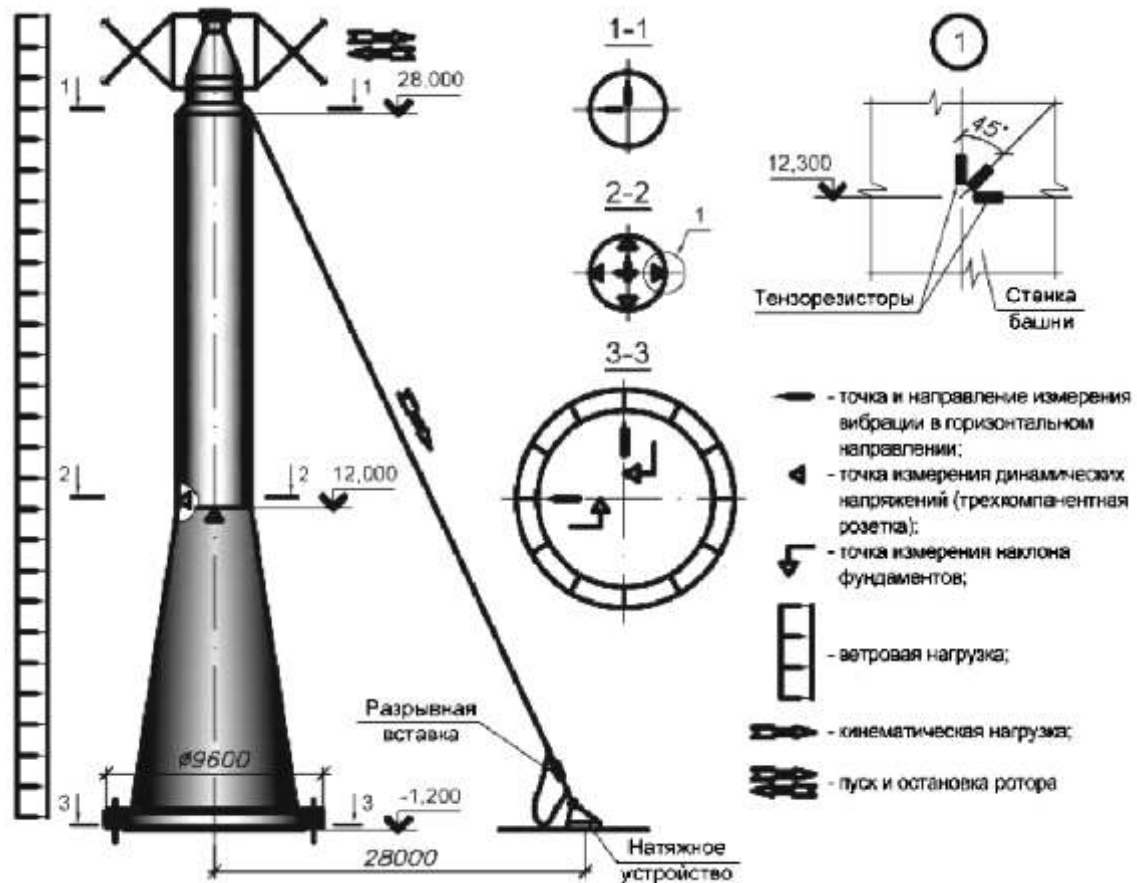
В результате эксперимента ожидается получение двух первых модальных частот и соответствующих уточненных значений модульных затуханий.

*Следующая (третья) серия экспериментов* имеет целью определение динамических параметров строительных конструкций башни в переходных (пуск, остановка) и установившихся рабочих режимах работы ВЭУ.

В этих экспериментах ожидается получение информации о спектре частот и распределении энергии по частотам колебаний, возникающих в опорной конструкции и фундаментах при различных режимах работы ветроагрегата, уровне динамических напряжений в отдельных узлах и элементах опорной части ВЭУ, общих характеристиках процессов вибрации.

*Четвертая серия экспериментов* проводится при установочном режиме работы ветроагрегата. Задача этой серии экспериментов – изучение поведения сооружения при различных скоростях вращения ротора.

Получение информации по результатам измерений третьей и четвертой серий экспериментов осуществляется путем накопления статистических данных о напряженно-деформированном состоянии металлоконструкций башни и динамических параметрах ее работы.



Режим работы ВЗУ	Вид воздействия	Измеряемые величины	Кол-во первичных преобразователей	Тип регистратора	Продолжительность цикла измерений, мин	Кол-во циклов измерений	Способ регистрации
I серия экспериментов							
Нерабочий	Ветровое	1. Параметры ветрового воздействия	2	Анеморумбометр	30	15	Аналоговый, дискретный
		2. Параметры колебаний опорной башни	6	Вибродатчик	30		Аналоговый
		3. Фибровые напряжения в сечении опорной башни	12	Тензорезистор	5		Дискретный
II серия экспериментов							
Нерабочий	Кинематическое	1. Параметры колебаний опорной башни	6	Вибродатчик	До затухания колебаний от кинематического воздействия	6	Аналоговый
		2. Фибровые напряжения в сечении опорной башни	12	Тензорезистор			Дискретный
III серия экспериментов							
Переходный	Пуск, Остановка	1. Параметры ветрового воздействия	1	Анеморумбометр	От пуска до выхода на установленный рабочий режим	5	Аналоговый
		2. Параметры колебаний опорной башни	6	Вибродатчик			
		3. Фибровые напряжения в сечении опорной башни	12	Тензорезистор	От начала торможения до полной остановки		Дискретный
IV серия экспериментов							
Рабочий (установочный)	Ветровое и от вращения ротора	1. Параметры ветрового воздействия	1	Анеморумбометр	15	до 10	Аналоговый, дискретный
		2. Параметры колебаний опорной башни	6	Вибродатчик			Аналоговый
		3. Фибровые напряжения в сечении опорной башни	12	Тензорезистор			Дискретный

Рис. 2. Программа проведения экспериментальных работ



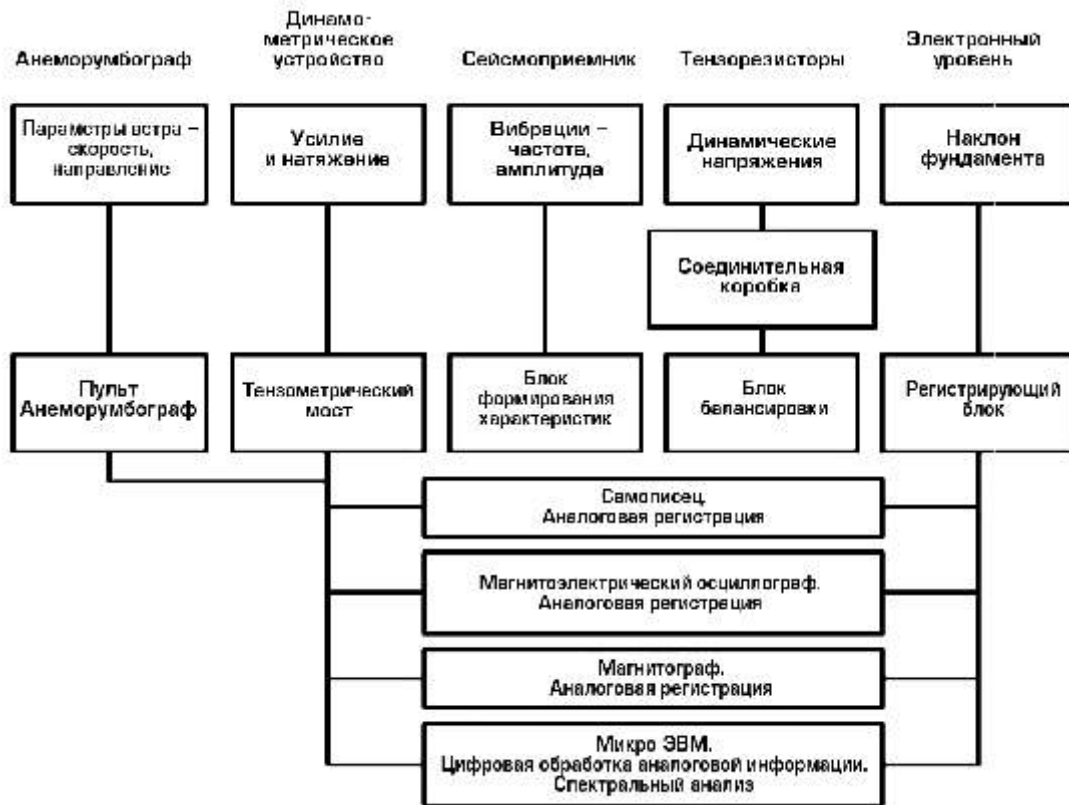


Рис. 3. Структурная схема измерений при проведении испытаний

Схемы и характер приложения нагрузок и воздействий, расположение точек измерений и продолжительность регистрации исследуемых процессов приведены на рис. 2. Структурная схема измерений приведена на рис. 3.

**Техническая диагностика. Общие критерии построения системы.** Система диагностического контроля и диагностики (далее система диагностики) технического состояния опорных строительных конструкций ВЭУ (опорная башня и фундамент) предназначена для выявления возможных повреждений конструкций в процессе эксплуатации и накопления статистических данных об изменении напряженного состояния и параметров колебаний опорной башни с целью предотвращения серьезных повреждений конструкций и оценки ее усталостного ресурса.

Исходя из расчетно-теоретических предпосылок и результатов испытаний в качестве информативных параметров, характеризующих состояние опорных строительных конструкций, определяются: динамические напряжения в опорной башне; вибрация опорной башни; вибрация фундамента; осадка и крен фундамента.

Значения информативных параметров определяются в точках сбора информации (ТСИ), представленных на рис. 4. Количество ТСИ назначается из условия минимальной достаточности для контроля за состоянием конструкций.

На фундаменте и опорной башне количество ТСИ выбирается в предположении идентичности характера их колебаний и уточняется по результатам испытаний ВЭУ. ТСИ располагаются в местах ожидаемых наибольших значений информативных параметров в двух ортогональных плоскостях, одна из которых ориентируется по преимущественному направлению розы ветров района строительства ВЭУ.

При выборе разрешающей способности датчиков и диапазона измерений, периодичности, длительности и одновременности опроса датчиков в качестве исходных для системы диагностики принимаются следующие предпосылки:

- Вибрации строительных конструкций при установившемся режиме работы ВЭУ обладают свойствами стационарности.
- Наличие корреляционной зависимости между вибрацией опорных строительных конструкций и внешними воздействиями.

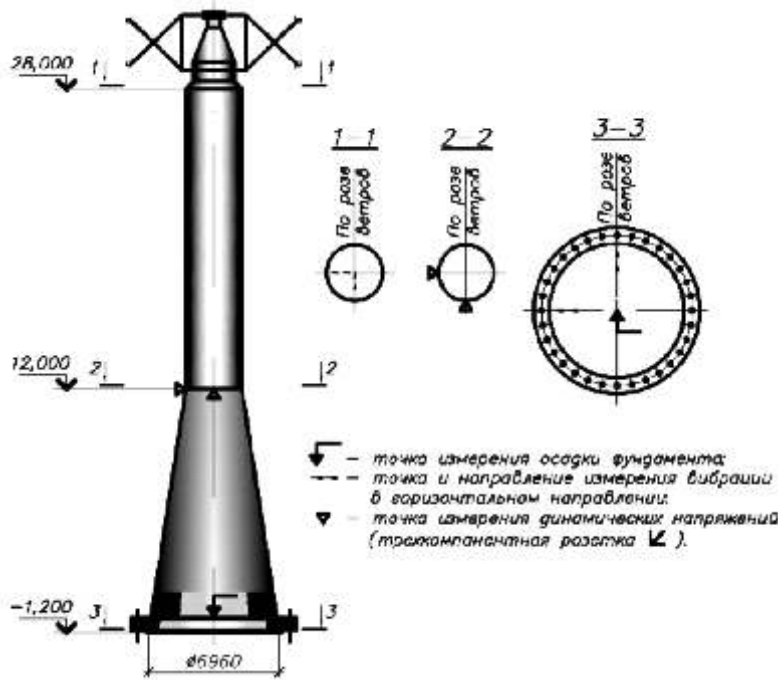


Рис. 4. Дислокация мест сбора информации при технической диагностике ВЭУ

- Напряжения в конструкции башни не превышают  $R_y = 220$  МПа.
- Состояние конструкций определяется частотами, которые находятся в диапазоне:
  - от воздействий вращающегося ротора  $f_1 = 0,2-1,8$  Гц;
  - собственных колебаний опорной башни по первой форме  $f_2 = 2,5$  Гц.
- Диапазон анализируемых частот составляет примерно 200 % диапазона частот, определяющих динамическое состояние ВЭУ – 0,2–5 Гц.
- Логарифмический декремент колебаний опорной башни принят равным 0,05 на основе опытных данных.
- Ожидаемые максимальные перемещения не превышают определенных расчетом значений – 100 мм.
- Нормированная среднеквадратичная ошибка оценки спектральной плотности 0,2.
- По степени ответственности, определяемой размером материального и социального ущерба, возможного при достижении конструкциями предельных состояний, в соответствии с «Правилами учета степени ответственности зданий и сооружений при проектировании конструкций» опытный образец ВЭУ может быть отнесен ко II или III классу.

- Расчетным для опорных строительных конструкций является нерабочее состояние ВЭУ при буревом ветре.

Некоторые из предпосылок обычно нуждаются в подтверждении либо уточнении, которые могут быть получены в результате испытания ВЭУ.

С учетом двух последних предпосылок сбор информации осуществляется периодически.

При сборе информации в соответствии с [1, 2, 3] продолжительность опроса датчиков принята равной: для контроля напряженного состояния в течение 3-х наибольших ожидаемых периодов – 6 с; для оценки усталостного ресурса в течение 500 наибольших ожидаемых периодов – 950 с.

Частота опроса в обоих случаях должна быть в 5–10 раз выше наибольшей учитываемой частоты и составлять  $10 \times 5 = 50$  Гц.

Технические характеристики информативных параметров системы диагностики приведены в таблице 2.

**Методы обработки и анализа исходной информации. Динамические напряжения.** В каждой точке измерений собирается информация об относительной деформации конструкций опорной башни в кольцевом ( $x$ ), меридиональном ( $y$ ) и под углом  $45^\circ$  к первым двум направлениям ( $45$ ).

Для диагностического контроля по известным зависимостям вычисляются значения нормальных кольцевых и меридиональных ( $x, y$ ), главных ( $\mu_{max}$ ), приведенных ( $\mu_{пр}$ ) и касательных ( $\mu_{max}^{min}$ ) напряжений

$$\mu_{\max}^{\min} = \frac{E}{2} \frac{x + y}{1 - \mu} \pm \frac{1}{1 + \mu} \sqrt{(x + y)^2 + [2 \mu_{45} - (x + y)]^2};$$

$$\mu_{\max} = \frac{\mu_{\max} - \mu_{\min}}{2};$$

$$x = \frac{E}{1 - \mu^2} (\mu_{x + \mu y}); \quad y = \frac{E}{1 - \mu^2} (\mu_{y + \mu x});$$

$$\mu_{пр} = \sqrt{\mu_{\max}^2 - \mu_{\max} \mu_{\min} + \mu_{\min}^2},$$

где  $\mu$  – коэффициент Пуассона;  $E$  – модуль упругости.

Таблица 2

Технические характеристики информативных параметров системы диагностики

Наименование информативного параметра	Динамические напряжения в опорном сечении башни (отм. 15.000)	Вибрация верха опорной башни (отм. 28.000)	Вибрация фундамента (отм. 0.000)	Осадка фундамента (отм. 0.000)
Измеряемая величина	Относительные деформации на базе 20 мм	Виброперемещение или виброскорость	Виброперемещение	Перемещения
<b>Диапазон измерений:</b>				
Амплитуда, мм	$10^{-3}$ е.о.д.	1–100	0,05–5	1–100
Частота, Гц	0–5	0,2–5	0,2–5	–
Чувствительность, мм	$10^{-5}$ е.о.д.	1 (0,3)	0,05	1
Частота опроса датчиков, Гц	30–50	30	30	–
Продолжительность опроса (регистрации), с	6/1000	600	600	–
Периодичность опроса (регистрации)	Через каждые 6 час при каждом пуске и остановке	По запросу оператора	По запросу оператора	1 раз в сутки
Количество синхронно опрашиваемых датчиков, шт	6/2	2	4	4
Одновременно регистрируемые параметры	Наработка до момента опроса. Количество пусков и остановок ВЭУ	Параметры ветра, температура воздуха, наличие гололеда	Параметры ветра, температура воздуха, наличие гололеда	

Значения напряжений приводятся за три периода колебаний ВЭУ и характеризуют изменение напряженного состояния опорной башни с момента эксплуатации («нулевое» состояние – нерабочее состояние ВЭУ) и сравниваются с соответствующими пороговыми значениями, полученными теоретическим или экспериментальным (при испытании ВЭУ) методами.

При превышении вычисленного по данным измерений одного из компонентов напряженного состояния порогового значения агрегат отключается оператором.

Количество отсчетов по шести каналам одного цикла измерений – 1800.

Для оценки усталостного ресурса конструкции опорной башни собирается информация в каждой точке измерений о деформациях в меридиональном направлении ( $\epsilon_y$ ).

Обработка выполняется по методике, изложенной в [3], с использованием схематизации по методу «дождя». Результатом являются статистические характеристики процесса: распределение частот повторений  $h(\epsilon_y)$  и накопленных частот повторений  $H(\epsilon_y)$ ; эмпирическая функция распределения  $F_0(\epsilon_y)$ .

Количество отсчетов по двум каналам за один цикл измерений – 95000.

*Вибрация опорной башни и фундамента.* По данным цикла измерений в каждой точке виброперемещений или виброскоростей  $[x(t)]$  вычисляются следующие статистические характеристики:

- квадрат среднего значения –  $\mu^2$ , где

$$\mu = \lim_T \frac{1}{T} \int_0^T x(t) dt;$$

- средний квадрат

$$^2 = \lim_T \frac{1}{T} \int_0^T x^2(t) dt;$$

- дисперсия

$$^2 = \lim_T \frac{1}{T} \int_0^T [x(t) - \mu]^2 dt;$$

- функция спектральной плотности

$$G_{xx} = \frac{2}{T} |x(f)|^2,$$

где  $x(f)$  – финитное преобразование Фурье функции  $x(t)$ ,

$$x(f) = \int_0^T x(t) e^{-j2ft} dt.$$

Здесь  $f$  – частота;  $j$  – мнимая единица;  $T$  – длительность реализации.

Вышеназванные характеристики позволяют оценивать общую энергию вибрации, статическую и динамическую составляющие процесса вибрации и распределение энергии по частотам.

Пороговые значения характеристик назначаются по результатам испытания ВЭУ. При отклонении фактических значений от пороговых больше допустимой величины агрегат отключается оператором.

Количество отсчетов по шести каналам при одном цикле измерений 71000.

**Осадка и крен фундамента.** По данным измерения перемещений фундамента в трех точках относительно несмещаемой точки вне фундамента (репера) вычисляется осадка  $t_\phi$  и крен фундамента  $t_1$  и  $t_2$  в двух ортогональных направлениях:

$$t_\phi = \frac{y_1^t l_2 + y_2^t l_1}{l_2 + l_1};$$

$$t_1 = \arctg \frac{y_1^t - y_2^t}{l_2 + l_1};$$

$$t_2 = \arctg \frac{y_3^t(l_2 + l_1) - y_1^t l_2 - y_2^t l_1}{l_3(l_2 + l_1)},$$

где  $y_i^t$  – перемещения точки  $i$  ( $i = 1, 2, 3$ ) фундамента в момент времени  $t$

$$y_i^t = y_p^t - y_p^o + y_i^t - y_i^o,$$

$y_p^t, y_p^o$  – отчеты по приборам, установленным на репере, в момент времени  $t$  и в начальный момент (до пуска ВЭУ в эксплуатацию);  $y_i^t, y_i^o$  – то же, в точке  $i$  фундамента;  $l_i$  – расстояние от точки измерения  $i$  до центра фундамента.

**Схема функционирования системы диагностики опорной башни.** Работа системы диагностирования реализуется функциональной схемой, представленной на рис. 5.

Датчики контроля, установленные согласно схеме, осуществляют преобразование параметров работы конструкций опорной башни (вибра-

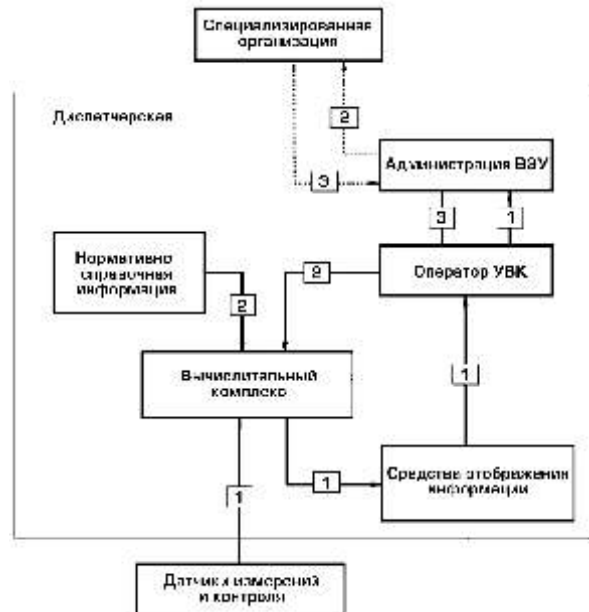


Рис. 5. Функциональная структурная схема системы диагностирования башни:

1 – информация о состоянии объекта; 2 – ввод информации; 3 – указания и расположения

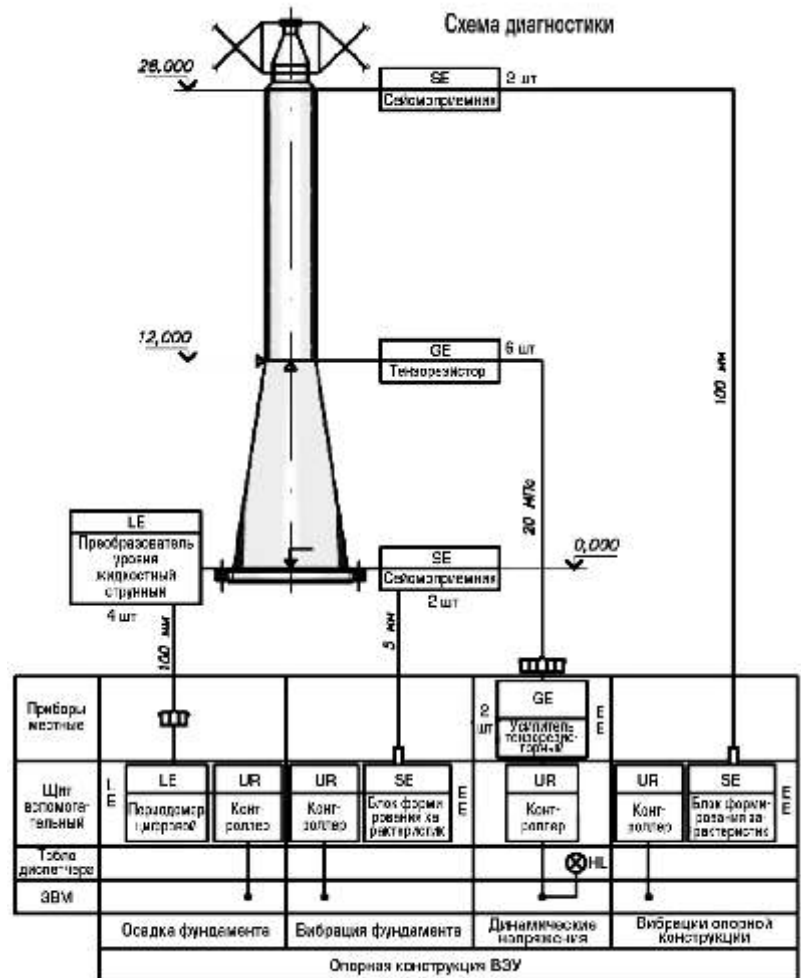


Рис. 6. Функциональная схема оснащения башни системой диагностики:

S – вибрация; G – деформация; L – уровень

Таблица 3

Продолжительность регистрации в течение эксперимента

Режим работы ВЭУ и вид воздействия	Измеряемые величины	Продолжительность регистрации измеряемых величин одного цикла измерений	Количество циклов измерений
1. Нерабочий, ветровое	1. Скорость ветра. 2. Направление ветра. 3. Амплитуды и частоты колебаний опорной башни	5 мин	До 15
2. Нерабочий, кинематическое	То же	До затухания колебаний от кинематического воздействия	До 10
3. Переходной (пуск и остановка ВЭУ)	1. Скорость ветра. 2. Направление ветра. 3. Амплитуда и частоты колебаний опорной башни и фундамента. 4. Напряжения в сечениях опорной башни	В течение длительности переходного режима	До 10
4. Рабочий установившийся режим при разных скоростях ветра	То же	В течение длительности переходного периода	До 10

ции, деформации и др.) в электрический сигнал. Информация от датчиков поступает по измерительным линиям связи на регистрирующие приборы и далее в вычислительный комплекс (см. схему диагностики, рис. 6).

Периодичность, время и последовательность опроса, объем необходимой информации, получаемой с каждого датчика, представлены в таблице 2 и таблице 3. Эти установленные требования, а также последовательность обработки, накопления, сравнение полученных данных с нормативными, способы предоставления информации оператору формализуются алгоритмом и программой.

Работа вычислительного комплекса осуществ-

ляется под руководством оператора. Данные, характеризующие работу опорной башни, регистрируются оператором, затем передаются администрации ВЭУ и далее в специализированную организацию, выполняющую научное сопровождение, испытания и экспериментальное исследование опорной башни. В случае появления дефектов или повышения измеренных параметров над предварительно заданными ВЭУ останавливается. Информация об остановке сообщается в специализированную организацию, которая определяет причины появления дефектов, разрабатывает рекомендации по их устранению и после ремонта дает разрешение на продолжение эксплуатации.

[1] Бендат Дж., Пирсол А. Измерение и анализ случайных процессов – М.: Мир, 1974. – 464 с.

[2] Бендат Дж., Пирсол А. Применение корреляционного и спектрального анализа – М.: Мир, 1983. – 312 с.

[3] ГОСТ 25-101-83. Методы схематизации случайных процессов нагружения элементов машин и конструкций и статистическое представление результатов. Из-во стандартов, 1983, – 29 с.

УДК 620.193

## ВИЗНАЧЕННЯ СТУПЕНЯ АГРЕСИВНОГО ВПЛИВУ СЕРЕДОВИЩА ЕКСПЛУАТАЦІЇ ЩОДО БЕТОНУ

Запропонований метод, який дозволяє визначити ступінь агресивного впливу на бетон агресивних компонентів середовища експлуатації, та метод визначення ступеня агресивності середовища за швидкостями деградації бетону.

We propose a method to determine the extent of aggressive effect that any proportion of aggressive components in operating environment produce on concrete as well as the method to determine aggressiveness of the environment on the rate of concrete degradation.

**Ключові слова:** ступінь агресивного впливу, середовище експлуатації.

**В**ідомо, що у процесі експлуатації бетон може піддаватись впливу декількох агресивних елементів одночасно. У ДСТУ Б В.2.6-145 викладені правила визначення ступеня агресивного впливу середовища експлуатації по відношенню до бетонів за найбільшою концентрацією лише одного агресивного чинника – корозії. Такий підхід виправданий при вирішенні задач захисту залізобетонних конструкцій, де вимагається якісна оцінка. Для визначення залишкового ресурсу та обґрунтування перепризначеного ресурсу залізобетонних конструкцій необхідно знати ступінь агресивного впливу середовища з урахуванням будь-якого сполучення агресивних речовин та їх концентрацій, навіть якщо цей показник буде дробним.

**Ступені агресивності корозійного середовища експлуатації за концентрацією агресивних речовин** визначаються наступними співвідношеннями. Для газоподібного середовища – це співвідношення 1–4; для ґрунтів, що розташовані вище рівня ґрунтових вод, – 5–12; для рідинних неорганічних середовищ і в ґрунті нижче рівня ґрунтових вод – співвідношеннями 13–18.

За формулами (1)–(4) можна визначити до якої групи агресивних газів відноситься середовище в залежності від їх концентрацій.

Прийmemo умовні позначення концентрації газів (мл/м<sup>3</sup>):

- Вуглецевий газ – В;
- Аміак – А;
- Сірковий ангідрид – СА;
- Фтористий водень – ФВ;
- Сірководень – СВ;
- Оксиди азота – ОА;
- Хлор – Х;
- Хлористий водень ХВ.

Газове середовище відноситься до групи газів (А) або має індекс агресивності (ХС0 або



**Т.І. Матченко**

провідний інженер  
ПАТ Київський науково-дослідний та  
проектно-конструкторський інститут  
«Енергопроект», к.т.н.



**П.Т. Матченко**

молодший науковий співробітник  
Державного науково-технічного  
центру з ядерної та радіаційної  
безпеки України

І 1) по відношенню до бетону за класифікацією таблиці А.4 ДСТУ Б В.2.6-145, якщо значення лівої частини рівняння (1) менше одиниці.

$$I = ((ХВ/0,05)^2 + (В/2000)^2 + (А/0,2)^2 + (СА/0,5)^2 + (ФВ/0,05)^2 + (СВ/0,01)^2 + (ОА/0,1)^2 + (Х/0,1)^2)^{0,5} \quad 1. \quad (1)$$

Індекс агресивності дорівнює  $I = I$ .

Газове середовище відноситься до групи газів (В) або ХС1 за класифікацією таблиці А.4 ДСТУ Б В.2.6-145, якщо значення лівої частини рівняння (1) менше одиниці.

$$I = ((ХВ/5)^2 + (В/2000)^2 + (А/20)^2 + (СА/10)^2 + (ФВ/5)^2 + (СВ/5)^2 + (ОА/5)^2 + (Х/1)^2)^{0,5} \quad 1. \quad (2)$$

Індекс агресивності дорівнює  $I = 1 + I$ .

Газове середовище відноситься до групи газів (С) або ХС2 за класифікацією таблиці А.4 ДСТУ Б В.2.6-145, якщо значення лівої частини рівняння (1) менше одиниці.

$$I = ((ХВ/10)^2 + (В/2000)^2 + (А/20)^2 + (СА/200)^2 + (ФВ/10)^2 + (СВ/100)^2 + (ОА/25)^2 + (Х/5)^2)^{0,5} \quad 1. \quad (3)$$

Індекс агресивності дорівнює  $I = 2 + I$ .

Газове середовище відноситься до групи газів (D) або ХС3 за класифікацією таблиці А.4 ДСТУ Б В.2.6-145, якщо значення лівої частини рівняння (1) менше одиниці.

$$I = ((XB/100)^2 + (B/2000)^2 + (A/20)^2 + (CA/1000)^2 + (\Phi B/100)^2 + (CB/100)^2 + (OA/100)^2 + (X/10)^2)^{0,5} \quad 1. \quad (4)$$

Індекс агресивності дорівнює  $I = 3 + I$ .

Показник ступеня агресивного впливу сухого ґрунту на бетонні та залізобетонні конструкції визначається за формулами (5)–(8).

Для неагресивного середовища (XD0 або  $I < 1$ )

$$I = ((SO_4^{2-}/(500 \times m \times p))^2 + (Cl^{-1}/(400 \times p))^2)^{0,5} \quad 1. \quad (5)$$

Індекс агресивності дорівнює  $I = I$ .

Для слабоагресивного середовища (XD1 або  $1 < I < 2$ ):

$$I = ((SO_4^{2-}/(1000 \times m \times p))^2 + (Cl^{-1}/(750 \times p))^2)^{0,5} \quad 1. \quad (6)$$

Індекс агресивності дорівнює  $I = 1 + I$ .

Для середньоагресивного середовища (XD2 або  $2 < I < 3$ ):

$$I = ((SO_4^{2-}/(1500 \times m \times p))^2 + (Cl^{-1}/(7500 \times p))^2)^{0,5} \quad 1. \quad (7)$$

Індекс агресивності дорівнює  $I = 2 + I$ .

Для сильноагресивного середовища (XD3 або  $3 < I < 4$ ):

$$I = ((SO_4^{2-}/(1500 \times m \times p))^2 + (Cl^{-1}/(7500 \times p))^2)^{0,5} \quad 1. \quad (8)$$

Індекс агресивності дорівнює  $I = 3 + I$ .

Значення ( $m$ ) приведені в таблиці 1 і залежать від виду цементу. Значення ( $p$ ) залежать від марки бетону за водонепроникністю ( $p = 1$  для W4;  $p = 1,3$  для W6;  $p = 1,7$  для W8).

У формулах (5)–(8) концентрація іонів  $SO_4^{2-}$  і  $Cl^{-1}$  вимірюється в мг/л.

Показники ступеня агресивного впливу ґрунту нормальної вологості і вологого ґрунту на бетонні і залізобетонні конструкції, які розташовані вище рівня ґрунтових вод, визначаються за формулами (9)–(12).

Для неагресивного середовища (XS0 або BS0 або  $I < 1$ )

$$I = ((SO_4^{2-}/(250 \times m \times p))^2 + (Cl^{-1}/(250 \times p))^2)^{0,5} \quad 1. \quad (9)$$

Індекс агресивності дорівнює  $I = I$ .

Для слабоагресивного середовища (XS1 або BS1 або  $1 < I < 2$ ):

$$I = ((SO_4^{2-}/(500 \times m \times p))^2 + (Cl^{-1}/(500 \times p))^2)^{0,5} \quad 1. \quad (10)$$

Індекс агресивності дорівнює  $I = 1 + I$ .

Для середньоагресивного середовища (XS2 або BS2 або  $2 < I < 3$ ):

$$I = ((SO_4^{2-}/(1000 \times m \times p))^2 + (Cl^{-1}/(5000 \times p))^2)^{0,5} \quad 1. \quad (11)$$

Індекс агресивності дорівнює  $I = 2 + I$ .

Для сильноагресивного середовища (XS3 або BS3 або  $3 < I < 4$ ):

$$I = ((SO_4^{2-}/(1000 \times m \times p))^2 + (Cl^{-1}/(5000 \times p))^2)^{0,5} \quad 1. \quad (12)$$

Індекс агресивності дорівнює  $I = 3 + I$ .

Таблиця 1

Значення коефіцієнтів ( $m$ ) у формулах (5)–(12)

Зона вологості	Портланд-цемент (ГОСТ 10178-76)	Портланд-цемент (ГОСТ 10176-76) зі складом $C_3S$ не більше 65%, $C_2A$ не більше 7%, $C_3A+C_4AF$ не більше 22%, і шлакопортландцемент	Сульфатостійкий цемент (ГОСТ 22266-76)	Ступінь агресивного впливу на бетонні та залізобетонні конструкції
Суха	1,0	6,0	12	Неагресивна
Суха	1,0	4,0	12	Слабоагресивна
Суха	1,0	3,4	10	Середньоагресивна
Суха	1,0	3,4	10	Сильноагресивна
Нормальна та волога	1,0	6,0	12	Неагресивна
Нормальна та волога	1,0	6,0	12	Слабоагресивна
Нормальна та волога	1,0	4,0	8,0	Середньоагресивна
Нормальна та волога	1,0	4,0	8,0	Сильноагресивна

Показники агресивності ґрунтів нижче рівня ґрунтових вод по відношенню до бетону на основі портландцементу з коефіцієнтом фільтрації ґрунту  $K_f = 0,1$  м/доб. визначається за формулами (13)–(19).

Для бетонів марки W4.

Для слабоагресивного середовища (XS1 або BS1 або  $1 < I < 2$ ):

$$I = ((pH/(6,5 \times n))^2 + (SO_4^{2-}/(500 \times m \times n))^2 + (CO_2/(25 \times n))^2 + (Mg^{+2}/(2000 \times n))^2 + (NH_4^+/500 \times n)^2 + ((Na^+ + K^+)/((60000 \times n))^2 + (Cl^{-1}/(20000 \times n))^2)^{0,5} \quad 1. \quad (13)$$

Індекс агресивності дорівнює  $I = 1 + I$ .

Для середньоагресивного середовища (XS2 або BS2 або  $2 < I < 3$ ):

$$I = ((pH/(5,0 \times n))^2 + (SO_4^{2-}/(1000 \times m \times n))^2 + (CO_2/(40 \times n))^2 + (Mg^{+2}/(3000 \times n))^2 + (NH_4^+/800 \times n)^2 + ((Na^+ + K^+)/((80000 \times n))^2 + (Cl^{-1}/(50000 \times n))^2)^{0,5} \quad 1. \quad (14)$$

Індекс агресивності дорівнює  $I = 2 + I$ .

Для сильноагресивного середовища (XS3 або BS3 або  $I > 3$ ), коли умова (14) не виконується. В формулах (13) і (14)  $SO_4^{2-}$ ,  $CO_2$ ,  $Mg^{+2}$ ,  $NH_4^+$ ,  $Na^+$ ,  $K^+$ ,  $Cl^-$  виміряються в мг/л. У формулах (13) і (14)  $n$  – це показник умов роботи в залежності від швидкості фільтрації (при  $K_f = 1$  значення  $n = 1$ , а при  $K_f < 1$   $n = 1,3$ ). За наявності в ґрунті іонів  $HCO_3^{-1}$  від 0,0 до 3,0 мл.екв./л  $m = 1$ , а при  $HCO_3^{-1}$  від 3,0 до 6,0, значення  $m$  приведені в таблиці 2. В формулах (13) і (14) оцінка агресивного впливу середовища за водневим показником (рН) не поширюється на розчини органічних кислот високої концентрації і на вуглецеву кислоту.

**Для бетонів марки W6.**

Для слабоагресивного середовища (XS1 або BS1 або  $1 < I < 2$ ):

$$I = ((pH/(5,0 \times n))^2 + (SO_4^{2-}/(650 \times m \times n))^2 + (CO_2/(40 \times n))^2 + (Mg^{+2}/(3000 \times n))^2 + (NH_4^+/800 \times n)^2 + ((Na^+ + K^+)/((80000 \times n))^2 + (Cl^-/(50000 \times n))^2)^{0,5} \quad 1. \quad (15)$$

Індекс агресивності дорівнює  $I = 1 + I$ .

Для середньоагресивного середовища (XS2 або BS2 або  $2 < I < 3$ ):

$$I = ((pH/(4,0 \times n))^2 + (SO_4^{2-}/(1300 \times m \times n))^2 + (Mg^{+2}/(4000 \times n))^2 + (NH_4^+/1000 \times n)^2 + ((Na^+ + K^+)/((100000 \times n))^2 + (Cl^-/(60000 \times n))^2)^{0,5} \quad 1. \quad (16)$$

Індекс агресивності дорівнює  $I = 2 + I$ .

**Для бетонів марки W8.**

Для слабоагресивного середовища (XS1 або BS1 або  $1 < I < 2$ ):

$$I = ((pH/(4,0 \times n))^2 + (SO_4^{2-}/(850 \times m \times n))^2 + (Mg^{+2}/(4000 \times n))^2 + (NH_4^+/1000 \times n)^2 + ((Na^+ + K^+)/((100000 \times n))^2 + (Cl^-/(60000 \times n))^2)^{0,5} \quad 1. \quad (17)$$

Індекс агресивності дорівнює  $I = 1 + I$ .

Для середньоагресивного середовища (XS2 або BS2 або  $2 < I < 3$ ):

$$I = ((pH/(3,5 \times n))^2 + (SO_4^{2-}/(1700 \times m \times n))^2 + (Mg^{+2}/(5000 \times n))^2 + (NH_4^+/1500 \times n)^2 + ((Na^+ + K^+)/((150000 \times n))^2 + (Cl^-/(70000 \times n))^2)^{0,5} \quad 1. \quad (18)$$

Індекс агресивності дорівнює  $I = 2 + I$ .

Для сильноагресивного середовища (XS3 або BS3 або  $I > 3$ ), коли умова (18) не виконується.

При оцінці ступеня впливу агресивного середовища на бетон в умовах експлуатації споруд, розташованих у слабофільтрувальних ґрунтах із  $K_f$  менше 0,1 м/добу, показник умов роботи ( $n$ ) в формулах (13)–(18) дорівнює 1,3.

Таблиця 2

**Значення коефіцієнта ( $m$ ) у формулах (13)–(18) в залежності від концентрації іонів  $HCO_3^{-1}$  в ґрунті, у мл.екв./л**

Назва цементу	Концентрація $HCO_3^{-1}$ від 0,0 до 3,0	Концентрація $HCO_3^{-1}$ від 3,0 до 6,0	Концентрація $HCO_3^{-1}$ від 6,0 і вище	Ступінь агресивності середовища
Портланд-цемент (ГОСТ 10178-76)	1,0	2,0	2,4	Слабоагресивне
	1,0	1,2	1,5	Середньоагресивне
	1,0	1,2	1,5	Сильноагресивне
Портланд-цемент (ГОСТ 10178-76) зі складом не більше 65%, не більше 7%, не більше 22%, і шлакопортландцемент	6,0	8,0	10	Слабоагресивне
	4,0	5,0	6,0	Середньоагресивне
	4,0	5,0	6,0	Сильноагресивне
Сульфатостійкий цемент (ГОСТ 22266-78)	12	16	24	Слабоагресивне
	8	12	15	Середньоагресивне
	8	12	15	Сильноагресивне

Класифікація корозійних середовищ експлуатації матеріалів будівельних конструкцій приведена в нормативних документах [1–3]. Ці документи розроблені для захисту матеріалів будівельних конструкцій від корозії. Але класифікація агресивних середовищ також використовується при визначенні технічного стану конструкцій, що експлуатуються, та їх залишкового ресурсу. Також крім корозії існують і інші процеси (механізми деградації), такі як старіння, втома, ерозія, розтріскування, повзучість матеріалу, релаксація попереднього напруження.

Для визначення довговічності, обґрунтування проектного ресурсу або перепризначеного ресурсу необхідна класифікація середовищ експлуатації (не тільки корозійних), яка ґрунтується на оцінці можливої величини деградації матеріалу конструкції протягом експлуатації. Тоді, знаючи швидкість деградації матеріалу того або іншого механізму деградації, ступінь його агресивного впливу і час його дії, можна вирахувати величину накопиченої деградації та визначити довговічність або залишковий ресурс матеріалу конструкції.



Для визначення ресурсу або залишкового ресурсу для кожного механізму деградації прийнято п'ять ступенів агресивності середовища експлуатації, яке призводить до деградації.

**Визначення ступеня агресивності середовища експлуатації за швидкістю деградації матеріалу.** У відповідності з [1–3] прийняті наступні ступені (I) агресивності середовища експлуатації на матеріали будівельних конструкцій: неагресивне середовище (0), слабоагресивне (1), середньоагресивне (2), сильноагресивне (3) та надагресивне середовище (4).

Прийнято вважати, що середньоагресивне середовище це таке, в якому на час вичерпання проектного ресурсу спорудою ( $t_p$ ) контрольований параметр якого-небудь механізму деградації матеріалу змінюється, досягаючи своїх критично допустимих значень. Матеріали будівельних конструкцій можуть змінювати значення своїх параметрів внаслідок механізмів деградації, приведених в таблицях 1–3.

Таблиця 3

Клас наслідків відповідальності	Клас відповідальності конструкції	Допустимий відсоток пошкодження [ % ]				
		Технічні стани (ДБН 362-92)				
		добрий	задовільний	незадовільний	вкрай незадовільний	аварійний
СС3	А	0–5	5–10	10–15	–	15 і більше
	Б	0–5	5–10	10–15	–	20 і більше
	В	0–5	5–15	15–25	–	25 і більше
СС2	А	0–5	5–10	10–20	–	20 і більше
	Б	0–5	5–15	15–25	–	25 і більше
	В	0–5	5–15	15–25	25–50	50 і більше
СС1	А	0–5	5–10	10–20	20–25	25 і більше
	Б	0–5	5–10	10–20	20–50	30 і більше
	В	0–5	5–15	15–25	25–75	75 і більше

Будь-який процес або механізм деградації можна вимірювати швидкістю ( $v$ ), що змінюється протягом одного року (од.вим/рік), та характеристикою матеріалу ( $M$ ). Якщо контролюється товщина стінки посудини ( $h$ ) або товщина захисного шару бетону ( $a$ ), які вимірюються в мм, тоді  $v$  вимірюється в мм/рік. Якщо контролюється міцність бетону ( $f_{ck}$ ,  $R_{b,ser}$ ), яка вимірюється в МПа, тоді  $v$  вимірюється в МПа/рік. Прийmemo умовне позначення  $\nu = 1$ , де  $\nu$  –

відносна величина деградації матеріалу, яка вимірюється в частках від одиниці. Відносна величина деградації наприкінці терміну експлуатації (проектного ресурсу) споруди не повинна перевищувати критично допустиму відносну деградацію [ 1 ], значення якої наведено в таблиці 3.

Зауважимо, що механізми деградації можуть відрізнятися за наслідками при досягненні  $\nu = 1$ . Так, наприклад, повна деградація міцності бетону може призвести до обвалення споруди, в той час, як повна деградація захисного шару бетону – тільки до початку корозії арматури.

Для розрахунку довговічності, ресурсу або залишкового ресурсу матеріалів будівельних конструкцій за визначеними ступенями агресивності середовища експлуатації необхідно знати максимальну швидкість деградації для кожного ступеня агресивності середовища експлуатації. Для цього зручно скористатися параметром деградації матеріалу  $A_s$ . Для матеріалів будівельних конструкцій, що проектуються, параметр деградації  $A_s$  характеристики ( $M$ ) матеріалу за механізмами деградації, які приведені в таблицях 1–3, визначається залежністю

$$A_s = v_{\max} \times t_p / (M \times [ 1 ]),$$

де  $t_p$  – проектний ресурс споруди або конструкції, рік;  $s$  – індекс при  $A$  ( $s = 1$  для першої групи критичних станів;  $s = 2$  для другої групи критичних станів);  $v_{\max}$  – максимально допустима швидкість деградації, од.вим/рік.

Для бетонів величина  $A_s$  вираховується за формулами:

- для оцінки деградації захисного шару бетону та інших параметрів, повна деградація яких може порушити умови нормальної експлуатації, але не може призвести до руйнування (для другої групи критичних станів)

$$A_2 = 0,0625 \times 2^{2I};$$

- для оцінки міцності або жорсткості бетону або арматури та інших параметрів, повна деградація яких може призвести до руйнування (для першої групи критичних станів),

$$A_1 = 0,015625 \times 2^{2I},$$

де  $I$  – ступінь агресивного впливу середовища експлуатації ( $I = 0; 1; 2; 3; 4$ ).

Максимально допустима швидкість деградації для другої групи критичних станів для кожного ступеня ( $I$ ) може бути розрахована за формулою

$$v_{\max} = A_2 \times M \times [ ] / t_p = 0,0625 \times 2^{2I} \times M \times [ ] / t_p,$$

а для першої групи критичних станів за формулою

$$v_{\max} = A_1 \times M \times [ ] / t_p = 0,015625 \times 2^{2I} \times M \times [ ] / t_p.$$

Такий підхід визначення залежності максимальної швидкості деградації від значення ступеня агресивності середовища (I) полягає в тому, що зі збільшенням його на цілу одиницю максимальна швидкість деградації збільшується в чотири рази. При цьому для першої групи критичних станів параметр деградації ( $A_1 = 1$ ) і  $I = 3$  (сильноагресивне середовище) виконується умова  $t = t_p$ ; для другої групи критичних станів ( $A_2 = 1$ ) і  $I = 2$  (середньоагресивне середовище) виконується умова  $t = t_p$ .

Для матеріалів будівельних конструкцій, що експлуатуються і мають накопичену деградацію ( ) за характеристикою матеріалу (M) на час експлуатації  $t_e$ , параметр деградації  $A_s$  розраховується за формулою

$$A_s = v_{\max} \times t_{zp} / (M \times ([ ] - )).$$

Для матеріалів будівельних конструкцій, що експлуатуються і мають накопичену деградацію ( ), максимально допустима швидкість деградації  $v_{\max}$  для першої групи критичних станів розраховується за формулою

$$v_{\max} = A_1 \times M \times [ ] / t_p = 0,015625 \times 2^{2I} \times M \times [ ] / t_p;$$

для другої групи критичних станів – за формулою

$$v_{\max} = A_2 \times M \times [ ] / t_p = 0,0625 \times 2^{2I} \times M \times [ ] / t_p,$$

де  $t_{zp}$  – залишковий ресурс споруди або конструкції, що експлуатується. Тобто  $t_{zp} = t_p - t_e$ .

У випадку, якщо планується перепризначення ресурсу для будівлі, що експлуатується, з урахуванням можливого відновлення, посилення, ремонту параметр деградації ( $A_s$ ) розраховується за формулою

$$A_s = v_{\max} \times t_n / (M \times ([ ]_n - )),$$

$$t_n = t_p + t_d - t_e,$$

де  $t_n$  – новий ресурс споруди (конструкції), рік;  $t_d$  – додатковий ресурс до проектного ресурсу внаслідок відновлення (ремонт), рік;  $[ ]_n$  – нове (переоцінене) значення критично допустимої деградації внаслідок відновлення (ремонт), частки від одиниці;  $_n$  – значення деградації після відновлення (ремонт), частки від одиниці.

У випадку, якщо планується перепризначення ресурсу для будівлі, що експлуатується, з урахуванням можливого відновлення макси-

мально допустима швидкість деградації  $v_{\max}$  для першої групи критичних станів розраховується за формулою

$$v_{\max} = A_1 \times M \times [ ] / t_p = 0,015625 \times 2^{2I} \times M \times ([ ]_n - ) / t_n;$$

для другої групи критичних станів – за формулою

$$v_{\max} = A_2 \times M \times [ ] / t_p = 0,0625 \times 2^{2I} \times M \times ([ ]_n - ) / t_n.$$

Для бетонів і залізобетонів відповідність параметра деградації ( $A_s$ ) будь-якого ступеня агресивності середовища проілюстрована в таблиці 4.

Таблиця 4

**Відповідність параметра деградації ( $A_s$ ) ступеня (I) агресивного впливу середовища експлуатації для бетонів і залізобетонів**

Група критичного стану	Параметр деградації	I = 0	I = 1	I = 2	I = 3	I = 4
1	A1	0,015625	0,0625	0,25	1	4
1	Діапазон зміни параметра	0–0,015625	0,015625–0,0625	0,0625–0,25	0,25–1	1–4
2	A2	0,0625	0,25	1	4	16
2	Діапазон зміни параметра	0–0,0625	0,0625–0,25	0,25–1	1–4	4–16

**Приклад 1.** Необхідно визначити максимально допустиму (граничну) швидкість карбонізації захисного шару бетону товщиною ( $a$ ) =  $M = 30$  мм для будівлі, проектний ресурс  $t_p = 50$  років при допустимому пошкодженні  $[ ] = 1$  після закінчення ресурсу. Така деградація може викликати пошкодження, які відносяться до другої групи критичних станів.

$$\text{Розрахунок: } v_{\max} = 0,625 \times 2^{2I} \times 30 \times 1/50.$$

Тоді

$$v_{\max} = 0,0375 \text{ мм/рік для } I = 0;$$

$$v_{\max} = 0,15 \text{ мм/рік для } I = 1;$$

$$v_{\max} = 0,6 \text{ мм/рік для } I = 2;$$

$$v_{\max} = 2,4 \text{ мм/рік для } I = 3;$$

$$v_{\max} = 9,6 \text{ мм/рік для } I = 4.$$

Для  $I = 2$  (середньоагресивне середовище) глибина карбонізації ( $Y$ ) після закінчення ресурсу  $t_p = 50$  буде такою, що дорівнює

$$Y = v_{\max} \times t_p = 0,6 \times 50 = 30 \text{ мм,}$$

тобто такою, що дорівнює товщині захисного шару бетону ( $a$ ) =  $M = 30$  мм. Пошкодження  $= Y/M = 1$ .

**Приклад 2.** Необхідно визначити максимально допустиму швидкість старіння бетону класу В25 або С12/15 за його нормативним опором  $R_{bn} = M = 18,5$  МПа для споруди, яка відноситься до класу наслідків СС2 для конструкцій категорії відповідальності Б, проектний ресурс якої  $t_p = 50$  років. За умови, що після закінчення проектного ресурсу допускається технічний стан – незадовільний.

Розрахунок.

У відповідності з таблицею 4 для таких умов  $[ ] = 0,25$  або 25 %. Тоді

$$v_{\max} = 0,015625 \times 2^{2I} \times R_{bn} \times [ ] / t_p .$$

Для  $I = 3$  (сильноагресивне середовище)

$$v_{\max} = 0,015625 \times 2^{2 \times 3} \times 18,5 \times 0,25 / 50 = 0,0925 \text{ МПа/рік}.$$

Після закінчення ресурсу пошкодження (деградація) міцності бетону складе

$$Y = v_{\max} \times t_p = 0,0925 \times 50 = 4,625 \text{ МПа}.$$

Відносне пошкодження

$$= Y / R_{bn} = 4,625 / 18,5 = 0,25.$$

Таким чином, виконується умова

$$= [ ] = 0,25.$$

### Висновки.

Наведені правила щодо ступеня агресивності середовища експлуатації по відношенню до бетонів і залізобетонів можуть бути використані при визначенні довговічності, ресурсу споруд, що проектуються, та залишкового ресурсу споруд, що експлуатуються.

- 
- [1] ДСТУ Б В.2.6-145:2010 Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії.
  - [2] СНиП 2.03.11-85 Защита строительных конструкций от коррозии.
  - [3] СП 28.13330.2012 Защита строительных конструкций от коррозии.

Надійшла 16.12.2014 р. 

## ОФІЦІЙНА ІНФОРМАЦІЯ

### В УКРАИНСКОМ ЦЕНТРЕ СТАЛЬНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Члены Ассоциации «Украинский центр стального строительства» на состоявшемся 25 февраля 2015 года общем собрании Ассоциации рассмотрели итоги деятельности за 2014 год, утвердили план работы на текущий год, избрали органы управления, а также приняли новых участников.

Председателем Совета Директоров УЦСС на 2015 год назначен Генеральный директор компании «Укрстальконструкция» Владимир Носов.

Назначены руководители комитетов УЦСС:

- ✓ Юрий Кунш – Комитет по кровельным и фасадным конструкциям,
- ✓ Владимир Адрианов – Комитет по нормативно-технической деятельности,
- ✓ Константин Калафат – Комитет по огнезащите стальных конструкций,
- ✓ Андрей Озейчук – Комитет по легким стальным тонкостенным конструкциям.

Приоритетными направлениями деятельности Ассоциации в 2015 году определены:

- ✓ развитие сервиса технического консалтинга,
- ✓ реализация плана мероприятий по снижению стоимости огнезащиты стальных конструкций,
- ✓ развитие программы маркетинговых коммуникаций.

В состав УЦСС были приняты новые участники: компании «MSBUD», «RAUTA Group», «Target Construction and Engineering», «Дерффер», «Европрофиль ЮА», «МаксиБуд Инжиниринг», «МеталлИнвест», «Перестройка», «Прушиньски», а также Житомирский завод ограждающих конструкций.

УДК 624.012

## МЕТОДИКА РАЙОНУВАННЯ ТЕРИТОРІЇ ЗАКАРПАТСЬКОЇ ОБЛАСТІ ЗА ЛІТНІМИ ПАРАМЕТРАМИ АТМОСФЕРНОГО ТИСКУ

На гірських територіях значення літнього атмосферного тиску зменшується зі збільшенням висоти над рівнем Балтійського моря. За висотними коефіцієнтами і коефіцієнтами баричної ступені висот визначені параметри літнього атмосферного тиску для території Закарпатської області. Вперше складена карта масштабу 1:250000 районування території регіону за літнім атмосферним тиском.

In mountainous areas the value of summer atmospheric pressure decreases with increasing height above the Baltic Sea. For high-rise coefficients and coefficients of the pressure drop rate defined parameters of summer atmospheric pressure for Transcarpathian region. First compiled map scale 1:250000 zoning area by summer atmospheric pressure.

**Ключові слова:** літній атмосферний тиск, барична ступінь висот, висотні коефіцієнти, карта районування території за літнім атмосферним тиском.

**П**овітря в кожній точці атмосфери стиснуте тиском атмосферних шарів, що лежать вище, і саме тисне на маси, що його оточують, або на поверхню Землі. Ця пружність у деякому об'ємі повітря дорівнює зовнішньому тиску на цей об'єм, і тому все це називають атмосферним тиском.

У кожній точці атмосфери [1–13] атмосферний тиск є таким, що дорівнює вазі вище розташованого стовпа повітря, що простягається до меж атмосфери. На рівні моря атмосферний тиск близький до того тиску, який має стовп ртуті заввишки в 760 мм. Атмосферний тиск, еквівалентний тиску ртутного стовпчика або «нормальному» тиску, що дорівнює силі, з якою маса в  $76 \times 13,596$  г давить на поверхню  $1 \text{ см}^2$  ( $13,596$  – питома вага ртуті при  $0^\circ$ ); в абсолютних одиницях (у системі CGS) – це буде тиск в  $1033,3 \times 980,6 = 1013250$  дн/см<sup>2</sup> (де  $980,6 \text{ см/с}^2$  – прискорення сили земного тяжіння на рівні моря під широтою  $45^\circ$ ) або, що те саме,  $101325$  барів або  $1013,25$  мілібарів ( $1 \text{ бар} = 1,05 \text{ ГПа}$ ). Атмосферний тиск зменшується з висотою за визначеним законом (основне рівняння статички, барометрична формула). На висоті біля 5 км його значення становитиме половину від атмосферного тиску біля земної поверхні. У горизонтальному напрямку атмосферний тиск розподіляється нерівномірно (баричне поле, баричні системи, центр дії атмосфери), постійно змінюється. У кожній точці атмосфери – біля земної поверхні, в більш високих шарах тропосфери і в нижній стратосфері – атмосферний тиск піддається як періодичним (добовий хід тиску), так і неперіодичним коливанням. Особливо значні останні, які пов'язані з циклічною діяльністю і характеризуються міждобовою мінливістю тиску. Крайні значення атмосферного тиску (на рівні моря)  $1080$  мб (в антициклоні над Сибіром) і  $887$  мб (у тропічному циклоні).



**Я.С. Гук**  
старший викладач кафедри  
міського будівництва і господарства  
Ужгородського національного  
університету, к.т.н.

Добовий хід атмосферного тиску – це більші або менші коливання атмосферного тиску протягом доби. Можна представити добовий хід атмосферного тиску як складову принаймні з двох взаємно накладених коливань – добового і напівдобового, причому останнє виявляється переважаючим. Максимум добового коливання на рівнинних станціях спостерігається вночі, мінімум – вдень, на підвищених станціях – навпаки.

Напівдобові коливання мають максимум приблизно незадовго (за 2 год) до полудня і до півночі, а мінімуми в проміжні терміни – ранком і після полудня. Амплітуда напівдобового коливання в тропіках біля  $2$  мм рт.ст. Амплітуда добового ходу атмосферного тиску зменшується від  $3$ – $4$  мб поблизу екватора, до десятих долей мб у помірних широтах. Малий добовий хід там звично перебивається більш значними, неперіодичними змінами і може бути розкритий тільки статично.

Причинами добового ходу атмосферного тиску є наступні:

- добовий хід температури повітря;
- власні пружні коливання атмосфери, імпульси до яких додають добові коливання температури;
- припливні хвилі в атмосфері, підсилені резонансом із власними коливаннями.

За основу обчислення параметрів літнього атмосферного тиску для проведення ізобар районування території Закарпатської області прийняті отримані дані спостережень в липні на 9-ти метеостанціях за 50 років (1955–2005 рр.), які наведені в таблиці 1.

Таблиця 1

Параметри спостережень на 9-ти метеостанціях Закарпатської обл. за атмосферним тиском у липні 1955–2005 рр.

Назва метеостанцій	Висота над рівнем Балтійського моря, м	Атмосферний тиск, ГПа
Берегово	113,0	1005,0
Ужгород	114,6	1003,0
Хуст	166,0	995,6
Великий Березний	209,0	990,5
Рахів	438,0	968,2
Міжгір'я	456,0	966,4
Нижні Ворота	500,0	962,0
Нижній Студений	615,0	950,5
Плай	1330,0	867,1

Параметри літнього атмосферного тиску [1–13] для населених пунктів, вершин і перевалів Закарпатської області обчислені за формулами висотних коефіцієнтів та коефіцієнтів баричної ступені висот за літніми параметрами атмосферного тиску, 24-х напрямків між 9-ма метеостанціями і додатково введеними в розрахунок 18-ти умовних перехідних станцій, параметри яких визначені за даними 2-х і більше напрямків між метеостанціями.

Параметри літнього атмосферного тиску обчислені:

- за висотними коефіцієнтами і формулами:

$$P_{ст.X} = P_{ст.1} + K_{H(1-2)} H_{X-1}; \quad (1)$$

$$P_{ст.X} = P_{ст.2} - K_{H(1-2)} H_{X-2}, \quad (2)$$

де  $P_{ст.X}$ ,  $P_{ст.1}$ ,  $P_{ст.2}$  – літні параметри атмосферного тиску на станціях X, 1, 2 напрямку 1–2, ГПа;  $K_{H(1-2)}$  – висотний коефіцієнт літнього атмосферного тиску напрямку 1–2, ГПа/м;

$H_{X-1} = H_X - H_1$  – різниця висот над рівнем Балтійського моря між станціями X і 1 напрямку 1–2, м;  $H_{2-X} = H_2 - H_X$  – різниця висот над рівнем Балтійського моря між станціями 2 і X, м;

$$K_{H(1-2)} = \frac{P_2 - P_1}{H_2 - H_1}, \quad (3)$$

$H_2 - H_1$  – різниця висот над рівнем Балтійського моря між станціями 2 і 1, напрямку 1–2, м;

- за коефіцієнтами баричної ступені висот для літнього атмосферного тиску і формулами:

$$P_{ст.X} = P_{ст.1} + \frac{(H_X - H_1)}{H_{напр.}} \quad (4)$$

або  $P_{ст.X} = P_{ст.2} - \frac{(H_2 - H_X)}{H_{напр.}}, \quad (5)$

де  $H_{напр.}$  – літній коефіцієнт баричної ступені висот напрямку 1–2, який визначається за формулою

$$H_{напр.} = \frac{Q}{\frac{1}{2}(P_1 + P_2)} 1 + 0,003665 \frac{t_1 + t_2}{2} \quad (6)$$

або при  $Q = 8000$

$$H_{напр.} = \frac{29,304(t_1 + t_2) + 16000}{P_1 + P_2}, \quad (7)$$

де  $Q = 8000$  – стала величина, що регулює щільність повітря і ртуті; 0,003665 – коефіцієнт розширення повітря;  $t_1$ ,  $t_2$  – середня температура липня на станціях 1, 2 напрямку 1–2, °C;  $P_1$ ,  $P_2$  – середній атмосферний тиск у липні на станціях 1, 2 напрямку 1–2, ГПа.

Зведені розрахунки літнього атмосферного тиску для 18-ти перехідних станцій і 5-ти вершин Закарпатської області наведені в таблиці 2.

За даними таблиць 1, 2 побудований графік зміни параметрів середнього літнього атмосферного тиску залежно від висоти розміщення станцій над рівнем Балтійського моря (рис. 1).

На базі формул 1–6 та 24-х напрямків між 9-ма метеостанціями і 18-ма перехідними станціями із застосуванням висотних коефіцієнтів обчислені параметри літнього атмосферного

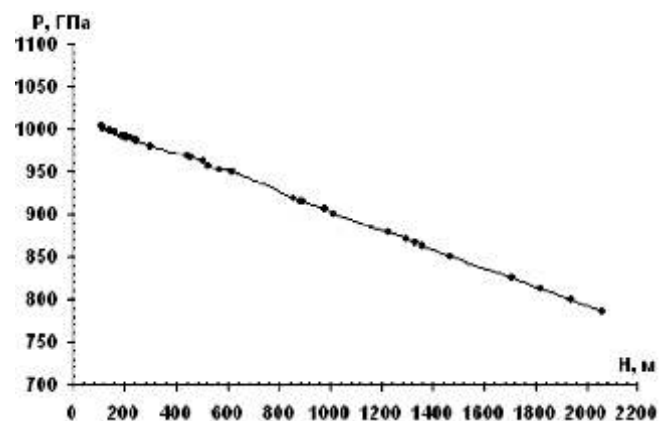


Рис. 1. Залежність зміни параметрів середнього атмосферного тиску в липні від висоти розміщення станцій над рівнем Балтійського моря

Таблиця 2

Результати обчислення параметрів літнього атмосферного тиску для 18-ти перехідних станцій та 5-ти вершин Закарпатської обл. за висотними коефіцієнтами і коефіцієнтами баричної ступені висот

Назва станцій, вершин	Висота над рівнем Балтійського моря, м	Параметри літнього атмосферного тиску		
		за висотними коефіцієнтами, ГПа	за коефіцієнтами баричної ступені висот, ГПа	середні значення, ГПа
Мукачево	116,5	1000,12	1000,10	1000,11
Перечин	142,0	997,46	997,29	997,38
Буштино	195,8	992,36	991,35	991,86
Свалява	203,5	991,45	990,49	990,97
Бедевля	225,2	989,17	988,10	988,63
Поляна	248,0	987,62	985,58	986,60
Діброва	250,0	986,48	985,37	985,25
г. Глибока	301,1	979,83	979,73	979,78
г. Свалявка	525,0	955,56	955,00	955,28
г. Чорна Гора	565,0	951,55	950,58	951,07
Ужоцький перевал	852,0	917,85	918,90	918,38
г. Дарвайка	883,0	914,38	915,45	914,92
г. Хмелів	887,0	913,93	915,03	914,48
г. Маковиця	978,0	905,48	904,98	905,23
г. Дахманів	1017,0	899,40	900,67	900,04
г. Мокра	1228,0	879,00	877,36	878,18
г. Угорська	1294,0	871,18	870,10	870,64
г. Кук	1361,0	863,58	862,70	863,14
г. Полонина Рівна	1470,0	851,09	850,74	850,91
г. Унгарська	1707,0	825,10	824,50	824,80
г. Сивуля	1818,0	812,73	812,22	812,48
г. Піп Іван	1936,0	799,20	799,20	799,40
г. Говерла	2061,0	785,17	785,40	785,29

тиску для населених пунктів, вершин і перевалів Закарпатської області, на базі яких на карті Закарпатської області масштабу 1:250000 побудовані ізобари параметрів літнього атмосферного тиску, за якими територія регіону (рис. 2) поділена на чотири райони з такими значеннями літнього атмосферного тиску:

1 район: 786 – 800 ГПа; 2 район: 800 – 900 ГПа;  
3 район: 900 – 1000 ГПа; 4 район: 1000 – 1005 ГПа.

**Висновки.** Районування території Закарпатської області за параметрами літнього атмосферного тиску проведено вперше.

Карти районування території регіону та параметрами літнього атмосферного тиску використовуються для розрахунків визначення параметрів температури, вологості, парціального тиску зовнішнього повітря, барометричного нівелювання, синоптичних прогнозів, вивчення атмосфери тощо.

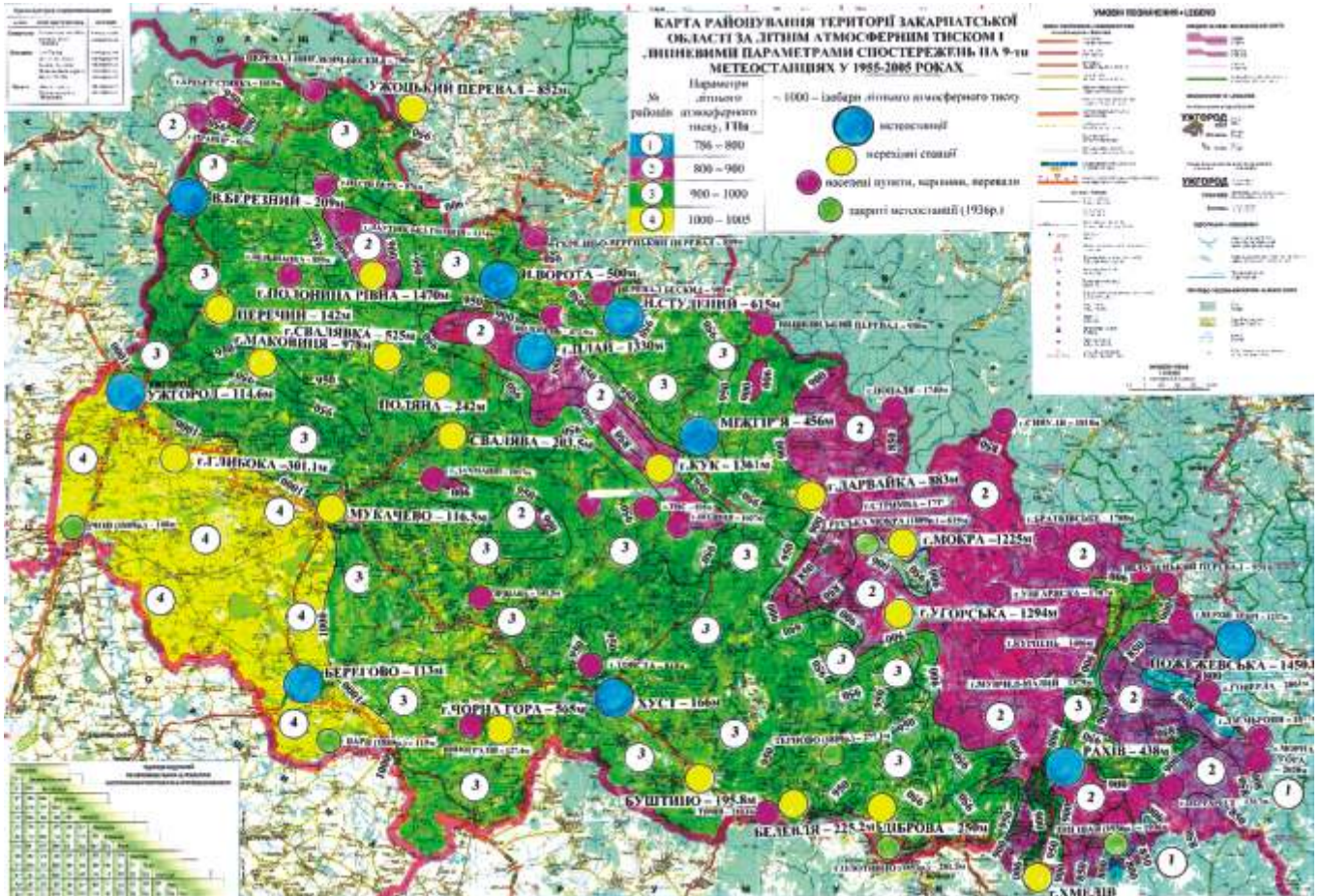


Рис. 2. Карта районування території Закарпатської області за літнім атмосферним тиском

- [1] Андреева Г.К. Некоторые вопросы построения климатических карт/Андреева Г.К., Бабиченко В.Н.. – К.: УкрНИГМИ. Вып.131. – 1974. – С. 106–116.
- [2] Бабиченко В.Н. Климат Ужгорода/Бабиченко В.Н. – Л.: Гидрометеиздат, 1991. – 190 с.
- [3] Бudyко М.И. Климат в прошлом и будущем/Бudyко М.И. – Л.: Гидрометеиздат, 1980. – 351 с.
- [4] Бучинский И.Е. Климат Украины/Бучинский И.Е. – Л.: Гидрометеиздат, 1960. – 130 с.
- [5] Гук М.І. Клімат Української РСР/Гук М.І., Половко І.К., Прихотько Г.Ф. – К.: Радянська школа, 1958. – 72 с.
- [6] Гук Я.С. Визначення рекомендованих нормативних параметрів тиску для населених пунктів, окремих вершин і перевалів Закарпатської області/Гук Я.С. – Ужгород: Науковий вісник УжНУ. Серія Фізика. Вип.19. – 2006. – С.206–208.
- [7] ДСТУ НБ В.1.1-21:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. – К.: 2010. – 55 с.
- [8] Закарпатська область. Загальногеографічна карта м-б 1:250 000/- К.: АГП, 2006. – 1 лист.
- [9] 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.
- [10] Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування ДБН В.1.2-2:2006/- К.: Мінбуд України, 2006. – 35 с.
- [11] СніП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования/- М.: Стройиздат, 1985. – 35 с.
- [12] СніП 2.01.01.82 Строительная климатология и геофизика/- М.: Стройиздат, 1983. – 136 с.
- [13] Kinash Roman Technique of Determination the Parameters of snowloads for Towns, peaks and Passes of Carnation region / Kinash R.I., Huck J.S. – Canada: Snow Engineering VI, june 1-5, 2008. – P. 121–128.

Надійшла 26.12.2013 р.

## ПОВЫШЕНИЕ ТЕХНОЛОГИЧНОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ

**В** общей стоимости изготовленной и смонтированной строительной стальной конструкции стоимость металлопроката составляет 60–70 %, поэтому применение технологичных видов проката и марок сталей ведет к снижению себестоимости конструкций. Расширение диапазона сталей, позволяющих повышать технологичность стальных конструкций не только по минимизации веса, но и по оптимизации критериев коррозионной стойкости и огнестойкости с эффективным использованием их в несущих металлических конструкциях различных зданий и сооружений, является одной из приоритетных задач, решаемых сегодня в инженерных подразделениях ООО «Метинвест».

Критерии определения целесообразности применения сталей высокой прочности по минимизации веса определяются видом силового воздействия (растяжение, сжатие, внецентренное сжатие, изгиб) и соотношением в конструкции несущих и вспомогательных (конструктивных) деталей, которые, как правило, выполняются из малоуглеродистых сталей.

Коэффициенты снижения веса определяются по известным формулам [1]:

при растяжении

$$p = \frac{F_{л3}}{F_{лз}} = \frac{R_{з3}}{R_{лз}} \frac{(p + g_{л3})}{(p + g_{з3})};$$

при сжатии

$$сж = \frac{F_{лз}}{F_{л3}} = \frac{R_{зз}}{R_{лз}} \frac{(p + g_{лз})}{(p + g_{зз})};$$

при внецентренном сжатии

$$вс = \frac{F_{лз}}{F_{л3}} = \frac{R_{зз}}{R_{лз}} \frac{вн.з}{вн.л} \frac{(p + g_{лз})}{(p + g_{зз})};$$

при изгибе

$$и = \frac{F_{лз}}{F_{л3}} = \frac{R_{зз}}{R_{лз}} \sqrt{\frac{R_{зз}^2 (p + g_{лз})}{R_{лз}^2 (p + g_{зз})}},$$

где  $F_{з3}$ ,  $F_{лз}$  – площади растянутых, сжатых, внецентренно сжатых и изгибаемых элементов из стали малоуглеродистой и стали повышенной прочности соответственно;  $з3$ ,  $лз$  – строительный коэффициент соответственно для конст-



**Е.И. Гезенцев**

начальник проектно-строительного отдела ООО «Метинвест Инжиниринг», г. Днепропетровск

рукций из малоуглеродистых и сталей повышенной прочности. Строительные коэффициенты снижают общую экономию, получаемую при применении сталей высокой прочности, поскольку вес конструктивных деталей остается практически постоянным и не зависит от прочностных показателей материала. Соотношение строительных коэффициентов может быть описано формулой  $л = 1 + \frac{-1}{з}$ , где  $т$  – теорети-

ческий коэффициент снижения веса элемента;  $p$  – нагрузка, эквивалентная нагрузкам, действующим на сооружение;  $g_{з3}$ ,  $g_{лз}$  – эквивалентные нагрузки от собственного веса конструкций из малоуглеродистой стали и стали высокой прочности.

Закон изменения коэффициента продольного изгиба в зависимости от величины  $R$  имеет вид:

$$\frac{100}{\sqrt{0,4 \frac{R_{лз}}{R_{зз}} + 1}},$$

где  $R_{з3}$ ,  $R_{лз}$  – расчетные сопротивления для сталей малоуглеродистых и сталей высокой прочности.

Установлено, что средняя экономия по весу металла в фермах, выполненных полностью из низколегированных сталей, составляет 10–12 %, в балках 12–15 %, в легких колоннах 8–10 %, в тяжелых – 18–20 % [1].

Технические характеристики рассматриваемой стали ТМСП определены ДСТУ EN 10025-4:2007 «Вироби гарячекатані з конструкційної сталі», предприятие, производящее данный высокопрочный прокат, сертифицировано (сертификат TUV NORD). С целью презентации стали S460M и ее основных показателей выполнен



тестовый расчет применительно к зданию РУ ДП № 3, проектируемому в комплексе сооружений ППО на ПАО Енакиевский металлургический завод. Это сооружение запроектировано в традиционной расчетной схеме, представляющей собой рамно-связевую этажерку с шарнирным опиранием стоек на фундаменты.

Проведено сравнение основных несущих конструкций каркаса, выполненных из составных двутавров – из сталей С245 и S460М, с расчетом в пространственной модели по программе SCAD. Результаты расчетов показали высокую степень экономии по весу основных конструкций.

**Сравнительная характеристика колонн здания РУ ДП-3, принимаемых из разных сталей**

Расчетное сопротивление		Сталь С245 $R_y = 2450 \text{ кг/см}^2$	Сталь С440 $R_y = 4400 \text{ кг/см}^2$
Коэффициент условий работы		0,95	0,95
Сечение стойки К2		1 – 360 × 12 2 – 300 × 20	1 – 368 × 10 2 – 260 × 16
Геометрические характеристики	$F \text{ (см}^2\text{)}$	163,2	120,0
	$W \text{ (см}^3\text{)}$	2401,28	1742,08
	$I_x \text{ (см}^4\text{)}$	48025,6	3484,6
	$I_y \text{ (см}^4\text{)}$	9005,184	4690,0
	$i_x \text{ (см)}$	17,154	17,04
	$i_y \text{ (см)}$	7,428	6,252
Расчетные сочетания усилий	$N \text{ (т)}$	80,0	80,0
	$M \text{ (т*м)}$	26,0	26,0
	$Q \text{ (т)}$	10,0	10,0
Проверка прочности	$= N/F + M/W \text{ (кг/см}^2\text{)}$	$490 + 1083 = 1573$	$667 + 1492,5 = 2159,5$
Гибкость	$l_x \text{ (м)}$	5,15	5,15
	$l_y \text{ (м)}$	14,6	18,2
	$x$	84,24	106,8
	$y$	68,64	82,8
Проверка устойчивости	$x_{уст} \text{ (кг/см}^2\text{)}$	1676,0	2838,22
	$y_{уст} \text{ (кг/см}^2\text{)}$	1978,4	3365,0
Погонный вес колонны (кг/м)		128,0	94,0
Вес всех колонн (т) (шесть колонн общей длиной 99,2 м)		12,7	9,3
Сечение стойки К1		1 – 276 × 8 2 – 300 × 12	1 – 220 × 8 2 – 240 × 10
Геометрические характеристики	$F \text{ (см}^2\text{)}$	94,08	65,6
	$W \text{ (см}^3\text{)}$	1089,347	588,489
	$I_x \text{ (см}^4\text{)}$	16340,198	7061,867
	$I_y \text{ (см}^4\text{)}$	5401,178	2304,94
	$i_x \text{ (см)}$	13,18	10,375
	$i_y \text{ (см)}$	7,6	5,928
Расчетные сочетания усилий	$N \text{ (т)}$	65,0	65,0
	$M \text{ (т*м)}$	1,0	1,0
	$Q \text{ (т)}$	3,0	1,5
Проверка прочности	$= N/F + M/W \text{ (кг/см}^2\text{)}$	$691 + 275,4 = 966,4$	$990,9 + 254,9 = 1245,8$
Гибкость	$l_x \text{ (м)}$	5,15	5,15
	$l_y \text{ (м)}$	5,15	5,15
	$x$	38,4	49,2
	$y$	79,2	100,8
Проверка устойчивости	$x_{уст} \text{ (кг/см}^2\text{)}$	628,43	1045,0
	$y_{уст} \text{ (кг/см}^2\text{)}$	721,53	1713,8
Погонный вес колонны (кг/м)		74,0	51,5
Вес всех колонн (т) (две колонны общей длиной 17,05 м)		2,52	1,76

Расчетное сопротивление		Сталь С245 $R_y = 2450 \text{ кг/см}^2$	Сталь С440 $R_y = 4400 \text{ кг/см}^2$
Коэффициент условий работы		0,95	0,95
Сечение стойки КЗ		1 – 360 × 12 2 – 400 × 20	1 – 368 × 10 2 – 260 × 16
Геометрические характеристики	$F \text{ (см}^2\text{)}$	203,2	120,0
	$W \text{ (см}^3\text{)}$	3123,95	1742,08
	$\ell_x \text{ (см}^4\text{)}$	62478,93	34841,6
	$\ell_y \text{ (см}^4\text{)}$	21338,52	4690,0
	$i_x \text{ (см)}$	17,535	17,04
	$i_y \text{ (см)}$	10,25	6,25
Расчетные сочетания усилий	$N \text{ (т)}$	205,0	205,0
	$M \text{ (т*м)}$	0	0
	$Q \text{ (т)}$	14,0	14,0
Проверка прочности	$= N/F + M/W \text{ (кг/см}^2\text{)}$	1008,86	1708,33
Гибкость	$\ell_x \text{ (м)}$	5,15	5,15
	$\ell_y \text{ (м)}$	5,15	5,15
	$x$	49,8	82,8
	$y$	30,0	30,0
Проверка устойчивости	$x_{уст} \text{ (кг/см}^2\text{)}$	954,28	2717,0
	$y_{уст} \text{ (кг/см}^2\text{)}$	896,0	3365,0
Погонный вес колонны (кг/м)		160,0	94,0
Вес всех колонн (т) (одна колонна общей длиной 4,59 м)		0,73	0,43

К числу перспективных прочностных преимуществ этих сталей можно отнести их повышенные прочностные характеристики при действии усилий, направленных перпендикулярно поверхности, т.е. «поперек проката». В сочетании с оптимизацией технологии сварочных работ по уменьшению времени на предварительный нагрев металла это свойство позволяет выполнять жесткие узлы соединений как балок с колоннами, так и других элементов по традиционной методике конструкции узлов и в условиях предприятия-изготовителя конструкций, что гарантирует высокую надежность соединений и уменьшает трудозатраты на мехобработку (расверловка отверстий под несущие болты) и обязательную в этом случае контрольную сборку [2, 3].

Кроме прочности, необходимой для эффективной эксплуатации металлоконструкций при минимизации веса, существенным фактором, влияющим на несущую способность, является их огнестойкость, т.к. вследствие нерегулярного повышения температуры окружающей среды балки, колонны, фермы и другие элементы металлоконструкций теряют прочность и деформируются, в результате чего происходят обрушения как отдельных частей, так и целиком зданий [4].

Для зданий и сооружений металлургических предприятий сохранение несущей способности их конструкций и, как следствие, повышение уровня безопасности является приоритетной задачей при проектировании. В то же время, следуя требованиям ДБН В.1.1-7-2002 «Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва», проектировщик объектов металлургического комплекса сталкивается с проблемой сочетания противопожарных требований – обеспечения нормируемого предела огнестойкости – с задачами антикоррозионной защиты металлоконструкций, находящихся, как правило, в среднеагрессивной внешней среде, характерной для большинства производственных участков. Применение в проектах способов огнезащиты, рекомендуемых типовой серией 400-0-17 «Конструктивные решения по защите металлических конструкций от воздействия огня», или новых материалов вспучивающихся красок и минераловатных плит не дает эффективной защиты, особенно в узлах соединений конструкций. Мероприятия по выполнению огнезащиты дорогостоящие, продолжительны во времени, в случае применения красок покрытия требуют периодического восстановления, что не всегда осуществимо в условиях действующего производства.

Сравнительная характеристика балок здания РУ ДП-3, принимаемых из разных сталей

Расчетное сопротивление		Сталь С245 $R_y = 2450 \text{ кг/см}^2$	Сталь С440 $R_y = 4400 \text{ кг/см}^2$
Коэффициент условий работы		0,95	0,95
Сечение балки на отм. +1 1.650 +15.200 +18.200 +20.900		1 – 368 × 10 2 – 250 × 16	1 – 300 × 8 2 – 200 × 10
Геометрические характеристики	$F \text{ (см}^2\text{)}$	116,8	64,0
	$W \text{ (см}^3\text{)}$	1683,06	713,33
	$I_x \text{ (см}^4\text{)}$	33661,27	11413,33
	$I_y \text{ (см}^4\text{)}$	4169,73	1334,61
	$i_x \text{ (см)}$	16,98	13,36
	$i_y \text{ (см)}$	5,98	4,57
Расчетные сочетания усилий	$N \text{ (т)}$	10,0	10,0
	$M \text{ (т*м)}$	23,0	23,0
	$Q \text{ (т)}$	25,0	25,0
Проверка прочности	$= N/F + M/W \text{ (кг/см}^2\text{)}$	85,62 + 1366,6 = 1452,2	156,3 + 3224,3 = 3380,6
Прогиб	$f \text{ (мм)}$	16,68	20,64
Погонный вес балок (кг/м)		92,0	50,0
Вес всех балок (т) (общая длина 74,0 м)		6,81	3,7
Сечение балок покрытия		1 – 368 × 10 2 – 200 × 16	1 – 280 × 8 2 – 200 × 10
Геометрические характеристики	$F \text{ (см}^2\text{)}$	100,8	62,4
	$W \text{ (см}^3\text{)}$	1387,98	658,45
	$I_x \text{ (см}^4\text{)}$	27759,62	9876,8
	$I_y \text{ (см}^4\text{)}$	2136,4	1334,53
	$i_x \text{ (см)}$	16,6	12,58
	$i_y \text{ (см)}$	4,61	4,63
Расчетные сочетания усилий	$N \text{ (т)}$	3,0	3,0
	$M \text{ (т*м)}$	12,0	12,0
	$Q \text{ (т)}$	7,0	7,0
Проверка прочности	$= N/F + M/W \text{ (кг/см}^2\text{)}$	29,76 + 865 = 894,76	48,1 + 1822,5 = 1870,6
Прогиб	$f \text{ (мм)}$	8,31	10,92
Погонный вес балок (кг/м)		79,0	49,0
Вес всех балок (т) (общая длина 27,0 м)		2,1	1,3
Сечение балки по оси Б		1 – 660 × 12 2 – 300 × 20	1 – 568 × 12 2 – 200 × 16
Геометрические характеристики	$F \text{ (см}^2\text{)}$	199,2	132,16
	$W \text{ (см}^3\text{)}$	4785,99	2430,3
	$I_x \text{ (см}^4\text{)}$	167509,6	72907,7
	$I_y \text{ (см}^4\text{)}$	9009,504	2141,5
	$i_x \text{ (см)}$	29,0	23,5
	$i_y \text{ (см)}$	6,73	4,03
Расчетные сочетания усилий	$N \text{ (т)}$	20,0	20,0
	$M \text{ (т*м)}$	80,0	80,0
	$Q \text{ (т)}$	20,0	20,0
Проверка прочности	$= N/F + M/W \text{ (кг/см}^2\text{)}$	100,4 + 1672 = 1772,0	151,3 + 3291,8 = 3443,1
Прогиб	$f \text{ (мм)}$	16,68	20,64
Погонный вес балок (кг/м)		156,0	104,0
Вес всех балок (т) (общая длина 12,2 м)		1,9	1,3

Общий вес конструкций

Обозначение	Сталь С245 $R_v = 2450 \text{ кг/см}^2$	Сталь С440 $R_v = 4400 \text{ кг/см}^2$
К1	2,52	1,76
К2	12,7	9,3
К3	0,73	0,43
Б1а	6,81	3,7
Б11 и Б5	2,1	1,3
Б9	1,9	1,3
<b>Всего</b>	<b>26,76</b>	<b>17,79</b>
<b>Экономичность применения стали С440 – 33,52 %</b>		

Приемлемым решением комплекса этих задач может стать проектирование конструкций с использованием новых марок конструкционных сталей с повышенными показателями огнестойкости. Строительные конструкции из таких сталей под нагрузкой при воздействии высокой температуры дольше сохраняют свою несущую способность по сравнению с обычными сталями при прочих равных условиях.

В настоящее время разработана и испытана огнестойкая сталь двух марок – 06БФ и 06МБФ, которая производится в России. При этом доказано, что основой для сталей, огнестойких до 700 °С, может служить система Cr-Mo-V-Nb,

причем согласно анализу полученных результатов содержание элементов должно находиться в следующих пределах: С 0.06–0.09, Si 0.2–0.4, Cr 0.3–0.5, Mo 0.25–0.40, V 0.07–0.11, Nb 0.02–0.05, Ti 0.01.

Сравнивая эти данные с химическим составом ТМСП-стали марки S460M, можно сделать вывод, что показатели содержания основных химических элементов близки к приведенным в данных испытаниях. Это позволяет заключить, что сталь S460M также обладает повышенной огнестойкостью. Так, при испытании балок из сталей 06БФ и 06МБФ классов прочности С255 и С345 без огнезащиты установлено, что огнестойкость по сравнению с балками из обычной стали повысилась на 30 % и составляет 45 мин [5, 6].

Таким образом, можно сделать вывод, что эффективным способом повышения технологичности строительных металлоконструкций по огнестойкости является применение в проектах стали марки S460M, что позволит конструкциям выполнять требуемые функции при воздействии пожара в течение времени, необходимого для принятия действенных противопожарных мер.

**ТМСП – это:**

**ТМ** - Thermo-Mechanical

**С** - Controlled

**Р** - Process

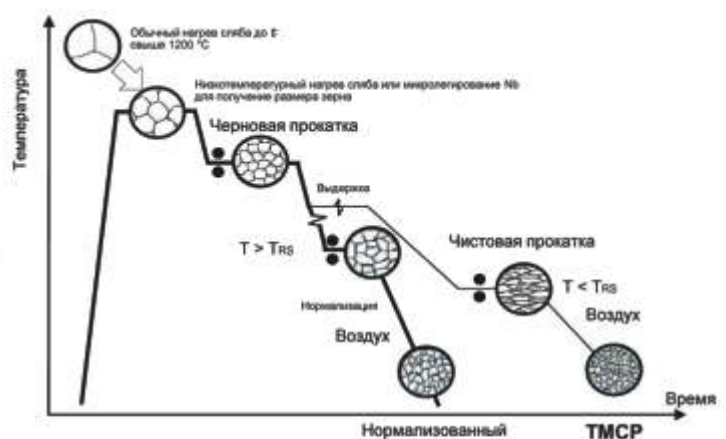
**Термомеханический контролируемый процесс**

инновационная технология прокатки, при которой конечная мелкозернистая микроструктура металла достигается прокаткой в диапазоне температур 900-700 °С и микролегированием

ТМСП отличается от других способов отсутствием дополнительной термообработки вне потока и минимальным использованием легирующих элементов

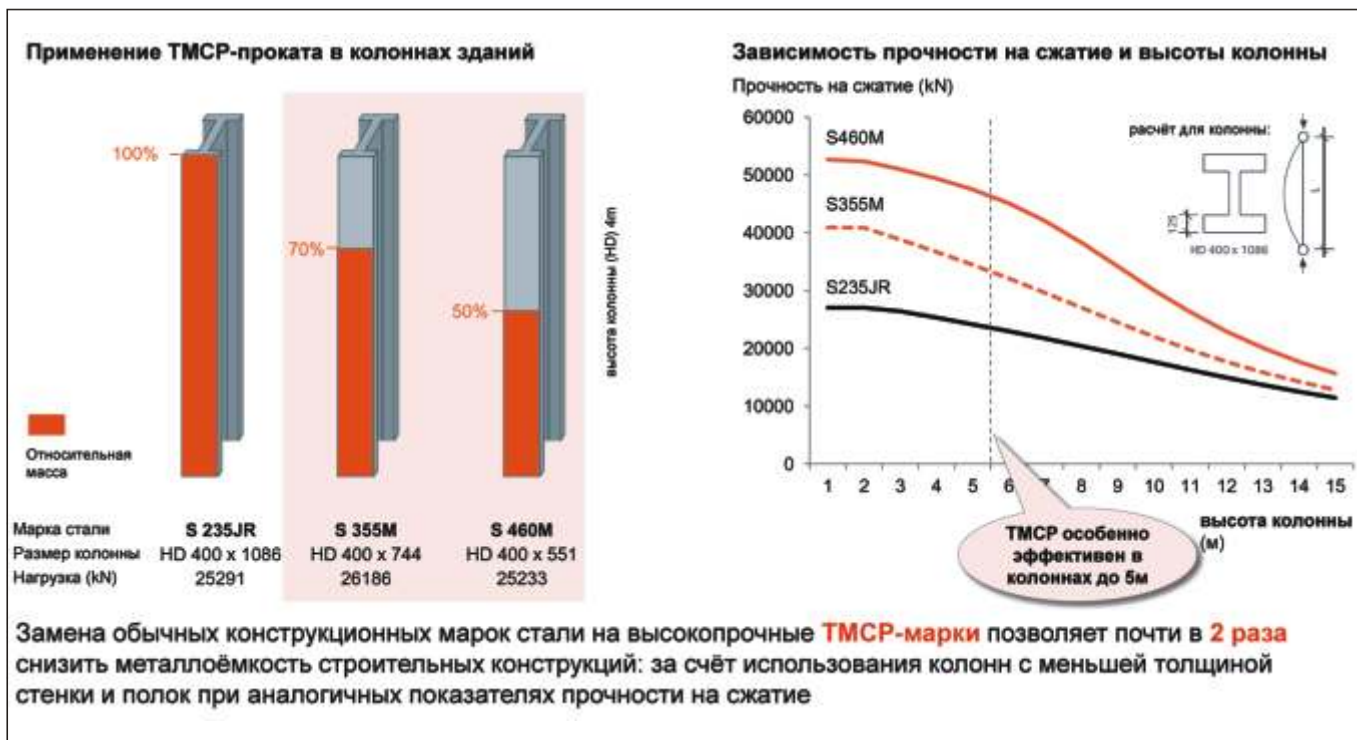
ТМСП-прокат изготавливается по ДСТУ EN 10025-4:2007

Схема ТМСП процесса



Обозначение ТМСП-сталей	Химический состав, %													Механические свойства*			
	Углерод	Кремний	Марганец	Фосфор	Сера	Нобий	Ванадий	Титан	Хром	Никель	Молибден	Медь	Никель	Алюминий мм.	$R_{m, \text{тип}}$ МПа	$R_m$ МПа	Мин. удлинение после разрыва, %
S275M	0,13	0,50	1,50	0,030	0,025	0,05	0,08	0,05	0,30	0,30	0,10	0,55	0,01	0,02	275	370-530	24
S275ML				0,025	0,020												
S355M	0,14	0,50	1,60	0,030	0,025	0,05	0,10	0,05	0,30	0,50	0,10	0,55	0,015	0,02	355	470-630	22
S355ML				0,025	0,020												
S420M	0,16	0,50	1,70	0,030	0,025	0,05	0,12	0,05	0,30	0,80	0,20	0,55	0,025	0,02	420	520-680	19
S420ML				0,025	0,020												
S460M	0,16	0,60	1,70	0,030	0,025	0,05	0,12	0,05	0,30	0,80	0,20	0,55	0,025	0,02	460	540-720	17
S460ML				0,025	0,020												

\*  $R_{m, \text{тип}}$  – значения предела текучести для толщин не более 16мм;  $R_m$  – значения предела прочности для толщин не более 40мм



Параллельно необходимо разработать и испытать конструктивные формы, способные воспринимать воздействие огня максимально продолжительное время при действии эксплуатационных нагрузок в условиях реального пожара.

В настоящее время возникла насущная потребность в уточнении требований ДБН В.1.1-7-2002 «Пожежна безпека об'єктів будівництва» в части определения пределов огнестойкости металлоконструкций промышленных зданий и сооружений, находящихся в условиях реального пожара.

**Применение ТМСП-проката при строительстве одного из самых высоких транспортных мостов в мире**



**Выиадук Мийю**, г. Мийю, Франция

Макс. высота: 343 м  
Ширина: 32 м  
Длина: 2460 м

Год завершения строительства: 2004  
Стоимость проекта: 400 млн. €  
Срок строительства: 38 мес.  
Гарантия: 120 лет

Конструкция одного из самых высоких мостов в мире состоит из трёх основных элементов:



**Стальные пилоны**

Семь пилонов высотой 88,92 м и весом около 700 т. К каждому из них крепятся 11 пар вант, поддерживающих дорожное полотно

**Стальное полотно**

Полотно насчитывает 8 пролётов. Шесть центральных пролётов имеют длину 342 м каждый, а два крайних — 204 м. Полотно состоит из 173 центральных кессонов, настоящих позвоночных сооружений, к которым плотно припаяны боковые настилы и крайние кессоны. Центральные кессоны состоят из секций по 4 м в ширину и 15-22 м в длину при общем весе в 90 т

**Бетонные опоры**

7 опор высотой от 75 до 245 м

**Сталь в конструкциях**

**S355N S460M**

3 200т 1 400т

23 500т 12 500т

**Выгоды от применения стальных конструкций при строительстве моста:**

- **снижение веса полотна моста на 70%** в сравнении с бетонным решением (36 тыс.т против 120 тыс.т)
- **снижении высоты балки коробчатого сечения полотна до 4,2 м** (меньше воздействие ветровой нагрузки)
- **безопасность:** предварительная сварка и сборка конструкций снизили объём работ на высоте
- **минимизация количества поддерживающих вант и нагрузки на фундамент**
- **большой нормативный срок эксплуатации – 120 лет**
- **экономия общих затрат на проект**

Вес конструкции моста для стального варианта в сравнении со строительством в бетоне снижен на 60 %

**Активное применение ТМСП-проката в мостостроении в Европе**



**Мост Эрасмус**

г. Роттердам, Нидерланды

Макс. высота: 139м  
Ширина: н.д.  
Длина: 802м

Год завершения строительства: 1996

Вес металлоконструкций: 6 800т

4 200т листа марки S355M



**Зресуннский мост**

г. Мальмо, Швеция – г. Копенгаген, Дания

Макс. высота: 203,5м  
Ширина: 23,5м  
Длина: 7 845м

Год завершения строительства: 2000

Вес металлоконструкций: 82 000т

60 000т листа марки S460M  
16 000т листа марки S420M



**Мост Ильверич**

г. Дюссельдорф, Германия

Макс. высота: н.д.  
Ширина: 33м  
Длина: 5 910м

Год завершения строительства: 2002

Вес металлоконструкций: 7 500т

(вкл. лист марки S460M)



**Мост Еннеёс Хеерма**

г. Амстердам, Нидерланды

Макс. высота: 26м  
Ширина: 38м  
Длина: 230м

Год завершения строительства: 2001

Вес металлоконструкций: 2 480т

(вкл. лист марки S460M)

[1] Лихтарников Я.М. Металлические конструкции. Методы технико-экономического анализа при проектировании. – М.: Стройиздат, 1968.  
[2] Сахновский М.М. Технологичность строительных стальных конструкций. – К.: Будівельник, 1970.  
[3] Стрелецкий Н.С., Стрелецкий Д.Н. Проектирование и изготовление экономичных металлических конструкций. – М.: Стройиздат, 1964.  
[4] Ройтман В.М. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий. – М.: Пожарная безопасность и наука, 2001.

[5] Муратов А.Н. Разработка состава и технологии промышленного производства проката из огнестойкой стали для строительных конструкций. Автореферат диссертации, 2007.  
[6] Пехотиков А.В. Огнестойкость изгибаемых стальных конструкций // Автореферат диссертации, 2007.  
[7] Мосалков И.Л. и др. Огнестойкость строительных конструкций, 2001.

Надійшла 04.12.2014 р.

## НОВЫЕ ТЕНДЕНЦИИ РАЗВИТИЯ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ ФОРМ ИЗ КЛЕЕНОЙ ДРЕВЕСИНЫ

**В**ысокая относительная прочность клееной древесины, применяемой в перекрытиях больших пролетов, является преимуществом с точки зрения инженера-конструктора [1]. Кроме того клееная древесина позволяет придавать сооружениям любую пространственную форму благодаря природной пластичности тонких досок, что важно для архитекторов [2].

Новые пространственные формы получили развитие в конце прошлого тысячелетия и впервые были представлены на ЕХРО-2000 [3]. Некоторые павильоны имели названия, отвечающие формам их экспозиции: главный павильон «Еврокрыша», символизирующий ЕС; павильон, напоминающий Кита; павильон в форме двух ладоней, простертых к небу, демонстрирующий важность экологии в современном строительстве. Новые тенденции в развитии ККД закрепились, о чем свидетельствует опыт Италии [4, 5, 6]<sup>1</sup>.

В [4] новые решения пространственных зданий и сооружений с применением ККД названы *Liberta compositiva* – свобода композиции. Прежде чем привести примеры объектов, созданных свободой выбора конструктивной формы, рассмотрим два объекта традиционных форм, построенных в девяностые годы прошлого столетия, которые привлекают внимание некоторыми нестандартными конструктивными решениями.

*Пеший мост пролетом 84 м* (рис. 1). Балки пролетного строения сечением 22×200 см парными подвесками (сеч. 12×20 см) с шагом 4 м подвешены к аркам сечением 22×190 см. Арки с затяжками (балками) наклонены друг к другу с отклонением от вертикали на 10°. Таким образом поперечное сечение моста имеет вид трапеции (рис. 1, а) высотой в осях арок и балок 13 м, шириной внизу 5 м и вверху 0,5 м. Общая пространственная жесткость моста обеспечивается крестовыми связями поверху из круглой стали с распорками между арками сечением 12×100 см и пролетным строением понизу.



**В.З. Клименко**

профессор кафедры металлических и деревянных конструкций Киевского национального университета строительства и архитектуры, к.т.н., профессор

Оригинальным конструктивным образом решена боковая устойчивость приопорных участков арок длиной по 12 м с применением внешних встречных упоров и затяжек – распорок из металлических труб (рис. 1, б). Внутри пролетного строения размещены трубопроводы и различная хозяйственная коммуникация.

*Арки покрытия спортивного зала пролетом 67,5 м* (рис. 2). Поперечники здания с шагом 9 м решены из арок из клееной древесины и железобетонных колон. По ряду А арки опираются на массивные контрфорсного типа фундаменты, расположенные на расстоянии 4,5 м от здания (рис. 2, а). Узел опирания выполнен с применением валикового шарнира. По ряду Б арки свободно опираются на качающиеся колонны, шарнирно опертые на фундаменты (рис. 2, б). Конструкция конькового узла не видна. Арка переменного сечения по высоте имеет ширину 22 см. Опорное сечение по ряду А состоит из 50 слоев досок толщиной по 3,5 см – 175 см. Опирание арок по осям выполнено на разной высоте от поверхности земли.

Особенностью покрытия является расположение арок снаружи здания. Очевидно, что меры защиты от атмосферных воздействий обеспечивают проектную долговечность клееной древесины.

Качающиеся опоры по ряду Б не препятствуют горизонтальным перемещениям при деформации арок в плоскости поперечников. Термические линейные деформации, как известно, в древесине отсутствуют.

<sup>1</sup> Объем и содержание информации по объектам с применением ККД различные, часто дается только качественная характеристика без общих размеров и геометрических параметров конструкций. Первоисточники из Biblioteca Gambalunga. Rimini. Перевод выполнила О. Клименко.



Рис. 1. Пешеходный мост пролетом 84 м:

а – вид вдоль оси; б – обеспечение боковой устойчивости опорных участков арок



Рис. 2. Общий вид спортивного зала (фото фронтальное):

а – опирание арок на контрфорсные фундаменты; б – опирание арок на качающиеся колонны

**Новые конструктивные формы.** Сооружение геостанции напоминает гигантскую птицу с распростертыми крыльями (рис. 3). Его пространственная форма принципиально отличается от эксплуатируемых геостанций, имеющих ровные плоскости, расположенные под определенным углом к поверхности земли. В новом решении разный угол наклона солнечных батарей и их ориентация согласно перемещению солнца обеспечивают большую продуктивность. Основной нагрузкой на сооружение является ветер, вызывающий подъемную силу (как птицам

в полете). Поднятию вверх сооружению препятствуют наклонные подпорки и стальные анкерные тяжи.

Трудно представить, что послужило основой для создания здания, показанного на рис. 4. Известно лишь, что это сооружение многофункционального спортивного назначения. О его размерах можно судить по находящемуся внутри телескопическому автокрану.

Здание коммерческого центра «Le acciaierie» (сталеплавильная компания) состоит из двух частей: центральной, покрытие над которой



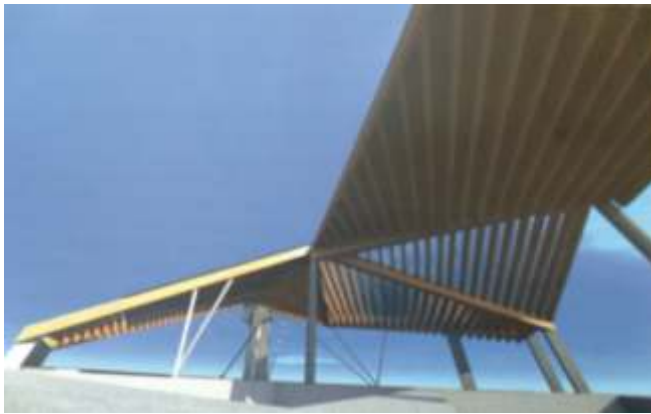


Рис. 3. Несущая конструкция геостанции



Рис. 4. Момент строительства здания



Рис. 5. Вид центральной (а) и наружной части здания (б)

решено в виде зонта (рис. 5, а), и наружного кольца (рис. 5, б). Высота центральной башни 29 м, диаметр «зонта» 43 м. Наружное кольцо образовано радиальными двухпоясными балками пролётом 17,5 м, опирающимися на кольцо «зонта» и на криволинейные колонны по наружной окружности здания. Общий диаметр круга, перекрытого уникальной конструкцией, составляет 78 м. Это самое большое здание с конструкциями из клееной древесины («grande sorertura»), реализованное в Европе фирмой Holzbau. Зонт символизирует защиту в большей мере от конъюнктурных влияний рынка, чем атмосферы. Выбор древесины рекламирует технические возможности строительной компании.

*Культовое здание* – его объемно-планировочное решение и интерьер выполнены в традиционном для базилик готическом стиле (рис. 6). Здание представляет комбинацию двух пространственных форм: та часть базилики, где устанавливается алтарь или распятие, и в плане

представляющая полукруг, перекрыта кружевными сводами, опирающимися на пилястры также из клееной древесины. Ощущение глубины создается конвергенцией (сходимостью) пилястр. Основная часть базилики, более просторная и прямоугольная в плане, перекрыта цилиндрическими серповидными арками, опирающимися также на пилястры.



Рис. 6. Интерьер культового здания

Впечатление легкости покрытия создается благодаря световым проемам, перекрытым арочками, являющимися нижним опорным контуром для ребер жесткости тонкостенных сводов.

Коммерческий центр «Fiordalisa» (Василек), над центральной частью которого перекрытие в пространстве имеет каплевидную форму (рис. 7).

Особенностью его покрытия является несимметричность в пространстве. Нижний опорный контур представляет ломаный многоугольник, описанный вокруг двух кривых, своей геометрией напоминающих эвольвенты. На плане дана геометрическая схема контура без изображения эволют, необходимых для построения эвольвент по правилам дифференциальной геометрии. В покрытии геометрическим (условным) его центром является верхнее опорное кольцо, из которого расходятся 20 наклонных балок, выполняющих роль ребер покрытия. Верхнее опорное кольцо металлическое с приваренными к нему лепестками-фасонками. Наклонные балки объединены в пространстве также «ломаными» эвольвентами из клееной древесины (подобие трех меридиальных колец). Нижний опорный контур из клееной древесины в местах пересечения прямолинейных элементов опирается на стойки из клееной древесины, использованные в центральном помещении здания эстетическими фрагментами интерьера выполненного в виде прозрачных витражей.

Пространственную жесткость покрытия обеспечивают две плоскости связей-крестов S. Andrea<sup>2</sup>.

Свобода архитектурной композиции особенно ярко проявилась в объекте, напоминающем крыло самолета (рис. 8). В [4] архитектурно-конструктивное решение объекта охарактеризовано как «Volo Liberta fantasia» (полет свободной фантазии).

К сожалению, это все имеющиеся сведения об объекте. Можно предположить, что несущие конструкции из клееной древесины очерчены по гиперболе с применением при проектировании правил аналитической геометрии. По оси гиперболы расположены балки перекрытия. Видны крестовые связи пространственной жесткости.

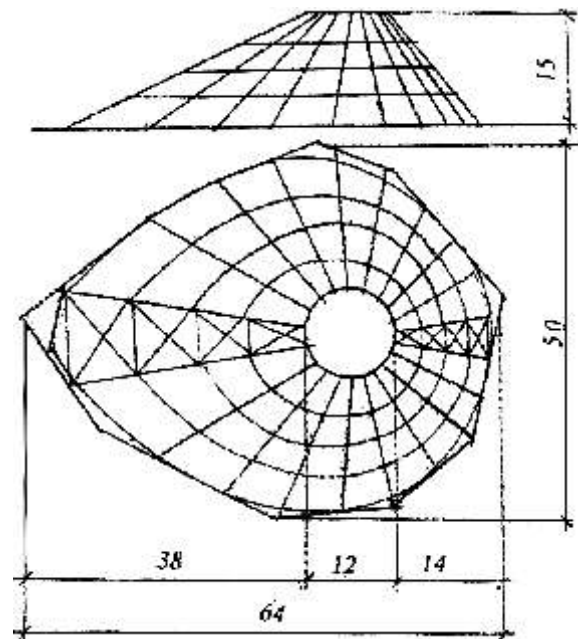


Рис. 7. Общий вид коммерческого центра



Рис. 8. Сооружение в форме крыла самолета

2 Так называются крестообразные связи жесткости. У нас эти кресты известны как кресты Св. Андрея Первозванного.

На рисунке видна верхня станція фуникулера от берега озера на вершину горы к музейному комплексу в старинном дворце-замке. «Свободная фантазия» формы объекта скорее всего вызвана желанием придать ему аэродинамическую обтекаемость при ветровых воздействиях в горном ущелье, то есть для решения сугубо технической проблемы.

В описанных объектах применены несущие конструкции большой кривизны, в которых действуют опасные для клееной древесины радиальные напряжения, направленные поперек волокон, чему древесина сопротивляется очень слабо. В проектной практике Италии проверке прочности криволинейных элементов из клееной древесины на действия напряжений растяжения поперек волокон уделяется серьезное внимание. В капитальном учебнике [6] в его пятом издании приведены методика расчета радиальных напряжений (рис. 9) и проверка прочности криволинейных элементов с учетом этих напряжений.

Условие прочности клееной древесины в поперечном сечении, где действует максимальный изгибающий момент, записано формулой «tensioni composte»

$$\frac{\sigma_0}{f_0} + \frac{\sigma_{90}}{f_{90}} + \frac{\sigma_v}{f_v} = 1. \quad (1)$$

Подобная проверка отсутствует в Европейских нормах. Ее выполнение в итальянской методике расчета свидетельствует о чрезвычайной важности учета сложного напряженного состояния клееной древесины в криволинейных элементах при изгибающем моменте, направленном навстречу кривизне. Эта проверка имеет императивный характер и поэтому включена в национальный нормативный документ [7].

В отличие от условия (1) условие автора после упрощения решения, полученного на основании энергетической теории прочности [8], имеет вид

$$\frac{m}{f_m} + \frac{\sigma_0}{f_0} + A \frac{\sigma_{90}}{f_{90}} + C \frac{\sigma_v}{f_v} = 1. \quad (2)$$

Параметры перед составляющими  $(\sigma_{90}/f_{90})^2$  и  $(\sigma_v/f_v)^2$  учитывают деформационные характеристики цельной древесины в плоскостях ее условной структурной симметрии.

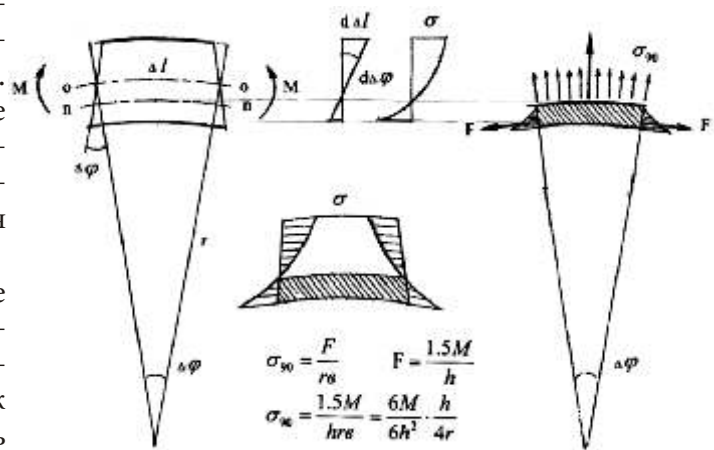


Рис. 9. К расчету радиальных напряжений  $\sigma_0$

Установленные А.Н. Митинским [9] модули упругости и сдвига, а также коэффициенты поперечных деформаций характеризуют ортотропию упругости цельной древесины. В многослойной клееной древесине с радиальной, тангенциальной, смешанной распиловкой досок при наличии жестких связей между слоями, упругие ее свойства отличаются от упругих свойств цельной древесины и могут быть различны в отдельных слоях. Дело не в количественном различии упругих характеристик для цельной и многослойной древесины, а в их неопределенности в клееной древесине. Это не отвечает принципу математической логики, который предполагает адекватность расчетных формул физическим явлениям. Параметры А и С в условии (2) нельзя принимать за абсолютные константы в клееной древесине, поскольку не известны упругие характеристики древесины в месте неблагоприятного сочетания составляющих тензора сложного напряженного состояния. Можно сказать, что параметры А и С в каждом случае проверки прочности клееной древесины в элементах по условию (2) случайные. По этой причине автор исключил их из условия (2) и в публикациях, следующих за [8], и в [10] предложено прочность клееной древесины при сложном напряженном состоянии (СНС) проверять согласно квадратичному критерию типа

$$\frac{\sigma_{i,d}}{f_{i,d}} = 1, \quad (3)$$

в котором индекс «*i*» означает вид напряжения, а «*n*» их количество в комбинаторике СНС. Самым опасным СНС есть такое, в тензоре которого присутствуют напряжения растяжения вдоль и поперек волокон древесины. Именно такой случай показан на рис. 9 и отражен в условии (1).

Подобное СНС стало причиной разрушения конструкций из клееной древесины при их широком применении в последней четверти прошедшего столетия. Это стало поводом следующей рекомендации в [11], где, оценивая степень влияния растягивающих поперечных напряжений на прочность элементов, проф. Ю.М. Иванов считал, что такая работа древесины должна быть исключена. Но это означает отказ от конструктивных форм, в которых растягивающие поперечные напряжения неизбежны. Примеры таких конструкций приведены в данной статье.

С методологической позиции в нормативных документах и учебной литературе не место расчетам при наличии в них физических не-

определенностей. Это признак софистики, а не объективного научного решения технической проблемы. В расчете элементов из клееной древесины с учетом СНС в стандарте [7], представленном условием (2), содержится неопределенность формализации расчета при отсутствии статистических значений модулей упругости и коэффициентов поперечных деформаций для многослойной клееной древесины в зависимости от толщины отдельного слоя, их количества в пакете, структуры каждого слоя и других факторов биологического строения древесины.

Сопоставление расчета по условию (2) с параметрами *A* и *C*, найденными с использованием деформационных характеристик по [9], с расчетом по условию (1) показало, что условие (1) повышает проектную надежность элементов. Оно своей математической формой интегрально учитывает неопределенность анизотропии физико-механических свойств многослойной клееной древесины. Его целесообразно использовать взамен условия (2) в расчетах криволинейных элементов из клееной древесины.

- 
- [1] Клееные деревянные конструкции в зарубежном и отечественном строительстве (обзор)/ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко Госстроя СССР. – 1977. – С.108.
  - [2] *Клименко В.З.* Конструкції з клееної деревини. Світовий досвід // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2009. – № 1. – С. 39–43.
  - [3] *Фурсов В.В. и др.* Современные конструкции из клееной древесины // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2010. – № 2. – С. 34–40.
  - [4] *Mottura G., Pennisi A.* / Costruire con legno lamellare/ Maggioli editore / Litografia Titanlito S.r.l. – Repubblica San Marino. – 2012. С. 177.
  - [5] *Stefano Cascio.* Consolidamento solai di legno grafill. Tecniche di intervento ed esempi pratici. Officine Tipografiche Aiello and Provenzano S.r.l. – 2007. – С.180.
  - [6] *Giuglielmo Giordano.* Tecnica delle costruzioni in legno. Editore Ulrico Hoepli Milano. – 2010. – С. 600.
  - [7] ДСТУ-Н Б В.2.6-184:2012. Конструкції з цільної і клееної деревини. Настанова з проектування. – Мінрегіон України. – 01.04.2013.
  - [8] *Клименко В.З.* Критерий прочности древесины при сложном напряженном состоянии // Соппротивление материалов и теория сооружений. № 53, – 1987. – С. 104–109.
  - [9] *Митинский А.Н.* Упругие постоянные древесины как ортотропного материала. – Л.: Труды лесотехнической академии. – 1948. – № 63. – С. 22–54.
  - [10] Методические рекомендации по расчету строительных конструкций из клееной древесины с учетом сложного напряженного состояния материала // *Клименко В.З.* – КИСИ. – 1989. – 50 с.
  - [11] *Иванов Ю.М., Славик Ю.Ю.* Длительная прочность древесины на растяжение поперек волокон // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – №10. – 1986. – С. 22–26.

Надійшла 05.11.2014 р.

## ГАРМОНІЙНІСТЬ У ПРОМИСЛОВІЙ АРХІТЕКТУРІ

**П**редметно-структурне формотворення сучасних великих і дуже великих міст безпосередньо впливає на характер оточуючого штучного середовища, яке стрімко змінюється, все більше набуваючи рис технізованих урбосистем і втрачаючи свою архітектурно-художню цінність і привабливість через відсутність відповідної науково-теоретичної бази їх розвитку.

У наш час архітектурна наука переживає надзвичайні зміни, оскільки її сучасна генеза і становлення відбувається на зламі світоглядних ідей і уявлень, які полягають в переосмисленні необхідності системного переходу від ручного площинного проектування до створення і впровадження передових комп'ютерних технологій та програм із 3Д-візуалізації і обробки об'ємних моделей і цифрових зображень, що є логічно-змістовним продовженням і своєрідним завершенням теорії неевклідової геометрії, запропонованої свого часу відомим російським вченим М.І. Лобачевським. Однак, необхідно зазначити, що, незважаючи на значну роль об'ємно-просторових моделей у прикладному проектуванні, вихідною і первинною є саме першочергова розробка площинних композицій панорамних розгортки по вулиці та фасадів проєктованого об'єкта, оскільки саме вони і формують в результаті остаточне об'ємно-просторове рішення прикінцевої стадії розробки.

Сучасні архітектори та дизайнери, ставши заручниками сучасних комп'ютерних технологій, досить помилково не визнають провідну роль теорії і методик пропорціонування в процесі гармонізації площинних і об'ємних композицій на різних рівнях, хоча саме співвідношення вони масово використовують у своїй проєктній роботі. Але разом із теорією пропорціонування поступово нівелюється і обов'язкове застосування в процесі прикладного проектування таких основних засобів АК у вирішенні проблем гармонізації архітектурного простору, як симетрія та асиметрія, ритм та метр, нюанс і контраст, масштабність (співмасштабність людині), цілісність і супідрядність, синтез мистецтв тощо. Очевидно через це ми маємо таке значне погіршення естетичної якості вулиць та панорамних видовищних розгортки у столиці та багатьох інших містах України.



**С.В. Семка**

доцент Київського національного університету будівництва і архітектури,  
канд. архіт.

Сучасна промислова забудова відіграє дуже важливу роль у формуванні образу міста. Особливо це стосується великих українських міст, в яких через типові проєктування 60-80-х років минулого століття в структурі більшості громадських центрів було створено цілу мережу промислових споруд і їх комплексів. Це пояснювалось звичайною вимогою транспортної доступності населення до місць найближчого прикладання праці – заводів, фабрик, виробничих комплексів тощо. За радянських часів це було звичайною практикою. Однак, у теперішній час економічні пріоритети і провідна ідеологія суспільства різко змінилися. Більшість столичних підприємств скоротили обсяги свого виробництва і фактично ліквідували заводи. Багато виробничих корпусів перепрофільовано під торговельно-розважальні комплекси. Є пропозиції взагалі винести подібні громіздкі утворення за межі міст, оскільки вони суттєво заважають перспективному росту і розвитку подібних мегаполісів.

Безумовно, такі міста-мільйонники, як Київ, Донецьк, Запоріжжя, Дніпропетровськ, Львів, Харків мають внутрішні незаймані ресурси територій (сквери, парки, лісосмуги, озера), однак такі «оази» можуть слугувати в майбутньому тими збереженими острівками природи, які будують органічно «вплітатись» у занадто урбанізоване середовище техногенного громадсько-виробничого утворення (як наприклад внутрішні парки Нью-Йорка, Гонконга, Токіо).

Структура сучасних міст вирізняється своєрідною сталістю і громіздкою мережею різних систем. Тому нові заводи і фабрики здебільшого будуються поодаль від самого міста (за 10–15 км). За самими приблизними розрахунками межі міста «дійдуть» туди в середньому через 30–50 років. У сучасних умовах промислові споруди та їх комплекси зводяться здебільшого на комер-

ційній або конкурсній основі приватними підприємцями, окремими фірмами, що негативно позначається, перш за все, на архітектурі великих, дуже великих і середніх міст України, оскільки подібне будівництво має безсистемний характер, ведеться без дотримання відповідних норм, та й самі норми безнадійно застаріли, не встигаючи адаптуватись до стрімко змінюваних технологій та ноу-хау в науці і техніці.

Безумовно, будівництво нових промислових підприємств і виробничих комбінатів в Україні повинно вестись у приміській зоні або в зоні контакту міської та заміської (сільсько-господарської) території. Однак, серед великої кількості вже давно існуючих підприємств, таких як «Фотон», «Квазар», «Ленінська кузня», «Арсенал», «ВО ім. Артема» тощо, лише завод «Електронмаш» (ВУМ) було розташовано на вул. Великій Окружній м. Києва на перетині досить значних транспортних артерій (рис. 1). Саме це спонукало до його перепрофілювання в новий видозмінений тип будівлі – ТЦ «АШАН», «Технополіс» тощо. Зручна загальна схема приміщень його цехів дозволила легко перепрофілювати ці універсальні приміщення в торгові площі. Великі площі досить зручні для організації на їх базі сучасних супермаркетів із великим спектром пропонованої продукції та торгових молів. Усі подібні заводи характеризуються витягнутою прямокутною схемою генерального плану, точковим розміщенням громадської частини неподалік від основних транспортних артерій, лінійним розміщенням основних цехів, зблокованих між собою за допомогою сходових клітин або з'єднаних за допомогою переходів.

Велике підприємство перепрофілюється в торговий мол шляхом реконструкції з модернізацією в декілька черг: *перша* – перепрофілювання будівель і прохідної, максимально наближених до зручних транспортних комунікацій; *друга* – великозальні великопрогонові цехи або демонтуються, або перепрофілюються під функцію торгових молів, або під ТРК із великими площами, *третья* – освоєння всієї території перепрофілюваного підприємства з вирішенням питань організації інфраструктури обслуговування, зручних під'їздів, комунікацій, підземних і надземних парковок та паркінгів, а також місць проведення дозвілля. Прикладом такого перепрофілюваного підприємства може слугувати поступова заміна потужностей виробничої функції заводу на функцію торгівлі та розваг у ТРЦ «Більшовик» (рис. 2). Подібних аналогів в



Рис. 1. Завод «Електронмаш» до та після реконструкції

світовій практиці досить багато, зустрічаються також приклади зміни функції заводу одного профілю на іншу та випадки кардинальної зміни виробничих корпусів, наприклад, на житло.



Рис. 2. Завод «Більшовик»:  
а – адміністративний корпус;  
б – ТРЦ «Більшовик» після реконструкції виробничих цехів



Рис. 3. Сміттепереробний завод у м. Відень (Австрія)



Рис. 5. Офісні приміщення автомобільного заводу BMW у м. Лейпціг (Німеччина)

Необхідно зазначити, що громадські та промислові будівлі та комплекси відповідно до функціонального призначення мають притаманні лише їх типології відповідні пропорційно-модульні структури, композиційні і стильові особливості та характерні лише їм функціонально-планувальні та об'ємно-просторові схеми вирішень. Так, наприклад, промислову будівлю завжди можна визначити за відповідною структурою побудови фасадних систем: поєднання дрібночарункової структури офісоділових приміщень та великочарункових зольних модулів приміщень професійних виробничих корпусів та цехів підприємства.

Виразна естетика промислового підприємства та ідейна образність споруди, в якій здійснюються відповідні виробничі процеси, найкращим чином представлені в прикладах світового проектного досвіду: сміттепереробний завод у м. Відень (Австрія) (рис. 3); головний офіс та сам завод «Дженерал Моторс» у м. Детройт (США) (рис. 4); офісні приміщення і корпуси заводу «BMW» у м. Лейпціг (Німеччина) (рис. 5) тощо.

При проектуванні сучасних промислових будівель, споруд і ансамблів необхідно враховувати природно-кліматичні і містобудівні умови,



Рис. 4. Головний офіс компанії «Дженерал Моторс» (США)

особливості функціональної і пропорційно-конструктивної організації форми, пов'язаної з модульністю елементів, ефективністю взаємозв'язку функції і технології майбутнього виробництва. Світова проектно-будівельна практика останніх років свідчить, що покращити архітектурно-художні якості образного вирішення промислових підприємств та їх окремих будівель і споруд можливо завдяки правильному виявленню модульної пропорційно-структурної побудови планів та фасадів, врахуванню і використанню в естетичних цілях властивостей форми, притаманної промисловим спорудам з відповідними технологіями. Пропорційність у промисловій архітектурі є одним із важливих засобів досягнення художньої виразності в архітектурі, де під пропорціями зодчі розуміють відповідну систему співвідношень частин і цілісної форми проектованої споруди, що поєднує план і фасад у своєрідну єдину структуру чогось спорідненого спільною модульною системою. Ця система пропорційних співвідношень складає основу цілісності, співрозмірності та гармонійної погодженості частин і цілісної форми всієї споруди.

Пропорційність у промисловій архітектурі є одним із важливих засобів досягнення художньої виразності в архітектурі, де під пропорціями зодчі розуміють відповідну систему співвідношень частин і цілісної форми проектованої споруди, що поєднує план і фасад у своєрідну єдину структуру чогось спорідненого спільною модульною системою. Ця система пропорційних співвідношень складає основу цілісності, співрозмірності та гармонійної погодженості частин і цілісної форми всієї споруди.

Надійшла 12.03.2014 р.

**ДО ВІДОМА ДОПИСУВАЧІВ ЖУРНАЛУ !**

**Вимоги щодо публікації статей:**

- Текст статті в електронному виді, фото авторів, авторська довідка (для наукових статей ще анотація мовою статті та англійською, ключові слова, УДК), підготовлені у Microsoft Word, а також у роздрукованому виді.
- Ілюстрації надаються підготовленими у Adobe Photoshop або Microsoft Word, Excel чи на паперових носіях для сканування. Формат надання – tif, eps, jpg, psx – 300 dpi.
- Роздрукований текст статті підписується усіма авторами, електронні та роздруковані варіанти повинні бути ідентичними.
- Авторська довідка має містити наступні дані: прізвище, ім'я та по батькові повністю, місце роботи, посада, науковий ступінь, вчені звання, а також номер контактного телефону та електронну адресу.

**ЖУРНАЛ МОЖНА ПЕРЕДПЛАТИТИ  
У БУДЬ-ЯКОМУ ВІДДІЛЕННІ ДП «ПРЕСА»  
(передплатний індекс – 98848)  
АБО ЗАМОВИТИ У РЕДАКЦІЇ ЖУРНАЛУ**

**Видавець ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»**

Рекомендовано до друку вченою радою ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» (протокол № 1 від 03.03.2015 р.)

**Адреса редакції та видавця:** вул. В. Шимановського, 2/1, Київ, 02660,  
ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»

**тел. (044) 516-52-85, e-mail: redakpbis@urdisc.com.ua**

Оригінал-макет підготовлений редакцією журналу «Промислове будівництво та інженерні споруди»  
Комп'ютерна верстка та дизайн – **Цапро Т.І.**  
Дизайн обкладинки – **Артюшенко В.С.**

Підписано до друку 09.03.2015 р. Формат 60 × 84/8. Папір крейдяний. Друк офсетний. Ум.-друк. арк. 8,1.

Тираж 300 прим.

**Віддруковано ТОВ «Поліпрінт»,** вул. Лугова, 1-А, м. Київ, 04074, тел. 464-17-91

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 1250 від 22.02.2003 р.

Оформлення, стиль та зміст журналу є об'єктом авторського права і захищається законом

Передрук розміщених у журналі матеріалів дозволяється тільки за письмовою згодою редакції

Відповідальність за підбір та висвітлення фактів у статтях несуть автори

За зміст реклами відповідає подавач

Редакція не завжди поділяє думку авторів

Редакція залишає за собою право редагувати та скорочувати подані матеріали



*Вітаємо із 60-річчям*

## **ШИМАНОВСЬКОГО Олександра Віталійовича**

**відомого вченого у галузі будівельної механіки, члена-кореспондента Національної академії наук України, заслуженого діяча науки і техніки України, доктора технічних наук, професора, генерального директора Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського**

Олександр Віталійович Шимановський закінчив Київський інженерно-будівельний інститут за спеціальністю промислове та цивільне будівництво.

Свою наукову діяльність він присвятив дослідженню роботи конструкцій при довільних навантаженнях і впливах у межах та поза межами пружності, розвитку теорії розрахунку сильно нелінійних великопрогонових висячих і вантових систем, розробленню методів регулювання напружено-деформованого стану металевих конструкцій, розвитку методів чисельного розрахунку й автоматизованого проектування будівельних конструкцій, створенню нових високоефективних типів металевих конструкцій.

О.В. Шимановським розроблена теорія розрахунку висячих конструкцій і систем на їхній основі у пружній і пластичній стадіях роботи матеріалу, створені математичні положення моделювання роботи висячих конструкцій підвищеної жорсткості та побудована загальна теорія їхнього розрахунку.

Широке визнання здобули роботи О.В. Шимановського, присвячені розробленню загального методу розрахунку стійкості плоскої форми згину несучих елементів висячих конструкцій і систем у пружній і пластичній стадіях роботи матеріалу.

Праці О.В. Шимановського лягли в основу нового наукового напрямку, який базується на застосуванні принципу можливих переміщень із використанням енергетичного критерію стійкості й теорії пластичної течії. Розроблені способи і технічні рішення підвищення жорсткості висячих конструкцій були застосовані при створенні нових ефективних висячих систем великопрогонових продуктопровідних переходів і покриттів, серед яких трубопровідний перехід нафтопроводу прогоном 950 м через р. Амудар'я, газопровід прогоном 450 м через р. Ангара, покриття Універсальної спортивно-видовищної зали на 10500 глядацьких місць у м. Алмати та інші.

Високу оцінку вчених і спеціалістів отримали роботи О.В. Шимановського з розвитку методів чисельного розрахунку і визначення ресурсу та перепризначення термінів експлуатації будівельних конструкцій в атомній енергетиці, нафтогазовій промисловості, транспорті тощо. Під його керівництвом в Українському інституті сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського виконуються дослідження статичної і динамічної міцності металевих конструкцій у межах і поза межами пружності матеріалу з урахуванням їхньої конструктивної неоднорідності, наявності дефектів виготовлення та монтажу, а саме: головних корпусів енергоблоків,



реакторних відділень і захисних оболонок реакторів Рівненської, Запорізької і Хмельницької АЕС, об'єкта «Укриття» і нового безпечного конфаймента на 4-му енергоблоці ЧАЕС. Створюються нові типи високоефективних металевих конструкцій, включаючи легкі будівельні металоконструкції, великопрогонові будови мостів, продуктопровідних переходів і шляхопроводів, унікальні конструкції трансформовного типу.

О.В. Шимановський заснував наукову школу в галузі теорії розрахунку та проектування лінійно-протяжних і великопрогонових просторових конструкцій будівель і споруд. Він активно співпрацює з науковими організаціями України, країн США

і далекого зарубіжжя, є членом Національного комітету України з теоретичної та прикладної механіки, Міжнародної асоціації з оболонкових і просторових конструкцій, регулярно виступає з науковими доповідями на престижних наукових форумах, конгресах і конференціях, очолює низку міжнародних проектів.

О.В. Шимановський – член президії Науково-технічної ради Мінрегіону України, член президії Академії будівництва України та керівник її галузевого відділення «Будівельні конструкції та споруди», член Міжвідомчої комісії з питань науково-технологічної безпеки при Раді національної безпеки і оборони України, член Науково-координаційної ради з питань ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд і машин при президії НАН України, голова вченої і науково-технічної рад Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського, член спеціалізованої ради з захисту дисертацій при Національному авіаційному університеті, а також член редакційних колегій журналів «Промислове будівництво та інженерні споруди», «Автоматическая сварка», «Будівництво України», «Транспортное строительство Украины».

Олександр Віталійович – автор 270 наукових праць, у т.ч. 21 монографії, книг і посібників, 5 державних будівельних норм України, 14 авторських свідоцтв і патентів.

За особисті заслуги та вагомі досягнення у професійній та викладацькій діяльності Олександру Віталійовичу Шимановському присвоєне почесне звання «Заслужений діяч науки і техніки України» та «Відмінник освіти України».

За визначні наукові досягнення в галузі будівельної механіки О.В. Шимановського обрано членом-кореспондентом Національної академії наук України.



**Щиро зичимо Олександру Віталійовичу міцного здоров'я, невичерпної творчої енергії та подальших успіхів у його діяльності**

*Поздравляем с 75-летием*

## **ПИЧУГИНА СЕРГЕЯ ФЕДОРОВИЧА**

**известного ученого в области металлостроительства, доктора технических наук, профессора, лауреата Государственной премии Украины в области науки и техники, заведующего кафедрой конструкций из металла, дерева и пластмасс Полтавского национального технического университета им. Юрия Кондратюка, члена редакционной коллегии журнала «Промислове будівництво та інженерні споруди»**

Сергей Федорович Пичугин родился 7 января 1940 года.

После окончания с отличием Полтавского инженерно-строительного института в 1961 году получил назначение на работу в Сибирское отделение института «Проектстальконструкция» (Кемерово), где проработал до 1965 года. Будучи аспирантом кафедры металлических конструкций МИСИ, Сергей Федорович под руководством профессора А.Н. Кикина в 1969 году защитил кандидатскую диссертацию «Статистическое исследование горизонтальных и вертикальных силовых воздействий мостовых кранов на конструкции производственных зданий».

После окончания аспирантуры С.Ф. Пичугин был направлен в Магнитогорский горно-металлургический институт, где работал в должности доцента. На базе Магнитогорского металлургического комбината Сергей Федорович создал лабораторию по исследованию действительной работы металлических конструкций производственных зданий.

С 1974 года до настоящего времени Сергей Федорович работает в Полтавском национальном техническом университете им. Юрия Кондратюка, возглавляя кафедру конструкций из металла, дерева и пластмасс. В этот же период он занимался преподавательской деятельностью в Конакри (Гвинея).



Его исследования по оценке надёжности элементов строительных конструкций и конструктивных систем, по описанию случайных нагрузок и их сочетаний в различной вероятностной технике обобщены в докторской диссертации «Надёжность стальных конструкций производственных зданий», которую он защитил в 1994 году. Эти исследования стали основой для создания широко известной Полтавской научной школы по проблемам надёжности, возглавляемой С.Ф. Пичугиным.

Результаты его исследований нашли отражение в нормативных документах: ДБН 362-92 «Оценка технического состояния стальных конструкций производственных зданий и сооружений, которые находятся в эксплуатации», ДБН В.1.2-2:2006 «Нагрузки и влияния», ДБН В.1.2-96 «Общие принципы обеспечения надёжности и безопасности зданий, сооружений, строительных конструкций и оснований», а также были заслушаны на международных конференциях в России, Польше, Словакии, Чехии, Литве, Норвегии, Италии, Швейцарии, на Мальте.

За более чем 30-летний период существования научного коллектива, возглавляемого Сергеем Федоровичем, защищено 3 докторских и 15 кандидатских диссертаций, опубликовано 13 монографий и больше 450 статей, получено свыше 20 авторских свидетельств.



*Искренне желаем Сергею Федоровичу крепкого здоровья, творческого долголетия, неисчерпаемой энергии и успехов во всех делах*

ISSN 1996-8159

**ПБ**  
**ПС**  
1'2015

# ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

