

Главный редактор:

Колчунов В.И., *акад. РААСН, д.т.н., проф. (Россия)*

Заместители главного редактора:

Данилевич Д.В., *канд. техн. наук, доц. (Россия)*

Колесникова Т.Н., *д-р арх., проф. (Россия)*

Коробко В.И., *д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Редколлегия:

Акимов П.А., *акад. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Бакаева Н.В., *советник РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Бок Т., *д-р техн. наук, проф. (Германия)*

Булгаков А.Г., *д-р техн. наук, проф. (Германия)*

Гордон В.А., *советник РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Емельянов С.Г., *чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Карпенко Н.И., *акад. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Коробко А.В., *д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Король Е.А., *чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Кривошапко С.Н., *д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Лефай З., *д-р техн. наук, проф. (Франция)*

Мелькумов В.Н., *д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Орлович Р.Б., *д-р техн. наук, проф. (Польша)*

Птичницова Г.А., *д-р архитектуры, проф. (Россия)*

Ребољж Д., *д-р техн. наук, проф. (Словения)*

Римшин В.И., *чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Сергейчук О.В., *д-р техн. наук, проф. (Украина)*

Серпик И.Н., *д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Тамразян А.Г., *д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Травуш В.И., *акад. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Трещев А.А., *д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Тур В.В., *д-р техн. наук, проф. (Белоруссия)*

Турков А.В., *д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Федоров В.С., *акад. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Федорова Н.В., *советник РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Чернышов Е.М., *акад. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Шах Р., *д-р техн. наук, проф. (Германия)*

Исполнительный редактор:

Савин С.Ю., *к.т.н. (Россия)*

Адрес редакции:

302006, Россия, г. Орел, ул. Московская, 77

Тел.: +7 (4862) 73-43-49

<http://oreluniver.ru/science/journal/sir>

E-mail: str_and_rek@mail.ru

Зарегистрировано в Федеральной службе по надзору в сфере связи, информационных технологий и массовых коммуникаций.
Свидетельство: ПИ №ФС 77-67169
от 16 сентября 2016 г.

Подписной индекс **86294** по объединенному каталогу «Пресса России»

© ОГУ имени И.С. Тургенева, 2019

Содержание

Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции

Истомин А.Д., Петрова В.А. Напряженно-деформированное состояние статически неопределимых балок в условиях отрицательных температур	3
Колчунов В.И., Демьянов А.И. К определению напряженно-деформированного состояния стержней произвольного поперечного сечения при кручении методами сопротивления материалов	10
Кривошапко С.Н. Вантовые конструкции общественных и производственных зданий	23
Крылов А.С. Экспериментальная оценка точности расчетов стальных балок при различных граничных условиях	48
Попов Е.В., Карельский А.В., Русланова А.В., Столыпин Д.А., Лабудин Б.В., Мелехов В.И., Торопов А.С. Устойчивость составных деревокомпозитных пане-лей с переменными параметрами механических связей	56
Мамин А.Н., Кодыш Э.Н., Ершов М.Н., Бобров В.В., Рэуцу А.В. Реставрация водонапорной башни Нижне-Выксунского завода	67
Симаков О.А. Анализ факторов, вызывающих необходимость усиления железобетонных конструкций	76

Безопасность зданий и сооружений

Андросова Н.Б., Ветрова О.А. Анализ исследований и требований по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения в законодательно- нормативных документах России и странах Евросоюза	85
--	----

Архитектура и градостроительство

Гурьев Г.С. Эволюция пространственно-планировочной структуры Воронежа и ее влияние на характер застройки XIX – начала XX века	97
Скобелева Е.А., Абрамов А.В., Пилипенко О.В., Пчеленок О.А., Родичева М.В. Прогнозирования динамики воздушной среды в городской застройке	106
Холодова Е.В. Особенности планировочно-композиционного построения загородных усадеб в пространстве Курского края XVIII – 1-й половины XIX веков	115

Строительные материалы и технологии

Афанасьев Г.А. Технологии замены перекрытий при капитальном ремонте многоэтажных зданий	131
Рецензия на учебник «Железобетонные конструкции»	137

Editor-in-Chief

Kolchunov V.I., *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*

Editor-in-Chief Assistants:

Danilevich D.V., *Candidat Sc. Tech., Docent. (Russia)*

Kolesnikova T.N., *Doc. Arc., Prof. (Russia)*

Korobko V.I., *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*

Editorial Board

Akimov P.A., *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*

Bakaeva N.V., *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*

Bock T., *Doc. Sc. Tech., Prof. (Germany)*

Bulgakov A.G., *Doc. Sc. Tech., Prof. (Germany)*

Gordon V.A., *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*

Emelyanov S.G., *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*

Karpenko N.I., *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*

Korobko A.V., *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*

Korol E.A., *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*

Krivoshapko S.N., *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*

Lafhaj Z., *Doc. Sc. Tech., Prof. (France)*

Melkumov V.N., *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*

Orlovic R.B., *Doc. Sc. Tech., Prof. (Poland)*

Ptichnikova G.A., *Doc. Arc., Prof. (Russia)*

Rebolj D., *Doc. Sc. Tech., Prof. (Slovenia)*

Rimshin V.I., *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*

Sergeyчук O.V., *Doc. Sc. Tech., Prof. (Ukraine)*

Serpik I.N., *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*

Tamrazyan A.G., *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*

Travush V.I., *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*

Treschev A.A., *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*

Tur V.V., *Doc. Sc. Tech., Prof. (Belorussia)*

Turkov A.V., *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*

Fedorov V.S., *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*

Fedorova N.V., *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*

Chernyshov E.M., *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*

Schach R., *Doc. Sc. Tech., Prof. (Germany)*

Managing Editor:

Savin S.Yu. *Candidat Sc. Tech (Russia)*

The edition address:

302006, Orel, Moskovskaya Street, 77

+7 (4862) 73-43-49

<http://oreluniver.ru/science/journal/sir>

E-mail: str_and_rek@mail.ru

Journal is registered in Russian federal service for monitoring communications, information technology and mass communications

The certificate of registration:
ПН №ФС 77-67169 from 16.09.2016 г.

Index on the catalogue of the «**Pressa Rossi**»
86294

© Orel State University, 2019

Contents

Theory of engineering structures. Building units

Istomin A.D., Petrova V.A. Stress-strain state of statically indefinable beams under temperatures below zero by calcium	3
Kolchunov V.I., Demyanov A.I To determination of stress-strain state for a rod of arbitrary cross section under torsion using mechanics of materials	10
Krivoshapko S.N. Cable-stayed structures for public and industrial buildings	23
Krylov A. S. Experimental assessment numerical simulation of steel beams with different boundary conditions	48
Popov E.V., Karelsky A.V., Ruslanova A.V., Stolypin D.A., Labudin B.V., Melekhov V.I., Toropov A.S. Stability of wood-composite panels with variable parameters of mechanical connectors	56
Mamin A.N., Kodysh E.N., Ershov M.N., Bobrov V.V., Reutsu A.V. Restoration of the water tower Nizhnyaya-Vykxa plant	67
Simakov O.A. Analysis of factors causing the need for strengthening of reinforced concrete constructions	76

Building and structure safety

Androsova N.B., Vetrova O.A. Analysis of reseaches and requirements on defense of building and structures against progressive collapse according regulatory documents of Russia and EU	85
---	----

Architecture and town-planning

Gurev G.S. Evolution of the space-planning structure of Voronezh and its impact on the character of the XIX – the beginning of XX century	97
Skobeleva E.A., Abramov A.V., Pilipenko O.V., Pchelenok O.A., Rodicheva M.V. Predicting the dynamics of the air environment in urban areas ...	106
Kholodova E.V. Features of planning and compositional construction of country suites in the space of Kursk region XVIII - 1st half of XIX century	115

Construction materials and technologies

Afanasyev G.A. Technologies for replacement of blocks with capital repair of multilevel buildings	131
--	-----

Review of the book “Reinforced concrete structures”	137
--	-----

**НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ
СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ БАЛОК
В УСЛОВИЯХ ОТРИЦАТЕЛЬНЫХ ТЕМПЕРАТУР**

ИСТОМИН А.Д., ПЕТРОВА В.А.

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

***Аннотация.** В статье представлен анализ напряженного состояния железобетонной статически неопределимой железобетонной балки в условиях отрицательных температур. Приведены экспериментальные данные по характеристикам бетона, температурным усилиям в железобетонных балках. Произведен анализ влияния температурных усилий на напряженное состояние нормального сечения балок.*

Коэффициент температурных деформаций арматурной стали класса А400 остается постоянным на всем заданном интервале температур. С понижением температуры значение коэффициента температурной деформации бетона уменьшается.

Таким образом, рекомендуемое нормами значение коэффициента температурных деформаций завышено на 40%. Это сказывается при определении температурных усилий в статически неопределимых элементах, а также растягивающих напряжений в арматуре из-за разности этого коэффициента для арматуры и бетона.

Возникающие температурные усилия приводят к росту напряжений в сжатой зоне, росту трещины и уменьшению высоты сжатой зоны в 1,2...1,4 раза. При этом присутствует участок растянутого бетона над трещиной.

***Ключевые слова:** температурные деформации, прочность, температурные усилия, нормальное сечение; опытные данные, ширина раскрытия трещин, железобетонная балка.*

**STRESS-STRAIN STATE OF STATICALLY INDEFINABLE BEAMS
UNDER TEMPERATURE BELOW ZERO BY CELSIUS**

ISTOMIN A.D., PETROVA V.A.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

***Abstract.** In the article the analysis of the strain-stress state of reinforced concrete statically indefinable beam is presented in the conditions of temperatures below zero by Celsius. Experimental data for mechanical parameters of concrete, temperature efforts in reinforced concrete beams are presented. The influence of temperature efforts to the strain-stress state of normal section of beams is analyzed.*

The temperature deformation coefficient of reinforcement steel of class A400 remains constant throughout the entire specified temperature range. With decreasing temperature, the value of the coefficient of temperature deformation of concrete decreases.

Thus, the value of the temperature distortion coefficient recommended by the norms is overestimated by 40%. This affects to the determination of temperature forces in statically indeterminable elements, as well as tensile stresses in the reinforcement due to the difference of this coefficient for reinforcement and concrete.

The resulting temperature forces lead to an increase of stresses in the compressed zone, a crack growth and a decrease in the height of the compressed zone by a factor of 1.2 ... 1.4. At the same time there is a stretched area of concrete above the crack.

***Keywords:** temperature deformations, durability, temperature efforts, normal section, experimental data, width of opening of cracks, reinforced-concrete beam.*

Работа статически неопределимых железобетонных балок в условиях отрицательных температур имеет важное значение для зданий текстильной промышленности, находящихся в условиях циклических замораживаний.

Расчет статически неопределимых железобетонных конструкций на совместное воздействие температуры и нагрузки производится способом последовательных приближений с использованием действительной жесткости сечений [4,6,10-16]. Если усилия плоской статически неопределимой системы от воздействия температуры определяются методом сил, то в общем случае канонические уравнения, представленные в матричной форме, имеют вид [9]:

$$[\delta][x]+[\Delta]=0. \quad (1)$$

В общем случае перемещения по направлению лишних неизвестных в системе канонических уравнений для железобетонных элементов вычисляются по формуле:

$$\delta_{i,k} = \sum_i^l \int_0^l \frac{\bar{M}_i \bar{M}_k}{D(x)} dx + \sum_i^l \int_0^l \frac{\bar{N}_i \bar{N}_k}{C(x)} dx + \sum_i^l \int_0^l \mu \frac{\bar{Q}_i \bar{Q}_k}{GA_{red}} dx. \quad (2)$$

В выражении (2) для немассивных стержневых сооружений третьим интегралом, учитывающим деформации сдвига, обычно пренебрегают.

Перемещение $\Delta_{i,t}$ в основной системе в i -ом направлении, вызванное воздействием температуры равно:

$$\Delta_{i,t} = \sum_i^l \int_0^l \bar{M}_i \frac{1}{\rho_t}(x) dx + \sum_i^l \int_0^l \bar{N}_i \varepsilon_t(x) dx, \quad (3)$$

где \bar{M}_i , \bar{N}_i – изгибающий момент и продольная сила в сечении «X» элемента основной системы от действия в i -ом направлении соответствующей единичной силы;

$\frac{1}{\rho_t}(x)$, $\varepsilon_t(x)$ – кривизна и относительное удлинение элемента в сечении «x», вызванное воздействием температуры;

Изгибная и осевая жесткости для элементов определяется согласно предложениям, изложенным в работах [4,5].

В настоящее время широко используется расчет железобетонных стержневых конструкций на основе диаграмм деформирования бетона и арматуры [2,10]. При этом построенные модели деформирования стержня основываются на использовании полных диаграмм материалов и предпосылок теории В.И. Мурашева. Например, Н.И. Карпенко и Т.А. Мухамедиев, для учета изменения диаграммы работы арматуры при образовании трещины, используют связь между напряжениями арматуры в трещине и ее средними деформациями на участках между трещинами [8].

Физические соотношения для нормального сечения устанавливаются с использованием предпосылок, изложенных в работах [4,8]: 1) связь между осевыми напряжениями и относительными деформациями бетона и арматуры представляется в виде исходных диаграмм; 2) распределение силовых и вынужденных относительных деформаций по высоте сечения подчиняется гипотезе плоских сечений; 3) применяется условие совместности осевых деформаций арматуры и бетона; 4) при переходе от напряжений к обобщенным усилиям (моменту и нормальной силе) вводится процедура численного интегрирования по высоте сечения, при этом сечение разбивается на отдельные малые прямоугольные элементы, в пределах которых напряжение усредняется; 5) нетреснувшим считается тот элементарный участок, в котором деформации растяжения не превышают величины $2R_{bt}/E_b$; 6) учитывается влияние влажно-

сти бетона и температуры замораживания на диаграммы работы бетона при сжатии и растяжении; 7) напряжения, возникающие из-за разности коэффициентов температурных деформаций (КТД) бетона и арматуры, рассматриваются как внутренние начальные напряжения и учитываются на уровне физических соотношений.

Экспериментальные исследования проводились на железобетонных балках прямоугольного сечения 10x20 см с расчетным пролетом 200 см. Балки армировались вязанными каркасами. В растянутой зоне каркас имел два стержня диаметром 12 мм из стали класса А400.

Экспериментальная установка представляла собой жесткую стальную раму с массивными торцевыми стойками, предназначенная для опирания изгибаемого элемента и ограничения его перемещений в осевом направлении. Это осуществляется путем закрепления арматурных выпусков в торцевых стойках. Для исключения температурных перемещений собственно установки, она находится в ванне с водой, температура которой поддерживается постоянной с помощью специального теплообменника.

Принципиальная схема испытаний однажды статически неопределимой железобетонной балки представлена на рисунке 1.

Деформативные и прочностные свойства бетона определились на стандартных образцах-призмах размерами 10x10x40 см при положительных и отрицательных температурах. Соответствующие результаты, полученные как средние по трем образцам, приведены в таблице 1.

В ходе исследований измерялись свободные температурные деформации, как железобетона, так и составляющих его материалов - бетона и арматуры, которые представлены на рисунке 2.

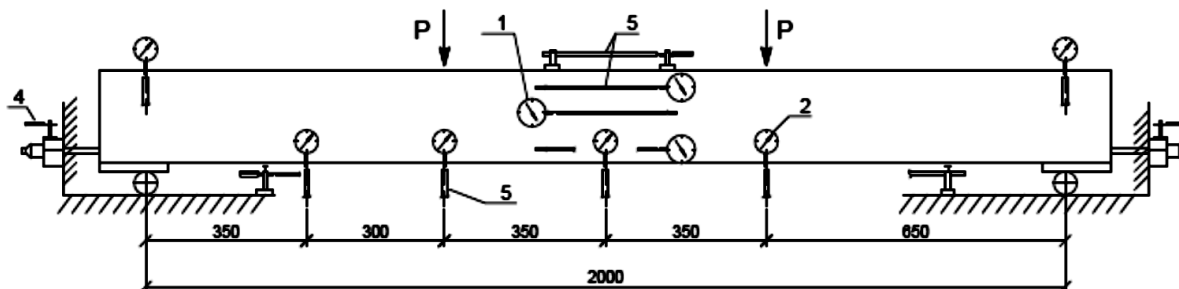


Рисунок 1– Схема испытания однажды статически неопределимой балки:
1...4 - индикаторы часового типа; 5 - кварцевые удлинители

Из представленных графиков видно, что коэффициент температурных деформаций арматурной стали класса А400 остается постоянным на всем заданном интервале температур и равен $\alpha_s = 1,2 \cdot 10^{-5}$ град⁻¹. С понижением температуры значение КТД бетона уменьшается: с $\alpha_b = 1,0 \cdot 10^{-5}$ град⁻¹ (+15°С...-15°С) до $\alpha_b = 0,6 \cdot 10^{-5}$ град⁻¹ (-15°С...-45°С), то есть значение α_b уменьшается на 40 %. Таким образом, рекомендуемое нормами значение коэффициента температурных деформаций: $\alpha_b = 1,0 \cdot 10^{-5}$ град⁻¹ завышено на 40%. Это сказывается при определении температурных усилий в статически неопределимых элементах, а также растягивающих напряжений в арматуре из-за разности КТД арматуры и бетона [7].

Таблица 1 – Деформативно-прочностные характеристики бетона

T, °C	R _b , МПа	E _b ·10 ⁻³ , МПа	R _{bt} , МПа	$\frac{R_b}{R_b^{+15}}$	$\frac{E_b}{E_b^{+15}}$	$\frac{R_{bt}}{R_{bt}^{+15}}$	$\alpha_b \cdot 10^5$, град ⁻¹
+15	45,41	33,41	3,69	1,00	1,00	1,00	1,00
-45	54,49	37,09	4,83	1,20	1,11	1,31	0,80

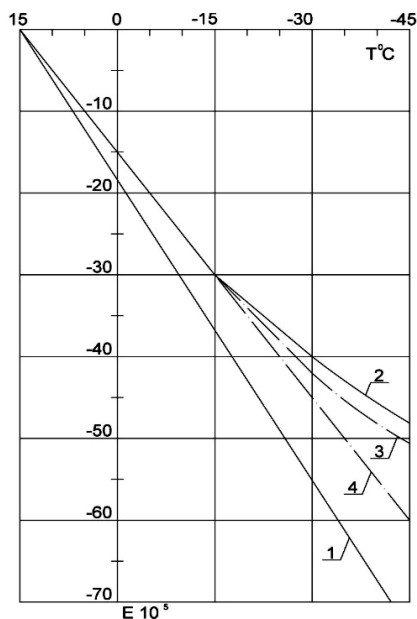


Рисунок 2 – Свободные температурные деформации:
 1 – арматуры класса А400; 2 - бетона (по результатам эксперимента); 3 - железобетонной балки при $\mu = 1,13\%$;
 4 - бетона при $\alpha_b = 1.0 \cdot 10^{-5}$ 1/град

Опытные значения температурных реакций, в виде растягивающих усилий в балках на уровне продольной арматуры, при понижении температуры приведены в таблице 2.

На рисунке 3 представлены эпюры напряжений по высоте сечения с трещиной, полученные на основании расчетов по выше приведенной методике.

Из рисунка видно, что возникающие температурные усилия приводят к росту напряжений в сжатой зоне, росту трещины и уменьшению высоты сжатой зоны в 1,2...1,4 раза. При этом присутствует участок растянутого бетона над трещиной.

На рисунке 4 представлено приращение ширины раскрытия нормальных трещин при температуре -45°C в зависимости от уровня поперечного нагружения.

Таблица 2–Температурные усилия (кН) в балках

T, °C	15	0	-10	-20	-30	-45
$M/M_{ult} = 0$	0	36,08	40,05	45,96	51,74	66,39
$M/M_{ult} = 0,30$	0	12,01	18,67	28,99	32,07	46,65
$M/M_{ult} = 0,45$	0	12,00	18,67	26,02	30,70	34,65
$M/M_{ult} = 0,67$	0	5,7	10,02	13,30	15,97	17,05

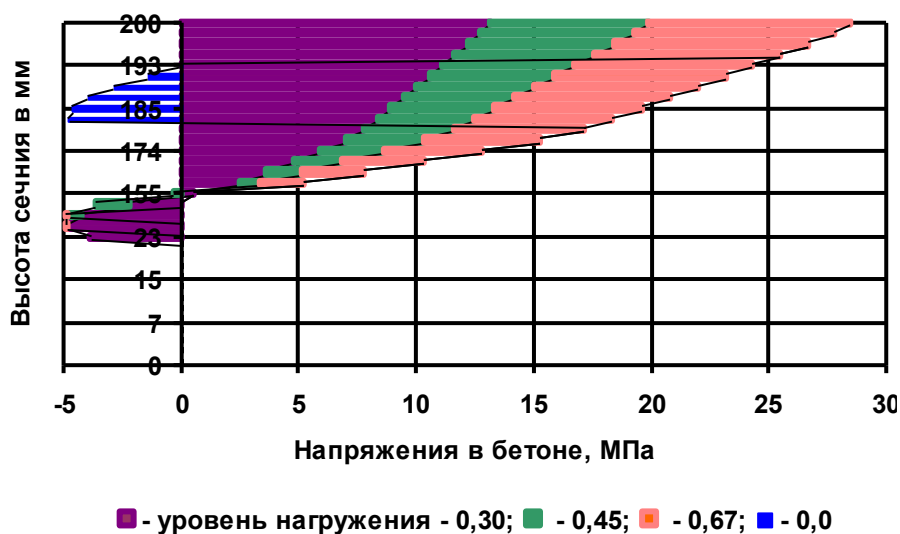


Рисунок 3 – Изменение напряжений в бетоне по высоте сечения

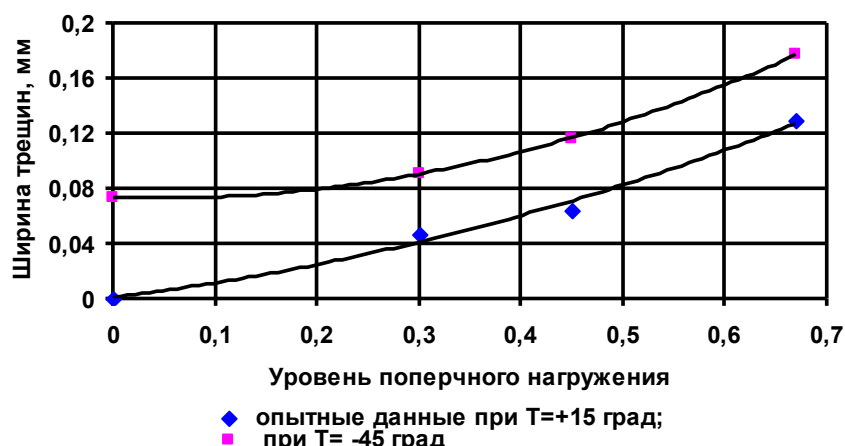


Рисунок 4 – Ширина раскрытия нормальных трещин

Анализ результатов показывает, что возникающие температурные усилия в однажды статически неопределимой балке приводят к значительному увеличению ширины раскрытия нормальных трещин. Средняя ширина раскрытия трещин балок увеличилась на 94% при уровне силового поперечного нагружения $0,3M_{ult}$ и на 37% при уровне силового поперечного нагружения $0,67M_{ult}$ при понижении температуры до -45°C . Отношение максимальной ширины раскрытия трещин к ее среднему значению в среднем составило для нормальных условий – $a_{crc}^{max} / \bar{a}_{crc} = 1,52$, при температуре -45°C – $a_{crc}^{max} / \bar{a}_{crc} = 1,67$. Полученные значения близки к значению 1,66, принятого в нормах [3].

Выводы

1. При вычислении температурных усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях необходимо учитывать изменение деформативных и прочностных свойств бетона, а также жесткости сечений с учетом нелинейного характера деформирования бетона.
2. Температурные усилия приводят к увеличению напряжений в сжатой зоне до 40%, в растянутой арматуре до 70%.
3. Температурные усилия приводят к увеличению ширины раскрытия нормальных трещин на 94% при уровне силового поперечного нагружения $0,3M_{ult}$ и на 37% при уровне силового поперечного нагружения $0,67M_{ult}$.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Александров Е. Н., Истомин А. Д. Анализ напряженно деформированного состояния изгибаемых элементов с комбинированным армированием на основе диаграмм деформирования фибробетона // Научное обозрение. 2016. № 4. С. 35-39.
2. Байков В.Н., Додонов М.И., Расторгуев Б.С. и др. Общий случай расчета прочности элементов по нормальным сечениям // Бетон и железобетон. 1987. № 5. С. 16-18.
3. Залесов А.С., Кодыш Э.Н., Леммыш Л.Л. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям. М.: Стройиздат, 1988. 320 с.
4. Истомин А.Д., Кудрявцев А.В. Работа статически неопределимых железобетонных элементов в условиях отрицательных температур // Промышленное и гражданское строительство. 2016. № 7. С. 51-55.
5. Истомин А.Д., Истомин А.С. Температурные усилия в статически неопределимом железобетонном брусе при его замораживании до -50°C . // Научное обозрение. 2015. № 24. С. 88-91.
6. Istomin A., Medyankin M. The influence of pliability of supports on statistically undefined reinforced concrete elements at temperatures under -50°C // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2018. Vol. 365. Pp. 052036. Doi: 10.1088/1757-899X/365/5/052036
7. Истомин А.Д., Александров Е.Н. Влияние массивности конструкций на температурные деформации // *№1 (81) 2019 (январь-февраль)*

ции бетона при циклическом замораживании и оттаивании // Наука и техника в дорожной отрасли. 2018. № 1. С. 31-32.

8. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Сапожников М.А. К построению методики расчета стержневых элементов на основе диаграмм деформирования материалов. // Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций. 1987. С. 103-107.

9. Ржаницына А.Р. Строительная механика. М.: Высшая школа, 1982. 400 с.

10. Тамразян А.Г. Бетон и железобетон: проблемы и перспективы // Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 7. С. 51-54.

11. Каприелов С.С., Гольденберг А.Л., Тамразян А.Г. О самозалечивании высокопрочного бетона, подвергнутого деструкции при циклическом замораживании // Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. 2017. № 5 (371). С.56-61.

12. Тамразян А.Г., Фаликман В.Р. Основные требования к проектированию железобетонных конструкций по модельному кодексу ФИБ // Строительство и реконструкция. 2016. № 3 (65). С. 71-77.

13. Тамразян А.Г., Орлова М.А. К остаточной несущей способности железобетонных балок с трещинами // Жилищное строительство. 2015. № 6. С.32-34.

14. Тамразян А.Г. К расчету железобетонных элементов с учетом ползучести и старения на основе реологической модели бетона // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. С. 26-27.

15. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. О влиянии снижения жесткости железобетонных плит перекрытий на несущую способность при длительном действии нагрузки // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. С. 30-32.

16. Тамразян А.Г. Динамическая устойчивость сжатого железобетонного элемента как вязкоупругого стержня // Вестник МГСУ. 2011. № 1-2. С. 193-196.

REFERENCES

1. Aleksandrov Ye. N., Istomin A. D. Analiz napryazhenno deformirovannogo sostoyaniya izgibayemykh elementov s kombinirovannym armirovaniyem na osnove diagramm deformirovaniya fibrobetona [analysis of the stress-strain state of bending elements with combined reinforcement on the basis of fiber concrete deformation diagrams]. *Nauchnoye obozreniye*. 2016. No 4. Pp. 35-39.

2. Baykov V.N., Dodonov M.I., Rastorguyev B.C. et al. Obshchiy sluchay rascheta prochnosti elementov po normal'nyim secheniyam [General case of calculation of the strength of elements at the normal sections]. *Beton i zhelezobeton*. 1987. No 5. Pp. 16-18.

3. Zalesov A.S., Kodysh E.N., Lemysh L.L. Raschet zhelezobetonnykh konstruksiy po prochnosti, treshchinostoykosti i deformatsiyam [Calculation of reinforced concrete structures by strength, crack resistance and deformations], Moscow: Stroyizdat. 1988. 320 p.

4. Istomin A.D., Kudryavtsev A.V. Rabota staticheski neopredelimykh zhelezobetonnykh elementov v usloviyakh otritsatel'nykh temperatur [Work of statically indeterminate reinforced concrete elements under negative temperatures]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2016. No 7. Pp. 51-55.

5. Istomin A.D., Istomin A.S. Temperaturnyye usiliya v staticheski neopredelimom zhelezobetonnom bruse pri yego zamorazhivaniy do -50°C [Temperature forces in statically indeterminate reinforced concrete beam at its freezing up to -50°C]. *Nauchnoye obozreniye*. 2015. No 24. Pp. 88-91.

6. Istomin A., Medyankin M. The influence of pliability of supports on statistically undefined reinforced concrete elements at temperatures under -50°C . *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2018. Vol. 365. Pp. 052036. Doi: 10.1088/1757-899X/365/5/052036

7. Istomin A.D., Aleksandrov Ye.N. Vliyaniye massivnosti konstruksiy na temperaturnyye deformatsii betona pri tsiklicheskom zamorazhivaniy i ottaivaniy [Influence of massiveness of structures on temperature deformation of concrete during cyclic freezing and thawing]. *Nauka i tekhnika v dorozhnoy otrasli*. 2018. No 1. Pp. 31-32.

8. Karpenko N.I., Mukhamediyev T.A., Sapozhnikov M.A. K postroyeniyu metodiki rascheta stержnevyykh elementov na osnove diagramm deformirovaniya materialov [Development of methodology for calculating the core elements on the basis of the diagrams of deformation of materials]. *Sovershenstvovaniye metodov rascheta staticheski neopredelimykh zhelezobetonnykh konstruksiy* [Improvement of methods for calculating the static of indeterminate reinforced concrete structures]. 1987. Pp. 103-107.

9. Rzhantsyn A.R. Stroitel'naya mekhanika [Structural Mechanics]. Moscow: Vysshaya shkola. 1982. 400 p.

10. Tamrazyan A.G. Beton i zhelezobeton: problemy i perspektivy [Concrete and reinforced concrete: problems and prospects] // *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2014. No 7. Pp. 51-54.

11. Kapriyelov S.S., Gol'denberg A.L., Tamrazyan A.G. O samozalchivaniy vysokoprochnogo betona, podvergnutogo destruktсии pri tsiklicheskom zamorazhivaniy [On self-healing of high-strength concrete subjected to destruction during cyclic freezing]. *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedeniy. Tekhnologiya tekstil'noy promyshlennosti*. 2017. No 5 (371). Pp. 56-61.

12. Tamrazyan A.G., Falikman V.R. Osnovnyye trebovaniya k proyektirovaniyu zhelezobetonnykh konstruktсий po model'nomu kodeksu FIB [Basic requirements for the design of reinforced concrete structures according to the model code FIB]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2016. No 3 (65). Pp. 71-77.

13. Tamrazyan A.G., Orlova M.A. K ostatochnoy nesushchey sposobnosti zhelezobetonnykh balok s treshchinami [To residual bearing capacity of reinforced concrete beams with cracks]. *Zhilishchnoye stroitel'stvo*. 2015. No 6. Pp.32-34.

14. Tamrazyan A.G. K raschetu zhelezobetonnykh elementov s uchedom polzuchesti i stareniya na osnove reologicheskoy modeli betona [To calculation of reinforced concrete elements taking into account creep and aging on the basis of rheological model of concrete]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2012. No 7. Pp. 26-27.

15. Tamrazyan A.G., Filimonova Ye.A. O vliyani snizheniya zhestkosti zhelezobetonnykh plit perekrytiy na nesushchuyu sposobnost' pri dlitel'nom deystvii nagruzki [On the effect of reducing the stiffness of reinforced concrete slabs on the bearing capacity under long-term load]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2012. No 7. Pp. 30-32.

16. Tamrazyan A.G. Dinamicheskaya ustoychivost' szhatogo zhelezobetonного элемента kak vyazkouprugogo sterzhnya [Dynamic stability of the compressed reinforced concrete element as a viscoelastic rod]. *Vestnik MGSU*. 2011. No 1-2. Pp. 193-196.

Информация об авторах:

Истомин Андрей Дмитриевич

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия, Кандидат технических наук, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций,

E-mail: nauka.07@mail.ru

Петрова Виктория Алексеевна

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия, Аспирантка кафедры железобетонных и каменных конструкций,

E-mail: visiren@mail.ru

Information about authors:

Istomin Andrey D.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,

Candidate of technical sciences, associate professor of the department «Reinforced concrete and stone structures»

E-mail: nauka.07@mail.ru

Petrova Victoria A.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,

Graduate student of the department «Reinforce concrete and stone structures»

E-mail: visiren@mail.ru

К ОПРЕДЕЛЕНИЮ НАПРЯЖЕННО – ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СТЕРЖНЕЙ ПРОИЗВОЛЬНОГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ ПРИ КРУЧЕНИИ МЕТОДАМИ СОПРОТИВЛЕНИЯ МАТЕРИАЛОВ

КОЛЧУНОВ ВЛ. И., ДЕМЬЯНОВ А. И.

Юго-Западный государственный университет, г. Курск, Россия

Аннотация. Предложен новый подход к определению касательных напряжений кручения для стержней произвольного поперечного сечения, базирующийся на упрощенных предположениях сопротивления материалов. Его особенность заключается в аппроксимации прямоугольных и любых сложных поперечных сечений железобетонных конструкций с помощью их разбиения на квадраты с вписанными в них кругами, соединенными между собой в единую монолитную фигуру в большом круге, описанном вокруг любого поперечного сечения. В пределах большого и каждого i -ого круга становится справедливой зависимость касательных напряжений кручения от расстояния до центра рассматриваемого круга. Максимальные напряжения согласно предлагаемой методике достигаются в серединах длинных сторон прямоугольника, что соответствует их действительному распределению. При этом такая модель позволяет снять вопрос о необходимости использования специальных таблиц для расчета не только в упругой стадии. Она также позволяет отделить напряженно-деформированное состояние в целом наборе круглых сечений от дополнительного поля, связанного с депланацией прямоугольного сечения. Авторами откорректированы и существенно дополнены зависимости для учета депланации стержня прямоугольного поперечного сечения, вводится понятие и предложены зависимости для учета местной депланации. Акцентируется внимание на физической сути продольных перемещений, обусловленных депланацией, проводится аналогия с элементарными перемещениями, вызываемыми сдвиговыми усилиями. Предложенная методика позволяет учитывать концентрацию угловых деформаций в углах и других резко изменяющихся геометрических параметрах как относительно плоскости поперечного сечения, так и в направлении продольной оси стержня. Малые i -тые круги, попадающие в контур поперечного сечения стержня, служат в качестве “конденсирующих”, - именно в них сосредотачиваются элементы жесткости и эффективные значения параметров напряженно-деформированного состояния, которые обеспечивают сопротивление поперечного сечения стержня кручению. Трансформационные переходы от цилиндрической к декартовой системе координат и привлечение местных систем координат, позволили максимально упростить полученные зависимости. Разделение расчетных параметров на соответствующие составляющие напряженно – деформированного состояния предоставляет возможность их глубокого анализа.

Ключевые слова: кручение, напряженно–деформированное состояние, сопротивление материалов, произвольное сечение, предлагаемая методика, депланация, концентрация, конденсация.

TO DETERMINATION OF STRESS-STRAIN STATE FOR A ROD OF ARBITRARY CROSS SECTION UNDER TORSION USING MECHANICS OF MATERIALS

KOLCHUNOV VL. I., DEMYANOV A.I

South-West State University, Kursk, Russia

Abstracts. A new approach to the determination of tangential torsional stresses for rods of arbitrary cross section, based on simplified assumptions of material resistance, is proposed. Its peculiarity lies in the approximation of rectangular and any complex cross-sections of reinforced concrete structures by breaking them into squares with circles inscribed in them, interconnected into a single monolithic figure in a large circle described around any cross-section. Within each i -th circle, the dependence of the tangential torsional stresses on the distance to the center of the circle in question becomes

valid. The maximum stresses according to the proposed method are achieved in the middle of the long sides of the rectangle, which corresponds to their actual distribution. At the same time, this model allows us to remove the question of the need to use special tables for the calculation not only in the elastic stage. It also allows you to separate the stress-strain state in the whole set of circular sections from the additional field associated with the rectangular section. The authors corrected and significantly added dependencies to account for the deplanation of a rod of rectangular cross-section, introduced the concept and suggested dependencies to account for local deplanation. The attention is focused on the physical essence of the longitudinal displacements caused by the deplanation; an analogy is drawn with the elementary displacements caused by shear forces. The proposed method allows to take into account the concentration of angular deformations in the corners and other sharply changing geometric parameters both relative to the cross-section plane and in the direction of the longitudinal axis of the rod. Small i -th circles that fall into the contour of the cross section of the rod serve as "condensing" - it is in them that the stiffening elements and effective values of the parameters of the stress-strain state, which provide the resistance of the cross-section of the rod to torsion, concentrate. Transformational transitions from the cylindrical to Cartesian coordinate systems and the involvement of local coordinate systems, made it possible to simplify the dependencies as much as possible. The division of the calculated parameters into the corresponding components of the stress - strain state provides the possibility of their in-depth analysis.

Keywords: *torsion, stress – strain state, resistance of materials, arbitrary cross section, proposed method, deplanation, concentration, condensation.*

Введение

Из сопротивления материалов известно, что задачу определения напряжений и деформации при кручении стержни некруглого поперечного сечения нельзя решить методами, базирующимися на упрощенных предпосылках этой экспериментально-теоретической науки, являющейся одним из разделов строительной механики. Такая задача обычно решается с использованием методов теории упругости и пластичности. Тем не менее, использование рабочих гипотез сопротивления материалов применительно к стержневым конструкциям весьма привлекательно. В связи с этим возникает резонный вопрос о том, на сколько категорично утверждение о том, что нельзя решить обозначенную выше задачу методами сопротивления материалов? Все ли подходы [1-22] и резервы при этом исчерпаны?

Расчетная модель

В этой статье авторы делают попытку получить такое решение, оставаясь в рамках гипотез сопротивления материалов. Для решения задачи будем аппроксимировать различные сечения стержней с помощью разбивки их на малые квадраты с последующим вписыванием в эти квадраты кругов. Тогда применительно к этим малым кругам, составляющих поперечное сечение стержней любой формы, будут справедливы формулы сопротивления материалов, полученные для круглых поперечных сечений. При этом необходимо решить **три сопутствующие задачи: во – первых**, необходимо учесть депланацию поперечных сечений стержней некруглой произвольной формы с помощью какой – то рекуррентной формулы; **во – вторых**, корректно просуммировать элементарные круги с помощью которых аппроксимируется поперечное сечение любой формы с распределением, приходящихся на них, крутящих моментов; **в – третьих**, необходимо учесть наличие концентрации деформаций в зоне входящих углов поперечного сечения произвольной формы и местной депланации в углах и других резко изменяющихся геометрических параметрах, а также ее «возврата» в местах, соседствующих с квадратами с нулевой жесткостью.

Решение **первой** из этих задач предложено авторами в работе [20]. При этом основные поправки будут касаться **депланации** некруглых поперечных сечений, например, прямоугольных или, состоящих из набора прямоугольников (заметим, что квадраты, на которые разбивается для выполнения процедуры предлагаемого расчета, также являются их частным случаем). Зависимости для учета депланации предложены авторами в работе [20]. Принимая ее во внимание, перемещение, обусловленное депланацией поперечного сечения, запишется в виде:

$$w = \frac{M_t}{G \cdot I_t} \cdot f(y, z) \cdot f_2(x) = \frac{M_t}{G \cdot I_t} \cdot \frac{a_*^2 - b_*^2}{a_*^2 + b_*^2} \cdot y \cdot z \cdot l \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right) \quad (1)$$

Здесь

$$f(y, z) = \beta_t \cdot y \cdot z, \quad (2)$$

$$\beta_t = \frac{a_*^2 - b_*^2}{a_*^2 + b_*^2}. \quad (3)$$

Таким образом, перемещение W является сложной функцией, зависящей от координат y, z, x .

Физическая суть перемещений W заключается в том, что они обусловлены касательными напряжениями кручения и вызываемыми ими деформациями сдвига (здесь можно провести аналогию с перемещениями Δ_Q , вызываемыми поперечной силой [16]). Абсолютным перемещениям депланации W будут соответствовать относительные деформации сдвига γ_{zx} , вызываемые касательными напряжениями кручения τ_t .

При отыскании относительных угловых (сдвиговых) деформаций депланации $\gamma_{d,zx}$ и $\gamma_{d,yx}$ с использованием зависимостей Коши, они примут вид:

$$\gamma_{d,zx} = \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\partial \omega}{\partial x} = \frac{\partial w}{\partial z} + 0 = \frac{\partial w}{\partial z}, \quad (4)$$

$$\gamma_{d,yx} = \gamma_{yx} = \frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = \frac{\partial w}{\partial y} + 0 = \frac{\partial w}{\partial y}, \quad (5)$$

где w, v, ω – перемещения по направлению осей x, y и z , соответственно.

Применительно к модели депланации, описываемой формулой (1), перемещения $v = \omega = 0$. В итоге будем иметь:

$$\gamma_{dep,yx} = \frac{M_t}{G \cdot I_t} \cdot \frac{a_*^2 - b_*^2}{a_*^2 + b_*^2} \cdot l \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right) \cdot z \leq \gamma_{dep,yx,ul}, \quad (6)$$

$$\gamma_{dep,zx} = \frac{M_t}{G \cdot I_t} \cdot \frac{a_*^2 - b_*^2}{a_*^2 + b_*^2} \cdot l \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right) \cdot y \leq \gamma_{dep,zx,ul}, \quad (7)$$

где $\gamma_{dep,yx,ul}$ и $\gamma_{dep,zx,ul}$ – составляющие предельных относительных угловых деформаций депланации.

Составляющие касательных напряжений, обусловленных депланацией, определяются из зависимостей:

$$\tau_{dep,yx} = \gamma_{dep,yx} \cdot G = \frac{M_t}{G \cdot I_t} \cdot \frac{a_*^2 - b_*^2}{a_*^2 + b_*^2} \cdot l \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right) \cdot z \cdot G \leq \tau_{dep,yx,ul}, \quad (8)$$

$$\tau_{dep,zx} = \gamma_{dep,zx} \cdot G = \frac{M_t}{G \cdot I_t} \cdot \frac{a_*^2 - b_*^2}{a_*^2 + b_*^2} \cdot l \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right) \cdot y \cdot G \leq \tau_{dep,zx,ul}, \quad (9)$$

где $\tau_{dep,yx,ul}$ и $\tau_{dep,zx,ul}$ – составляющие предельных касательных напряжений депланации.

Предлагаемая методика при оценке сопротивления железобетонных конструкций прямоугольного и сложных поперечных сечений (состоящих из набора прямоугольников) строится на том, что вокруг прямоугольного или любого более сложного поперечного сечения описывается большой круг, по которому условно «рассеивается» фигура поперечного

сечения. При этом все поле большого круга разбивается на ряд квадратов, которые впоследствии заменяются вписанными в них малыми кругами. Малые круги, которые попали в зону, ограниченную контуром поперечного сечения стержня, служат в качестве «конденсирующих», - именно в них сосредотачиваются элементы жесткости и эффективные значения параметров напряженно – деформированного состояния, которые обеспечивают сопротивление поперечного сечения стержня кручению.

Ранее авторами была рассмотрена подобная задача только с одним рядом разбивки по ширине прямоугольного сечения на малые круги, связывая напряженно – деформированное состояние этих малых кругов с различными типами пространственных трещин. Другими словами, различные типы трещин, имеющих место снизу, в середине и сверху поперечного сечения, попадали именно в эти малые круги соответственно их расположению по высоте прямоугольного сечения, - нижний круг использовался, как правило, для трещин первого типа, средний – для второго и третьего типа [20].

Теперь, проанализировав все недостатки отмеченного разбиения, авторы несколько усовершенствовали предлагаемый подход. А именно для решения обозначенной выше **второй** задачи, опишем вокруг поперечного сечения стержня произвольной формы круг, который полностью включает в себя любое поперечное сечение (рис. 1 и рис. 2), - фигура А- В – С - D для прямоугольного сечения, рис. 1, а; фигура А - В – С – D – К – D – J – E – I – P – G – H для двутаврового сечения, рис. 1, б; - фигура А- В – С – D – I - F для Г - образного сечения, рис. 2, а; - фигура А- В – С – D – I – F – G - H для коробчатого сечения, рис. 2, б.

Заметим, что приведенные фигуры для наиболее характерных поперечных сечений не исчерпывают всего их многообразия, на которые распространяется предлагаемый подход, и служат лишь в качестве конкретных примеров. Таким образом, из рис. 1 и 2 следует, что вокруг поперечных сечений любой формы можно описать круг, геометрический **центр которого совпадает с геометрическим центром поперечного сечения**. В пределах этого круга выполняется разбивка фигуры поперечного сечения и дополнительной площади, охватываемой кругом, на квадраты, с вписанными в них, малыми кругами. Разбивку на квадраты с вписанными в них кругами, формально выполняем на всей площади охватываемой большим кругом для получения рекуррентных зависимостей, принимая крутильные моменты инерции, площади и жесткости в квадратах, расположенных за пределами поперечного сечения стержня, равными нулю.

Будем различать среди кругов, входящих в поперечное сечение, круги, которые расположены в угловых зонах этого сечения (позиция 1 на рис. 1 и 2) и круги, расположенные во входящих внутренних углах сечения (позиция 2 на рис. 1 и 2). При этом, если напряженно-деформированное состояние кругов, обозначенных позицией 1, в соответствии с гидродинамической аналогией близко к нулю, то в напряженно-деформированное состояние кругов, обозначенных позицией 2, необходимо вводить коэффициенты, учитывающие здесь концентрацию.

Теперь применительно к большому кругу, включающему в себя в том числе и поперечное сечение произвольной формы (рис. 1 и 2), можно использовать формулы сопротивления материалов для круглых стержней. Такие формулы справедливы и для каждого из малых кругов, на которые, в свою очередь, разбит большой круг. В результате предоставляется возможным записать рекуррентные формулы применительно к расчету стержней произвольного поперечного сечения с введением необходимых поправочных коэффициентов.

Формулы для определения касательных напряжений кручения τ_t в соответствующем круге поперечного сечения, расположенном на расстоянии x от опоры, записывается в цилиндрической и декартовой системе координат:

$$\tau_{t,A} = \tau_{t,A,spr} + \tau_{t,i,A,cond} = \frac{M_t}{I_t} \cdot r_{j,A} + \frac{M_{t,i}}{I_{t,i}} \cdot r_{i,A} = \frac{M_t}{I_t} \cdot \sqrt{y_{j,A}^2 + z_{j,A}^2} + \frac{M_{t,i}}{I_{t,i}} \cdot \sqrt{y_{i,A}^2 + z_{i,A}^2} \leq \tau_{t,u}, \quad (10)$$

Здесь $r_{j,A}$, $y_{j,A}$, $z_{j,A}$ – расстояния от центра большого круга, описанного вокруг поперечного сечения стержня до произвольной точки А, находящейся в малом j-том круге, в которой определяются значения касательных напряжений кручения τ_t и её координаты в общей системе координат YOZ, соответственно; M_t – крутящий момент, действующий в поперечном сечении стержня; I_t – суммарный полярный момент инерции поперечного сечения стержня, аппроксимированного малыми квадратами - кругами; $r_{i,A}$, $y_{i,A}$, $z_{i,A}$ – расстояния от центра малого i-того круга до произвольной точки А, находящейся в малом i-том круге, в которой определяются значения касательных напряжений кручения τ_t и её координаты в местной системе координат $Y_iO_iZ_i$, соответственно; $M_{t,i}$ – крутящий момент, приходящийся на i-тый малый круг, на которые разбито поперечное сечение стержня; $I_{t,i}$ – полярный момент инерции, приходящийся на i-тый малый круг, на которые разбито поперечное сечение стержня (складывается из собственного полярного момента инерции и добавочного, равного $r_j^2 \cdot A_i$); $\tau_{t,u}$ – предельные значения касательных напряжений кручения.

В формуле (10) суммарный полярный момент инерции сечения, состоящего из прямоугольников, равен сумме полярных моментов инерции квадратов - кругов, на которые разбиваются прямоугольники (с их последующей аппроксимацией малыми кругами, вписанными в эти квадраты):

$$I_t = I_{t,1} + I_{t,2} + \dots + I_{t,i} = \sum_{i=1}^n I_{t,i}, \quad (11)$$

Распределение действующего в поперечном сечении крутящего момента выполняется пропорционально соотношениям между общей крутильной жесткостью поперечного сечения и крутильной жесткостью каждого из малых кругов (на которые разбито поперечное сечение) относительно геометрического центра поперечного сечения. После сокращения на общий множитель, равный модулю сдвига при кручении, каждый из моментов кручения, приходящихся на вписанные малые круги, соответственно определяются, –

$$M_{t,1} = M_t \frac{I_{t,1}}{I_t}; \quad M_{t,2} = M_t \frac{I_{t,2}}{I_t}; \quad \dots \quad M_{t,i} = M_t \frac{I_{t,i}}{I_t}. \quad (12)$$

$I_{t,i}$ – полярный момент инерции вписанного в соответствующий квадрат малого круга, используемого в формуле (11).

Моменты кручения, приходящихся на вписанные малые круги, расположенные за пределами поперечного сечения стержня, равны нулю, так как здесь равны нулю их полярные моменты инерции.

Полярные моменты инерции малых кругов, расположенных в пределах контура поперечного сечения стержня относительно геометрического центра стержня складываются из полярных моментов инерции малых кругов относительно собственных геометрических центров ($I_{t,ow}$) и дополнительных моментов инерции площади каждого малого круга относительно общего геометрического центра стержня ($I_{t,add}$):

$$I_{t,i} = I_{t,i,ow} + I_{t,add} = \frac{\pi d^4}{32} + r_j^2 \cdot A_i \quad (13)$$

При этом $\tau_{t,A}$, отыскиваемую по формуле (10), будем рассматривать как равнодействующую двух составляющих $\tau_{t,A,xy}$ и $\tau_{t,A,xz}$ в общей системе координат YOZ, которые определяются из следующих зависимостей:

$$\tau_{t,A,xy} = \tau_{t,A} \cdot \sin \alpha = \left(\frac{M_t}{I_t} \cdot \sqrt{y_{j,A}^2 + z_{j,A}^2} + \frac{M_{t,i}}{I_{t,i}} \cdot \sqrt{y_{i,A}^2 + z_{i,A}^2} \right) \cdot \frac{y_j}{\sqrt{z_j^2 + y_j^2}} \leq \tau_{t,xy,ul}, \quad (14)$$

$$\tau_{t,A,xz} = \tau_{t,A} \cdot \cos \alpha = \left(\frac{M_t}{I_t} \cdot \sqrt{y_{j,A}^2 + z_{j,A}^2} + \frac{M_{t,i}}{I_{t,i}} \cdot \sqrt{y_{i,A}^2 + z_{i,A}^2} \right) \cdot \frac{z_j}{\sqrt{z_j^2 + y_j^2}} \leq \tau_{t,xz,ul}, \quad (15)$$

где $\tau_{t,xz,ul}$, $\tau_{t,xy,ul}$ – составляющие предельных значений касательных напряжений кручения.

Важно заметить, что все геометрические характеристики рассматриваются относительно геометрического центра сложного сечения.

Дополнительно к равнодействующим $\tau_{t,A}$, отыскиваемым по формуле (10) для соответствующих кругов необходимо учитывать составляющие, связанные с депланацией прямоугольного сечения [20].

Тогда, складывая составляющие касательных напряжений при кручении $\tau_{t,A,xy}$, $\tau_{t,A,xz}$, $\tau_{dep,xy}$ и $\tau_{dep,xz}$, получим результирующее напряжение $\tau_{sum,A}$.

$$\tau_{sum,A} = \sqrt{(\tau_{t,A,xy} + \tau_{dep,xy})^2 + (\tau_{t,A,xz} + \tau_{dep,xz})^2}, \quad (16)$$

где $\tau_{dep,xy}$ и $\tau_{dep,xz}$ – составляющие касательных напряжений депланации, усредненные в i -ом круге

Знаки их определяются автоматически, – с помощью второго множителя в формулах (6) – (7), управляющего квадрантами прямоугольного сечения. Если в пределах j -того круга знаки касательных напряжений депланации разные и при их усреднении возникают некоторые сложности, – тогда радиусы аппроксимирующих кругов необходимо уменьшить.

В случае, если вдоль продольной оси железобетонной конструкции крутящий момент имеет постоянное значение, то результирующие напряжения кручения в стадии III достигают своих предельных значений τ_u .

Зная τ_u (или $\tau_{sum,A}$) из уравнения (10) можно найти предельный крутящий момент, приходящийся на i -й круг сжатой зоны.

Итак, нулевые коэффициенты вводятся к тем малым кругам, которые расположены за пределами поперечного сечения стержня и вводятся лишь для заполнения всего большого круга, охватывающего поперечное сечение (рис. 1 и 2). Нулевые коэффициенты вводятся также к малым кругам, расположенным в угловых зонах сечения (в соответствии с результатами гидродинамической аналогии), обозначенных позицией 1 на рис. 1 и 2.

К кругам, расположенным во входящих углах поперечных сечений (обозначенных позицией 2 на рис. 1 и 2) вводятся коэффициенты, учитывающие наличие здесь **концентрации** напряженно – деформированного состояния. При упругом сопротивлении такие коэффициенты легко отыскиваются для соответствующего сечения с использованием метода конечных элементов (с малыми размерами конечных элементов). При упруго - пластическом сопротивлении и наличии трещин, например, в железобетоне, такие коэффициенты определяются по зависимостям, предложенным в работе [20].

Итак, для железобетонных элементов со сложной формой поперечного сечения, имеющих входящие углы (рис.1 и рис. 2) присуща определенная специфика расчета.

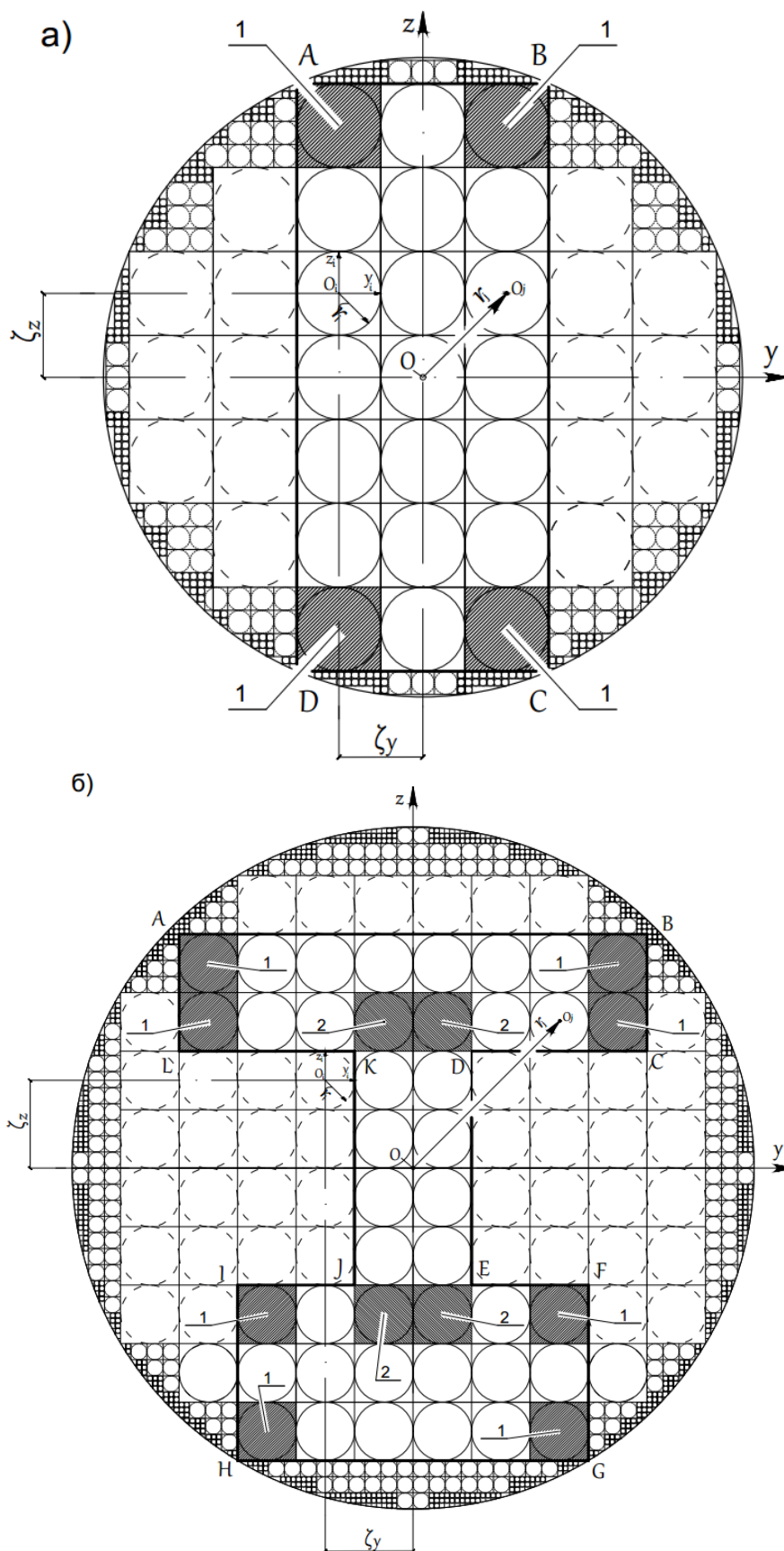


Рисунок 1 - Аппроксимация прямоугольного (а) и двустворчатого (б) поперечных сечений стержней с помощью квадратов и вписанных в них кругов

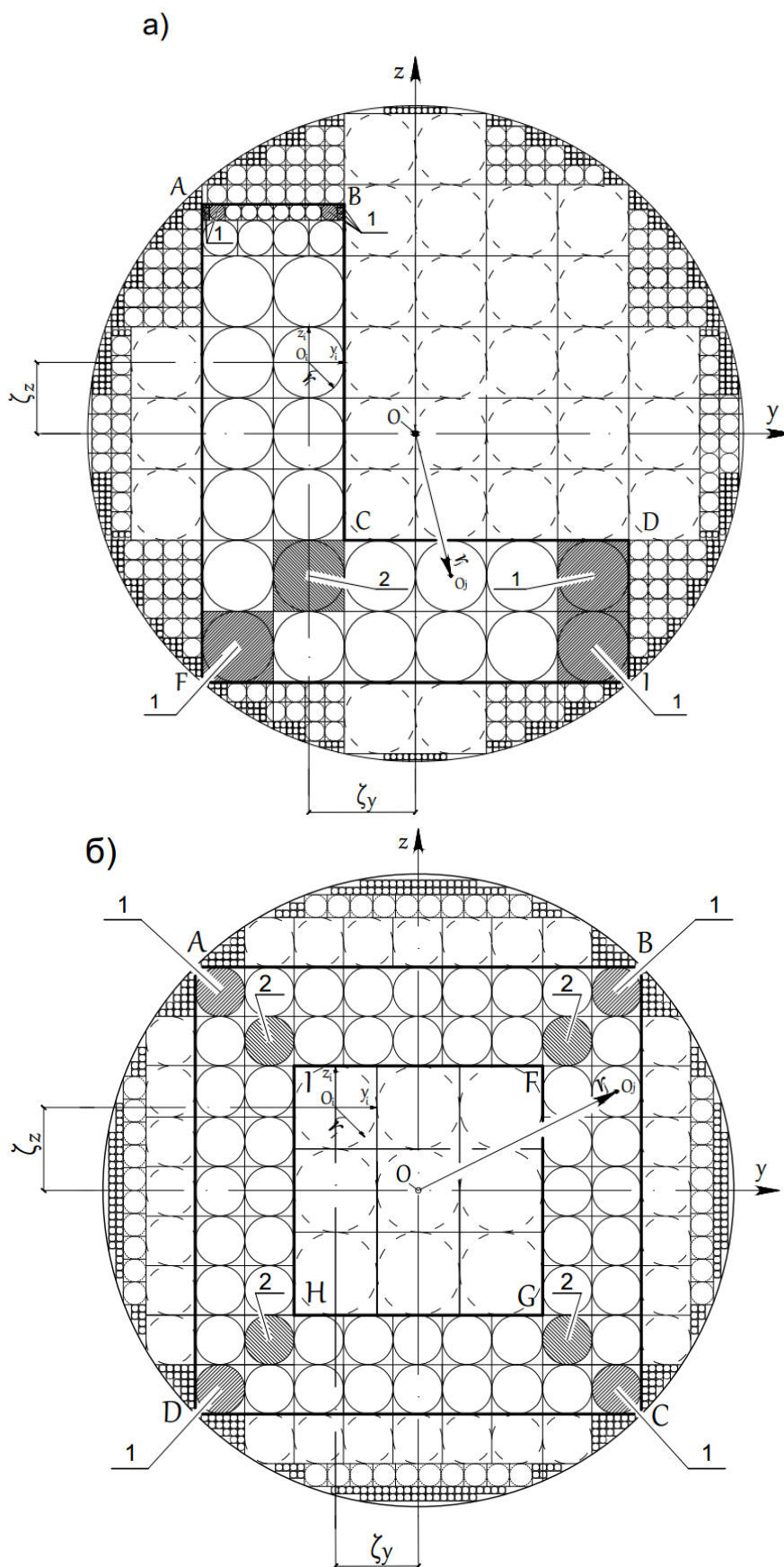


Рисунок 2 - Аппроксимация Г – образного (а) и коробчатого (б) поперечных сечений стержней с помощью квадратов и вписанных в них кругов

Картина распределение деформаций на участках стержней, прилегающих к нормальным сечениям, вырезающих узел [21, 22], напоминает, еще до появления трещин картину аналогичную, выявленную В.И. Мурашевым, в стадии трещинообразования. Поэтому представляется наиболее приемлемым учитывать такую концентрацию деформаций с помощью коэффициента $\psi_{b,\tau}$, по физическому смыслу, аналогичному коэффициенту ψ_s , введенному в теорию железобетона В.И. Мурашевым. Это позволяет оперировать в проведенных сечениях средними значениями деформаций, для которых уже справедлива гипотеза плоских поворотов. В стадии, когда сопротивление железобетонного стержня близко к упругому, коэффициент $\psi_{b,\tau}$ определяется с привлечением коэффициента концентрации деформаций k [21, 22]:

$$\psi_{b,\tau} = 1 - \omega_\gamma \frac{k-1}{k}, \quad (17)$$

где ω_γ – коэффициент заполнения эпюры деформаций растянутой арматуры (или сжатого бетона) на участках, отстоящих на h от центра узла.

При этом значения коэффициента k определяются по справочным данным или (при их отсутствии) легко могут быть получены с использованием МКЭ и учета особенностей работы зоны сопряжения как плосконапряженного (или объемного) элемента при его упругом сопротивлении.

После проявления физической нелинейности и трещин формула для определения значений коэффициента концентрации угловых деформаций $\psi_{b,\tau}$ для практических расчетов, принимает вид [21, 22]:

$$\psi_{b,\tau} = \psi_{b\tau,1} + (1 - \psi_{b\tau,1}) \cdot \frac{\gamma_{b,m} - \gamma_{b,el}}{\gamma_{b,u} - \gamma_{b,el}}, \quad (18)$$

где $\gamma_{b,m}$, $\gamma_{b,el}$, $\gamma_{b,u}$ – средние угловые деформации бетона, предел упругих угловых деформаций бетона ($\gamma_{b,el} = 0.3 \frac{\tau_b}{G_b}$) и предельные угловые деформации бетона, соответственно.

Важным элементом предлагаемого подхода является также предоставляемая возможность (из-за разбиения сечения на малые квадраты - круги) учета **местной депланации** в углах и других резко изменяющихся геометрических параметрах, а также ее «возврата» в местах, соседствующих с квадратами с нулевой жесткостью. Последнее обусловлено необходимостью корректировки некоторых несовершенств предлагаемого подхода в местах резкого перепада жесткостей между малыми кругами. С другой стороны, именно разбиение сечения на малые квадраты – круги дает возможность учета местной депланации в местах резкого изменения геометрических параметров поперечного сечения стержня и ее корректировки – «возврата» **относительно плоскости большого круга** в местах, соседствующих с квадратами – кругами, имеющими нулевую жесткость.

Тогда применительно к модели депланации, описываемой формулой (1), при учете местной депланации, получим:

$$w = \frac{M_t}{G \cdot I_t} \cdot f(y, z) \cdot f_2(x) = \frac{M_t}{G \cdot I_t} \cdot \frac{a_*^2 - b_*^2}{a_*^2 + b_*^2} \cdot y \cdot z \cdot l \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right) + w_{loc}. \quad (19)$$

Здесь w_{loc} - местная депланация. Ее целесообразно выразить через составляющие относительных угловых деформаций $\gamma_{dep,yx,loc}$ и $\gamma_{dep,zx,loc}$, которые отсчитываются в предлагаемой методике относительно плоскости большого круга.

$$\gamma_{dep,yx} \pm \gamma_{dep,yx,loc} = \frac{M_t}{G \cdot I_t} \cdot \frac{a_*^2 - b_*^2}{a_*^2 + b_*^2} \cdot l \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right) \cdot z \pm \left(\frac{M_t}{I_t} \cdot r_{j,A} - \frac{M_{t,i}}{I_{t,i}} \cdot r_{i,A} \right)_{yx} \leq \gamma_{dep,yx,ul}, \quad (20)$$

$$\gamma_{dep,zx} \pm \gamma_{dep,zx,loc} = \frac{M_t}{G \cdot I_t} \cdot \frac{a_*^2 - b_*^2}{a_*^2 + b_*^2} \cdot l \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right) \cdot y \pm \left(\frac{M_t}{I_t} \cdot r_{j,A} - \frac{M_{t,i}}{I_{t,i}} \cdot r_{i,A} \right)_{zx} \leq \gamma_{dep,zx,ul}, \quad (21)$$

где $\gamma_{dep,yx,ul}$ и $\gamma_{dep,zx,ul}$ – составляющие предельных относительных угловых деформаций депланации;

$\gamma_{dep,yx}$ и $\gamma_{dep,zx}$ - составляющие относительных угловых деформаций депланации;

$\gamma_{dep,yx,loc}$ и $\gamma_{dep,zx,loc}$ - составляющие относительных угловых деформаций местной депланации, - определяются с использованием закона парности касательных напряжений, переходящих из плоскости поперечного сечения YOZ во взаимно перпендикулярные плоскости XOZ и YOX, - слагаемое входящее в последние скобки зависимостей (20), (21) соответственно.

При этом выбор знака перед последними скобками в формулах (20) и (21) выполняется в зависимости от того, в каком квадранте прямоугольников (на которые разбивается поперечное сечение любой формы) расположена точка А.

Наконец, необходимо учесть наличие **концентрации** угловых деформаций в углах и других резко изменяющихся геометрических параметрах также в направлении оси x , (а не только в плоскости YOZ), т.е применительно **к местной депланации**. При этом коэффициент концентрации $\psi_{b,\tau,loc}$ вдоль продольной оси стержня x определяется по аналогии с зависимостью (18 см.выше) с привлечением коэффициента концентрации деформаций k_{loc} :

$$\psi_{b,\tau,loc} = 1 - \omega_{\gamma,loc} \frac{k_{loc} - 1}{k_{loc}}, \quad (22)$$

где параметры $\omega_{\gamma,loc}$ и k_{loc} – по смыслу аналогичны параметрам, используемым в формуле (17), с той только разницей, что они характеризуют местное, а не общее поле угловых деформаций.

При этом значения коэффициента k_{loc} легко могут быть получены с использованием МКЭ и учета особенностей работы зоны сопряжения как плосконапряженного (или объемного) элемента при его упругом сопротивлении.

После проявления физической нелинейности и трещин формула для определения значений коэффициента концентрации угловых деформаций $\psi_{b,\tau,loc}$ для практических расчетов, принимает вид, аналогичный формуле (18):

$$\psi_{b,\tau,loc} = \psi_{b\tau,1,loc} + (1 - \psi_{b\tau,1,loc}) \cdot \frac{\gamma_{b,m,loc} - \gamma_{b,el,loc}}{\gamma_{b,u} - \gamma_{b,el,loc}}, \quad (23)$$

где $\gamma_{b,m,loc}$, $\gamma_{b,el,loc}$, $\gamma_{b,u}$ – параметры, определяемые по аналогии с соответствующими параметрами из формулы (18).

Выводы

1. Предложен новый подход к определению касательных напряжений кручения для стержней произвольного поперечного сечения, базирующийся на упрощенных предпосылках

сопротивления материалов. Его особенность заключается в аппроксимации прямоугольных и любых сложных поперечных сечений конструкций (в том числе железобетонных) с помощью их разбивки на квадраты с вписанными в них кругами, соединенными между собой в единую монолитную фигуру в большом круге, описанном вокруг любого поперечного сечения, относительно которого выполняется учет местной депланации и концентрации угловых деформаций.

2. Малые i -тые круги, попадающие в контур поперечного сечения стержня, служат в качестве “конденсирующих”, - именно в них сосредотачиваются элементы жесткости и эффективные значения параметров напряженно-деформированного состояния, которые обеспечивают сопротивление поперечного сечения стержня кручению.

3. В пределах большого и каждого i -ого круга становится справедливой зависимость касательных напряжений кручения от расстояния до центра рассматриваемого круга. Максимальные напряжения согласно предлагаемой методике достигаются в серединах длинных сторон прямоугольника, что соответствует их действительному распределению. При этом такая модель позволяет снять вопрос о необходимости использования специальных таблиц для расчета не только в упругой стадии.

4. Предлагаемый подход также позволяет отделить напряженно-деформированное состояние в целом наборе круглых сечений от дополнительного поля, связанного с депланацией прямоугольного сечения. Авторами откорректированы и существенно дополнены зависимости для учета депланации стержня прямоугольного поперечного сечения, вводится понятие и предложены зависимости для учета местной депланации. Акцентируется внимание на физической сути продольных перемещений, обусловленных депланацией, проводится аналогия с элементарными перемещениями, вызываемыми сдвиговыми усилиями.

5. Предложенная методика позволяет учитывать концентрацию угловых деформаций в углах и других резко изменяющихся геометрических параметрах как относительно плоскости поперечного сечения, так и в направлении продольной оси стержня. При этом используется прием аналогичный введенному в теорию железобетона В.И. Мурашевым.

6. Трансформационные переходы от цилиндрической к декартовой системе координат и привлечение местных систем координат, позволили максимально упростить полученные зависимости. Разделение расчетных параметров на соответствующие составляющие напряженно – деформированного состояния предоставляет возможность их глубокого анализа.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гольшев А.Б., Колчунов В.И. Сопротивление железобетона. К.: Основа, 2009. 432 с.
2. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона. М.: АСВ, 2004. – 472 с.
3. Верюжский Ю.В. Методы механики железобетона. К. : Кн. изд-во НАУ, 2005. 653 с.
4. EN 1992-1 : (Final draft, October 2001). Eurocode 2 (2002) : Design of Concrete Structures. – Part 1 : General Rules and Rules for Buildings, European Prestandart, Brussels, 230 p.
5. CEB-FIP Eurocode 2 : Design of Concrete Structures. Part 1 : General Rules and Rules for Buildings, ENV 1991-1-1. Brussels : CEN, 1991. – 253 p.
6. Notes on ACI 318-05 (2005). Building Code Requirements for Structural Code / edited by Mahmoud E. Kamara, Basile G. Rabbat, USA, Portland Cement Association, 1008 p.
7. Колчунов В. И., Сальников А.С. Экспериментальные исследования трещинообразования железобетонных конструкций при кручении с изгибом // Строительство и реконструкция. 2016. №3(65). С. 24– 32.
8. Колчунов В. И., Демьянов А.И., Яковенко И.А., Грарба М.О. Проблема приведения в соответствие опытных данных трещиностойкости железобетонных конструкций их теоретическим значениям // Наука та будівництво. 2018. №1(15). С. 42-49.
9. Демьянов А.И., Сальников А.С., Колчунов В.И. Экспериментальные исследования железобетонных конструкций при кручении с изгибом и анализ их результатов // Строительство и реконструкция. 2017. №4(72). С. 17– 26.
10. Демьянов А.И., Покусаев А.А., Колчунов В.И. Экспериментальные исследования железобетонных конструкций при кручении с изгибом // Строительство и реконструкция. 2017. №5(73). С. 5– 14.

11. Демьянов А.И., Колчунов В.И., Покусаев А.А. Экспериментальные исследования деформирования железобетонных конструкций при кручении с изгибом // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2017. №6. С. 37–44.
12. Salnikov A., Kolchunov V.I., Yakovenko I. The computational model of spatial formation of cracks in reinforced concrete constructions in torsion with bending // Applied Mechanics and Materials. 2015. Vols. 725-726. Pp. 784–789.
13. Демьянов А.И., Колчунов В.И., Сальников А.С., Михайлов М.М. Расчетные модели статико-динамического деформирования железобетонной конструкции при кручении с изгибом в момент образования пространственной трещины // Строительство и реконструкция. 2017. №3(71). С. 13–22.
14. Demyanov A., Kolchunov V.I. The dynamic loading in longitudinal and transverse reinforcement at instant emergence of the spatial crack in reinforced concrete element under the action of a torsion with bending // Journal of Applied Engineering Science. 2017. Vol. 15. Pp. 375–380. doi:10.5937/jaes15-14663
15. Сальников А.С., Ключева Н.В., Колчунов В.И. Метод определения минимальной нагрузки и координат образования пространственной трещины в железобетонных конструкциях при кручении с изгибом // Промышленное и гражданское строительство. 2016. №1. С. 52–57.
16. Дарков А.В., Шапошников Н. Н. Строительная механика : учеб. для строит. спец. вузов. 8-е изд., перераб. и доп. М.: Высш. шк., 1986. 607 с.
17. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. В 2-х книгах. Книга 1. Под ред. А. А. Уманского. Изд. 2-е, переработанное и дополненное. М.: Стройиздат, 1972. 600 с.
18. Yakovenko I., Kolchunov V.I. The development of fracture mechanics hypotheses applicable to the calculation of reinforced concrete structures for the second group of limit states // Journal of Applied Engineering Science. 2017. Vol. 15. Pp. 366–375. doi:10.5937/jaes15-14662
19. Демьянов А. И., Колчунов В.И., Яковенко И.А. Разработка универсального короткого двухконсольного элемента к сопротивлению железобетонных конструкций при кручении с изгибом // Известия ВУЗов. Технология текстильной промышленности. 2017. №4(367). С. 258–263.
20. Dem'yanov A. I., Kolchunov V. I. Mathematical model of polystyrene concrete structure for design of its strength characteristics // IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng. 2018. Vol. 456. Pp. 012104. doi:10.1088/1757-899X/456/1/012104
21. Колчунов В.И., Сафонов А.Г. Построение расчета железобетонных конструкций на кручение с изгибом // Известия орловского государственного технического университета. Серия: Строительство и транспорт. 2008. № 4-20. С. 7-13.
22. Колчунов В.И. Практический учет концентрации угловых деформаций в зоне сопряжения ребра с полкой железобетонных обвязочных ригелей при кручении с изгибом // Строительная механика и расчет сооружений. 2009. № 2. С. 6-10.

REFERENCES

1. Golyshev A.B., Kolchunov V.I. Soprotivleniye zhelezobetona [Resistance of reinforced concrete]. Kiev: Osnova, 2009. 432 p.
2. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. Raschetnyye modeli silovogo soprotivleniya zhelezobetona [Calculational models of power resistance of reinforced concrete]. Moscow: ASV, 2004. 472 p.
3. Veryuzhskiy Yu.V. Metody mekhaniki zhelezobetona [Methods of reinforced concrete mechanics]. Kiev: Publishing NAU, 2005. 653 p.
4. EN 1992-1 : (Final draft, October 2001). Eurocode 2 (2002) : Design of Concrete Structures. – Part 1 : General Rules and Rules for Buildings, European Prestandard, Brussels, 230 p.
5. СЕВ–FIP Eurocode 2 : Design of Concrete Structures. Part 1 : General Rules and Rules for Buildings, ENV 1991-1-1. Brussels : CEN, 1991. – 253 p.
6. Notes on ACI 318-05 (2005). Building Code Requirements for Structural Code / edited by Mahmoud E. Kamara, Basile G. Rabbat, USA, Portland Cement Association, 1008 p.
7. Kolchunov V. I., Sal'nikov A.S. Eksperimental'nyye issledovaniya treshchinoobrazovaniya zhelezobetonnykh konstruktсий pri kruchenii s izgibom [Experimental studies of cracks' formation in reinforced concrete structures under torsion-bending]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2016. No 3 (65). Pp. 24– 32.
8. Kolchunov V. I., Dem'yanov A.I., Yakovenko I.A., Grarba M.O. Problema privedeniya v sootvetstviye opytnykh dannykh treshchinostoykosti zhelezobetonnykh konstruktсий ikh teoreticheskim znacheniyam [Reduction problem for experimental and theoretical data of cracks' formation in reinforced concrete structures]. *Nauka ta budivnistvo*. 2018. No 1 (15). Pp. 42-49.
9. Dem'yanov A.I., Sal'nikov A.S., Kolchunov V.I.I. Eksperimental'nyye issledovaniya zhelezobetonnykh konstruktсий pri kruchenii s izgibom i analiz ikh rezul'tatov [Experimental studies of reinforced concrete structures under torsion-bending and its analysis]. *Building and reconstruction*. 2017. No 4 (72). Pp. 17– 26.
10. Dem'yanov A.I., Pokusayev A.A., Kolchunov V.I. Eksperimental'nyye issledovaniya zhelezobetonnykh konstruktсий pri kruchenii s izgibom [Experimental studies of reinforced concrete structures under torsion-bending]. *Building and reconstruction*. 2017. No 5 (73). Pp. 5– 14.

11. Dem'yanov A.I., Kolchunov V.I., Pokusayev A.A. Eksperimental'nyye issledovaniya deformirovaniya zhelezobetonnykh konstruktsey pri kruchenii s izgibom [Experimental studies of deformation of reinforced concrete structures under torsion with bending]. *Stroitel'naya mekhanika inzhenernykh konstruktsey i sooruzheniy*. 2017. No 6. Pp. 37–44.
12. Salnikov A., Kolchunov V.I., Yakovenko I. The computational model of spatial formation of cracks in reinforced concrete constructions in torsion with bending. *Applied Mechanics and Materials*. 2015. Vols. 725-726. Pp. 784–789.
13. Dem'yanov A.I., Kolchunov V.I., Sal'nikov A.S., Mikhaylov M.M. Raschetnyye modeli statiko-dinamicheskogo deformirovaniya zhelezobetonnoy konstruktsey pri kruchenii s izgibom v moment obrazovaniya prostranstvennoy treshchiny [Calculational models of static-dynamic deforming of RC structures under torsion with bending at the moment of crack formation]. *Building and reconstruction*. 2017. No 3(71). Pp. 13–22.
14. Dem'yanov A., Kolchunov V.I. The dynamic loading in longitudinal and transverse reinforcement at in-stant emergence of the spatial crack in reinforced concrete element under the action of a torsion with bending. *Journal of Applied Engineering Science*. 2017. Vol. 15. Pp. 375–380. doi:10.5937/jaes15-14663
15. Sal'nikov A.S., Klyuyeva N.V., Kolchunov V.I. Metod opredeleniya minimal'noy nagruzki i koordi-nat obrazovaniya prostranstvennoy treshchiny v zhelezobetonnykh konstruktseyakh pri kruchenii s izgibom. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2016. No 1. Pp. 52–57.
16. Darkov A.V., Shaposhnikov N. N. Stroitel'naya mekhanika [Structural mechanics]. Moscow: Vyssh. shk., 1986. 607 p.
17. Spravochnik proyektirovshchika promyshlennykh, zhilykh i obshchestvennykh zdaniy i sooruzheniy. Raschetno-teoreticheskiy [Textbook for engineer-designer of industrial and residual building and structures. Calculational and theoretical]. Edited by A. A. Umansky. Moscow: Stroyizdat, 1972. 600 p.
18. Yakovenko I., Kolchunov V.I. The development of fracture mechanics hypotheses applicable to the calculation of reinforced concrete structures for the second group of limit states. *Journal of Applied Engineering Science*. 2017. Vol. 15. Pp. 366–375. doi:10.5937/jaes15-14662
19. Dem'yanov A. I., Kolchunov V.I., Yakovenko I.A. Razrabotka universal'nogo korotkogo dvukhkonsol'nogo elementa k soprotivleniyu zhelezobetonnykh konstruktsey pri kruchenii s izgibom [Development of universal two-cantilever element for assessing of the resistance to torsion with bending of reinforced concrete structures]. *Izvestiya VUZov. Tekhnologiya tekstil'noy promyshlennosti*. 2017. No 4 (367). Pp. 258–263.
20. Dem'yanov A. I., Kolchunov V. I. Mathematical model of polystyrene concrete structure for design of its strength characteristics. *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.* 2018. Vol. 456. Pp. 012104. doi:10.1088/1757-899X/456/1/012104
21. Kolchunov V. I., Safonov A.G. Postroyeniye rascheta zhelezobetonnykh konstruktsey na kruchenie s izgibom [Calculation of reinforced concrete structures under torsion with bending]. *Izvestiya orlovskogo gosudarstvennogo tekhnicheskogo universiteta. Seriya: Stroitel'stvo i trans-port*. 2008. No 4-20. Pp. 7-13.
22. Kolchunov V.I. Prakticheskiy uchet kontsentratsii uglovykh deformatsiy v zone sopryazheniya rebra s polkoy zhelezobetonnykh obvyazochnykh rigeley pri kruchenii s izgibom [Practical approach to take into account angle deformation concentration in conjunction zone of wall and flat in reinforced concrete girder under torsion with bending]. *Stroitel'naya mekhanika i raschet so-oruzheniy*. 2009. No 2. Pp. 6-10.

Информация об авторах:

Колчунов Владимир Иванович

ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г. Курск, Россия,
доктор технических наук, профессор, профессор кафедры уникальных зданий и сооружений,
E-mail: vlik52@mail.ru

Демьянов Алексей Иванович

ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г. Курск, Россия,
канд. техн. наук, доцент кафедры уникальных зданий и сооружений
E-mail: speccompany@gmail.com

Information about authors:

Kolchunov Vladimir I.

South-West State University, Kursk, Russia,
Doctor of technical Sciences, Professor
E-mail: vlik52@mail.ru

Dem'yanov Aleksey I.

South-West State University, Kursk, Russia,
Candidate in Tech. Sc., Ass. Professor
E-mail: speccompany@gmail.com

CABLE-STAYED STRUCTURES FOR PUBLIC AND INDUSTRIAL BUILDINGS

KRIVOSHAPKO S.N.

Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), Moscow, Russia

Abstracts. Cable-stayed structures are simple in assembling, light in weight, safe in maintenance, and often possess the architectural expressiveness. Today's cable-stayed structures erected in Germany, France, Italy, Japan, Singapore, USA, South Korea, Australia, and other countries are recognized as unique and innovative structural solutions. Unique first-of-its-kind systems and the well-known structures and buildings of all types, which have practical importance and novelty and were marked by the rewards of professional associations or were passed into the top lists of journals, are presented in the paper. But there is no current classification of cable-stayed structures till present time. New classification of cable-stayed structures containing five groups or ten sub-groups of considered structures is offered. It is impossible to present all meaningful cable-stayed structures in one paper but every sub-group is illustrated by specific notable examples. The principal information on the 90 remarkable cable-stayed public and industrial buildings are submitted for consideration and a special table with the indication of country, architects, and year of erection of these structures was compiled first. The existence of such cable-stayed structures as "suspended bridges" of two types is indicated but their description is not given, because it is the subject of analysis for bridge engineers. The 58 references presented in the manuscript will help to obtain additional information.

Keywords: special structures, cable-stayed structure, cable-stayed roof structure, guyed mast, green roof, open cables

ВАНТОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ ОБЩЕСТВЕННЫХ И ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

КРИВОШАПКО С.Н.

Российский университет дружбы народов, Москва, Россия

Аннотация. Вантовые конструкции просты в сборке, мало весят, Cable-stayed structures are simple in assembling, light in weight, безопасны в обслуживании и часто приносят архитектурную выразительность. В настоящее время вантовые конструкции, возведенные в Германии, Франции, Италии, Японии, Сингапуре, США, Южной Кореи, Австралии и других странах, признаны как уникальные и инновационные конструктивные решения. В статье представлены уникальные, первые в своем роде конструкции, которые имеют практическую значимость и новизну и были отмечены наградами профессиональных сообществ или вошли в топ-лист журналов. Однако к настоящему времени отсутствует классификация вантовых конструкций. Предложена новая классификация вантовых сооружений, содержащая пять групп или десять подгрупп рассматриваемых конструкций. Не представляется возможным представить все значимые вантовые сооружения в одной статье, однако каждая подгруппа проиллюстрирована соответствующим примером. В статье впервые представлены принципиальные сведения о 90 значимых вантовых общественных и промышленных зданиях. В табличной форме представлена информация о стране, архитекторе и годах строительства этих сооружений. Отмечено существование таких вантовых сооружений, как подвесные мосты двух типов, однако этот вопрос относится к специфической области мостостроения.

Ключевые слова: специальные сооружения, вантовые сооружения, вантовые конструкции покрытия, мачта, «зеленая» кровля, открытые тросы.

1. Introduction

R. Bradshaw *et al* [1] suppose that *special structures* are landmarks and testimonials to the achievements of the structural engineering profession. They include the following types of structures: space frames or grids; cable-and-strut and tensegrity; air-supported or air-inflated; self-erecting and deployable; cable net; tension membrane; lightweight geodesic domes; folded plates; and thin shells. But R. Bradshaw *et al* did not point out the *cable-supported structures*. Massimo Majowiecki [2] from University of Venice, Italy, writes that cable structures include cable-stayed roofs, suspended roofs, cable trusses, and single and multilayer nets. Zagorkov [3] marked out three groups of cable-stayed structures orientating by the dominating state of bearing metal pylons. Kloiber Lawrence A. *et al* [4] show that there are several types of cable-supported structures, but they can generally be sorted into two categories, cable-suspended and cable-stayed structures. In *cable-suspended structures*, the draped cables are the main supporting element of the structure, and their curvature is a major factor in the load carrying capacity of the system [4]. *Cable-stayed structures* are special structures containing open tensile steel wire ropes. Their curvature is equal to zero practically. Cable-supported structures attracted the attention of architects and civil engineers in the 20th and 21st centuries and can obtain larger recognition in the future, but there is no current classification till present time.

2. General information and definitions

In *suspended structures*, steel wire ropes, cables, chains, rolled metal and sheet membranes resist the external load and they work only for tension. In the *cable-stayed suspension systems*, guys (threads) or wire rope plane or space trusses support rigid elements (beams, plates, arches, frames) in the design position. Covering materials (roofing) are placed on these rigid elements working in bending. Besides suspended cable-stayed systems, cable-stayed structures include in themselves also the structures containing cables as the stabilizing elements or creating geometrical image of the erection. One can consider that the *ideal thread* is the simplest cable-stayed structure because it does not resist the bending and torsion. But architects consider that cable-stays, staying always straight, do not belong to the class of elastic threads [5].

The *wire rope suspension structures (cable-suspended structures)* differ from the cable-stayed suspension systems because the covering elements in them are placed directly on the wire ropes or on the wire rope net. *Stay suspension cables* (guys) are called sometimes *open cables*, or *open wire ropes*, or *tensioned straight cables* [6] and that is why cable-stayed structures are called also *roof structures with pylons and open cables*. This term is used sometimes by some Russian engineers. The classification of *wire rope suspension structures* can be found in [7].

Although all cable-supported structures are effective for wide span, each system has its own distinct characteristic which makes it attractive for certain conditions and more suitable for particular architectural application. This paper focuses only on the second type of cable-supported structures that is cable-stayed structures.

3. The classification of cable-stayed structures

Due to the fact that guys are open wire ropes, the following classification of cable-stayed structures according to their design features, purposes, and methods of strength analysis is suggested:

- 1) cable-stayed roof structures (straight tensioned cable roof structures [6, 8]):
 - suspended cable-stayed roof structures supporting tent membranes in particular points;
 - suspended cable-stayed structures with single bearing pylon (pillar);
 - suspended cable-and-rod roof structures with bearing pillars placed at one or several rows;
 - suspended cable-and-arch roof structures;
 - cable-stay supported cantilevers;

2) cable-stays for stabilization of contour rigid elements of tent membranes;

3) masted structures with cable-stay elements:

- masted structures with cable-stays ensuring stability of the structures;

- masted structures in the form of one-sheet hyperboloid with cable-stays coinciding with rectilinear generatrices of the surface;

4) special combined suspended cable-stayed roof structures;

5) suspended bridges.

A simplified version of the classification presented here was submitted for consideration in a paper [9]. It should be noted, that cable-suspended structures were not inscribed in the classification although they together with membrane roofs can make up a larger class of suspended roof structures. Yermolov [5] has resulted the main front views of location of pillars and guys in suspended cable-and-rod and suspended cable-and-arch roof structures in the tabular form (Fig. 1).

The names of cable-stayed structures used in the classification have synonyms. Other authors can use other names because there are no settled exact wordings for some types of cable-stayed structures.

4. Brief information on design considerations in cable-stayed structures

Wire rope suspension structures and cable-stayed suspension systems allow overlapping spans more than 200 meters, but usually the overlap spans range from 50 to 150 m. As a rule, guys are single or double twisted wire ropes made of high-strength wires with the diameter of 4-6 mm. Wires with smaller diameters are not recommended because of their low corrosion resistance [10]. Depending on the type of touching wires between themselves, the steel wire ropes are divided into the ropes with a point (PT) and linear (LT) touching of the wires. The ropes of the PT type are more rigid than the ropes of the LT type.

Inclined guys diverge from the upper points of the pylons as rays. Guys are often arranged parallel to each other (the "harp" scheme). The slopes of the cable-stays have to be larger than 30° , but in special cases up to 25° . The ends of the cables are pushed into the sockets. There are two types of sockets, open sockets and closed sockets.

It is believed that the cable-stays retain the rectilinear shape. So, they can be made of rods, strips, profiles, and so on. The nonlinear effects of cables are generally less dramatic in cable-stayed structures than in cable-suspended structures [4]. The stay suspension cables are placed outside in the open air space, so they require the effective proof against possible corrosion. Galvanizing, anti-corrosion paint, plastic paintworks are usually used as protective means. Measures taken for protection of the stay suspension cables against corrosion will be discussed on specific examples of real structures in the next parts. Design decisions used for the units of passing of cables through the roofing are quite complex and they require a high-quality execution of the work guaranteeing the lack of leakage. This factor influences on the working properties of cable-stayed roof structures.

Very long unsupported spans, rapid installation, lightweight structures, aesthetic, competitive in comparison to steel roof structures are the benefits of cable-stayed roof structures.

Consider the real-life examples of cable-stayed structures, erected at the late twentieth and early twenty-first century, according to the classification proposed in the paper. The very interesting

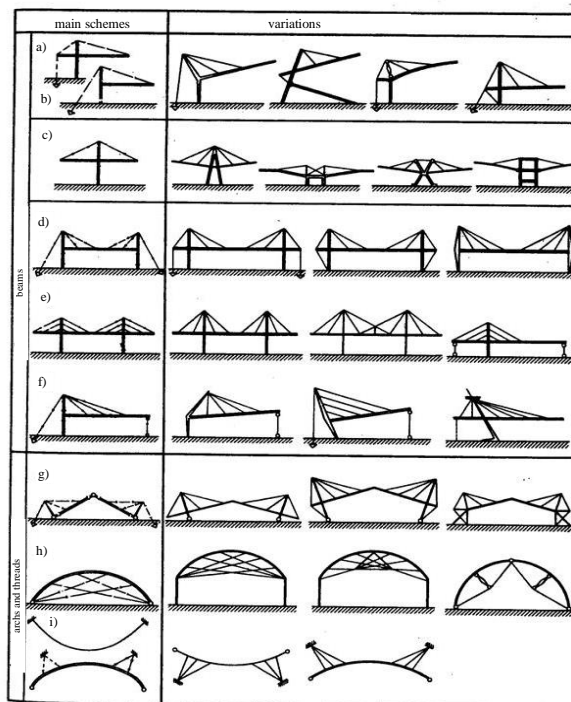


Figure 1 - The front views of pillars and guys in suspended cable-stayed roof structures

information on the suspension structures realized in the projects or in real structures built in the XIX and XX centuries can be found in a book [11].

5. Cable-stayed structures

5.1. Cable-stayed roof structures

Suspended cable-stayed roof structures supporting tent (fabric) membranes in particular points

The barrel-shaped roof of the Lawn Tennis Association's National Tennis Centre in London illustrates well the erections of this type. The tent membrane overlaps the space of 11,500 m². Volume structures of various purposes are placed under this roof. Six courts for tennis, a specialized gymnasium, a sports clinic, rooms for coaches, and so on are among them. One of the three-dimensional structures is covered by a tent structure which is supported by a system of guys with two tubular pillars (Fig. 2).



Figure 2 - The Lawn Tennis Association's National Tennis Centre (Hopkins Architects), London, UK, 2008



Figure 3 - Beaufort Ice Skating Rink, Beaufort, Luxembourg, after 2011

A tent structure of the summer cafes hung up to the central pillar with the help of the guys may be also included in subgroup of suspended cable-stayed roof structures supporting fabric membranes in particular points [9]. The edges of the tent are fixed to the aluminum profile with the help of the steel staples or plastic straps. The application of the cables gives the possibility to decline massive weight frame with a heap of metal trusses and beams, which would override the lightness of tent covering [F. Nadyozhniy, <http://www.teniradi.ru>].

Structures of the type considered can be ascribed both to tent structures and to suspended cable-stayed roof structures. The innovative structural solution of Grande Arche of La Défense in Paris presented by a Danish architect J. Otto Spretkelsen won the international competition of the Grande Arche. This structure of 110 meters of height contains also the tent membrane suspended by cable-stays from the wide and tall hypercube made of concrete and marble. This structure is one of varieties of suspended cable-stayed roof structures supporting fabric membranes in particular points.

Beaufort Ice Skating Rink in Beaufort, Luxembourg, was opened in 1969. Since 2011, it is covered by a tent and becomes a suspended cable-stayed roof structure (Fig. 3). NSC Kuala Lumpur tent roof over swimming stadium, Malaysia, completed in 1997, is hung up to the single inclined pillar in several points with the help of the guys.

Additional examples of suspension tent-and-cable structures are given in [12, 13].

Coverings made of not tent materials but resisting only tension are ascribed to the same group of suspended cable-stayed roof structures. The covering of the Olympic stadium in Munich, Germany, is a striking example of these structures. It was built in 1972 and designed by the architects Otto Frei and Günter Behnisch.

Suspended cable-stayed structures with single bearing pylon

The mushroom-shaped pavilions erected for the exhibition of flowers in Kassel in 1955 (Fig. 4) were the first representatives of this type of suspended cable-stayed roof structures. But they become irrational if they have large spans.

Ontario Place Pods in Toronto, Canada, look like a model of the mushroom-shaped pavilion shown in Fig. 4. The pods are supported on four pipe columns, rising 105 feet (32 m) above the lake. Ontario Place Pods are anchored into the ground under the water. Tension cables support the short-span trusses. The Ontario government decided to close the park in 2011.

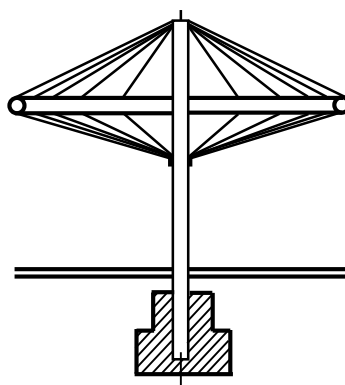


Figure 4 - A model of the mushroom-shaped pavilion



Figure 5 - The single pylon of the Ice Palace in Moscow, Russia

The covered skating Center "Krylatskoe" in Moscow, Russia, opened in 2006 is the Europe's largest structure of this type. Here, the covering is hung from a Λ -shaped pole placed on the axis of symmetry of the skating center with an offset along this axis (Fig. 5). Two backstays of the pillar (the anchoring wires) ensure the balance of the whole cable-stayed system [14]. An emergency situation caused by the sagging roof of the Ice Palace raised at the end of 2007. It was proved that a manufacture defect of the metal structures caused the emergency. A similar project of suspension of a steel rod rectangular plate of covering with the help of cable-stays to a single vertical steel pylon was applied to the structure in La Rachel, France (Ré Island Toll Gate, La Rochelle, Poitou-Charente). Taking into account the offset of the pylon in the direction of the center of the covering plate, two corners of the plate that are the closest to the pylon, were anchored into the ground.

The cable net roofing of the Olympic Stadium in Montréal is hung from the inclined 175 m high tower *La Tour de Montreal* but the roof is only 52 m above the field of play. This is the highest inclined tower (Fig. 6). The futuristic round building with a suspended cable-stayed roof which is hung from the Π -shaped single bearing pylon with the help of ten of stays is a part of a complex of buildings of Convention Center, Hanover, Germany (Fig. 7). At the annual meeting of the European Convention for Construction Steelwork in 1991, the designers of this complex were awarded the European Steel Construction Prize.

An experimental study on model of a cable stayed pavilion roof, proposed for a university complex in Trinidad, West Indies, has been carried out at the National Wind Tunnel Facility, IIT Kanpur [15]. Two towers are the main supports from which cables, in turn, support two roofs. Due



Figure 6 - The single pylon (the tower) of the Olympic Stadium in Montréal, Canada, 1976



Figure 7 - Convention Center, Hanover, Germany, 1989

to the shape and location of the cable stayed roofs, the designer was interested in determining the most adverse wind loading conditions that the structure might be subjected at design wind speed.

A detail design of a civil aircraft museum in Sestoretzk, Russia (Fig. 8), foresees the application of the large span covering supported by diagonal guys attached to a single pylon [16].

Juventus Stadium in Turin, Italy, has two huge steel supports of 86 m high. But it is desirable to add on this erection to the category of suspended cable-stayed roof structures with single bearing pylon, taking into account that pylons work irrespective of each other.

Suspended cable-and-rod roof structures with bearing pillars placed at one or several rows

This subgroup of cable-stayed roof structures is the easiest and most commonly used. These covers are called often *cable-and-beam roof structures*. Rigid beam is supported here by the guys at one or several points. The guys are attached to the posts that are braced in both transverse and longitudinal directions.



Figure 8 - A detail design of a museum of civil aircraft (Sestoretzk, Russia)

The UK Pavilion at EXPO-70 in Osaka, Japan, is a one-row system from four steel frames of 34 m high. The bearing roof structure and walls are hung from the Π -shaped frames with the help of the cable hangers.

A single-row system from three pillars with the cable-stays attached at the same level and holding up the roof in two directions was described in a paper [17] as an example of one of cable-stayed buildings in Rome (Italtubi warehouse), Italy. A single-row system from 13 pillars with two inclined rigid elements and with one guy cable was applied in But-Pôle Atlantis, Saint Herblain,

France. The inclined rigid elements and guy cables were attached at the same level but they were placed in perpendicular planes. The inclined elements and pillars are in transverse parallel planes, but pillars and guy cables are along the longitudinal axis of the building [18].

The cable-stayed roofs of Atatürk Stadium in Istanbul, Turkey, completed in 2002 (architects A. Zublena and M. Macary) [19], Yishun Stadium with the 32 m cantilevered structure completed in 1992 (the first of its kind in Singapore) [20], the canopy in the main entrance to EXPO-89 with main total dimensions 47 m \times 33 m in Yokohama, Japan; Eastville Tesco (Tesco Supermarket) in Bristol, UK, can be also related to these suspended cable-and-rod roof structures with bearing pillars placed at one row. The main structural system of Conference Center in Smart Village, Giza, Egypt is a space truss roof supported by cables connected to six steel masts also placed at one row. It was constructed in 2002. The roof loads, wind and seismic loads were taken into account. The optimization procedure managed to decrease the structure total weight by about 16.88 tons.

The unique five-level building of “Kaliningrad Stadium”, Russia, having rectangular plan with rounded corners was designed by “Crocus International” and erected in 2018. The project of Architectural Bureau “Wilmotte & Associes Sa” was assumed as a basis of this stadium. 32 pillars with the rod-stays supporting the roof over the stands (see Fig. 1, the first line and the first column) are placed in a single row along the oval closed curve.

A strength analysis of a shed over the petrol station with cable-stays was fulfilled by the company ARHIKOM with the help of a module APM Structure3D. This petrol station was built in Nizhnevartovsk, Russia, in 2004 (Fig. 9). It is a one-row system from two pillars [21].

An unusual building of the PA Technology Center in Princeton (NJ, North America) with one row of bearing pillars was designed by the architect Richard Rogers in the style of “high tech» (the high tech architecture movement) during period of its highest popularity from 1960 to 1990. The Center was built in 1982 [22]. The architect abandoned traditional columns and beams in favor of the steel structures, usually used in bridge construction and in the design of tower cranes. The

modules (blocks) of the building were prefabricated in the factory and this decision significantly reduced the deadline for the completion of a project.

A cable-stayed roof structure of one building of Bayfront Convention Center in Erie (Barton Malow Co., USA) contains four bearing pillars placed also at one row. Five cable-stays attached at the same level to the same pillar carry the roof block at five points around the pillar. Barton Malow Co. shepherded the project to completion in February 2008 and garnered a 2009 Aon Build America Award for best construction management. A cable-stayed roof structure of Champratel Bus and Tramway Depot in Clermont-Ferrand, France, contains four bearing pillars placed at one row. Seven cable-stays attached to every pillar carry the roof block at seven points around the pillar.

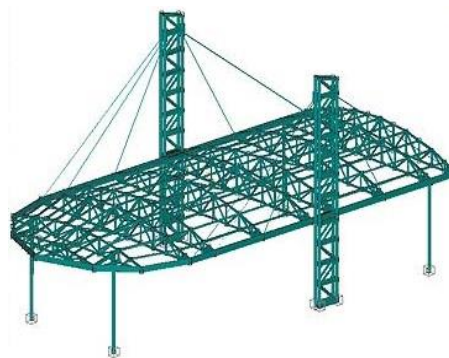


Figure 9 - The solid body model of a petrol station with cable-stays for a module APM Structure3D, "ARHIKOM", Russia

Let us pay attention to an interesting trend in the architecture of suspended cable-stayed roof structures such as "green roofs". For example, in the South France in Leone, architects Jourda and Perraudin designed the suspended roof in the form of the umbrella surface covering an area of 8,000 m². Wild flowers and grass grow on the roof. There are lecture-rooms of the International School under this roof. The suspended cable-and-rod roof with bearing pillars placed at several rows with a green roof in Stuttgart, Germany (Fig. 10) covers the larger area. Now, there is the public transportation company inside.



Figure 10 - Green roof Service LLC, Stuttgart, Germany (photo by G. Breuning)

Suspended cable-and-beam roof structures are often categorized into three groups:

- a) suspended roof structure with a transverse cable-stayed system and with two rows of bearing pillars (Fig. 11);
- b) suspended roof structure with a transverse cable-stayed system and the central row of bearing pillars (Fig. 12);
- c) suspended roof structure with a longitudinal cable-stayed system with one or more rows of bearing pillars (Fig. 13).



Figure 11 - The design consideration of the Gerald Rafter Athletics Center of the University of Chicago, USA



Figure 12 - A roof structure of railway station in Nanjing, Jiangsu Province, China

The Eastleigh Tennis Center located near Southampton, UK, and designed by the Architects, Euan Borland Associates and Buro Happold Consulting Engineers is an example of the using longitudinal wavy beam supported by the cable-stayed system with one row of bearing pillars [23].

Two buildings are covered by industrial fabrics. A key factor in the design of the roofs was that they needed to provide lighting comparable to daylight at a cost less than a traditional glass roof.

The first suspension roof structure with the transparent plastic roofing was built over a bus stop in Milan, Italy, in 1949. The sloping roof is hung from sloping bearing pillars with the help of a system of cable-stays. The equilibrium is achieved by special braces which are attached to the edges of the cover.



Figure 13 - A suspended roof structure with the longitudinal cable-stayed system, Milan, Italy

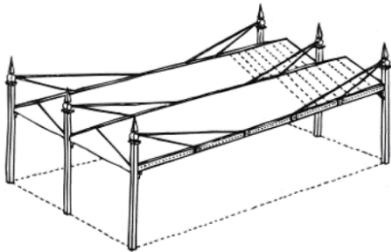


Figure 14 - The project of Ch. MakIntosh for the Green House, 1853

The Gerald R.ather Athletics Center of the University of Chicago is a unique first-of-its-kind asymmetrically supported cable-stayed system with composite tapered masts that are stabilized by back-stay cables, anchored in place by massive concrete counterweights (Fig. 11). An innovative solution gave a chance to cover the large area of over 20,000 ft². According to the authors of the project (Cesar Pelli & Associates teamed with OWP/P), refusal of the application of reinforced concrete gave a number of advantages, including reduced cost of the structure. The masts are inclined at an angle 10° with the vertical. Both aesthetic reasons and the conditions of work of the asymmetrical structure [4] were taken into account. Each pillar holds 3 curved beams. Three cables are fixed to the high pillar and one cable is fixed to the small one. Apart from its award-winning design, the Ratner Athletics Center is also known for its world-class facilities.

A suspended roof over the Olympic stadium in Squaw Valley, USA, can accommodate 8,000 spectators. Its dimensions in plan are 94.82 m × 70.80 m. The suspended roof consists of eight pairs of inclined box girders with variable cross-sections supported by the cable-stays. The cable-stays are based on 2 rows of the pillars which are installed every 10.11 m. The beams were placed on the inclined box girders and after the plates with box-section and length of 3.8 m were laid on the beams. The carrier cables are steel wire ropes of 57 mm in diameter [24]. The diagram of installation of the pillars and guys of the stadium in Squaw Valley city is presented in Fig. 1, the sixth line, the second column. The diagram of a cable-stayed roof structure with three hinges roofed over the ice rink in Braunschweig, Germany, is shown in Fig. 1 in the sixth line, in the third column. The diagram of a cable-stayed roof structure of Railway Station in Tilburg, Holland, is presented in Fig. 1 in the sixth line, in the second column. This station has three pairs of inclined pillars.

The classical design of a suspended roof structure with a transverse cable-stayed system and two rows of bearing vertical pillars was embodied in the roof structure of the flower market «Pescia flower market», Italy [17].

As an example of a suspension roof structure with transverse cable-stayed system and the central row of bearing pillars, one can take the cable-stayed roof structure of the railway station in Nanjing city, Jiangsu Province, China, Fig. 12; Ocean Terminal in Piraeus, Greece, opened in 1972; INMOS microprocessor factory with nine pillars located in one row and a spine of 7.2 m wide and a 106 m central corridor in Newport, UK [3]. The diagram of the INMOS microprocessor factory is shown in Fig. 1 in the second line, in the last column but the real building has the horizontal truss beams [25]. The diagram presented in Fig. 1 in the fourth line in the third column was used in Altos de la Vanega Metro Station in Maracaibo, Zulia, Venezuela, completed in 2006.

In 1853, Charles MacIntosh in his work "Book of the Garden" proposed for the first time the design of a suspended roof structure with the longitudinal cable-stayed system for the Green

Theatre. Here, each stiffening girder is supported by four guys which were planned to fix to the vertical pillars (Fig. 14). However, Ch. MacIntosh did not provide anchoring wires for the columns (masts) and that is why, the project was not realized in nature [11]. But a cable-stayed frame, that is the main supporting structure of a wide-span sport hall preliminarily designed by MacGinley and Duran [26], is free from this defect. A model of the frame is shown in Fig. 1, the third line and the third column.

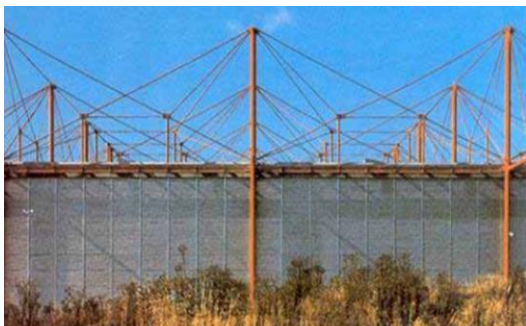


Figure 15 - Fleetguard factory Quimper, France

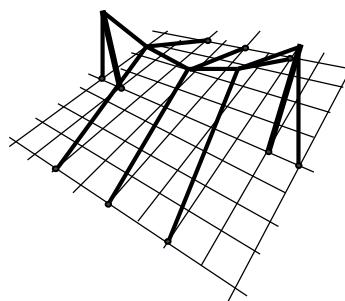


Figure 16 - A model of stable cable-stayed structure

A suspended roof over a paper factory in the city of Mantua, Italy, was built in 1963. It consists of six longitudinal stiffening girders with the 163 m span with the symmetric 43 m cantilevers. The roof is suspended with the help of four steel cables to two reinforced concrete pylons of 45 m high. The building resembles suspension bridge from the outside [24]. The chosen solution of Oxford Ice Rink, UK, uses a central longitudinal spine beam made from a pair of rectangular hollow sections, and spanning up to 15m between overhead supports. Every end of the central longitudinal beam is suspended by two tie-rods at two levels from one pylon.

A cable-stayed roof structure of Fleetguard factory Quimper in France (Fig. 15) and the presented model of stable cable-stayed structure (Fig. 16) [27] can be picked out into the new fourth category of cable-stayed roof structures in the described class of the suspended cable-beam roof structures. This fourth category can be called «*suspended multidirectional roof structure with transverse-and-longitudinal cable-stayed system*». The roof structure of a factory in France (Fig. 15) designed by architect Richard Roger and engineer Ove Arup consists of 25 modules of 18 m² area. Every roof module contains stiffening beams placed in two directions and it is slinged by



Figure 17 - Igus factory complex, Cologne, Germany, 1992-1994

its corners from the pillars with the help of guys. Cable-stayed roofs of the company restaurant of Audi in Ingolstadt completed in 2000 (architects Ahlheim-Nebe-Schoofs, Darmstadt) can be also related to suspended roof structures with a transverse-and-longitudinal cable-stayed system and with two rows of nine bearing pylons in every row. This stable cable-stayed structure resembles a model shown in Fig. 16 but every pair of bearing pylons is joined by two spatially curved cables.

A cable-stayed roof of multipurpose hall in San Antonio (Texas, USA) completed in 1993 and Renault Distribution Center in Swindon, UK, completed in 1982 and consisted of several typical sections can be also related to the category of suspended multidirectional roof structures with transverse-and-longitudinal cable-stayed system. The Igus factory in Cologne, Germany, designed by Nicholas Grimshaw and Partners [igus.ru/wpck/1681/Factory] contains 8 typical

sections (Fig. 17). Every roof section is supported by one 86 m high yellow pylon of unusual form placed in the center of the section. The pylon with the help of the cable-stays holds the roof at 12 points.

Cable-stayed roofs of the WA Basketball Centre in Perth, Australia, completed in 2010 and Multiplex Theater in Saint Herblain, France, can be related also to suspended roof structures with a transverse cable-stayed system and with three and more rows of bearing pylons.

Suspended cable-and-arch roof structures

A single-span arch-and-cable-stayed structure was used in Cologne, Köln, Germany, in 1996. The Lanxess arena is the Europe's biggest and modern multifunctional arena. In 2013, the Lanxess arena was ranked as the world's third most-frequented multipurpose arena. The arena is spanned by a steel arc of 76 meters high and seats up to 18000 visitors.

The quite new possibilities of suspended cable-stayed structures were discovered by famous architects Norman Foster (Wembley Stadium, London, 2006) and Santiago Calatrava (Stadium «Spyros Luis», Athens, 2004). Their cable-stayed structures represent a separate group of suspended roof structures called *pylon arch-and-cable-stayed roof structures*, or *suspended cable-and-arch roof structures*, or *suspended cable-stay supported arch structures*. These names were given to the suspended structures that are supported by cables suspended to a system of arches (pylons). Both pylons and cables (strands), supporting the roof structure, are located above it i.e. the elements of the roof are not placed on the cables directly. Wembley Stadium in London, UK, opened in 2006, is the longest single-span arch-and-cable-stayed structure in the World. The arch holds the northern edge of the section of the stadium roof. The stadium roof can be fully opened for 15 minutes by removing of the mobile panels into the southern stationary roof section. This Stadium takes first place in Europe by seating capacity [14], 90000 visitors simultaneously.

The Durban's Moses Mabhida Stadium built for the FIFA World Cup-2010 (Fig. 18) has become the iconic of Durban City in South Africa. Gerhard le Roux was the leading architect of the project. The tent covering for spectators is suspended to the single arch-pylon with the help of guys organized in a network structure. The rectangular-in-plane roof of the Lufthansa hangar in Hamburg, Germany, is hung up also to the central arc bisected at its both ends.

At present time, a project of the Dolphinarium in Volgograd, Russia, is elaborated in the style of suspended cable-and-arch roof structures (Fig. 19) [28].

Rare and unexpended, the phenomenon of disproportionate collapse usually results to many fatalities. Gerasimidis and Baniotopoulos [29] describe the analysis of a cable-stayed steel roof under the scenario of a cable loss in a cable-stayed bridge-like steel structure with four independent supports on the ground separated by 300 m in the longitudinal direction and by 145 m in the transversal one.



Figure 18. A model of the stadium in Durban (South Africa) [stadiums.at.ua]

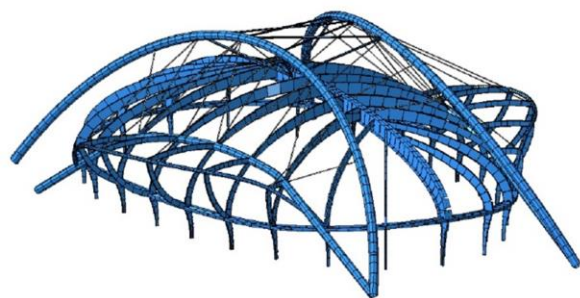


Figure 19. A solid-body model of the design scheme of the Dolphinarium in Volgograd, Russia

Cable-stay supported cantilevers (cable-stayed, cantilevered beam structures)

Cable-stay supported cantilevers are the stiffening beams which are supported at one end by the guys but the other end rests on the building directly. Cable-stayed cantilever canopy, the free end of which is connected to the bearing wall of the building by several cables, is the simplest

example of such a single-cantilever system. Links can be made of rods, tubes or cables. Cable-stayed cantilever canopy can have large covered area because the second end of the structure is supported by cables which transfer the load from a canopy again at the main building. Displacements of an end of cable-stay supported cantilever can reach a few tens of centimeters, that is why, its overhang is usually taken no more than 40-50 m. Designers can use one-cantilever diagram (Fig. 1, the first line) or two-cantilever diagram (Fig. 1, the 2nd line).

A restaurant in the round tower of the Convention Center on the trade fair ground in Hanover, Germany, is the futuristic building in the form of a cable-stay supported cantilever (Fig. 7).

A good representative of the suspended cantilever roof with overhanging ends is a hangar at the airport of Frankfurt on the Main having 55.65 m overhang of one cantilever (Fig. 20). The roof structure consists of 16 shells on the every side. The width of one monolithic reinforced concrete shell is 10.7 m, the thickness is 8 cm. The boundary elements with cross-section of 22 cm × 30 cm are located along the perimeter of the shells. One side of the shell is hung from the frame of the central building, but its cantilever part is supported by six cables made from forty steel wires of oval section. The wires are put into the steel tube of 0.35 mm thickness. To protect guys against corrosion, the tube is filled with cement mortar. Maximum design vertical displacement for the end of the cantilever is 90 cm.



Figure 20 - A hangar at the airport of Frankfurt on the Main, Germany



Figure 21 - Gallery for passengers' reception, Sheremetyevo Airport, Moscow, Russia

The cable-stayed roof structure of the gallery for passengers' reception at the Sheremetyevo Airport (Fig. 21), erected in 1964, is rather well-known. Some people call this gallery "a wine-glass". The circular in plan roof structure consists of steel beams and every beam is supported by four cables with diameter of 59 mm. The carrier cables are attached to a metal ring of the central zone of the building.

A suspended cable-stayed roof structure of the football club "Rennais" erected in 2004 in Rennes, France, can be also added to the group of cable-stay supported cantilevers. This cable-stayed roof structure contains the support elements that are grandstands, the rigid cantilevers in the form of broken beams, supported at one end by the guys, and the other ends rest on the stands and are fixed to the ground with the help of guy-wires and anchoring wires. Calculation of the structure was made by the company Egis. A roof of the Gas station in Milano, Italy, is also designed as a cantilever, supported at one end by guys, and with the other end resting on the high pillars braced by guy-wires in the transverse direction [17].

Cable-and-membrane tensile structure of Munich Airport in Germany, Arles Bus Terminal in Arles (Provence-Alpes-Côte d'Azur, France), and the circular in plan roof structure of Pan Am Worldport in New York City, USA (1960-2014) are cable-stay supported cantilevers. The diagram of Arles Bus Terminal in Arles is presented in Fig. 1 (the second line, the third column).



Figure 22 - The shed of a bus station in Minsk, Belorussia

The bus station in Minsk, Belorussia, built in 1962, represented small one-story bus station. In 1990, it was decided to begin erection of new bus terminal. In summer of 1999, the building of the bus station was completed. New modern building that became the sight of Minsk was erected near the former one-story pavilion (Fig. 22). Architects call the building by *the characteristic postmodern object in Byelorussian architecture*. Many perceived the Minsk bus station as a futuristic object: big plane circle hanging over the bus parking at thin metal cable-stays. But in November, 2014, this building was demolished and the place was freed for the erection of a skyscraper. The design of the bus station gives an opportunity to include it in «Suspended cable-stayed roof structures with single bearing pylon» also.

The Eugene Bavinger House was completed in 1955 in Norman, Oklahoma, United States. It was designed by architect Bruce Goff in the form of an open helicoid. The house became an attraction. The wall of the house was a 96-foot long spiral, made from 200 tons of local sandstone. A central steel mast was more than 55 feet high. The guys were fixed at one level to this mast but another ends of the tensile guys were fixed at the helicoidal roof. The house had no interior walls; instead there were a series of platforms at different heights. The ground floor was covered with pools and planted areas. This is a significant example of organic architecture, the house was awarded the Twenty-five Year Award from the American Institute of Architects in 1987.

For the determination of the design wind load for a cantilever roof, one can use the results of a work [30]. An article [31] presents numerical simulations for the modelling of seismic impact on the unique cantilever cable-stayed structure with the application of two methods.

5.2. Cable-stays for stabilization of contour rigid elements of tent membranes



Figure 23 - Tent roof with stabilizing strands

This type of cable-stayed structures is a combined structure which includes wire rope suspension roof structure and incorporates several stabilizing strands (Fig. 23). Structures of this type can be classified both as wire rope suspension roof structures and suspended cable-stayed roof structures. The cables (guy cables) and the tent roof work effectively as a self-balancing structure. Having designed erections of this type, the designers must pay particular attention to anchors i.e. means transforming forces from the basic structure to the ground base.

5.3. Masted structures with cable-stay elements

Masted structures with cable-stays ensuring stability of the structures (cable-stayed masts)

A thin vertical mast supported by guy wires is called a guyed mast. One end of the guy is attached to the structure, and the other is anchored to the ground at some distance from the mast or



Figure 24 - Sculpture composition in Porto, Portugal

tower base. All materials for the stabilizing strands are made of special high-strength steel, the bearing parts of the structure are made, as a rule, of iron and concrete. A mast in the Krasnoyarsk region of Russia can be of good example. The whole height of the tower is 462 meters; cable-stayed strands (guy wires) are attached to the mast in 6 points. The sculpture composition in Porto, Portugal, is another interesting example (Fig. 24).

High masts with cable-stayed stabilizing strands can be installed not only on the ground but also on roofs of buildings [9] or on special platform rigidly fixed with the mast.

A manuscript [32] is one of new works

devoted to non-linear analysis of cable-stayed masts. The dynamic effect for stabilized mast at the different heights is very important, and the main modes of vibration should be considered [33]. Influence of number of cables and inclination angle on the natural frequencies was studied in [34] where the most impotent investigations, devoted to non-linear dynamics of cable-stayed masts, are mentioned too. Finite Element Analysis Ltd insists that the modelling of cable stayed masts is ideally suited to using the LUSAS parametric language. This scripting language allows engineers to automate the modelling and loading of masts having a similar overall structural layout or arrangement [www.lusas.com].

Three accidents of bringing down masts are known. These are the upper section of the 208 m mast in Felsberg-Berus, Germany, in 2012, a 300 feet upper section of a TV tower in Pennsylvania, USA, in 2007, and a cable-stayed mast of 186 m high in Russia in 1952.

Masted structures in the form of one-sheet hyperboloid with cable-stays coinciding with rectilinear generatrixes of the surface

Another kind of cable-stayed structures is known where flexible guys resist only tensile forces. But these structures are put in a separate group, because here guys provide stability of the whole structure, in contrast to suspended cable-stayed structures, but a central pole is the main bearing structure. Sometimes, the unique tower structures have the form of one-sheet hyperboloid of revolution and it is achieved with the help of cables coinciding with the rectilinear generatrixes of the hyperboloid. The structure consists of a central cylindrical pylon with circular platforms placed on it. The outer contour of the platforms coincides with the parallels of one-sheet hyperboloid. Sydney TV Tower, Australia [http://www.enci.ru], and the 108 m height tower in the port of Kobe, Japan, designed by the company Nikken Sekkei in 1963, belong to this group of cable-stayed structures. Comparing these two towers, having the same form of one-sheet-hyperboloid of revolution, one can notice that they do not resemble each other. In both cases, the talent of the architect is seen. The Sydney TV Tower is a member of the World Federation of Great Towers.



Figure 25 - Masted structure in Stuttgart, Germany

The Killesberg cable-stayed tower, suspended on a central pylon with the height of 40 m (Fig. 25), was built in Stuttgart Park (Killesbergpark) in 2000. The tower in the form of one-sheet hyperboloid of revolution was designed by Jörg Schlaich. One can climb up on the top of the tower on the spiral staircase of the equal slope attached to the circular plates that are attached to the central pylon.

5.4. Special combined suspended cable-stayed roof structures

Obviously, not all cable-stayed structures created by architects and engineers can be attributed to one or another type of cable-stayed structures, represented in the classification proposed by the author. For example, the roof over the train platforms in Tilburg (Netherlands), described in [24], with the dimensions of about 46.2 m by 147 m consists of 12 hypars. Some corners of these hypars are placed on reinforced concrete supports, while others are supported by guys. Assume the roof structure of the Chunu/Jeonju (Chonju) Stadium in South Korea with the dimension of 260 m × 160 m also as an example. The stadium is one of 11 new stadiums being constructed in Korea for the 2002 football World Cup. The roof structure was suspended from four masts (63 meters in height) located in the corners of the stadium [http://www.lusas.com]. Four guys hold the free edge of the

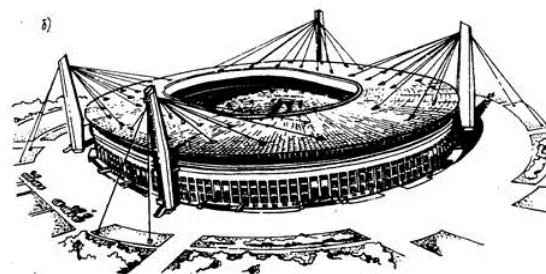


Figure 26 - The cable-stayed system with 4 pylons over the stands of the stadium

long section of the stadium and 3 guys hold the free edge of the short section. Additional four guys are stabilizing elements for each mast. The guys with diameters of 65 and 95 mm were used in this structure. The cable-stayed roof structures over the stands of the stadium, proposed by V.V. Handji and I.V. Lisitsyn (Fig. 26) [5], can be also attributed to this group of suspended cable-stayed roof structures.



Figure 27 - Serpentine Gallery Pavilion, London, 2002

Kazakhstan site [update.kz] called Serpentine Pavilion in London, UK, as one of the impressive erection of the last ten years. This erection is a special combined suspended cable-stayed structure (Fig. 27) with disorderly arrangement of rigid elements and guys.

In 2002, the International Association for Bridge and Structural Engineering awarded a prize recognizing the unique structure of the Stade de France (Fig. 28) in Saint-Denis, north of Paris, France, commenting that the Stade de France exhibited "a construction of an attractive open architecture of the city, with an elegance and natural lightness". Here, one row of support masts arranged in an ellipse carries the roof. So, this structure can be called also a suspended cable-and-rod roof structure with bearing pillars placed at one row.



Figure 28 - The Stade de France, Saint-Denis, France



Figure 29 - Reservoir near Al-Makkah, Saudi Arabia

BC Place Stadium in Vancouver, Canada, completed in 2011; the 330 m in diameter cover for approximately one million water cubic meters circular bulk storage reservoir near Al-Makkah in Saudi Arabia, Fig. 29; Welsh national stadium in Cardiff (Wales), the third largest stadium in Britain; Bangkok Futsal Arena in Bangkok, Thailand, with the dimensions of 132×116×25 meters and with four 56-meter pylons at each corner; Manchester City Stadium (the Etihad stadium) in UK, opened in 2002, and received much praise and many accolades, including an award from the Royal Institute of British Architects in 2004 for its innovative inclusive building design and a special award in 2003 from the Institution of Structural Engineers for its unique structural design; National Exhibition Centre in Birmingham, UK, opened in 1976; Sydney Super Dome in Australia, opened in 1999; "National Stadium" in Warsaw, Poland [35], with expressive multifunctional arena with a retractable inner roof above the field, opened in 2012, and a fabricated tensioned cable structure of the Millennium Dome can be also related to special combined suspended cable-stayed roof structures. The rectangular form of the RheinEnergieStadion with the four steel towers at the corners has become one of the symbols of the Cologne city in Germany. It was built to replace Cologne's old Müngersdorfer Stadion with the perspective of the city being one of the host cities of the 2006 World Cup and was opened in 2004. It is also attributed to a group of special combined suspended cable-stayed roof structures.

Construction of the Toyota Stadium with transforming segments of the roof was far from obvious and not welcome by all people in Toyota, Japan. The Stadium was one of the venues of the 2002 FIFA Club World Cup. Two stationary parts of the roof are nonmetal mesh shells hung up with the help of cable-stays (140-200 mm in diameter) to four masts of 90 m high [36]. The main

dimensions of the closed roof of the stadium are 195 m × 92 m. This unusual erection is also reckoned among special combined suspended cable-stayed roof structures.

With the help of these structures, it is possible to create impressed geometric forms and, at the same time, effectively to cover large areas without intermediate supports. Interesting examples of the application of combined suspended arch-and-cable structures in the Russian Federation are given in the paper of D.B. Kiselev [37]. In Russia, interest in the cable-stayed roof structures particularly intensified due to the FIFA decision to hold a world champion-ship for football in the Russian Federation in 2018. Modern roof structures of sports arenas were built mainly with application of suspended cable-stayed and wire rope suspension structures. For example, a stadium “Zenit Arena” with the eight inclined pylons was erected in Saint Petersburg (Fig. 30), a stadium “Rostov Arena” was erected in Rostov-upon-Don.

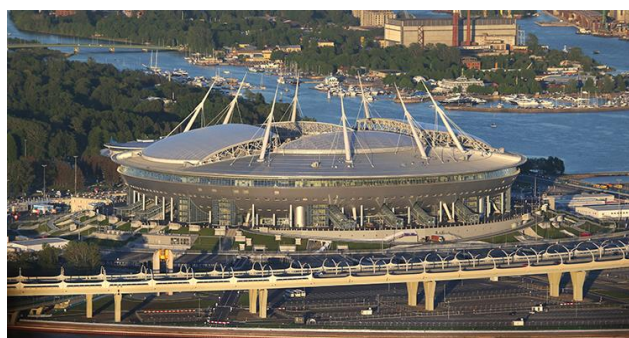


Figure 30 - The stadium “Zenit Arena”, Saint Petersburg, Russia (photo by P. Kovalev)

The first cable-stayed roof structure for sport arena in Russia was built over Lokomotiv Stadium in Moscow in 2002 [38]. The design was devised by GUP MNIIP jointly with GUP TsNIISK. The Λ -shaped inclined reinforced concrete pillars were placed in four corners of the stadium. The main dimensions of the oval roof of the stadium are 205.67 × 157.35 m. The tops of all four pillars were united by the main stay suspension cables with a 140 mm diameter. The pair cable hangers are of 50mm in diameter (Fig. 16). They hold the light-transparent covering of 33 m wide. In 2017, the Lokomotiv Stadium was modernized.

5.5. Suspended bridges

Suspended bridges are divided into two main groups (Fig. 31). An element *ABC* in the bridges of the first group is made of separate units, combined in the chain (Fig. 31, *a*). The *ABC* chain together with anchoring guy-wires *AD*, *EC*, and pylons *Aa*, *Cc* bears the entire load. Today, the *ABC* element is made of cables, but the name “*Chain Bridge*” of the bridge group was retained unchanged (Fig. 32). Chain bridges were built in India and China in the first century already.

Bridges of the second group (Fig. 31, *b*) call *cable-stayed bridges*. Here, braces and chords resist a load. Cable-stayed suspension bridges are divided into 3 groups: cable-stayed statically determinate trusses, statically indeterminate prestressed trusses without stiffening girders, and statically indeterminate cable-stayed trusses with stiffening girders (Fig. 31, *b*). Additional information on classification of suspension bridges, their design considerations, and methods of analysis can be taken in [39, 40, and 41]. In this section, the existence of such cable-stayed structures as “suspended bridges” is indicated only.

At present, the world's highest suspension bridge is a bridge connecting Vladivostok with Russian Island. The top of its main pillars is 327 m away from the see surface. The longest central span is 1104 m. A common length of tension cables-guys is almost 55 km (Fig. 33).

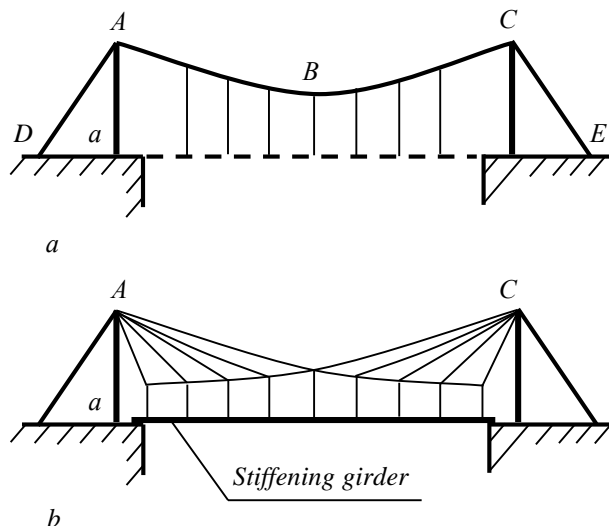


Figure 31 - Two types of suspended bridges

6. Brief information on strength analysis of cable-stayed structures

Information about cable-stayed structures would be not full if architect does not know the basis of strength analysis of these structures. Due to different applications, the analysis of cable-stayed structures has been object of several investigations in the last years. Systematized initial information on static analysis of cable-and-rod combined systems is given in [42]. By the way, A.V.



Figure 32 - Siduhe River Bridge, 2009. The length of the main span is 900 m, the distance the road from the bottom of the canyon is 496 m



Figure 33 - Suspended cable-stayed bridge connecting Vladivostok and Russian Island

Perelmuter introduces the term "*quasi-invariability of cable-stayed system*". It means that a system, derived from a cable-stayed system by replacing of all cables by rods that are able to resist compression, becomes geometrically invariable.

There are enough numbers of structural engineers who can give satisfactory support to architects [26, 30-34, 42, 43-49]. In a paper [46], a hybrid micro-genetic algorithm is developed to detect tension forces of cable-stayed structures subjected to impact loads. For the numerical analysis, a perfected finite element computer program was used, which permitted to avoid premature convergence due to incorrect initial values. Static analysis of a cable-stayed structure, subjected to in plane loading with consideration of geometrical nonlinearity of cables as well as shear deformation effect in the bending element, is presented in a paper [48]. It allows to determine displacements and internal forces of structure without too much hypothesis as in traditional methods. The influence of temperature variations on the mechanical behavior of cables, used in cable-stayed structures, is investigated in [49].

7. Results and discussions

In 1834, steel wire ropes were invented. Steel wire rope is a new constructive element that found wide application in construction due to its strength, small mass, flexibility, and durability. First, steel cables were used as bearing elements of suspended bridges and after that they received wide spread in large-span suspended roof structures.

Suspended cable-stayed roof structures inspire engineers over the years. They have application in a variety of wide span structures like exhibition halls, stadiums, sports halls, swimming pools, warehouses, factories, hangers, and so on. However, the cable-stayed systems are still fairly new type of roof structures. Today, cable-stayed structures are considered as innovative design considerations. In addition, several computer programs simplifying design of cable-stayed structures were created for architects [50]. Ciro Cuono P.E. and Michael Wyetzner in their work "Cables in Structures" have written "Exposed and visible, cable-stayed structures are the ultimate honest expression of structure and thus provide a wide variety of distinct architectural forms".

But till present time, designers do not have a finished classification of cable-stayed structures. Often they confuse various groups and sub-groups of these erections.

In this paper, a new classification is presented. It differs from the classifications proposed by M. Majowiecki [2], A.A. Zagorkov [3], L.A. Kloiber *et al* [4], J.B. Harris and Pui-K Li Kevin [11], E.Yu. Ageeva and A.I. Spiridonova [14], and G. Quelle Iago [55].

A list of notable cable-stayed structures, mentioned in the paper, is provided in the Table. In this table, cable-stayed structures are grouped under new classification. Having this table, everyone can make an analysis on application of cable-stayed structures for buildings of diverse purposes, on architects working in this area, on countries using this type of erections, and so on. A list of the cable-stayed structures built before 1995 is given in a publication [11]. This list and a list of the notable cable-stayed structures presented in the Table well add each other. W. Schueller in his work “The Cable in Structures Including SAP2000” [51] also presents interesting examples of simply suspended structures and suspended cable-and-arch-supported roof structures.

Table - Notable cable-stayed structures described in the manuscript

Structure	Location	Country	Architects, designers	Opened in	Presented in
1) Cable-stayed roof structures (straight tensioned cable roof structures):					
<i>Suspended cable-stayed roof structures supporting tent (fabric) membranes in particular points:</i>					
The Lawn Tennis Association's National Tennis Centre	London	UK	Hopkins Architects	2008	Fig. 2
The Olympic stadium	Munich	Germany	Otto Frei, G. Behnisch	1972	[9]
Beaufort Ice Skating Rink	Beaufort	Luxembourg	Architekten & Ingenieure	2011	Fig. 3
NSC Kuala Lumpur roof over swimming stadium	Kuala Lumpur	Malaysia	Schlaich Bergermann Partner	1997	www.sbp.de
Grande Arche of La Défence	Paris	France	J. Otto Spreckelsen	1989	[13]
<i>Suspended cable-stayed structures with single bearing pylon</i>					
Pavilions of flowers	Kassel	Germany		1955	Fig. 4
Ontario Place Pods	Toronto	Canada	Ed Zeidler	1971-2011	zeidler.com/
Ice Palace "Krylatskoe"	Moscow	Russia	M. Ya. Livshin	2006	[14], [38]
Ré Island Toll Gate, Poitou-Charente	La Rochelle	France	CABINET SEPRA + BET SIT	1988	
Olympic Stadium	Montréal	Canada	Roger Taillibert	1976	Fig. 6
Convention Center	Hannover	Germany	H. Storch & W. Ehlers (SEP) Arch	1989	Fig. 7,[51]
Civil aircraft museum (a project)	Sestoretzk	Russia	A. Kuz'mina	2014	Fig. 8
Juventus Stadium	Turin	Italy	H. Suarez, G.Zavanella	2011	StadiumDB.com
<i>Suspended cable-and-rod roof structures with bearing pillars placed at one or several rows</i>					
Italtubi warehouse	Rome	Italy	S. Musmeci	1963-67	[17]
The UK Pavilion at EXPO-70	Osaka	Japan	Ph. Powell and H. Moya	1970	[9]
But-Pôle Atlantis	Saint Herblain	France			[18]
The shed over the petrol station	Nizhnevartovsk	Russia	ARHIKOM	2004	Fig. 9
The PA Technology Center	Princeton	USA	Richard Rogers, Ove Arup Struct. Eng.	1982-1984	[9], [22]
Atatürk Stadium	Istanbul	Turkey	A. Zublena, M. Macary	2002	[19]
Yishun Stadium	Singapore	Singapore	WY Steel Construction Pte Ltd	1992	[20]
Suspended green roof in Lyons	Leone	France	Jourda and Perraudin	1992	[9]
Green roof Service LLC	Stuttgart	Germany	Jörg Breuning	1980	Fig.10
Bayfront Convention Center	Erie	USA	Barton Malow Co.	2007	[18]
Champratel Bus and Tramway Depot	Clermont-Ferrand	France			[18]
Bus stop	Milan	Italy		1949	[17]
The Gerald R. Ford Center of the University of Chicago	Chicago	USA	Cesar Pelli & Associates teamed with OWP/P	2003	Fig.11, [4]
Railway station	Nanjing	China		1968	Fig.12
The Eastleigh Tennis Center	Southampton	UK	Euan Borland Associates and Buro Happold Consulting Engineers	after 1994	[8], [23]

Строительство и реконструкция

Olympic stadium (Ice Hockey Rink)	Squaw Valley	USA	Corlett & Spackman	1960	[24]
Pescia flower market	Pescia	Italy	I. Savioli <i>at al</i>	1981	[17]
The company restaurant of Audi	Ingolstadt	Germany	Ahlheim-Nebe-Schoofs, Darmstadt	2000	www.sbp.de
The main entrance to EXPO-89	Yokohama	Japan	G.K. Sekkei Associates	1989	[55]
Eastville Tesco	Bristol	UK	D.Daw Architects	1984-86	[11]
Conference Center in Smart Village	Giza	Egypt		2002	[56]
Kaliningrad Stadium	Kaliningrad	Russia	Crocus International	2018	StadiumDB.com
A paper factory	Mantua	Italy	P.L. Nervi	1963	[24]
Oxford Ice Rink	Oxford	UK	N. Grimshaw & Partners	1984	[57]
Fleetguard factory	Quimper	France	Richard Rogers, Ove Arup Struct. Eng.	1981	Fig. 15
A Igus factory complex	Cologne	Germany	N. Grimshaw & Partners.	1994	Fig. 17
Multipurpose hall	San Antonio	USA	J.A. Martin Ass. and others	1993	
Bendat Basketball Centre	Perth	Australia	Jackson Arch. and others	01.24, 2010	en.wikipedia.org
Multiplex Theater	Saint Herblain	France	Richard Rogers	1987	
INMOS microprocessor factory	Newport	UK	R. Rogers & Partners, Anthony. Hunt Struct. Eng.	1980-1982	[25]
Renault Distribution Center	Swindon	UK	Norman Foster	1982	[51]
Railway Station	Tilburg	Holland	Koen van der Gaast Arch.	1965	[24], [51]
Ocean Terminal	Piraeus	Greece	J. Liapis, E. Skroubelous	1972	[11]
The Green Theatre (a project)	Edinburg	UK	Ch. MacIntosh	1853	[11]
Sport hall (a project)	Zagreb	Croatia	T.J. MacGinley, M. Đuran	2002	[26]
Altos de la Vanega Metro Station	Zulia	Venezuela		2006	[18]
<i>Suspended cable-and-arch roof structures</i>					
The Lanxess arena	Cologne	Germany	Peter Böhm Architekten	1998	[51]
Wembley Stadium	London	UK	Norman Foster	2006	[9], [14]
Stadium «Spyros Luis»	Athens	Greece	Santiago Calatrava	2004	[9]
The Durban's Moses Mabhida Stadium	Durban	South Africa	Gerhard le Roux	2010	[9], [52]
The Lufthansa hangar 7	Hamburg	Germany	van Gerkan Marg Arch.	2009	www.lufthansa-technik.com
Dolphinarium (a project)	Volgograd	Russia	Ishmametov R.H., Galitzkaya E.M.	2018	Fig. 19
<i>Cable-stay supported cantilevers (cable-stayed, cantilevered beam structures</i>					
Tower restaurant, Convention Center	Hanover	Germany		1989	Fig. 7
Munich Airport	Munich	Germany	Günter Büschl Arch	1992	[41]
Roof structure of the Gas station	Milan	Italy	unknown designer [13]		[17]
A hangar at the airport of Frankfurt on the Main	Frankfurt on the Main	Germany	ABB Architects, Dyckerhoff and Widmann	1972	Fig. 20
Gallery for passengers' reception, Sheremetyevo Airport	Moscow	Russia	G.A. El'kin, G.V. Kryukov	1964-2018	Fig. 21
Bus station "Moskovskiy"	Minsk	Belorussia	N.Naumov, Yu.Rushev, L. Volchetskiy	1999 - 2014	Fig. 22
The football club "Rennais"	Rennes	France	Atelier Bruno Gaudin	2004	[9]
Arles Bus Terminal	Arles	France			[18]
Pan Am Worldport (Terminal 3)	New York	USA	Ives, Turano & Gardner Associated Architects and Walther Prokosh	1960-2014	https://www.webuildvalue.com
The Eugene Bavinger House	Norman, Oklahoma	USA	Bruce Goff	1950-2016	https://en.wikipedia.org
2) Cable-stays for stabilization of contour rigid elements of tent membranes					Fig. 23
3) Masted structures with cable-stay elements					
<i>Masted structures with cable-stays ensuring stability of the structures (cable-stayed masts)</i>					

The 462 m height mast (Chayka-mast)	Dudinka	Russia	E.S. Poltorak	1980	en.wikipedia.org
The sculpture composition	Porto	Portugal			Fig. 24
Masted structures in the form of one-sheet hyperboloid with cable-stays coinciding with rectilinear generatrices of the surface					
Sydney TV Tower	Sydney	Australia	Donald Crone and Ass.	1981	[9]
Tower in the port of Kobe	Kobe	Japan	the company Nikken Sekkei	1963	[9]
The Killesberg cable-stayed tower	Stuttgart	Germany	Jörg Schlaich	2000	Fig. 25
4) Special combined suspended cable-stayed roof structures					
The train platforms	Tilburg	Netherlands	Koen van der Gaast Arch	1965	[24], [33]
Chunu/Jeonju Stadium	Jeonju	South Korea	Pos A.C. Arch, CS Struct. Eng	2002	[9], [53]
Serpentine Gallery Pavilion 2008	London	UK	Frank Gehry	2008	Fig. 27
BC Place Stadium	Vancouver	Canada	Studio Phillips Barratt, Ltd, and others	2011	StadiumDB.com
Mina water reservoir	Al-Makkah	Saudi Arabia	Muna Project	Aug. 1986	Fig.29
Principality Stadium (Welsh National Stadium in Cardiff)	Wales	UK	Bligh Lobb Sports Architecture, W.S. Atkins	1999	StadiumDB.com
Bangkok Futsal Arena	Bangkok	Thailand	King Mongkut's Univ. of Technology Thonburi	2015	https://en.wikipedia.org
Manchester City Stadium	Manchester	UK	ArupSport	2002	[51]
National Exhibition Centre	Birmingham	UK	Ed. Mills, S. Harris	1976	en.wikipedia.org
Sydney Super Dome	Sydney	Australia	Abigroup Ltd and Obayashi Corporation	1999	https://en.wikipedia.org
The Stade de France	Saint-Denis	France	M. Macary, A. Zublena, M. Regembal, Cl. Constantini	1998	Fig. 28
The Millennium Dome	London	UK	R. Rogers	1.1.2000	[1]
RheinEnergieStadion	Cologne	Germany	Gerkan, Marg und Partner	1.31.2004	StadiumDB.com
SCHARRena (76m×38 m×11,5 m)	Stuttgart	Germany	ASP Architekten Arat	2011	www.sbp.de
National Stadium	Warsaw	Poland	GMP Architekten	2012	[35]
Toyota Stadium	Toyota	Japan	Kisho Kurokawa Architect & Associates	07.21.2001	[36], [38]
Lokomotiv Stadium (RZD Arena)	Moscow	Russia	A. Bokov, D. Bush <i>et al</i>	2002	[38]
Zenit Arena (St. Petersburg Football Stadium)	S. Petersburg	Russia	Kisho Kurokawa architects & associates	2018	Fig. 30, [54]
A stadium "Rostov Arena"	Rostov-on-Don	Russia	"Sport-Engineering", Inteks, TzNIIPromzdaniy	2018	[58]
Stadium (a project)		Russia	V.V. Handji, I.V. Lisitsyn	1991	Fig. 26
Alamodome	San Antonio	USA	W.E. Simpson Com. et al.	5.15.1993	[18]
Cable-stayed erections sorted simultaneously into several categories					
Grand Bigo (Columbus 1992)	Genova	Italy	Renzo Piano with Ove Arup and Partners	1992	[18]
Düsseldorf Airport Railroad Station	Düsseldorf	Germany		2000	[18]

Some cable-stayed erections can be sorted into several categories simultaneously. For example, the Grand Bigo in Columbus, opened in 1992, made of eight masts contains also a tent roof hung up by cables from the four steel tubular arches. So, this hybrid can be related to cable-stayed masts, or to suspended cable-and-arch structures, or to suspended cable-stayed roof structures supporting tent membranes in particular points. Analogically, combined suspended cable-stayed roof structures of Düsseldorf Airport Railroad Station in Germany, opened in 2000, with four pillars can be also sorted into several categories simultaneously.

A unique cantilever cable-stayed structure, described in [31], is used by some designers for public multifunctional buildings. This structure contains open cables, but they are hidden in a body of the building. Although this solution is not yet widely known, there are few existing models

already. One of them is the Cosmopolitan skyscraper, inaugurated in December 2013 in Warsaw, Poland. This atypical cantilever cable-stayed structure now is out of the classification presented at the beginning of the paper.

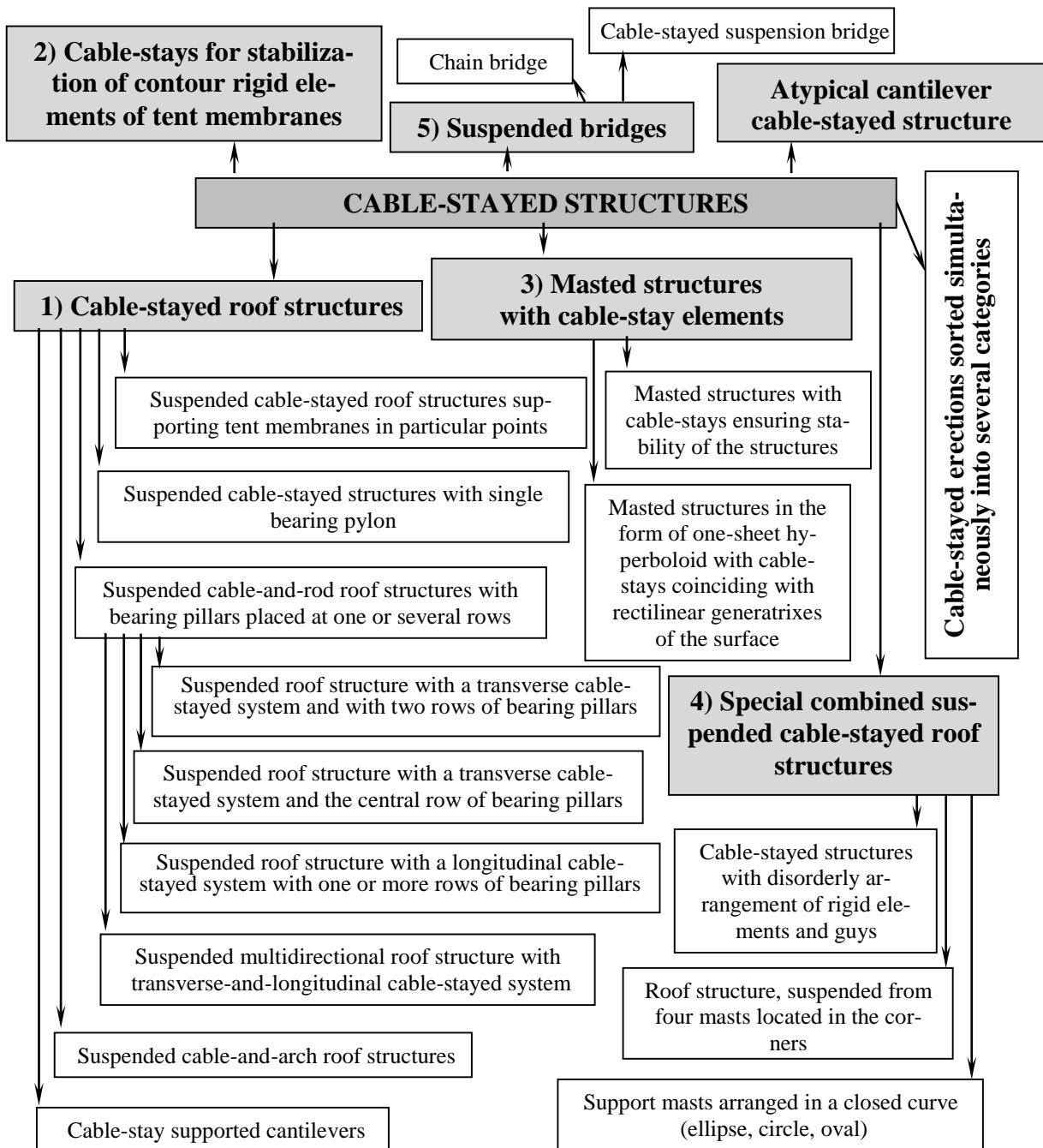


Figure 34 - A broadened classification of cable-stayed structures

Sometimes, it is more convenient to use the representation of the classification in the form shown in Fig. 34.

About one hundred cable-stayed erections are examined in a paper but in the World, we have much more of them and it is impossible to point out the references dealing with question. New classification of erected buildings and the illustration of every class and subclass of cable-stayed structures by real examples is an aim of this paper. All variety of incarnated constructive solutions and sketches, projects, models, and offers suggested for realization is presented.

CONCLUSION

Having summarized the information presented in the paper, one can draw the following conclusions.

1. For the first time, a classification of cable-stayed structures was compiled with due regard for structural model, lay-out diagram of pillars, cables, and so on.

2. For the first time, every group and sub-group of cable-stayed structures are illustrated by the most notable erections.

3. The cable-suspended structures differ from the cable-stayed suspension systems because the covering elements in them are placed directly on the wire ropes or on the wire rope net.

4. Besides suspended cable-stayed systems, cable-stayed structures include in themselves also the structures containing cables as the stabilizing elements or creating geometrical image of the erection.

5. Ten not old cable-stayed buildings or thereabouts were demolished and the place was freed for the other erections. It would be interesting to study the main reasons of these decisions.

6. According to the examples demonstrated, there are good perspectives for the construction of all types of cable-stayed structures included in the classification, proposed by the author.

7. Study of the prerequisites of the structural solutions in building, the history of the development and perfecting of building technologies of erection of cable-stayed structures will permit to generalize the experience accumulated by designers and to develop new fundamental solutions. Otherwise, architects and designers will be repeating the achieved solutions in building and architecture.

Acknowledgments

The publication was prepared with the support of the RUDN University Program “5-100”.

REFERENCES

- 1 R. Bradshaw, D. Campbell, M. Gargari, A. Mirmiran, P. Tripeny. Special structures: Past, present, and future. *Journal of Structural Engineering*. 2002. Pp. 691-709.
- 2 M. Majowiecki. Tensostructure: progetto e verifica. CREA edition. 1985.
- 3 A.A. Zagorkov. Tectonics of vertical abutment. *AMIT*. 2012. 3 (20). 19 p.
- 4 L.A. Kloiber, D.E. Eckmann, Th.R. Meyer, St.J. Hautzinger. Design considerations in cable-stayed roof structures, North American Steel Construction: Conference: Modern Steel Construction (March 2004). Pp. 75-84.
- 5 V.N. Golosov, V.V. Ermolov, N.V. Lebedeva. Injenernie Konstruktzii [Engineering Structures: Textbook], Moscow: “Vysshaya Shkola” (1991), 408 p. (rus)
- 6 C. Gill, Jan Lidell, Cr. Schwitter. Straight tensioned cable roof structures, IABSE Symposium Birmingham. 1994. Pp. 221-226.
- 7 S.N. Krivoschapko. Suspension cable structures and roofs of erections. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2015. 7 (34). Pp. 51-70. (rus).
- 8 K. Santoso. Wide-Span Cable Structures, Univ. of California, Berkeley. 2004. 70 p.
- 9 S.N. Krivoschapko. Cable-stayed structures. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2016. No 1. Pp. 9-22. (rus)
- 10 V.K. Fedulov, M.D. Suladze, L.Yu. Artemova. Vantovie Pokrytiya [Cable-Stayed Roof Structures: Manual], Moscow: MADI (2014), 48 p., in Russian.
- 11 J.B. Harris, Pui-K Li Kevin. Masted Structures in Architecture, Taylor & Francis (1996), 160 p.
- 12 V.A. Skopenko. Tent architecture: yesterday, today, tomorrow, *Akademicheskii Vestnik UralNIIProekt RAASN*, 1 (2010), pp.30-36, in Russian.
- 13 S.N. Krivoschapko. Tent architecture. *Stroitel'stvo i Rekonstruktsiya*. 2015. 59 (3). Pp. 100-109. (rus).
- 14 E.Yu. Ageeva, A.I. Spiridonova. Features of Application of Cable-Stayed Structures in Show Buildings, N. Novgorod: NGASU. 2015. 79 p.
- 15 Gupta Rajeev. Wind tunnel study on cable-stayed pavilion roofs. The Seventh Asia-Pacific Conference on Wind Engineering, Nov. 8-12, 2009, Taipei, Taiwan, 8 p.
- 16 A.A. Smirnov. Architecture, Structure and Design. 2017. <https://design-union.ru>
- 17 L. Zordan, R. Morganti. Large roofs, large spaces. Suspended cable roofing in Italy 1948-1970, Proc. of the First Int. Congress on Construction History, Madrid, 20th-24th January. 2003. Pp. 2139-2148.

- 18 Cable-stayed structures. International Database and Gallery of Structures. 2017. <https://structurae.net/structures/buildings/cable-stayed-structures>.
- 19 Y. Bescout, S. Huret, F. Millot. Stade Atatürk d'Istanbul. Construction Metallurque. 2002. 1.
- 20 M. Lau, K.V. Tan, C.C. Fong. The design and construction of cable-stayed steel roof structures for Yishun Indoor Stadium and Sport Complex. Singapore: The Structural Engineer. 1993. Vol. 71, Iss. 13.
- 21 Ilgiz Yusupov. The application of modulus of strength analysis APM Structure3D for calculating of building structures working in rigorous climatic conditions. *SAPR i Grafika*. 2000. 8. (rus).
- 22 Vintage British high tech. CMU Architecture. 2013. July 09. <https://cmuarch2013.wordpress.com/2009/07/09/vintage-british-high-tech/>
- 23 Nick Goldsmith. Materials for the new Millennium. In the book: Widespan Roof Structures. Compiled by M. Barnes and M. Dickson. Univ. of Bath. Thomas Telford Ltd., London. 2000.
- 24 I.S. Kosenko Visyachie Konstruktsii Pokrytiy [Suspended Roof Structures]. Moscow: Stroyizdat. 1966. 88 p. (rus).
- 25 Kenneth Powell, Richard Rogers. Complete Works. Vol. One. London: Phaidon Press Limited. 2000.
- 26 Marko Đuran, Ivan Lukačević, Darko Dujmović. Linear and non-linear analyses of cable-stayed steel frame subjected to seismic actions. *Electronic Journal of the Faculty of Civil Engineering Osijek-e-GFOS*. 2017. 8(14). Pp. 68-78. Doi: 10.13167/2017.14.8
- 27 Changhua Wei and Yi Sun. Philosophy of structure: How Tensile Structure Works: <http://www.arch.mcgill.ca/prof/sijpkcs/arch374/winter2002/psysisun/howtensileworks.htm>
- 28 I.R. Sitnikov, A.V. Golikov Adjustment of forces in large-span structures in the design of a rational constructive form of a dolphinarium in Volgograd. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2018. No 4. Pp. 278-292. (rus).
- 29 S. Gerasimidis, C.C. Baniotopoulos. Disproportionate collapse analysis of cable-stayed steel roofs for cable loss. *Int. J. of Steel Structures*. 2011. 11(1). Pp. 91-98.
- 30 A. Morita, K. Sato, K. Tsutsumi, Yu. Tamura. Wind load evaluation for a cable-stayed roof structure, *AIJ Journal of Technology and Design*. 2007. Vol. 13. No 25. Pp. 85-90. (Japanese).
- 31 K. Grębowski, M. Werdon. Cable-stayed cantilever structures as an expat of unique application in the construction of a building located in seismic area – an author's project of multifunctional building in Lisbon, Portugal, *Int. J. of Applied Mechanics and Engineering*. 2015. 20(4). Pp. 805-816.
- 32 A.D. Nugumanova, G.G. Kashevarova. Computation of cable-stayed constructions on the example of anchor stays, *Vestnik PNIPU. Stroitelstvo i Architektura*. 2015. No 3. Pp. 103-115.
- 33 Fabric Structures in Architecture, Ed. by J.Ig. de Llorens, The Textile Institute, Elsevier Ltd, UK. 2015. 823 p.
- 34 Zenon JGN del Prado, B. Paulo, Goncalves Eulher Chaves Carvalho. Non-linear dynamic of cable-stayed masts, Proc. of PACAM XI, Jan. 04-08. 2010. Foz do Iguacu, PR Brazil, 6 p.
- 35 Göppert Knut, Haspel Lorenz. National Stadium Warsaw, Poland. *Structural Engineering International*. 2013. 23(3). Pp. 311-316(6).
- 36 M. Saitoh. Resent development of space structures in Japan. *Journal of the IASS*. 2001. 42(1-2). Pp. 33-94.
- 37 D.B. Kiselev. Combined (hybrid) arch-cable structures. Numeric and experimental researches. *Modern Industrial and Civil Construction*. 2006. 2(1). Pp. 17-27. (rus)
- 38 P.G. Yeremeyev, D.B. Kiselev. Contemporary large-span combined spatial structures. Prostranstvennie Konstruktsii Sdaniy i Sooruzhemiya, 9, Moscow: "Devyatka Print", 2004. Pp. 158-166. (rus)
- 39 V.K. Kachurin, A.V. Bragin, B.G. Erunov. Proektirovanie Visyachih i Vantovyh Mostov [Design of suspended and cable-stayed bridges]. Moscow: Izd-vo "Transport", 1971. 280 p. (rus)
- 40 V.K. Kachurin. Teoriya Visyachih System, Statcheskiy Raschot [Theory of Suspended Systems. Static Analysis], Leningrad: Gosstroyizdat. 1962. 224 p. (rus)
- 41 Olfat Sarhang Zadeh. Comparison Between Three Types of Cable Stayed Bridges Using Structural Optimization, Electronic Thesis and Dissertation Repository. 2012. 897. 100 p.: <http://ir.lib.uwo.ca/etd/897>
- 42 A.V. Perelmuter. Bases for Cable-Rod Systems Analysis, Moscow: Stroyizdat. 1969. 193 p. (rus)
- 43 H.B. Jayaraman, W.C. Knudson. A curved element for the analysis of cable structures. *Comput. & Struct.* 1983. 14(3 / 4). Pp. 325-333.
- 44 A.K. Rehan. Cable suspended roof construction. *Indian Concrete J.* 1980. 54(4). Pp. 96-101.
- 45 F. Aboul-Ella. New iterative analysis of cable-stayed structures. *Computers & Structures*. 1991. 40(3). Pp. 549-554.
- 46 Sang-Youl Lee. Detection of tensile forces in cable-stayed structures using the advanced hybrid micro-genetic algorithm. *International Journal of Architectural and Environmental Engineering*. 2014. 8(7). Pp. 821-824.
- 47 Giuseppe Vairo. A closed-form refined model of the cables' nonlinear response in cable-stayed structures. *Mechanics of Advanced Materials and Structures*. 2009. 16(6). Pp. 456-466.
- 48 Nguyen Tuong Lai, Phung Ba Thang. A method for static analysis of cable-stayed structures subjected to in-plane loads. Resilient Structures and Sustainable Construction, Edited by Pellicer E., Adam J. M., Yepes V., Singh A., and Yazdani S. 2017. Pp. 1-6.

- 49 Giuseppe Vairo, Sami Montassar. Mechanical modelling of stays under thermal loads. *Mechanics, Models and Methods*, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, M. Frémond and F. Maceri (Eds.) 2012. Pp. 481–498.
- 50 S. Sych. Design of cable-stayed structures in Autodesk Robot Structural Analysis Professional. *Cadmaster*. 2012. 6. Pp. 84-86.
- 51 W. Schueller. *The Cable in Structures Including SAP2000 (eBook)*. 2016. 411 p.
- 52 Hennig Wanda. The man who built Durban's Moses Mabhida Stadium. 2012: <http://www.wandahennig.com/2012/10/the-man-who-built-durbans-moses-mabhida-stadium/>
- 53 Jong-Son Kim. Cable-Stayed Trusses of the Sports Stadium, Chonju. *Structural Engineering International*, 2001. 1. Pp. 33-35.
- 54 A.V. Korgin, V.A. Ermakov, Zeyd Kilani L.Z., V.A. Romanets. Control of the spatial position of elements of structures of "Saint-Petersburg" stadium. *Promyshlennoe i Grazhdanskoe Stroitel'stvo*. 2018. No 5. Pp. 22-26. (rus).
- 55 Gonzalez Quelle Iago. Cable roofs. Evolution, classification and future trends. Proc. of the IASS Symposium 2009, Valencia, Evolution and Trends in Design, Analysis, and Construction of Shell and Spatial Structures, 28 Sept.-2 Oct. 2009, Universidad Politecnica de Valencia, Spain, Al. Domingo and C. Lazaro (eds.) 2009. 12 p.
- 56 Gehan A. Hamdy, Emad A. El-Dardiry, Mohamed N. Fayed, and Mohamed R. Konswoah. Optimum design of wide span cable-stayed roof structures. *International Journal of Scientific & Engineering Research*, 9(5), (May 2018), pp.1448-1459.
- 57 Philip Dilley. Oxford ice rink. *The ARUP Journal*. 1986. 21(1). Pp. 23-26.
- 58 N.G. Kelasyev. Features of design and construction of a Multifunctional Sport Complex – Football Stadium for 45000 Spectators in Rostov-on-Don. *Promyshlennoe i Grazhdanskoe Stroitel'stvo*. 2018. No 6. Pp. 17-23. (rus).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- 1 Bradshaw R., Campbell D., Gargari M., Mirmiran A., Tripeny P. Special structures: Past, present, and future// *Journal of Structural Engineering*, June (2002), pp. 691-709.
- 2 Majowiecki M. *Tensostructure: progetto e verifica* // CREA edition (1985).
- 3 Загорков А.А. Тектоника вертикальной опоры // АМИТ. 2012. 3(20). 19 с.
- 4 Kloiber L.A., Eckmann D.E., Meyer Th.R., Hautzinger St.J. Design considerations in cable-stayed roof structures// *North American Steel Construction: Conference: Modern Steel Construction (March 2004)*, pp. 75-84.
- 5 Голосов В.Н., Ермолов В.В., Лебедева Н.В. и др. Инженерные конструкции: Уч. для вузов по спец. «Архитектура». М.: «Высшая школа», 1991. 408 с.
- 6 Gill C., Lidell Jan, Schwitter Cr. Straight tensioned cable roof structures// *IABSE Symposium Birmingham*. 1994, pp. 221-226.
- 7 Кривошапко С.Н. Висячие тросовые конструкции и покрытия сооружений// *Строительство уникальных зданий и сооружений*. 2015. № 7 (34). С. 51-70.
- 8 Santoso K. *Wide-Span Cable Structures*, Univ. of California, Berkeley (2004), 70 p.
- [9] Кривошапко С.Н. Вантовые структуры// *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2016. № 1. С. 9-22.
- 10 Федулов В.К., Суладзе М.Д., Артемова Л.Ю. Вантовые покрытия: Учебное пособие. М.: МАДИ, 2014. 48 с.
- 11 Harris J.B., Pui-K Li Kevin. *Masted Structures in Architecture*, Taylor & Francis. 1996. 160 p.
- 12 Скопенко В.А. Тентовая архитектура: вчера, сегодня, завтра// *Академический вестник УралНИИПроект РААСН*. 2010. № 1. С. 30-36.
- 13 Кривошапко С.Н. Тентовая архитектура// *Строительство и реконструкция*. 2015. № 3(59). С. 100-109.
- 14 Агеева Е.Ю., Спиридонова А.И. Особенности применения вантовых конструкций в зрелищных зданиях. Н.Новгород: НГАСУ, 2015. 79 с.
- 15 Gupta Rajeev. Wind tunnel study on cable-stayed pavilion roofs. *The Seventh Asia-Pacific Conference on Wind Engineering*. 2009 Nov. 8-12, Taipei, Taiwan, 8 p.
- 16 Смирнов А.А. Архитектура, конструкция и проект. 2017. design-union.ru
- 17 Zordan L., Morganti R. Large roofs, large spaces. Suspended cable roofing in Italy 1948-1970// *Proc. of the First Int. Congress on Construction History, Madrid, 20th-24th January (2003)*, pp. 2139-2148.
- 18 Cable-stayed structures. *International Database and Gallery of Structures*, <https://structurae.net/structures/buildings/cable-stayed-structures> (2017).
- 19 Bescout Y., Huret S., Millot F. *Stade Atatürk d'Istanbul*// *Construction Metallurque*. 2002. 1.
- 20 Lau M., Tan K.V., Fong C.C. The design and construction of cable-stayed steel roof structures for Yishun Indoor Stadium and Sport Complex, Singapore// *The Structural Engineer*. 1993. 71 (13).
- 21 Юсупов Ильгиз. Использование модуля прочностного анализа APM Structure3d для расчета строительных конструкций в условиях сурового климата// САПР и графика. 2000. 8.
- 22 Vintage British high tech, CMU *Architecture*, (2013), July 09, <https://cmuarch2013.wordpress.com/2009/07/09/vintage-british-high-tech/>

- 23 Goldsmith Nick. Materials for the new Millennium// In the book: Widespan Roof Structures. Compiled by M. Barnes and M. Dickson. Univ. of Bath. Thomas Telford Ltd., London (2000).
- 24 Косенко И.С. Висячие конструкции покрытий. М.: Стройиздат, 1966. 88 с.
- 25 Powell Kenneth, Rogers Richard. Complete Works. Vol. One. London: Phaidon Press Limited (2000).
- 26 Đuran Marko, Lukačević Ivan, Dujmović Darko. Linear and non-linear analyses of cable-stayed steel frame subjected to seismic actions// Electronic Journal of the Faculty of Civil Engineering Osijek-e-GFOS, 8(14) (2017), pp. 68-78, doi.org/10.13167/2017.14.8
- 27 Changhua Wei and Yi Sun. Philosophy of structure: How Tensile Structure Works: <http://www.arch.mcgill.ca/prof/sijpkcs/arch374/winter2002/psysisun/howtensileworks.htm>
- 28 Ситников И.П., Голиков А.В. Регулирование усилий в большепролетных конструкциях при разработке рациональной конструктивной формы здания дельфинария в Волгограде// Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2018. 4. С. 278-292.
- 29 Gerasimidis S., Baniotopoulos C.C. Disproportionate collapse analysis of cable-stayed steel roofs for cable loss// Int. J. of Steel Structures, 11(1), 2011, pp. 91-98.
- 30 Morita A., Sato K., Tsutsumi K., Tamura Yu. Wind load evaluation for a cable-stayed roof structure// AIJ Journal of Technology and Design, Vol. 13, No 25 (2007), pp. 85-90, in Japanese.
- 31 Grębowski K., Werdon M. Cable-stayed cantilever structures as an expat of unique application in the construction of a building located in seismic area – an author’s project of multifunctional building in Lisbon, Portugal// Int. J. of Applied Mechanics and Engineering. 2015. 20(4). pp. 805-816.
- 32 Нугуманова А.Д., Кашеварова Г.Г. Расчет вантовых конструкций на примере оттяжек мачты // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура (Пермь). 2015. № 3. С. 103-115.
- 33 Fabric Structures in Architecture, Ed. by J.Ig. de Llorens, The Textile Institute, Elsevier Ltd, UK (2015), 823 p.
- 34 Zenon JGN del Prado, B. Paulo, Goncalves Eulher Chaves Carvalho. Non-linear dynamic of cable-stayed masts// Proc. of PACAM XI, Jan. 04-08 (2010), Foz do Iguacu, PR Brazil, 6 p.
- 35 Göppert Knut, Haspel Lorenz. National Stadium Warsaw, Poland// Structural Engineering International, 2013. 23(3). Pp. 311-316(6).
- 36 Saitoh M. Recent development of space structures in Japan// Journal of the IASS. 2001. 42(1-2).Pp. 33-94.
- 37 Киселев Д.Б. Арочно-вантовые комбинированные конструкции. Численные и экспериментальные исследования// Современное промышленное и гражданское строительство. 2006. Том. 2. № 1. С. 17-27.
- 38 Еремеев П.Г., Киселев Д.Б. Современные большепролетные комбинированные пространственные конструкции// Пространственные конструкции зданий и сооружений. Вып. 9. М.: ООО “Девятка Принт”, 2004. С. 158-166.
- 39 Качурин В.К., Брагин А.В., Ерунов Б.Г. Проектирование висячих и вантовых мостов. Изд-во «Транспорт», 1971. 280 с.
- 40 Качурин В.К. Теория висячих систем. Статический расчет. Л.: Госстройиздат, 1962. 224 с.
- 41 Olfat Sarhang Zadeh. Comparison Between Three Types of Cable Stayed Bridges Using Structural Optimization, Electronic Thesis and Dissertation Repository. 897, (2012), 100 p.: <http://ir.lib.uwo.ca/etd/897>
- 42 Перельмутер А.В. Основы расчета вантово-стержневых систем. М.: Стройиздат, 1969. 193 с
- 43 Jayaraman H.B., Knudson W.C. A curved element for the analysis of cable structures// Comput. & Struct. 1981. 14(3 / 4). Pp. 325-333.
- 44 Rehan A.K. Cable suspended roof construction// Indian Concrete J. 1980. 54(4). Pp. 96-101.
- 45 Aboul-Ella F. New iterative analysis of cable-stayed structures// Computers & Structures. 1991. 40(3). Pp. 549-554.
- 46 Sang-Youl Lee. Detection of tensile forces in cable-stayed structures using the advanced hybrid micro-genetic algorithm// International Journal of Architectural and Environmental Engineering. 2014. 8(7). Pp. 821-824.
- 47 Giuseppe Vairo. A closed-form refined model of the cables' nonlinear response in cable-stayed structures// Mechanics of Advanced Materials and Structures. 2009. 16(6). Pp. 456-466.
- 48 Nguyen Tuong Lai, Phung Ba Thang. A method for static analysis of cable-stayed structures subjected to in-plane loads// Resilient Structures and Sustainable Construction, Edited by Pellicer E., Adam J. M., Yepes V., Singh A., and Yazdani S. (2017), pp. 1-6.
- 49 Vairo Giuseppe, Montassar Sami. Mechanical modelling of stays under thermal loads// Mechanics, Models and Methods, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, M. Frémond and F. Maceri (Eds.), 2012, pp. 481–498.
- 50 Сыч С. Проектирование вантовых конструкций в Autodesk Robot Structural Analysis Professional// Cadmaster. 2012. № 6. С. 84-86.
- 51 W. Schueller. The Cable in Structures Including SAP2000 (eBook). 2016. 411 p.
- 52 Hennig Wanda. The man who built Durban’s Moses Mabhida Stadium. 2012: <http://www.wandahennig.com/2012/10/the-man-who-built-durbans-moses-mabhida-stadium/>
- 53 Jong-Son Kim. Cable-Stayed Trusses of the Sports Stadium, Chonju// Structural Engineering International. 2001. 1. Pp. 33-35.

54 Коргин А.В., Ермаков В.А., Зейд Килани Л.З., Романец В.А. Контроль пространственного положения элементов конструкций стадиона “Санкт-Петербург”// Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 5. С. 22-26.

55 Gonzalez Quelle Iago. Cable roofs. Evolution, classification and future trends// Proc. of the IASS Symposium 2009, Valencia, Evolution and Trends in Design, Analysis, and Construction of Shell and Spatial Structures, 28 Sept.-2 Oct. 2009, Universidad Politecnica de Valencia, Spain, Al. Domingo and C. Lazaro (eds.). 2009. 12 p.

56 Gehan A. Hamdy, Emad A. El-Dardiry, Mohamed N. Fayed, and Mohamed R. Konswoah. Optimum design of wide span cable-stayed roof structures// International Journal of Scientific & Engineering Research, 9(5), May 2018, pp.1448-1459.

57 Dilley Philip. Oxford ice rink// The ARUP Journal, 21(1), 1986, pp. 23-26.

58 Келасьев Н.Г. Особенности проектирования и строительства многофункционального спортивного комплекса – футбольного стадиона на 45000 зрителей в Ростове-на-Дону // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 6. С. 17-23.

Information about authors:

Krivoshapko Sergey N.

Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), Moscow, Russia,
DSc, Professor,
E-mail: sn_krivoshapko@mail.ru

Информация об авторах:

Кривошапко Сергей Николаевич

Российский университет дружбы народов, Москва, Россия,
доктор технических наук, профессор,
sn_krivoshapko@mail.ru

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНАЯ ОЦЕНКА ТОЧНОСТИ РАСЧЕТОВ СТАЛЬНЫХ БАЛОК ПРИ РАЗЛИЧНЫХ ГРАНИЧНЫХ УСЛОВИЯХ

КРЫЛОВ А.С.

АО "НИЦ "Строительство", ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, г. Москва, Россия

Аннотация. Рассмотрены вопросы численных расчетов конструкций на изгиб. Дано обоснование выбранной темы исследования. Выполнены численные расчеты стальных двутавровых балок с последующей экспериментальной проверкой полученных результатов. Расчеты выполнены в физически нелинейной постановке с учетом фактической диаграммы деформирования материала. Рассмотрены различные условия опирания моделей, в том числе, с учетом сил трения. Проведены испытания стальных балок на чистый изгиб. Дано описание моделей, характеристика испытательной установки, опорных и нагрузочных приспособлений. Выполнен анализ результатов эксперимента и их сравнение с расчетными данными. Приведены графики деформирования моделей под нагрузкой при различных граничных условиях, полученные по результатам экспериментальных и численных исследований. Дана оценка точности разрушающих нагрузок и вертикальных перемещений, полученных расчетным путем, по отношению к экспериментальным данным.

Ключевые слова: сталь, балка, опоры, численные расчеты.

EXPERIMENTAL ASSESSMENT NUMERICAL SIMULATION OF STEEL BEAMS WITH DIFFERENT BOUNDARY CONDITIONS

KRYLOV A. S.

Research Center of Construction TSNIISK named after V.A. Koucherenko, Moscow, Russia

Abstracts. The problems of numerical calculations of structures for bending are considered. The substantiation of the selected theme of research is given. The numerical calculations of steel I-beams with the subsequent experimental verification of the results are performed. The calculations were carried out in a physically nonlinear formulation, taking into account the actual material deformation diagram. Various conditions for supporting models are considered, including taking into account friction forces. Pure bend models of steel beams were tested. A description of the models, the characteristics of the test equipment, support and load devices performed. The analysis of the results of bending tests of models and comparison with the calculated data is done. The graphs of deformation of models under load with different boundary conditions, obtained from the results of experimental and numerical studies, are given. An estimate of the accuracy of ultimate loads and vertical displacements, obtained by calculation, with respect to experimental data is given.

Keywords: steel, beam, support, numerical simulation.

Введение

В инженерной практике последних лет широкое применение находят численные расчеты с детальным учетом нелинейных физико-механических характеристик материалов. Несмотря на многообразие возможностей программно-вычислительных комплексов [1, 2, 3, 4], полученные расчетные результаты нуждаются в тщательном анализе и, что наиболее предпочтительно, в экспериментальной проверке [5-10]. Поскольку, довольно часто результаты таких расчётов существенно отличаются от соответствующих величин, полученных по нормативным методикам и в ходе натурных испытаний. Остановимся более детально на экспериментальных исследованиях балок на чистый изгиб (рисунок 1) при различных граничных условиях с последующей проверкой и сравнением с результатами численных расчетов.

Достаточно подробно методика испытаний на чистый изгиб описана для железобетонных балок, которые следует выполнять с учетом требований ГОСТ 8829-94 «Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний на нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости» [11], где помимо прочих требований к проведению экспериментов обозначены условия опирания: модели «следует опирать при испытаниях на две шарнирные линейные опоры, расположенные по концам изделия, одна из которых должна быть неподвижной, а другая - подвижной, допускающей перемещение изделия вдоль пролета». Для стальных конструкций соответствующий ГОСТ на испытания балок отсутствует.

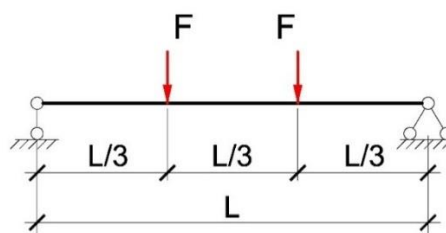


Рисунок 1 – Схема испытаний балки на чистый изгиб

В рамках настоящей работы рассмотрено влияние на результаты эксперимента изменение граничных условий. Выполнено сравнение двух вариантов опирания балок:

- в соответствии с требованиями ГОСТ 8829-94 – опирание на две линейные опоры, одна опора являлась шарнирно-неподвижной, другая – шарнирно-подвижной;
- с отклонением от требований ГОСТ 8829-94 – опирание на две линейные опоры, обе опоры являлись шарнирно-неподвижными.

Рассматриваемые опоры – каткового типа. Шарнирно-неподвижная опора приведена на рисунке 2, подвижная – на рисунке 3.



Рисунок 2 – Шарнирно-неподвижная опора



Рисунок 3 – Шарнирно-подвижная опора

Описание эксперимента

Всего было испытано 4 модели стальных балок – по 2 шт. для каждого вида граничных условий. Все модели выполнены одинаковыми из прокатного двутавра №20Б1 по ГОСТ 8239-89. В местах опирания и приложения нагрузок выполнено дополнительное усиление моделей стальными пластинами (рисунок 4). Материал моделей – сталь С255 по ГОСТ 27772-2015.

Для определения фактических характеристик материала балок были выполнены дополнительные испытания образцов стали по ГОСТ 1497-84 «Металлы. Методы испытаний на растяжение» [12]. Результаты испытаний приведены в таблице 1. Из таблицы 1 видно, что фактические характеристики стали превышают соответствующие нормируемые в ГОСТ 27772-2015 значения на величину 40-50 МПа.

Испытания моделей стальных балок выполнены на прессе MAN500 (рисунок 5) на испытательной базе ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко.

Нагрузка прикладывалась к моделям ступенями – не более 10% от контрольной нагрузки по прочности. Установка и выверка траверсы для передачи нагрузки, а также самих моделей, выполнена относительно заранее нанесенных на поверхность металла рисок.

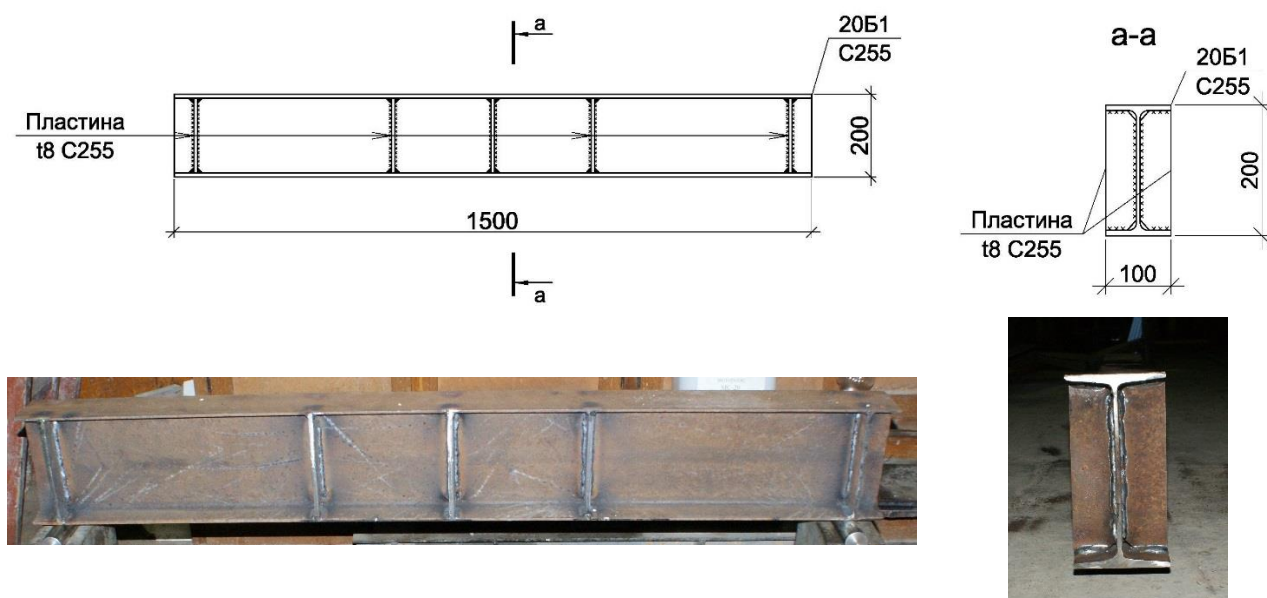


Рисунок 4 – Общий вид моделей

Таблица 1 – Результаты определения фактических характеристик стали

№ образца	Характеристика образца	Толщина, мм	Ширина, мм	Напряжение, МПа	
				Предел текучести	Предел прочности
1	из стенки двутавра	5.65	20.3	318.8	414.0
2		5.75	20.3	282.5	393.4
3	из полки двутавра	7.7	30	318.8	433.6
4		7.75	30.25	297.2	431.6

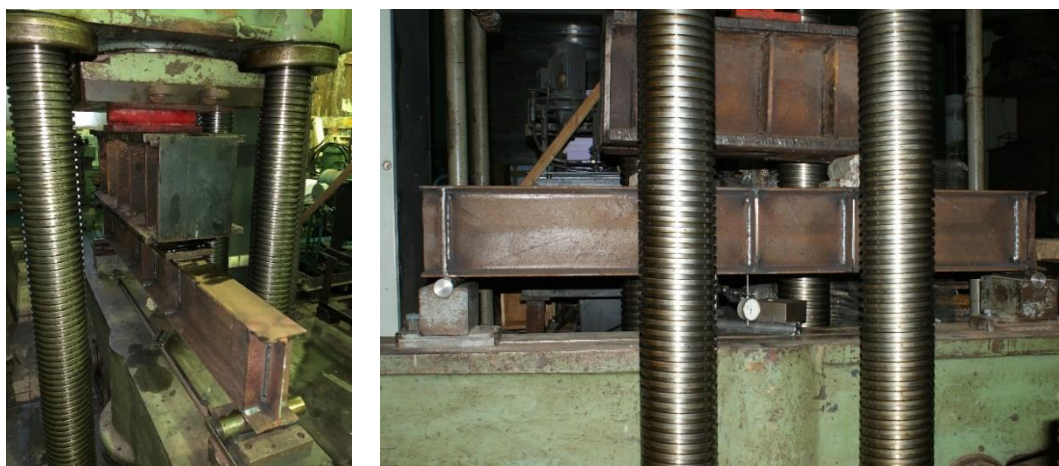


Рисунок 5 – Общий вид испытательной установки

В процессе испытаний на каждом шаге выполнялась фиксация вертикальных перемещений в середине пролета посредством индикатора часового типа с ценой деления 1/100 мм. Кроме того, фиксировались значения вертикальной нагрузки.

Численные расчеты

Перед проведением экспериментов были выполнены численные расчеты балок в программном комплексе Femap with NX Nastran. Общий вид расчетной схемы приведен на рисунке 6.

Схема разработана с применением пластинчатых конечных элементов. Рассмотрены различные граничные условия опирания моделей для отражения действительной работы балок в соответствии со схемами испытаний. Рассмотрены следующие случаи шарнирных линейных опор:

1. обе опоры неподвижные,
2. одна – подвижная, другая – неподвижная,
3. одна – неподвижная, другая – подвижная, с учетом силы трения между опорной поверхностью балки и стальным катком опоры. Трение смоделировано в соответствии с рекомендациями СП 16.13330 «Стальные конструкции» [13] - посредством введения коэффициента трения, равного 0,3. Соответствующая горизонтальная нагрузка (0,3 от вертикальной составляющей реакции опоры) была приложена в месте шарнирно-подвижного опирания модели.

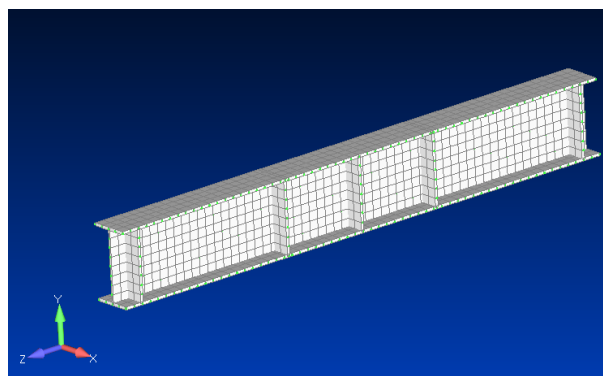


Рисунок 6 – Общий вид расчетной схемы

Помимо опор по краям балки были введены раскрепления из плоскости изгиба в местах установки траверсы для передачи нагрузок в средней трети пролета (обоснование дополнительно введенных граничных условий получено в результате экспериментов – в момент потери несущей способности модели оставались в плоскости действия нагрузки, наблюдались лишь незначительные смещения из плоскости). Расчеты выполнены в физически нелинейной постановке с учетом фактической диаграммы деформирования материала. Численная модель и полученные результаты позволяют детально оценить напряженно-деформированное состояние моделей, а также провести сопоставление с данными экспериментов и оценить точность нелинейных расчётов с использованием выбранной программы. Некоторые результаты расчетов приведены на рисунках 7, 8.

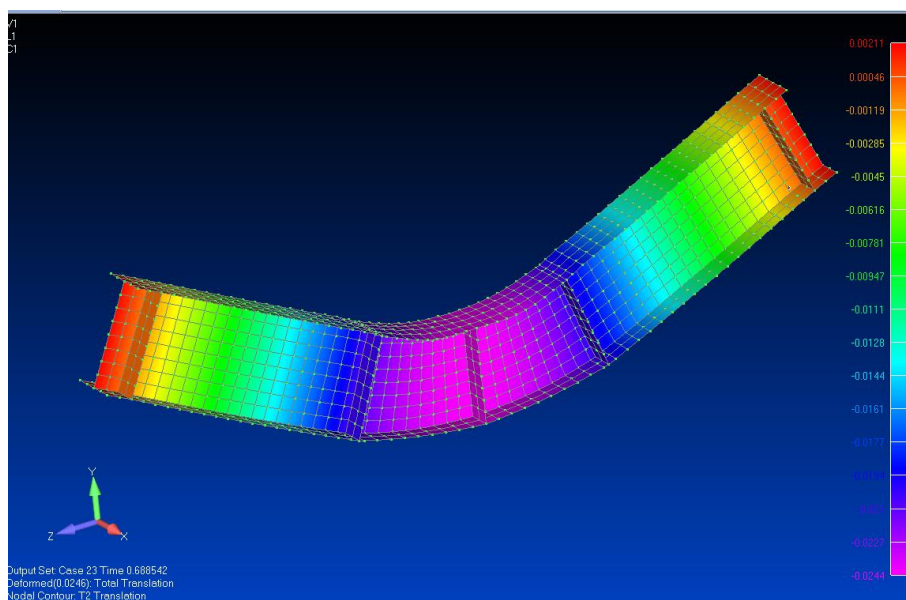


Рисунок 7 – Вертикальные перемещения модели с шарнирными линейными опорами (одна – подвижная, другая – неподвижная) в момент, близкий к разрушению, м

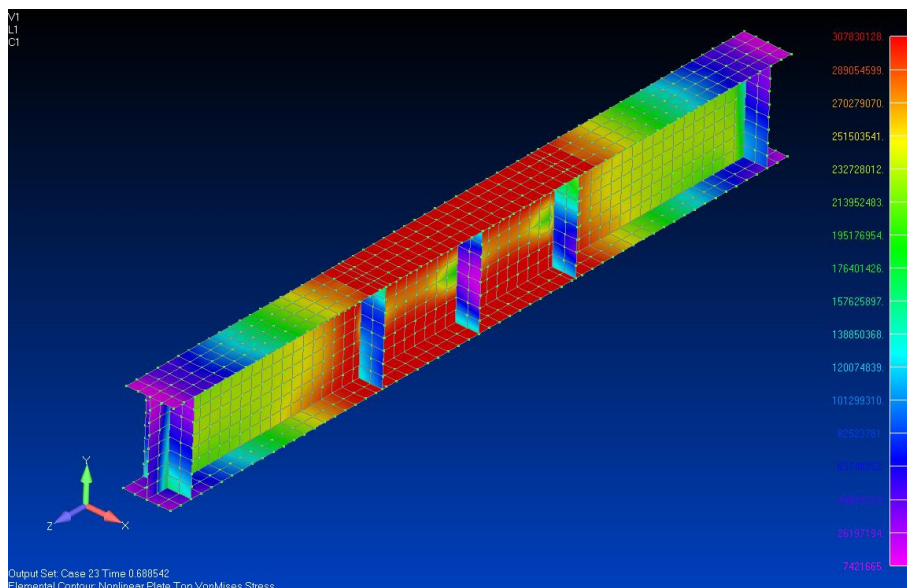


Рисунок 8 – Напряжения в модели с шарнирными линейными опорами (одна – подвижная, другая – неподвижная) в момент, близкий к разрушению, Н/м²

В результате расчетов определены нагрузки, соответствующие потере несущей способности конструкции, а также построены графики вертикальных перемещений. Сравнение полученных данных с экспериментальными результатами приведено на рисунке 9 и в таблице 2.

Результаты эксперимента

Предельные нагрузки для модели (усредненные для группы), зафиксированные во время экспериментов и соответствующие величины, полученные расчетным путем приведены в таблице 2.

Таблица 2 – Предельные нагрузки для модели

Вариант граничных условий	Экспериментальная модель	Опоры	Предельные нагрузки, кН		Отклонение, %
			Эксперимент	Femap with NX Nastran	
1	1, 2	подвижная + неподвижная	304,1	276,3	10,0
2		подвижная с трением + неподвижная		282,0	7,8
3	3, 4	неподвижная + неподвижная	304,1	305,8	0,5

Анализ данных, приведенных в таблице 2, показывает, что усредненная величина экспериментальной нагрузки, соответствующей потере несущей способности оказалась чрезвычайно близкой для всех моделей, вне зависимости от условий опирания. Это несколько отличается от результатов численных расчетов, где разница (для случая одной подвижной с трением, другой неподвижной опоры, в соответствии с условиями эксперимента) достигает 7,8%. В целом, даже при наличии отмеченной погрешности результаты таблицы 2 имеют довольно хорошее совпадение. Более высокие значения предельных нагрузок, зафиксированные в ходе экспериментов, получены, вероятно, в результате более сложной работы материала (многоосное напряженное состояние) в конструкции, по сравнению с испытаниями на одноосное растяжение, по результатам которого были приняты характеристики стали для численных расчетов. Совпадение опытных разрушающих нагрузок для балок с разными услови-

ями опирания, связано с точностью задания нагрузки. Для балок, разрушение которых происходит пластично, при ручном управлении усилием пресса, величина разрушающей нагрузки была оценена с точностью до одного этапа нагружения (на последних этапах это составляло 10 кН).

Другой важный фактор (помимо предельных нагрузок), требующий оценки – вертикальные перемещения моделей. Усредненные экспериментальные результаты и расчетные данные по вертикальным перемещениям приведены на рисунке 9.

Из рисунка 9 видно, что графики вертикальных перемещений для различных вариантов граничных условий располагаются довольно кучно, за исключением кривой, отражающей случай абсолютно неподвижных опор, полученной по результатам численных расчетов. Это достигнуто по причине идеальных условий закрепления в расчетной модели, что на практике не было реализовано. Поэтому экспериментальный случай неподвижных опор гораздо лучше описывается кривой, полученной с учетом сил трения в программном комплексе. Отмечено хорошее совпадение с экспериментальными данными с расхождением, не превышающим 8%. Расчеты для варианта граничных условий в виде шарнирно-подвижной и неподвижной опор показали максимальную разницу вертикальных перемещений в 15%.

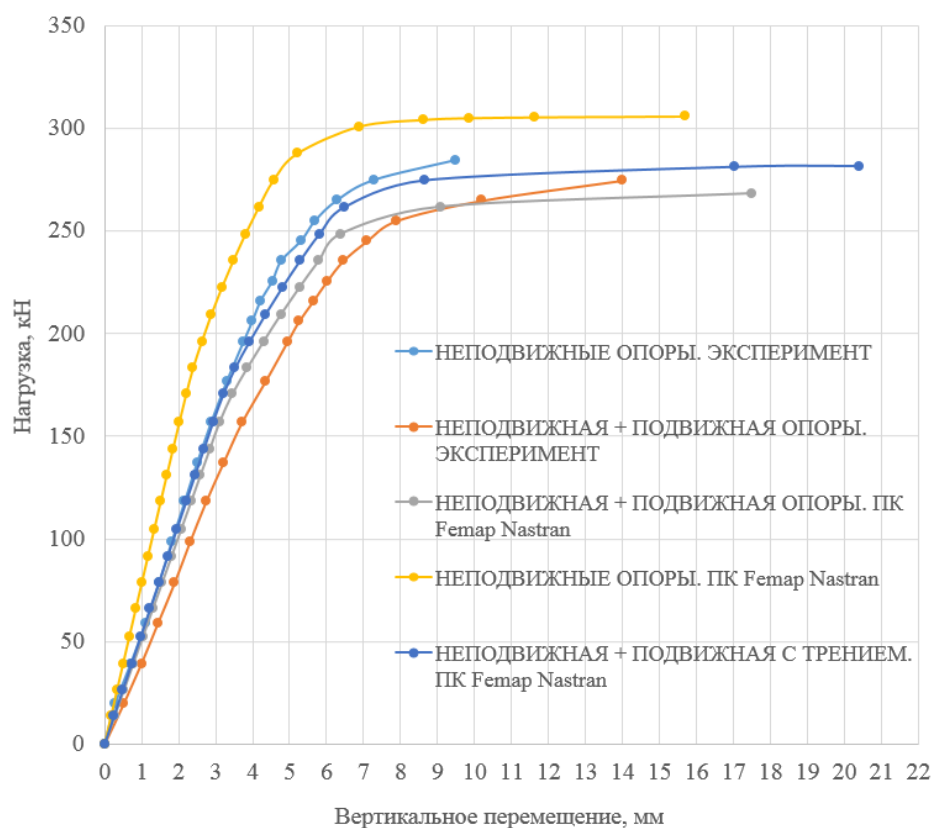


Рисунок 9 – Диаграммы зависимости нагрузки от вертикальных перемещений для различных условий опирания

Вертикальные перемещения балок с одной неподвижной опорой, второй – подвижной больше, чем с двумя неподвижными (или одной опорой – неподвижной, второй – с учетом сил трения), что согласуется с правилами строительной механики.

Выводы

1. Для оценки точности выполнения численных расчетов вплоть до разрушения конструкции, проведены испытания моделей стальных двутавровых балок с различными граничными условиями.

2. Экспериментально полученные нагрузки, соответствующие предельной несущей способности, для всех вариантов опирания балок являются крайне близкими.

Большую роль имеет проскальзывание опорной зоны балок по шарнирно-неподвижным опорам, что приводит к изменению работы конструкции за счет корректировки условий опирания. Таким образом, для рассмотренных случаев подвижность опор на несущей способности балок существенно не сказалась.

3. Оценка экспериментальных данных по вертикальным перемещениям показала некоторые отличия для различных граничных условий:

- экспериментальный случай неподвижных опор хорошо описывается кривой, полученной с учетом сил трения в программном комплексе. Отмечено хорошее совпадение с экспериментальными данными с расхождением, не превышающим 8%.

- экспериментальные данные для варианта граничных условий в виде шарнирно-подвижной и неподвижной опор имеют максимальное расхождение с расчетами в 15%.

Вертикальные перемещения при одной подвижной, другой-неподвижной опорах больше, чем с двумя неподвижными, что согласуется с правилами строительной механики.

4. Численные расчеты имеют довольно хорошее совпадение с результатами эксперимента в величинах предельных нагрузок на модели.

Наиболее точно передает особенности работы балки в случае опирания на две шарнирно-неподвижные опоры расчётная модель, учитывающая возникающие силы трения между опорной поверхностью балки и катком. При этом расхождение с экспериментальными данными не превышает 8%.

Расчеты для варианта граничных условий в виде шарнирно-подвижной и неподвижной опор показали максимальную разницу с экспериментальными величинами вертикальных перемещений в 15%.

5. Приведенные выше данные по сравнению численных расчетов с результатами эксперимента дают возможность оценить точность расчетов и качество настройки параметров модели. Данные о перемещениях и о разрушающих нагрузках, полученные расчётным путём оцениваются как достоверные

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Femap Users Guide (Examples): <https://www.plm.automation.siemens.com/global/ru/products/simcenter/femap.html>
2. Шимкович Д.Г. Femap & Nastran. Инженерный анализ методом конечных. М.: ДМК Пресс, 2012. 700 с.
3. Рычков С.П. Моделирование конструкций в среде MSC.visual NASTRAN для Windows. М.: НТ Пресс, 2004. 552 с.
4. Данилов Ю.В., Артамонов И.А. Практическое использование NX. М.: ДМК Пресс, 2011. 332 с.
5. Травуш В.И., Конин Д.В., Рожкова Л.С., Крылов А.С., Каприелов С.С., Чилин И.А., Мартиросян А.С., Фимкин А.И. Экспериментальные исследования сталежелезобетонных конструкций, работающих на внецентренное сжатие // Academia. Архитектура и строительство. 2016. №3. С. 127-135.
6. Травуш В.И., Конин Д.В., Крылов А.С., Каприелов С.С., Чилин И.А. Экспериментальные исследования сталежелезобетонных конструкций, работающих на изгиб // Строительство и реконструкция. 2017. №4 (72). С. 63-71.
7. Travush V. I., Konin D. V., Krylov A. S. Strength of composite steel and concrete beams of high-performance concrete // Magazine of Civil Engineering. 2018. №3 (79). Pp. 36-44.
8. Travush V. I., Konin D. V., Krylov A. S. Strength of reinforced concrete beams of high-performance concrete and fiber reinforced concrete // Magazine of Civil Engineering. 2018. № 1 (77). Pp. 90-100.
9. Травуш В.И., Каприелов С.С., Конин Д.В., Крылов А.С., Кашеварова Г.Г., Чилин И.А. Определение несущей способности на сдвиг контактной поверхности «сталь-бетон» в сталежелезобетонных конструкциях для бетонов различной прочности на сжатие и фибробетона // Строительство и реконструкция. 2016. №4 (66). С. 45-55.

10. Конин Д.В., Олуромби А.Р. Анализ устойчивости прямошовных и спиральношовных труб из высокопрочных сталей при центральном и внецентренном сжатии на примере натуральных экспериментов // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2018. №6 (714). С. 106-116.
11. ГОСТ 8829-94 Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости. М., 1994.
12. ГОСТ 1497-84 Металлы. Методы испытаний на растяжение. М., 1984.
13. СП 16.13330.2011 Стальные конструкции. М., 2011.

REFERENCES

1. Femap Users Guide (Examples):
<https://www.plm.automation.siemens.com/global/ru/products/simcenter/femap.html>
2. Shimkovich D.G. Femap & Nastran. Engineering Finite Element Analysis. Moscow: DMK Press, 2012. 700 p.
3. Rychkov S.P. Modeling of structures in the environment MSC.visual NASTRAN for Windows. Moscow: NT Press, 2004. 552 p.
4. Danilov Yu.V., Artamonov I.A Practical use NX. Moscow: DMK Press, 2011. 332 p.
5. Travush V. I., Konin D. V., Rozhkova L. S., Krylov A. S., Kaprielov S. S., Chilin I. A., Martirosyan A.S., Fimkin A. I. Experimental study of composite structures, working for eccentric compression. *Academia. Architecture and Construction*. 2016. No 3. Pp. 127-135.
6. Travush V. I., Konin D.V., Krylov A.S., Kaprielov S.S., Chilin I.A. Experimental study of composite structures for bending elements. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2017. No 4 (72). Pp. 63-71.
7. Travush V. I., Konin D. V., Krylov A. S Strength of composite steel and concrete beams of high-performance concrete. *Magazine of Civil Engineering*. 2018. No 3 (79). Pp. 36-44.
8. Travush V. I., Konin D. V., Krylov A. S. Strength of reinforced concrete beams of high-performance concrete and fiber reinforced concrete. *Magazine of Civil Engineering*. 2018. No 1 (77). Pp. 90-100.
9. Travush V. I., Kaprielov S. S., Konin, D. V., Krylov A. S., Kashevarova G.G., Chilin I.A. Determination of bearing capacity for shear of the contact surface "steel-concrete" in composite steel and concrete structures for concrete of different compressive strength and fiber-reinforced concrete. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2016. No 4 (66). Pp. 45-55.
10. Konin D.V., Olurombi A. R. The buckling analysis of direct-welding and spiral-welding tubes made of high-strength steels at central and eccentric compression based on experiment. *News of higher educational institutions. Construction*. 2018. No 6 (714). Pp. 106-116.
11. Standard of Russian Federation GOST 8829-94 Reinforced concrete and prefabricated concrete building products. Loading test methods. Assessment of strength, rigidity and crack resistance.
12. Standard of Russian Federation GOST 1497-84 Metals. Methods of tension test.
13. Building Code of Russian Federation SP 16.13330.2011 Steel structures.

Информация об авторах:

Крылов Алексей Сергеевич

АО "НИЦ "Строительство", ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, г. Москва, Россия,
Научный сотрудник
E-mail: kryl07@mail.ru

Information about authors:

Krylov Alexey S.

Research Center of Construction TSNIISK named after V.A. Koucherenko, Moscow, Russia,
Researcher
E-mail: kryl07@mail.ru

УСТОЙЧИВОСТЬ СОСТАВНЫХ ДЕРЕВОКОМПОЗИТНЫХ ПАНЕЛЕЙ С ПЕРЕМЕННЫМИ ПАРАМЕТРАМИ МЕХАНИЧЕСКИХ СВЯЗЕЙ

ПОПОВ Е.В.¹, КАРЕЛЬСКИЙ А.В.¹, РУСЛАНОВА А.В.¹, СТОЛЫПИН Д.А.¹,
ЛАБУДИН Б.В.¹, МЕЛЕХОВ В.И.¹, ТОРОПОВ А.С.²

¹Северный (Арктический) Федеральный Университет им. М.В. Ломоносова, г. Архангельск, Россия

²Поволжский государственный технологический университет», г. Йошкар-Ола, Россия

Аннотация. Древесина находит все большее применение в жилищном строительстве в России и мировой практике. Особый интерес представляет модульное домостроение, при котором большая часть работ по изготовлению конструкций, отделке, инженерного оборудования выполняется на заводе-изготовителе. В основном высота таких зданий ограничивается 2...3 этажами, реже – до 5 этажей. Однако зарубежный опыт показывает, что этажность таких домов может быть повышена до 7-ми этажей. Конструкции на деревянном каркасе могут соответствовать 3-й степени огнестойкости и классу пожарной опасности С0. В России при этих показателях допускается строить здания высотой до 5-ти этажей с разделением их на пожарные отсеки. Определяющим фактором этажности таких домов является прочность и устойчивость основных несущих элементов деревянного каркаса. Как показывают исследования, добиться значительного увеличения прочности и устойчивости деревянных стоек каркаса можно включением в работу обшивок, в том числе за счет применения сдвигоустойчивых механических связей. В работе приводится методика и результаты исследования критической силы для деревянных ребер, работающих в составе стеновых панелей или объемных модулей совместно с обшивками. Для реализации поставленной задачи используется теория составных стержней А.Р. Ржаницына.

Ключевые слова: модульное домостроение, деревянный каркас, механические соединения, прочность, устойчивость, жесткость, податливость.

STABILITY OF WOOD-COMPOSITE PANELS WITH VARIABLE PARAMETERS OF MECHANICAL CONNECTORS

POPOV E.V.¹, KARELSKY A.V.¹, RUSLANOVA A.V.¹, STOLYPIN D.A.¹,
LABUDIN B.V.¹, MELEKHOV V.I.¹, TOROPOV A.S.²

¹Northern (Arctic) Federal University n.a. M.V. Lomonosov, Arkhangelsk, Russia

²Volga State University of Technology, Yoshkar-Ola, Russia

Abstracts. Employment of wood in housing construction constantly increases. Special interest is observed in modulus housing, in which the most part of construction production, finishing and engineering equipment is performed on factory. Basically, the height of such buildings is limited to 2...3 floors, but sometimes can be up to 5 floors. Foreign experience shows that the number of storeys of such houses can be increased to 7 floors. Structures on a wooden frame can be corresponded to the third degree of fire resistance and C0 fire class. These indicators allow to build buildings up to 5 floors in height in Russia with their division into fire compartments. The determining factor of number of floors in frame houses is strength and stability of main bearing elements of wooden frame. Significant increase of strength and stability of the wooden racks of the frame achieving with including claddings by shear-resistant mechanical connectors using is shown in studies. The article presents the methodology and results of the study of the critical force for wood ribs, working with claddings in wall panels or bulk modules. To accomplish the task, the composite rods theory of A.R. Rzhantsyn is used.

Keywords: modulus housing, wooden frame, mechanical connectors, strength, stability, stiffness, compliance.

Введение

Развитие базы материалов и конструкций на основе древесины обусловило не только техническую возможность, но и экономическую целесообразность применения в зданиях и сооружениях различного назначения ребристых панелей стен и объемных модулей [1–10]. Наиболее ярко преимущества таких панелей (рисунок 1) проявляются при совмещении ими несущих и ограждающих функций, когда основные продольные ребра выполняют роль стоек, а обшивки выполняют роль ограждений.

Повысить несущую способность стоек возможно за счет эффективного вовлечения в работу панели обшивок, для чего традиционно применяется жесткое клеевое соединение на границе «ребро–обшивка» [11, 12, 13]. В то же время, применение клеевых соединений ощутимо усложняет технологический процесс производства стеновых панелей, что противоречит основной идее применения таких конструкций – простоте и низкой себестоимости производства. Ряд проведенных экспериментально–теоретических исследований [14, 15] показал целесообразность учета обшивки при креплении её к ребрам с использованием податливых механических связей. В качестве механических связей используются гвозди, винты, скобы или комбинированные соединения на основе когтевых шайб [14, 15–18].

Однако в представленных работах рассматриваются преимущественно изгибаемые панели, и вопрос влияния податливости связей на прочность и устойчивость сжатых стоек требует проведения дополнительных исследований.

Модели и методы

При инженерном расчете ребристых панелей на деревянном каркасе допускается рассматривать приведенные тавровые или двутавровые сечения, где обшивки выступают в роли полок. Нормальные напряжения, направленные вдоль оси панели, возникающие в полках, будут иметь наибольшее значение у ребер и уменьшаться по мере удаления от них. В середине обшивки напряжения будут иметь минимальные значения. Поэтому в расчет следует вводить не фактическую, а уменьшенную приведенную ширину обшивки (рисунок 2), которая определяется с учетом того, чтобы значения наибольших продольных напряжений для фактического и приведенного сечения оказались равными [19].

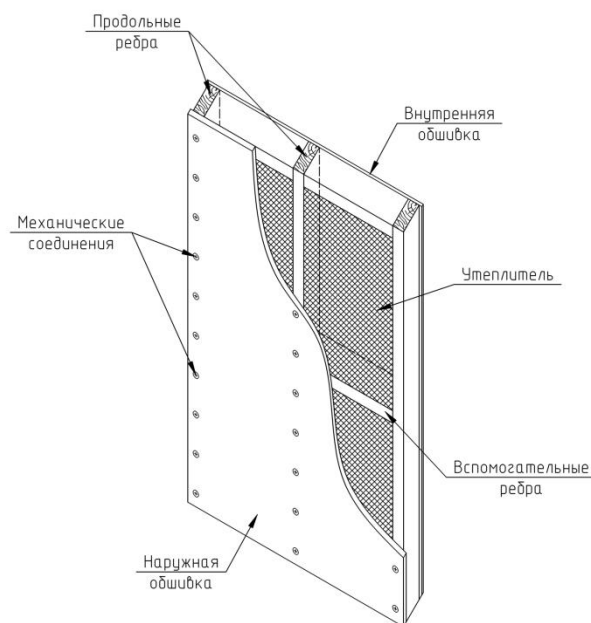


Рисунок 1 – Ребристая деревокомпозитная стеновая панель

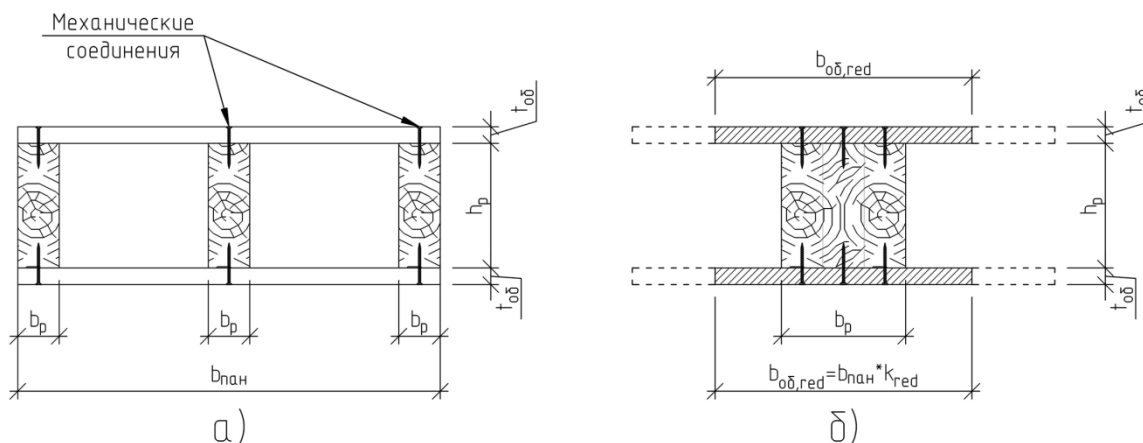


Рисунок 2 – Схема расчетного приведенного сечения панели:

a – фактическое поперечное сечение; *б* – расчетное сечение

Согласно норм [20] возможность потери устойчивости при расчете центрально-сжатых стержней учитывается введением коэффициента продольного изгиба, из условия:

$$\frac{N}{F_{рас} \cdot \varphi} \leq R_c, \quad (1)$$

где F – расчетная площадь поперечного сечения; φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый по формуле:

$$\varphi = \frac{\sigma_{кр}}{R_c}, \quad (2)$$

где $\sigma_{кр}$ – значение сжимающих напряжений, соответствующих потере устойчивости (критической силе $N_{кр}$).

Для определения коэффициента продольного изгиба необходимо определить долю нагрузки, приходящуюся на стойку при действии критической силы $N_{кр}$. Запишем систему уравнений трехслойного составного элемента [21, 22]:

$$\begin{cases} \frac{T''}{\xi_1} = \Delta_{11}T_1 + \Delta_{12}T_2 + \Delta_{10} \\ \frac{T''}{\xi_2} = \Delta_{21}T_1 + \Delta_{22}T_2 + \Delta_{20} \end{cases}, \quad (3)$$

где T_i – усилия в швах составного стержня,

Δ_{ij} , Δ_{iy} – коэффициенты при неизвестных;

Δ_{i0} – свободные члены;

ξ_i – коэффициент жесткости связей сдвига в i -ом шве, определяемые по формуле (12).

$$\Delta_{11} = \frac{1}{E_1 \cdot A_1} + \frac{1}{E_2 \cdot A_2} + \frac{c_1^2}{\Sigma EI}; \quad \Delta_{22} = \frac{1}{E_2 \cdot A_2} + \frac{c_2^2}{\Sigma EI}; \quad \Delta_{12} = \Delta_{21} = \frac{-1}{E_2 \cdot A_2} + \frac{c_1 c_2}{\Sigma EI}; \quad (4)$$

$$\Delta_{10} = \frac{-N_1^0}{E_1 \cdot A_1} + \frac{N_2^0}{E_2 \cdot A_2} + \frac{M^0 \cdot c_1}{\Sigma EI}, \quad \Delta_{20} = \frac{-N_2^0}{E_2 \cdot A_2} + \frac{N_3^0}{E_3 \cdot A_3} + \frac{M^0 \cdot c_2}{\Sigma EI}, \quad (5)$$

где E_1, A_1, E_3, A_3 – модуль упругости и площадь сечения наружной и внутренней обшивок соответственно; E_2, A_2 – то же, ребра; c_1, c_2 – расстояние от центра тяжести наружной/внутренней обшивки до ц.т. ребра соответственно; N_i^0 – продольная нагрузка на i -ый элемент; M^0 – суммарный изгибающий момент от внешней нагрузки; ΣEI – изгибная жесткость стержня с нулевой жесткостью швов сдвига.

Так как рассматриваем случай центрального сжатия и учитываем приложение внешней нагрузки на стойку с перераспределением её на обшивки только за счет работы механических связей, в дальнейших расчетах полагаем, что $M^0 = N^0_1 = N^0_3 = 0$.

Система уравнений (3) может быть представлена двумя независимыми уравнениями для обобщенных неизвестных усилий в швах $\bar{T}_{1,2}$:

$$\bar{T}_1 = \lambda_1^2 \bar{T}_1 + \bar{R}_1; \quad \bar{T}_2 = \lambda_2^2 \bar{T}_2 + \bar{R}_2, \quad (6)$$

где $\bar{R}_{1,2}$ – обобщенные нагрузочные члены, определяемые выражениями (7);

$\lambda_{1,2}$ – характеристические числа, определяемые по (8).

$$\bar{R}_1 = \sqrt{\xi_1} \Delta_{10} \cos \varphi + \sqrt{\xi_2} \Delta_{20} \sin \varphi; \quad \bar{R}_2 = -\sqrt{\xi_1} \Delta_{10} \sin \varphi + \sqrt{\xi_2} \Delta_{20} \cos \varphi, \quad (7)$$

$$\lambda_{1,2} = \sqrt{\frac{1}{2} \left(\xi_1 \Delta_{11} + \xi_2 \Delta_{22} \pm \sqrt{(\xi_1 \Delta_{11} - \xi_2 \Delta_{22})^2 + 4 \Delta_{12}^2 \xi_1 \xi_2} \right)}. \quad (8)$$

Функции обобщенных неизвестных усилий в швах \bar{T}_1 и \bar{T}_2 имеют вид:

$$\bar{T}_1 = A_1 sh(\lambda_1 x) + B_1 ch(\lambda_1 x) + \int_0^x R_1(t) sh[\lambda_1 \cdot (x-t)] dt; \quad (9)$$

$$\bar{T}_2 = A_2 sh(\lambda_2 x) + B_2 ch(\lambda_2 x) + \int_0^x R_2(t) sh[\lambda_2 \cdot (x-t)] dt.$$

Для перехода от функций \bar{T}_1 и \bar{T}_2 к сдвигающим усилиям $T_1(x)$ и $T_2(x)$ используем выражения:

$$T_1(x) = \sqrt{\xi_1} \cdot \cos \varphi \cdot \bar{T}_1 - \sqrt{\xi_1} \cdot \sin \varphi \cdot \bar{T}_2; \quad T_2(x) = \sqrt{\xi_2} \cdot \sin \varphi \cdot \bar{T}_1 + \sqrt{\xi_2} \cdot \cos \varphi \cdot \bar{T}_2. \quad (10)$$

Угол φ определяется по формуле:

$$\varphi = \arctg \left(\frac{\lambda_1^2 - \xi_1 \cdot \Delta_{11}}{\xi_1 \cdot \Delta_{12}} \right). \quad (11)$$

Коэффициенты жесткости швов ξ_i определяются по формуле:

$$\xi_i = \frac{n \cdot c_{c,i}}{S_{cв,i}}, \quad (12)$$

где $c_{c,i}$ – коэффициент жесткости соединений в i -том шве, определяемый экспериментально;

$S_{c,i}$ – шаг соединений; n – количество продольных ребер.

Подставляя выражения (4) и (12) в (6) и интегрируя правую часть выражений, получаем:

$$\bar{T}_1(x) = A_1 sh(\lambda_1 x) + B_1 ch(\lambda_1 x) - \left[\frac{(\sqrt{\xi_1} \cdot \Delta_{10} \cdot \cos \varphi + \sqrt{\xi_2} \cdot \Delta_{20} \cdot \sin \varphi) \cdot (ch(\lambda_1 x) - 1)}{\lambda_1^2} \right], \quad (13)$$

$$\bar{T}_2(x) = A_2 sh(\lambda_2 x) + B_2 ch(\lambda_2 x) - \left[\frac{(\sqrt{\xi_2} \cdot \Delta_{20} \cdot \cos \varphi - \sqrt{\xi_1} \cdot \Delta_{10} \cdot \sin \varphi) \cdot (ch(\lambda_2 x) - 1)}{\lambda_2^2} \right], \quad (14)$$

Произвольные постоянные A_i и B_i определяются из граничных условий (сдвигающие усилия на опорах без препятствий сдвигу равны 0):

$$x = 0 \rightarrow \bar{T}_1(0) = \bar{T}_2(0) = 0; \quad x = l \rightarrow \bar{T}_1(l) = \bar{T}_2(l) = 0.$$

Подставляя граничные условия в выражения (13) и (14), получаем: $B_1 = B_2 = 0$,

$$A_1 = \frac{\sqrt{\xi_1} \Delta_{10} \cos \varphi \cdot (1 - chl \lambda_1) + \sqrt{\xi_2} \Delta_{20} \sin \varphi \cdot (1 - chl \lambda_1)}{\lambda_1^2 \cdot shl \lambda_1}, \quad (15)$$

$$A_2 = \frac{\sqrt{\xi_2} \Delta_{20} \cos \varphi \cdot (1 - chl \lambda_2) - \sqrt{\xi_1} \Delta_{10} \sin \varphi \cdot (1 - chl \lambda_1)}{\lambda_2^2 \cdot shl \lambda_2}. \quad (16)$$

Подстановка значений A_1 и A_2 в (13) и (14), а затем полученных значений в выражения (10) дает возможность определить сдвигающие усилия T_i в любом сечении по высоте стойки. Нормальные напряжения в ребрах определяются по формуле:

$$\sigma_p = \frac{1}{n_p} \left(\frac{-T_1 + T_2}{A_p} \pm \frac{M_p \cdot 0,5 \cdot t_p}{I_p} \right), \quad (17)$$

где M_p – момент в ребре, возникающий за счет работы связей сдвига, определяемый по формуле (18) (для симметричной трехслойной панели $M_p=0$);

n_p – количество продольных ребер.

$$M_p = - \frac{(T_1 \cdot c_1 + T_2 \cdot c_2) \cdot E_p \cdot I_p}{\Sigma EI}. \quad (18)$$

Для определения значения $N_{кр}$ рассмотрим панель как составной 3-хслойный сжатый стержень, наружными слоями которого являются обшивки, а внутренний слой – продольные ребра (рисунок 3). Связями сдвига в швах являются податливые (гвозди, винты, скобы) соединения. Согласно [21] запишем систему дифференциальных уравнений составного сжатого стержня с учетом продольного изгиба:

$$\begin{cases} T_1'' / \xi_1 = \Delta_{11} T_1 + \Delta_{12} T_2 + \Delta_{1y} y + \Delta_{10} \\ T_2'' / \xi_2 = \Delta_{21} T_1 + \Delta_{22} T_2 + \Delta_{2y} y + \Delta_{20} \\ \Sigma N^0 y'' = \Delta_{y1} T_1 + \Delta_{y2} T_2 + \Delta_{yy} y_2 + \Delta_{y0} \end{cases}, \quad (19)$$

Здесь:

$$\Delta_{yi} = \Delta_{iy} = \frac{\Sigma N^0}{\Sigma EI} c_i; \quad \Delta_{yy} = \frac{(\Sigma N^0)^2}{\Sigma EI}; \quad \Delta_{y0} = - \frac{\Sigma N^0}{\Sigma EI} M^0, \quad (20)$$

где y – прогиб элемента;

ΣN^0 – суммарная продольная нагрузка на панель.

Поскольку $M_0=0$, коэффициенты Δ_{i0} и Δ_{y0} равны 0, система однородна. Её решением является $T_i=0, y=0$. Однако, при некоторых суммарных значениях продольной силы однородная система имеет решения, отличные от нуля, которые соответствуют формам потери устойчивости сжатого составного стержня. Эти значения суммарной продольной силы ΣN_0 являются критическими. При шарнирном опирании концов стойки граничными условиями будут: $x=0 \ T_i=0 \rightarrow y=0$; $x=l \rightarrow T_i=0, y=0$. Система дифференциальных уравнений при этих граничных условиях имеет решение [21]:

$$T_i = \alpha_i \sin \chi x; \quad y = \alpha_y \sin \chi x, \quad (21)$$

где $\chi = k\pi/l$, k – целое положительное число, учитывающее форму потери устойчивости;

α_i, α_y – постоянные коэффициенты.

Подставляя выражения (21) в (19) и сокращая на $\sin \chi x$ получаем систему уравнений:

$$\begin{cases} \left(\Delta_{11} + \frac{\chi^2}{\xi_1} \right) \alpha_1 + \Delta_{12} \alpha_2 + \frac{\Sigma N^0}{\Sigma EI} c_1 \alpha_y = 0 \\ \Delta_{21} \alpha_1 + \left(\Delta_{22} + \frac{\chi^2}{\xi_2} \right) \alpha_2 + \frac{\Sigma N^0}{\Sigma EI} c_2 \alpha_y = 0 \\ \frac{\Sigma N^0}{\Sigma EI} c_1 \alpha_1 + \frac{\Sigma N^0}{\Sigma EI} c_2 \alpha_2 + \left[\frac{(\Sigma N^0)^2}{\Sigma EI} + \Sigma N^0 \chi^2 \right] \alpha_y = 0 \end{cases} \quad (22)$$

Решение этой однородной системы обыкновенных уравнений, в которой независимыми являются α_i , α_y отличается от нуля только тогда, когда ее определитель равен нулю. Сокращая систему на $(\Sigma N_0)^2 / \Sigma EI$, получаем уравнение:

$$\begin{vmatrix} \left(\Delta_{11} + \chi^2 / \xi_1 \right) & \Delta_{12} & c_1 \\ \Delta_{21} & \left(\Delta_{22} + \chi^2 / \xi_2 \right) & c_2 \\ c_1 & c_2 & \left[\Sigma EI + \chi^2 (\Sigma EI)^2 / \Sigma N^0 \right] \end{vmatrix} = 0. \quad (23)$$

Раскрывая определитель относительно ΣN_0 , получаем выражение для определения критической силы $N_{кр} = \Sigma N_0$:

$$N_{кр} = - \frac{\chi^2 \Sigma EI^2 \cdot (\chi^4 + \chi^2 \xi_1 \Delta_{11} + \chi^2 \xi_2 \Delta_{22} + \xi_1 \xi_2 \Delta_{11} \Delta_{22} - \xi_1 \xi_2 \Delta_{12}^2)}{\left(\chi^2 (\chi^2 \Sigma EI - c_1^2 \xi_1 - c_2^2 \xi_2 + \xi_1 \Delta_{11} \Sigma EI + \xi_2 \Delta_{22} \Sigma EI) - \right. \\ \left. - \xi_1 \xi_2 \cdot (c_2^2 \Delta_{11} + c_1^2 \Delta_{22} - 2c_1 c_2 \Delta_{12} - \Delta_{11} \Delta_{22} \Sigma EI + \Delta_{12}^2 \Sigma EI) \right)}. \quad (24)$$

Минимальные значения критической силы получаются при $k=1$, что соответствует изгибу стойки по одной полуволне синусоиды.

Результаты исследования и их анализ

Рассмотрим стеновую панель на деревянном каркасе, размерами 1,0×3,0 м, с тремя продольными ребрами (сосна/ель [23]). Ребра шарнирно закреплены по концам. Сечение ребер 40×100 мм. Обшивка соединена с ребрами податливыми механическими связями. На ребра панели действует продольная сжимающая нагрузка, передаваемая с вышестоящих панелей без эксцентриситета. Рассматриваем панели с двухсторонними обшивками толщиной 12, 15 и 18 мм из ориентированно-стружечных плит OSB/3 [24], фанеры конструкционной марки ФК [25] и цементно-стружечных плит ЦСП [26]. Определяем значения критической силы и коэффициенты продольного изгиба в зависимости от жесткости связей, толщины и материала обшивок. Расчетная ширина обшивки согласно [20] составляет $0,9b_{п}=0,9$ м. Результаты расчета критической силы $|N_{кр}|$ представлены на графиках на рисунке 3. Значения приводятся на 1 ребро. Критическая сила при $\xi=0$ определена для ребра без учета обшивок, по формуле Эйлера.

Представленная методика позволяет определить значение критической силы для ребер, входящих в состав сжатых деревокомпозитных стеновых панелей. После определения значений критической силы $|N_{кр}|$ по формуле (2) можно определять коэффициенты продольного изгиба φ с учетом работы обшивок в составе панели, и по формуле (1) производить упрощенный инженерный расчет таких конструкций.

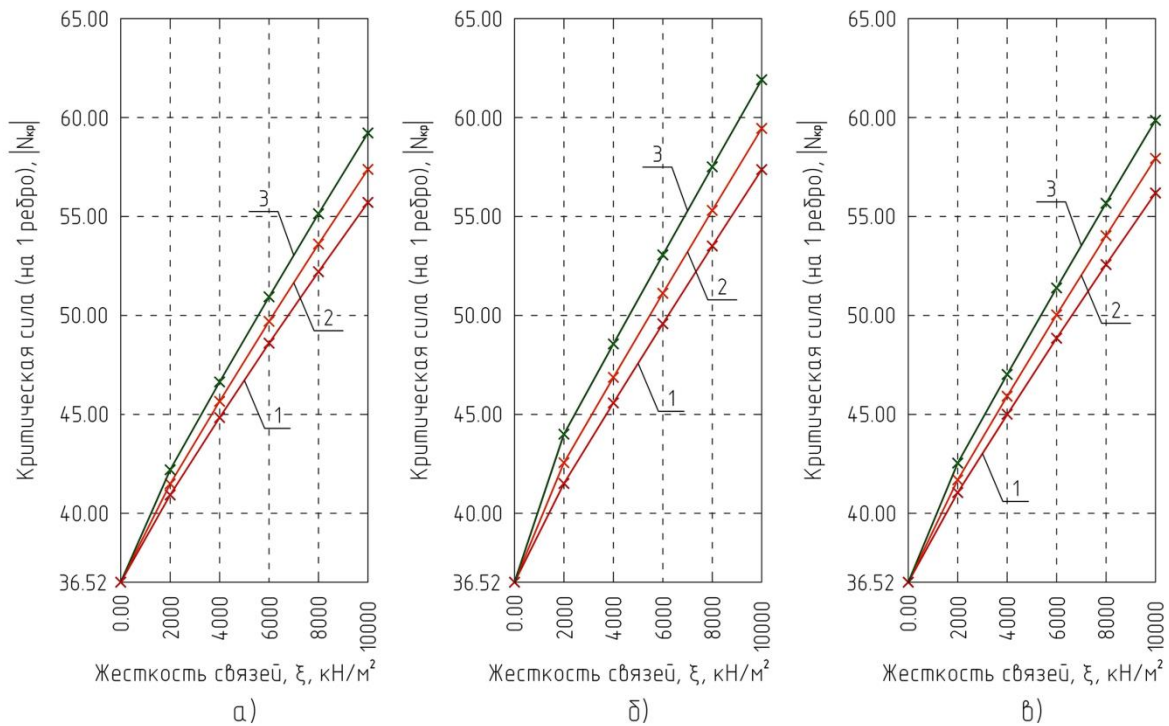


Рисунок 3 – Зависимости $|N_{кр}|$ для одного ребра от жесткости связей, крепящих обшивку к ребрам: а – обшивки из OSB; б – ФК; в – ЦСП; 1 – $t_{об}=12$ мм; 2 – $t_{об}=15$ мм; 3 – $t_{об}=18$ мм

Учет обшивки в работе ребер при сжатии позволяет повысить прочность и устойчивость конструкции. В зависимости от жесткости механических связей увеличение критической силы установлено до 62% с обшивками из OSB; до 69% при обшивках из ФК и до 64% при обшивках из ЦСП. Из графиков на рисунке 3 очевидно, что увеличение жесткости связей сдвига дает значительно больший прирост значений $|N_{кр}|$, чем увеличение толщины обшивки. Так, при увеличении жесткости соединений от 0 до 10000 $кН/м^2$ позволяет увеличить значения $|N_{кр}|$ на 52...69%, в то время как увеличение толщины обшивки в 1,5 раза (с 12 до 18 мм) – на 6...8%. Использование обшивок из фанеры дает наибольший эффект увеличения $|N_{кр}|$, до 4,5% по сравнению с OSB, до 2,6% – с ЦСП.

Выводы

1. Представленная методика позволяет уточнить напряженно-деформированное состояние стеновых панелей на деревянном каркасе и определить значение критической силы с учетом вовлеченных в работу обшивок, соединенных с ребрами податливыми механическими связями.
2. Учет двухсторонних обшивок в работе ребер позволяет значительно увеличить значение критической силы $|N_{кр}|$. Наибольшее увеличение критической силы $|N_{кр}|$ наблюдается при повышении жесткости механических связей сдвига, крепящих обшивку к ребрам. Увеличение толщины обшивки, а так же применяемый материал (OSB, ФК или ЦСП) дает весьма незначительный эффект.
3. Для повышения прочности и устойчивости стеновых деревокомпозитных панелей следует, в первую очередь, уменьшать податливость механических соединений на границе «ребро-обшивка», что может быть достигнуто как применением более сдвигоустойчивых связей, так и уменьшением шага их расстановки.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ковальчук Л.М., Турковский С.Б., Пискунов Ю.В. Деревянные конструкции в строительстве. М.: Стройиздат, 1995. 248 с.
2. Линьков И. М. Исследование стеновых панелей с деревянным каркасом и асбестоцементной обшивкой // В сборнике ЦНИИСК «Стеновые панели на основе древесных материалов и асбестоцемента». М.: Государственное издательство литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам. 1963. Выпуск 26. С. 16–19.
3. Кавелин А.С. исследование работы на сдвиг гвоздевого соединения обшивки и ребра деревянной стеновой панели // В сборнике: Строительство–2014: современные проблемы промышленного и гражданского строительства. Материалы международной научно–практической конференции. Ростовский государственный строительный университет, Институт промышленного и гражданского строительства. 2014. С. 98–100.
4. Лабудин Б.В., Воронков С.А, Гмырина А.П., Русланова А.П. Исследование прочности стеновых панелей на деревянном каркасе для условий крайнего севера // В сборнике: Строительная наука – XXI: теория, образование, практика, инновации Северо–арктическому региону Сборник трудов международной научно–технической конференции 28–30 июня 2015 г. С. 187–193.
5. Гребенюк Г.И., Дмитриев П.А., Жаданов В.И., Асташенков Г.Г. Конструирование, расчет и оптимизация совмещенных ребристых конструкций на основе древесины // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2013. № 11–12 (659–660). С. 48–57.
6. Жаданов В.И., Чарикова В.В., Хорошавин Е.А. Конструктивные решения малоэтажных зданий на основе древесины, применяемые в Финляндии // В сборнике: Университетский комплекс как региональный центр образования, науки и культуры Материалы Всероссийской научно–методической конференции. 2016. С. 520–525.
7. Жаданов В.И., Инжутов И.С., Украинченко Д.А., Яричевский И.И. О неиспользуемых резервах в проектировании панельных конструкций на основе деревянного каркаса // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2016. № 2 (686). С. 15–24.
8. Украинченко Д.А., Жаданов В.И., Калинин С.В. Численные исследования плит покрытия и панелей стен с клеодощатой обшивкой // Вестник Томского государственного архитектурно–строительного университета. 2014. № 1 (42). С. 68–79.
9. Русланова А.В., Лабудин Б.В., Мелехов В.И., Филиппов В.В. Объемно–модульное домостроение для высоких широт Арктики // В сборнике: Строительная наука – XXI: теория, образование, практика, инновации Северо–арктическому региону Сборник трудов VIII международной научно–технической конференции. 2017. С. 242–250.
10. Пятикрестовский К.П., Травуш В.И. Панели для стен жилых домов и покрытий различных зданий из древесины // Жилищное строительство. 2016. № 4. С. 44–47.
11. Тисевич Е. В. Сжато–изгибаемые клефанерные стеновые панели с обшивкой, включенной в общую работу конструкции: диссертация ... кандидата технических наук: 05.23.01/Тисевич Е. В. Оренбург, 2008. 209 с.
12. Жаданов В. И. Малоэтажные здания и сооружения из совмещенных ребристых конструкций на основе древесины: диссертация ... доктора технических наук: 05.23.01/Жаданов В. И. Оренбург, 2008. 423 с.
13. Лабудин Б.В., Мелехов В.И., Хохлунов А.Н. Инженерный расчёт ребристых плит покрытия с обшивками из древесно–композиционных материалов // Актуальные проблемы лесного комплекса. 2009. № 24. С. 100–103.
14. Механиков В. М. Соединение элементов в конструкциях с применением ЦСП. Диссертация канд. техн. наук. М.: 1995. 137 с.
15. Попов Е.В., Филиппов В.В., Мелехов В.И., Лабудин Б.В., Тюрикова Т.В. Влияние жесткости связей сдвига при расчете ребристых панелей на деревянном каркасе // Лесной журнал. 2016. №4. С. 123–134.
16. Черных А.Г., Черных А.С., Коваль П.С. [и др.] Прочность и жесткость стеновых панелей на деревянном каркасе // Современные проблемы науки и образования. 2012. № 3. С. 171–179.
17. Попов Е.В., Тюрикова Т.В., Лабудин Б.В., Мелехов В.И. О повышении сдвигоустойчивости податливых связей составных деревянных конструкций на когтевых шайбах «Bulldog» // Строительная механика и расчет сооружений. 2016. №4. С. 23–28.
18. Римшин В.И., Лабудин Б.В., Мелехов В.И., Попов Е.В., Рощина С.И. Соединения элементов деревянных конструкций на шпонках и шайбах // Вестник МГСУ. 2016. №9. С. 35–50.
19. Украинченко Д. А. Деревянные унифицированные панельные конструкции с клеодощатой обшивкой: диссертация ... кандидата технических наук: 05.23.01/Украинченко Д. А. Оренбург, 2011. 188 с.
20. СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II–22–81. М.: 2017. 105 с.
21. Ржаницын А.Р. Составные стержни и пластинки: научное издание. Москва: Стройиздат, 1986. 314 с.

22. Турков А.В. Усилия в двухслойной составной балке с поперечными связями и различными граничными условиями слоев // Известия Орловского государственного технического университета. Серия: строительство и транспорт. 2009. №1 (21). С. 62–64.
23. ГОСТ 24454–80*. Пиломатериалы хвойных пород. Размеры : введ. 1995–01–01. М.: Изд-во стандартов, 1995. 20 с.
24. ГОСТ 32567–2013 Плиты древесные с ориентированной стружкой. Технические условия: введ. 01–07–2014. М.: «Стандартинформ», 2014. 17 с.
25. ГОСТ 3916.1 – 96. Фанера общего назначения с наружными слоями из шпона лиственных пород. Технические условия: введ. 2004–07–01. Минск : Изд-во стандартов, 2004. 27 с.
26. ГОСТ 26816– 2016 Плиты цементно–стружечные. Технические условия / Технический комитет по стандартизации ТК 465 «Строительство». – Офиц. изд. Введ. с 01–04–2017. Москва: ФГУП «Стандартинформ», 2016. 15 с.

REFERENCES

1. Koval'chuk L.M., Turkovskiy S.B., Piskunov YU.V. Derevyannyye konstruksii v stroitel'stve [Wooden structures in construction]. Moscow: Stroyizdat, 1995. 248 p.
2. Lin'kov I. M. Issledovaniye stenovykh paneley s derevyannym karkasom i asbestotsementnoy obshivkoy [Study of wall panels with a wooden frame and asbestos-cement sheathing]. In proc. TSNIISK «Stenovyye paneli na osnove drevesnykh materialov i asbestotsementa» [“Wall panels based on wood materials and asbestos cement”]. Moscow: Gosudarstvennoye izdatel'stvo literatury po stroitel'stvu, arkhitekture i stroitel'nyim materialam. 1963. Vol. 26. Pp. 16–19.
3. Kavelin A.S. issledovaniye raboty na sdvig gvozdevo go soyedineniya obshivki i rebra derevyannoy stenovoy paneli [Study of the work on the shear nail joints of the skin and the edges of the wooden wall panel]. In proc. Stroitel'stvo–2014: sovremennyye problemy promyshlennogo i grazhdanskogo stroitel'stva. Materialy mezhdunarodnoy nauchno–prakticheskoy konferentsii. Rostovskiy gosudarstvennyy stroitel'nyy universitet, Institut promyshlennogo i grazhdanskogo stroitel'stva [Construction-2014: modern problems of industrial and civil construction. Materials of the international scientific-practical conference. Rostov State University of Civil Engineering, Institute of Industrial and Civil Engineering]. 2014. Pp. 98–100.
4. Labudin B.V., Voronkov S.A, Gmyrina A.P., Ruslanova A.P. Issledovaniye prochnosti stenovykh paneley na derevyannom karkase dlya usloviy kraynego severa [Study of the strength of wall panels on a wooden frame for the conditions of the Far North]. In proc.: Stroitel'naya nauka – XXI: teoriya, obrazovaniye, praktika, innovatsii Severo–arkticheskomu regionu Sbornik trudov mezhdunarodnoy nauchno–tekhnicheskoy konferentsii 28–30 iyunya [Building Science - XXI: Theory, Education, Practice, Innovations in the North-Arctic Region Collection of works of the international scientific and technical conference June 28-30]. 2015. Pp. 187–193.
5. Grebenyuk G.I., Dmitriyev P.A., Zhadanov V.I., Astashenkov G.G. Konstruirovaniye, raschet i optimizatsiya sovmeshchennykh rebristykh konstruksiy na osnove drevesiny [Design, calculation and optimization of combined ribbed wood-based structures]. *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedeniy. Stroitel'stvo*. 2013. No 11–12 (659–660). Pp. 48–57.
6. Zhadanov V.I., Charikova V.V., Khoroshavin Ye.A. Konstruktivnyye resheniya maloetazhnykh zdaniy na osnove drevesiny, primenyayemyye v Finlyandii [Constructive solutions of low-rise buildings based on wood used in Finland]. In proc.: Universitetskiy kompleks kak regional'nyy tsentr obrazovaniya, nauki i kul'tury Materialy Vserossiyskoy nauchno-metodicheskoy konferentsii [University complex as a regional center of education, science and culture Materials of the All-Russian Scientific -methodical conference]. 2016. Pp. 520–525.
7. Zhadanov V.I., Inzhutov I.S., Ukrainchenko D.A., Yarichevskiy I.I. O neispol'zuyemykh rezervakh v proyektirovani panel'nykh konstruksiy na osnove derevyannogo karkasa [On unused reserves in the design of panel structures based on wooden carcass] *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedeniy. Stroitel'stvo*. 2016. No 2 (686). Pp. 15–24.
8. Ukrainchenko D.A., Zhadanov V.I., Kalinin S.V. Chislennyye issledovaniya plit pokrytiya i paneley sten s kleyedoshchatoy obshivkoy [Numerical studies of slabs and wall panels with glue-clad panels]. *Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta*. 2014. No 1 (42). Pp. 68–79.
9. Ruslanova A.V., Labudin B.V., Melekhov V.I., Filippov V.V. Ob'yemno–modul'noye domostroyeniye dlya vysokikh shirot Arktiki [Volumetric – modular housebuilding for high latitudes of the Arctic]. In proc.: Stroitel'naya nauka – XXI: teoriya, obrazovaniye, praktika, innovatsii Severo–arkticheskomu regionu Sbornik trudov VIII mezhdunarodnoy nauchno-tekhnicheskoy konferentsii [Building Science - XXI: Theory, Education, Practice, Innovations in the North-Arctic Region Collection of works of the VIII International Scientific and Technical Conference]. 2017. Pp. 242–250.
10. Pyatikrestovskiy K.P., Travush V.I. Paneli dlya sten zhilykh domov i pokrytiy razlichnykh zdaniy iz drevesiny [Panels for the walls of houses and coatings of various buildings of wood]. *Zhilishchnoye stroitel'stvo*. 2016. No 4. Pp. 44–47.
11. Tisevich Ye. V. Szhato–izgibayemyye kleyefanernyye stenovyye paneli s obshivkoy, vklyuchennoy v obshchuyu rabotu konstruksii: dissertatsiya ... kandidata tekhnicheskikh nauk: 05.23.01/Tisevich Ye. V. [Compressed-

bent plywood wall panels with the covering included in the general work of a design: the dissertation ... Cand.Tech.Sci.: 05.23.01 / Tisevich E.V.]. Orenburg, 2008. 209 p.

12. Zhadanov V. I. Maloetazhnyye zdaniya i sooruzheniya iz sovmeshchennykh rebristykh konstruktсий na osnove drevesiny: dissertatsiya ... doktora tekhnicheskikh nauk: 05.23.01/Zhadanov V. I. [Low-rise buildings and structures from combined ribbed structures on the basis of wood: dissertation ... doctor of technical sciences: 05.23.01 / Zhadanov V.I.]. Orenburg, 2008. 423 p.

13. Labudin B.V., Melekhov V.I., Khokhlunov A.N. Inzhenernyy raschot rebristykh plit pokrytiya s obshivkami iz drevesno-kompozitsionnykh materialov [Engineering calculation of ribbed slabs with wood-composite obshivka]. Aktual'nyye problemy lesnogo kompleksa. 2009. No 24. Pp. 100–103.

14. Mekhanikov V. M. Soyedineniye elementov v konstruktсийakh s primeneniyyem TSSP. Dissertatsiya kand. tekhn. nauk [Connection of elements in constructions using DSP. Thesis Cand. tech. sciences]. Moscow, 1995. 137 p.

15. Popov Ye.V., Filippov V.V., Melekhov V.I., Labudin B.V., Tyurikova T.V. Vliyaniye zhestkosti svyazey sdviga pri raschete rebristykh paneley na derevyannom karkase [Influence of stiffness of shear connections in the calculation of ribbed panels on a wooden frame]. *Lesnoy zhurnal*. 2016. No 4. Pp. 123–134.

16. Chernykh A.G., Chernykh A.S., Koval' P.S. et al. Prochnost' i zhestkost' stenovykh paneley na derevyannom karkase [The strength and rigidity of wall panels on a wooden frame]. *Sovremennyye problemy nauki i obrazovaniya*. 2012. No 3. Pp. 171–179.

17. Popov Ye.V., Tyurikova T.V., Labudin B.V., Melekhov V.I. O povyshenii sdvigoustoychivosti podatlivykh svyazey sostavnykh derevyannykh konstruktсий na kogtevykh shaybakh «Bulldog» [On increasing the shear stability of the flexible links of composite wooden structures on the bulldog claw washers]. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy*. 2016. No 4. Pp. 23–28.

18. Rimshin V.I., Labudin B.V., Melekhov V.I., Popov Ye.V., Roshchina S.I. Soyedineniya elementov derevyan-nykh konstruktсий na shponkakh i shaybakh [Connections of the elements of wooden structures with keys and washers]. *Vestnik MGSU*. 2016. No 9. Pp. 35–50.

19. Ukrainchenko D. A. Derevyannyye unifitsirovannyye panel'nyye konstruktсии s kleyedoshchatoy obshivkoy: dissertatsiya ... kandidata tekhnicheskikh nauk: 05.23.01/Ukrainchenko D. A. [Wooden unified panel constructions with glue-cladding: the dissertation ... Candidate of Technical Sciences: 05.23.01 / Ukrainchenko D.A.]. Orenburg, 2011. 188 p.

20. Building Code of Russian Federation SP 64.13330.2017. Derevyannyye konstruktсии. Aktualizirovannaya redaktsiya SNiP II–22–81 [Wooden structures. Updated edition of SNiP II – 22–81]. Moscow, 2017. 105 p.

21. Rzhantsyn A.R. Sostavnyye sterzhni i plastinki: nauchnoye izdaniye. Moscow: Stroyizdat, 1986. 314 p.

22. Turkov A.V. Usiliya v dvukhsloynnoy sostavnoy balke s poperechnymi svyaziyami i razlichnymi granichnymi usloviyami sloey [Efforts in a two-layer composite beam with cross-links and various boundary conditions of layers]. *Izvestiya Orlovskogo gosudarstvennogo tekhnicheskogo universiteta. Seriya: stroi-tel'stvo i transport*. 2009. No 1 (21). Pp. 62–64.

23. Standard of Russian Federation GOST 24454–80*. Pilomaterialy khvoynnykh porod. Razmery : Intr. 1995–01–01 [Softwood lumber. Sizes: enter. 1995–01–01]. Moscow: Izd-vo stan-dartov, 1995. 20 p.

24. Standard of Russian Federation GOST 32567–2013 Plity drevesnyye s oriyentirovannoy struzhkoy. Tekhnicheskkiye usloviya: Intr. 01–07–2014 [Wood-based plates with oriented chips. Specifications: enter. 01–07–2014]. Moscow: "Standartinform", 2014. 17 p.

25. Standard of Russian Federation GOST 3916.1 – 96. Fanera obshchego naznacheniya s naruzhnymi sloyami iz shpona listvennykh porod. Tekhnicheskkiye usloviya: Intr. 2004–07–01 [Plywood for general use with outer layers of hardwood veneer. Specifications: enter. 2004–07–01]. Minsk: Izd-vo standartov, 2004. 27 p.

26. Standard of Russian Federation GOST 26816– 2016 Plity tsementno-struzhechnyye. Tekhnicheskkiye usloviya / Tekhnicheskiiy komitet po standartizatsii TK 465 "Stroitel'stvo". Ofits. ed. Intr. from 01–04–2017 [Cement-particle board. Technical conditions / Technical Committee for Standardization TC 465 "Construction". - Officer ed. Enter from 01–04–2017]. Moscow: FGUP "Standartinform", 2016. 15 p.

Информация об авторах:

Попов Егор Вячеславович

ФГОУ ВО «Северный (Арктический) Федеральный Университет им. М.В. Ломоносова, Россия, г. Архангельск, канд. техн. наук, доцент кафедры Инженерных конструкций, архитектуры и графики.
E-mail: EPV1989@yandex.ru

Карельский Александр Викторович

ФГОУ ВО «Северный (Арктический) Федеральный Университет им. М.В. Ломоносова, Россия, г. Архангельск, канд. техн. наук, доцент кафедры Инженерных конструкций, архитектуры и графики.
E-mail: KAW_79@mail.ru

Русланова Анастасия Владимировна

ФГОУ ВО «Северный (Арктический) Федеральный Университет им. М.В. Ломоносова, Россия, г. Архангельск, аспирант.

E-mail: Kalipso64@gmail.com

Столыпин Денис Александрович

ФГОУ ВО «Северный (Арктический) Федеральный Университет им. М.В. Ломоносова, Россия, г. Архангельск, студент.

E-mail: Cast88Iron@mail.ru

Лабудин Борис Васильевич

ФГОУ ВО «Северный (Арктический) Федеральный Университет им. М.В. Ломоносова, Россия, г. Архангельск, д-р. техн. наук, проф., профессор кафедры Инженерных конструкций, архитектуры и графики.

E-mail: KAW_79@mail.ru

Мелехов Владимир Иванович

ФГОУ ВО «Северный (Арктический) Федеральный Университет им. М.В. Ломоносова, Россия, г. Архангельск, д-р. техн. наук, проф., профессор кафедры лесопромышленных производств и обработки материалов.

E-mail: v.melekhov@narfu.ru

Торопов Александр Степанович

ФГБОУ ВО «Поволжский государственный технологический университет», Россия, г. Йошкар-Ола, д-р. техн. наук, проф., ведущий научный сотрудник УНИД.

E-mail: Toropov_A_S@mail.ru

Information about authors:

Popov Egor Vyacheslavovich

FSEI of HE «Northern (Arctic) Federal University n.a. M.V. Lomonosov, Russia, Arkhangelsk, PhD, Assistant Professor of the Department of Engineering Designs, Architecture and Graphics.

E-mail: EPV1989@yandex.ru

Karelsky Alexander Viktorovich

FSEI of HE «Northern (Arctic) Federal University n.a. M.V. Lomonosov, Russia, Arkhangelsk, PhD, Assistant Professor of the Department of Engineering Designs, Architecture and Graphics.

E-mail: KAW_79@mail.ru

Ruslanova Anastasia Vladimirovna

FSEI of HE «Northern (Arctic) Federal University n.a. M.V. Lomonosov, Russia, Arkhangelsk, graduate student.

E-mail: Kalipso64@gmail.com

Stolypin Denis Aleksandrovich

FSEI of HE «Northern (Arctic) Federal University n.a. M.V. Lomonosov, Russia, Arkhangelsk, student.

E-mail: Cast88Iron@mail.ru

Labudin Boris Vasilyevich

FSEI of HE «Northern (Arctic) Federal University n.a. M.V. Lomonosov, Russia, Arkhangelsk, Dr. tech. Sciences, Professor, Professor of the Department of Engineering Designs, Architecture and Graphics.

E-mail: KAW_79@mail.ru

Melekhov Vladimir Ivanovich

FSEI of HE «Northern (Arctic) Federal University n.a. M.V. Lomonosov, Russia, Arkhangelsk, Dr. tech. sciences, prof., professor of the department of forest industry and processing materials.

E-mail: v.melekhov@narfu.ru

Toropov Alexander Stepanovich

FSBEI of HE "Volga State University of Technology", Russia, Yoshkar-Ola, Dr. tech. Sciences, Prof., Leading Researcher UNID.

E-mail: Toropov_A_S@mail.ru

РЕСТАВРАЦИЯ ВОДОНАПОРНОЙ БАШНИ НИЖНЕ-ВЫКСУНСКОГО ЗАВОДА

МАМИН А.Н.¹, КОДЫШ Э.Н.¹, ЕРШОВ М.Н.², БОБРОВ В.В.³, РЭУЦУ А.В.¹

¹АО «ЦНИИПромзданий», г. Москва, Россия

²ООО «ПСП «КиН», г. Москва, Россия

³Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

***Аннотация.** Рассматриваются проблемы сохранения объекта культурного наследия «Водонапорная Башня Нижне-Выксунского завода» (АО «ВМЗ») и возможность его реставрации и перемещения в центральную часть г. Выкса. В статье приведена история создания и эксплуатации водонапорной башни, результаты комплексного научного исследования, проведенного в 2018 году, включающего натурное обследование, при проведении которого были зафиксированы многочисленные дефекты и повреждения металлических конструкций. Наиболее опасные из них – щелевая и глубокая язвенная коррозия узлов и элементов башни. Представлены результаты проверочных расчетов, которые показали, что прочность и устойчивость башни достаточна. В статье приведены рекомендации по разборке, реставрации элементов перемещаемого в центральную часть г. Выкса сооружения методом лазерной наплавки и последующей их сборке, которые позволят сохранить этот уникальный памятник инженерной мысли.*

***Ключевые слова:** водонапорная башня, коррозия, обследование, реставрация, наплавка.*

RESTORATION OF THE WATER TOWER NIZHNYAYA-VYKSA PLANT

MAMIN A.N.¹, KODYSH E.N.¹, ERSHOV M.N.², BOBROV V.V.³, REUTSU A.V.¹

¹JSC “TSNIIPromzdany”, Moscow, Russia

²ООО “PSP “KiN”, Moscow, Russia

³Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

***Abstracts.** The problems of preservation of the object of cultural heritage "water Tower of the lower Vyksa plant" (JSC "VMZ") and the possibility of its restoration and moving to the Central part of Vyksa are considered. The article presents the history of the creation and operation of the water tower, the results of a comprehensive scientific study conducted in 2018, including a full-scale survey, during which numerous defects and damage to metal structures were recorded. The most dangerous of them – slit and deep ulcerative corrosion of nodes and elements of the tower. The results of verification calculations, which showed that the strength and stability of the tower is sufficient, are presented. The article presents recommendations for disassembly, restoration of elements moved to the Central part of the city of Vyksa construction by laser cladding and their subsequent Assembly, which will preserve this unique monument of engineering.*

***Keywords:** Water tower, corrosion, inspection, restoration, surfacing.*

Введение

В 2018 г. авторами статьи были проведены историко-архивные и натурные исследования (обследования металлических конструкций) объекта культурного наследия «Водопродная башня», расположенного на территории АО «Выксунский металлургический завод» (далее - АО «ВМЗ») с целью выявления технического состояния башни, разработки рекомендаций по ее восстановлению и реставрации, а также определения возможности перемещения Водонапорной башни с территории АО «ВМЗ» в центральную часть города Выкса.

Водонапорная башня в г. Выкса является одним из сохранившихся сооружений, построенных по системе выдающегося русского инженера Владимира Григорьевича Шухова (1853-1939), названного современниками «российским Эдисоном», «первым инженером Рос-

сийской империи» и «человеком-фабрикой». Произведения Шухова поражали новаторством инженерных решений и непривычной легкостью возводимых конструкций. К началу XX века они стали заметной деталью промышленного ландшафта России [1, 2].

Сегодня только в Нижегородской области выявлено не менее шести сооружений, связанных с именем В.Г. Шухова [1, 3]. К их числу относится бывшая водонапорная башня, расположенная на территории Выксунского металлургического завода.

Согласно Паспорту истории и культуры 1976 года (Архив УГО ОКН Нижегородской области, составитель - архитектор А.В. Косицын [4]) водонапорная башня в г. Выкса являлась памятником архитектуры с общей оценкой общественной, научно-исторической и культурной значимости как "памятник строительства советской индустрии".

На сегодняшний день башня является объектом культурного наследия (памятником истории и культуры) федерального значения.



Рисунок 1 – Водонапорная башня в Полибино (под Липецком). Фото Р. Грефе, 1989 г. [7]



Рисунок 2 – Водонапорная башня Выксунского металлургического завода. Общий вид. Фото А.В. Косицына, 1976 г. [4]

Конструкция водонапорных башен была разработана в конце XIX в., когда "к проектам зданий, связанных с благоустройством городов относились не как к производственным сооружениям, а с характерным для архитектуры того времени подходом, рассматривая их в целом с точки зрения новизны и оригинальности как архитектурное сооружение. ... В низкоэтажных городах России высотные напорные башни, мачты, маяки должны были стать украшением города. Все это побуждало проектировщиков искать оригинальные конструктивные решения внешних форм при создании новых сооружений..." [5]. Впервые водонапорная башня гиперболоидного типа была построена на Нижегородской выставке 1896 г. Башня с баком для воды объемом 114 м³, установленном на высоте 26 м, имела наверху смотровую площадку. Башня была продана помещику-меценату Нечаеву-Малышеву и после закрытия выставки перенесена в с. Полбино Липецкой области (см. рисунок 1) [6]. Конструкция оказалась очень надежной и относительно недорогой, что повлекло большое количество заказов, в итоге было запроектировано и построено несколько сотен подобных башен. Примененный В. Г. Шуховым в конструкциях башен принцип установки прямолинейных

стержней по поверхности гиперболического параболоида позволил добиться не только технологической и конструктивной эффективности принятых решений, но и весьма привлекательного своеобразного внешнего вида.

В 2018 году Производственно-строительным предприятием "Качество и Надежность" и институтом АО «ЦНИИПромзданий» были проведены комплексные научные исследования по сохранению объекта культурного наследия, включающие историко-архивные и инженерно-технические исследования.

Результаты исследований

Башня в г. Выкса представляет собой стальную решетчатую опору. Сооружение имеет вид поверхности гиперboloида вращения, срезанного немного выше горлового круга [8], изначально поддерживающий на высоте 28,8 метров окруженный обходной галереей массивный цилиндрический резервуар для запаса воды, питающей цеха завода (см. рисунок 2). Несоущую систему башни составляют 50 прямых стержней (стоек) из уголков переменного сечения (140x120x14 и 120x11), наклоненных в двух противоположных направлениях и образующих гиперboloид вращения. Стойки внешнего ряда, при взгляде снаружи, наклонены в правую сторону, внутреннего - в левую. Каждая из стоек закручена вокруг своей оси так, что полка профиля стойки, в каждой точке по высоте, расположена в касательной к гиперboloиду плоскости. Пространственную жесткость конструкции обеспечивают горизонтальные кольца, расположенные с шагом 1,2...1.95 м без привязки к узлам пересечения стоек. Промежуточные кольца выполнены из одиночных фасонных элементов (уголок 100x10, швеллер №10) или в виде плоской решетчатой конструкции и крепятся к стойкам двумя заклепками через скобу или уголок 75x8. Верхнее опорное кольцо диаметром 7,47 м выполнено из двух уголков, соединенных в виде таврового сечения. В уровне верхнего кольца под рамой из радиально расположенных двутавров №28 смонтирована распределительная конструкция, обеспечивавшая равномерную передачу нагрузки от дна резервуара на стойки башни. Стойки через фасонки опираются на нижнее опорное кольцо таврового сечения из двух уголков 140x10, диаметр кольца 14,6 м. Опорное кольцо крепится к фундаменту анкерными болтами, установленными напротив стоек. Все соединения элементов при строительстве выполнены на заклепках, в процессе эксплуатации отдельные кольца и стойки усилены с применением сварки. В центре гиперboloида располагается винтовая лестница, которая вела к резервуару. Опорное кольцо башни выполнено в железобетоне. Фундамент выполнен из бутовой кладки на глубину 2,75 м от опорного кольца, ширина подошвы фундамента 1,585 м [9, 10]. Общая высота сооружения с учетом резервуара изначально составляла около 40 м [4].

Строительство башни происходило в 30-е годы двадцатого века, когда бывшие заводы Баташевых, национализированные после революции 1917 года, в ходе индустриализации страны подверглись расширению и реконструкции, хотя в Списках государственных памятников Нижегородской области сооружение датируется концом XIX века [11]. Авторы [3, 12] склонны считать ее образцом инженерной мысли первой четверти XX века.

Однако, как следует из «Пояснительной записки к техническому проекту водонапорной башни» башня была запроектирована в 1932 году, постройка этой башни была начата в 1933 году, строительные работы предписывалось окончить к третьему кварталу 1937 года.

По другим источникам, «пустить в работу башню на Новом заводе» планировалось 1 октября 1934 года, однако по различным причинам сроки не были соблюдены [3, 13, 14].

Историк Н.С. Голубева уточняет, что башня в 1937 г. не функционировала [15]. Отсутствовали площадка шатра и трубопровод [15]. Не работала Башня и годом позже, что отмечено в Паспорте Выксунского металлургического завода 1938 года [16]. В годовых отчетах за 1940-1947 годы водонапорная башня также значилась в разделе о законсервированном и временно приостановленном (прекращенном) строительстве. Датой консервации указан 1934 год [3, 17].

Ввод башни в эксплуатацию после длительного периода консервации совпал с началом нового крупного этапа в жизни Выксунского металлургического завода - послевоенной реконструкции предприятия (проект и смета утверждены в сентябре 1950 года) [3]. Расположившись в южной части заводской территории, на участке близ северного берега Нижнего пруда, водонапорная башня стала доминирующей постройкой всего прилегающего района, однако по своему назначению использовалась недолго. Реставрационных работ на башне не проводилось, винтовая лестница в нижнем уровне обстраивалась кирпичным тамбуром (см. рисунок 2), который был впоследствии разобран.

При очередной реконструкции завода в 1970-е годы предполагалось снести водонапорную башню, что отмечено в Паспорте памятника истории и культуры в 1976 году [4].

В начале 1980-х годов вновь был поднят вопрос о демонтаже. Решением председателя комитета по охране памятников культуры и архитектуры Александра Козерадского башню тогда удалось сохранить.

На рубеже 70-80-х годов прошлого века башня пережила пожар. Резервуар для воды был утрачен. В пожаре сгорели деревянные части сооружения.

В результате неудачной попытки демонтажа с целью переноса башни (в связи с технологическими трудностями), повреждены конструкции крепления стержней. Для устранения последствий попытки "разрезать на части и перенести" проводились восстановительные работы.

Пережив к концу XX века длительный период консервации, пожар и попытки демонтажа, башня перестала играть роль одного из опознаваемых ориентиров промышленной зоны, но все-таки сохранила свой характерный облик (см. рисунок 3). В последующее время ремонтно-восстановительных работ не проводилось.



*Рисунок 3 – Водонапорная башня
Выксунского металлургического завода.
Общий вид. 2018 г.*

Несмотря на то, что башня является объектом культурного наследия, она недоступна для массового посещения.

Авторами статьи в 2018 г. по результатам проведенного ими обследования, на основании анализа собранных материалов и с учетом результатов проверочных расчетов разработаны рекомендации по восстановлению несущих конструкций, определению возможности переноса и дальнейшей реставрации объекта культурного наследия и подготовлены исходные данные о составе и техническом состоянии конструктивных элементов для разработки проекта переноса и последующей реставрации.

В процессе натурного обследования были выполнены обмерные работы и зафиксированы характерные дефекты и повреждения. Основные дефекты и повреждения «Водонапорной башни»:

- язвенная, сплошная поверхностная и щелевая коррозия (см. рисунки 4, 5 и 6);
- локальные и общие погибы элементов (см. рисунок 7);
- отсутствие отдельных анкерных болтов и заклепок;
- следы восстановительного ремонта;
- разрушение сварных швов усиления конструкций (см. рисунок 8);

- разорваны или демонтированы растяжки между лестницей и кольцами башни;
- сквозная коррозия элементов технологической лестницы.



Рисунок 4 – Язвенная коррозия, коррозия пятнами на элементах кольца (глубина коррозии до 2,5 мм)



Рисунок 5 – Щелевая и поверхностная коррозия в узлах стыка обвязочных колец по внутреннему и внешнему рядам подкосов (глубина коррозии 1 мм)



Рисунок 6 – Щелевая коррозия в узле крепления ноги (глубина коррозии до 4 мм)



Рисунок 7 – Погиб кольца со стрелой погиби до 100 мм



Рисунок 8 – Разрушение сварных швов соединения листов усиления с элементами кольца. Щелевая коррозия (глубина коррозии до 2 мм)

Наибольшую опасность для работоспособности элементов башни представляет щелевая коррозия. Продукты коррозии распирают соседние элементы на величину до 20 мм, вследствие чего происходят деформации элементов и разрушение заклепок. Повреждение

элементов в местах образования щелевой коррозии происходит интенсивнее, чем на соседних участках и достигает 4 мм, что соответствует не менее 30% толщины сопрягаемого элемента.

При натурном освидетельствовании строительных конструкций «Водонапорной башни» в 2018 г. заметных изменений технического состояния и геометрии элементов объекта относительно обследования 2016 г. [10] не выявлено.

Расчет Водонапорной башни при обследовании был выполнен на действующие в настоящее время нагрузки (без учета массы резервуара) с учетом СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия». Геометрические характеристики поперечного сечения элементов башни приняты по наименьшим значениям обмеров. Металл несущих конструкций башни неоднороден по химическому составу и механическим характеристикам. При выполнении проверочных расчетов расчетное сопротивление стали стоек принято $R_y=196 \text{ Н/мм}^2$.

Наиболее нагруженными конструкциями являются нижние участки стоек башни, а также второе опорное кольцо (сечением из швеллера №10) считая от основания башни.

Процент использования несущей способности в элементах башни не превышает 14% по расчету по первой группе предельных состояний. Расчет по второй группе предельных состояний показал, что во всех элементах башни, кроме отдельных элементов колец усиления, приваренных к основным опорным кольцам, необходимые условия выполнены. Процент использования несущей способности во всех элементах башни не превышает 63% по расчету по местной устойчивости.

Коэффициент запаса общей устойчивости каркаса башни составил $K = 63$.

Комплекс проверочных расчетов показал, что прочность и устойчивость башни, с учетом удаления из расчетной схемы сильно поврежденных узлов и участков элементов конструкций башни, достаточна для восприятия действующих на момент обследования нагрузок от собственного веса, снеговой, гололедной и ветровой нагрузок, температурного воздействия.

Водонапорная башня была спроектирована на нагрузки превосходящие существующие на момент обследования, это обстоятельство объясняет запас по прочности и устойчивости конструкции башни, опасность обрушения основных конструкций отсутствует.

Но процесс развития щелевой коррозии продолжается, что вызывает ухудшение технического состояния конструкций и с течением времени приведет к аварийному состоянию и разрушению основных несущих конструкций Водонапорной башни.

Выводы

Для ликвидации существующей щелевой коррозии и исключения ее дальнейшего развития необходимо разобрать узлы сопряжений, очистить скрытые поверхности и обеспечить их антикоррозионную защиту. Для разборки узлов сопряжений необходимо механически удалить существующие заклепки. Порядок разборки, конструкции временных опор, вспомогательные устройства и механизмы, обеспечивающие сохранность элементов башни необходимо разработать в рабочей документации. Рекомендуется в составе временных опор разработать конструкцию переносного шаблона для фиксации существующего фактического расположения в пространстве элементов сооружения. Необходимо ликвидировать механические повреждения деталей и элементов, восстановить или заменить элементы, имеющие значительные механические или коррозионные повреждения. Учитывая выявленную неоднородность химического состава стали при применении сварки предусмотреть анализ свариваемости восстанавливаемых элементов. Восстановление геометрической формы сечений элементов рекомендуем выполнять лазерной наплавкой порошкового металла. Подобная технология широко применяется в машиностроении и имеет ряд преимуществ по сравнению с другими способами наращивания металла (возможна локальная обработка поверхности, обработка деталей больших габаритов, обработка на нужную глубину; минимизация зоны термического влияния; быстрый нагрев и остывание наплавляемого материала; образуемое покры-

тие эффективно противостоит коррозии; минимальное перемешивание основного и наплавляемого материала) [18]. Также при проведении работ необходимо обеспечить антикоррозионное покрытие поверхностей всех металлических элементов башни. Обратную сборку сооружения следует производить после реставрации элементов башни и деталей узлов. Сборка может быть выполнена как на старом месте, так и на новой площадке с сохранением изначальных геометрических параметров отдельных элементов и сооружения в целом.

Разработанные рекомендации по реставрации Водонапорной башни позволят не только сохранить этот уникальный памятник, но и перенести его в центральную часть г. Выкса, включив в ансамбль усадебно-промышленного комплекса Баташевых-Шепелевых.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Виноградова Т.П. В.Г. Шухов. Нижегородские проекты //Гений В.Г. Шухова и современная эпоха: материалы международного конгресса /Под ред. Н.Г. Багдасарьян, Е.А. Гаврилиной. М., 2015. С.108-114.
2. Щербо Г.М. В.Г. Шухов и его сетчатые конструкции //Промышленное строительство. 1974, № 5.
3. Проект реставрации объекта культурного наследия "Усадебно-промышленный комплекс: водонапорная башня" ООО "Асгард", Н.Новгород -2016.
4. Водонапорная башня, Горьковская обл., г. Выкса. Паспорт памятника истории и культуры СССР. Министерство культуры СССР, 1976 г. //Архив УГО ОКН Нижегородской области.
5. Петропавловская И.А. Гиперболоидные конструкции в строительной механике. Отв. ред. А.Ю. Ишлинский М., Наука, 1988, 230 с.
6. Гранёв В.В., Кодыш Э.Н., Мамин, А.Н. К 160-летию со дня рождения В.Г. Шухова // Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 2. С. 73-76.
7. В.Г. Шухов (1853-1939). Искусство конструкции. Перевод с немецкого. Под ред. Р. Грефе, М.М.Гапшоева, О. Перчи. М.: Мир, 1994.
8. Худяков П. Новые типы металлических и деревянных покрытий для зданий по системе инженера Шухова //Технический сборник и вестник промышленности. 1896. №5. С.169-172.
9. Обследование и оценка технического состояния надземных металлоконструкций водонапорной башни инженера Шухова, расположенной на территории ОАО «ВМЗ». Н. Новгород: ННГАСУ, 2011.
10. Заключение по комплексному инженерно-техническому обследованию и оценке технического состояния строительных конструкций и фундаментов объекта культурного наследия федерального значения – Водонапорной башни инженера В. Г. Шухова, АО «Выксунский металлургический завод». Н. Новгород: ООО «Асгард», 2016
11. Государственные списки памятников истории и культуры Нижегородской области (по состоянию на 01.01.2000 г.). Каталог /Сост. Г.Н. Ометова. Н. Новгород, 2001. С.188-189.
12. Агафонова И.С., Дмитриевский С.В. Усадебно-промышленный комплекс Баташевых в г. Выксе: проблемы сохранения, реставрации и перспективы развития // III Музейные научные чтения «Мир русской усадьбы». Сборник материалов. Н. Новгород, 2007. С.67-73.
13. Выше роль коммунистов в строительстве новых мартен // Выксунский рабочий. 1933, 30 мая. №123.
14. ОКС тормозит работу монтажников // Металлург. 1934, 24 января. №2.
15. Голубева Наталья. Юбилею Шуховской водонапорной башни посвящается // Приокская глубинка: краеведческий альманах. Выкса, 2016. № 1(16). С.3-11.
16. Паспорт Выксунского металлургического завода. Харьков, 1938 г. Оргчермет. Л.4. //Фонды Музея истории завода усадебно-промышленного комплекса Баташевых-Шепелевых.
17. Отдел капитального строительства Выксунского металлургического завода. Технический проект водонапорной башни //Фонды Музея истории завода усадебно-промышленного комплекса Баташевых- Шепелевых, №284/10 от 1937 г.
18. Гранёв В.В., Мамин, А.Н., Кодыш Э.Н., Ершов М.Н., С.А. Кузнеценко. Перспективы использования порошкового металла для восстановления сечений стальных строительных конструкций // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2018

REFERENCES

1. Vinogradova T.P. V.G. Shuhov. Nizhegorodskie proekty [V. G. Shukhov. Nizhny Novgorod projects] //Genij V.G. Shuhova i sovremennaya epoha /Materialy mezhdunarodnogo kongressa /Pod red. N.G. Bagdasar'yan, E.A. Gavrilinoj. – M., 2015. Pp.108-114. (rus)
2. Shcherbo G.M. V.G. Shuhov i ego setchatye konstrukcii [Shukhov and its mesh structures]//Promyshlennoe stroitel'stvo. – 1974, № 5

3. Proekt restavratsii ob"ekta kul'turnogo naslediya "Usadbenno-promyshlennyy kompleks: vodonapornaya bashnya " OOO "Asgard" [The project of restoration of the object of cultural heritage "manor-industrial complex: water tower" LLC " Asgard"], N.Novgorod -2016
4. Vodonapornaya bashnya, Gor'kovskaya obl.,g. Vyksa. Pasport pamyatnika istorii i kul'tury SSSR. Ministerstvo kul'tury SSSR, 1976 g. [Water tower, Gorky region Vyksa. Passport of the monument of history and culture of the USSR. The Ministry of culture of the USSR, 1976] //Arhiv UGO OKN Nizhegorodskoj oblasti.
5. Petropavlovskaya I.A. Giperboloidnye konstrukcii v stroitel'noj mekhanike [Hyperboloid structures in structural mechanics]. Otv. red. A.Yu. Ishlinskij M., Nauka, 1988, 230 p.
6. Granev V.V., Kodysh E.N., Mamin, A.N. K 160-letiyu so dnya rozhdeniya V.G. Shuhova [To the 160th anniversary of V. G. Shukhov]/ Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. 2013. № 2. Pp. 73-76.
7. V.G. Shuhov (1853-1939). Iskustvo konstrukcii [V. G. Shukhov (1853-1939). Art of design]. Perevod s nemeckogo [transl. from germanish]. Pod red. R. Grefe, M.M.Gappoeva, O. Perchi. M., Mir, 1994.
8. Hudyakov P. Novye tipy metallicheskih i derevyannyh pokrytij dlya zdaniy po sisteme inzhenera Shuhova [New types of metal and wood coatings for buildings according to the system of engineer Shukhov] //Tekhnicheskij sbornik i vestnik promyshlennosti. – 1896. №5. Pp.169-172;
9. Obsledovanie i ocenka tekhnicheskogo sostoyaniya nadzemnyh metallokonstrukcij vodonapornoj bashni inzhenera Shuhova, raspolozhennoj na territorii OAO «VMZ» [Inspection and assessment of the technical condition of the above-ground metal structures of the water tower engineer Shukhov, located on the territory of JSC "VMZ"], NNGASU, g. N. Novgorod, 2011
10. Zaklyuchenie po kompleksnomu inzhenerno-tekhnicheskomu obsledovaniyu i ocenke tekhnicheskogo sostoyaniya stroitel'nyh konstrukcij i fundamentov ob"ekta kul'turnogo naslediya federal'nogo znacheniya – Vodonapornoj bashni inzhenera V. G. Shuhova [Conclusion on complex engineering and technical inspection and assessment of technical condition of building structures and foundations of the object of cultural heritage of Federal importance-water tower engineer V. G. Shukhov], AO «Vyksunskij metallurgicheskij zavod», OOO «Asgard», g. N. Novgorod, 2016
11. Gosudarstvennye spiski pamyatnikov istorii i kul'tury Nizhegorodskoj oblasti (po sostoyaniyu na 01.01.2000 g.) [State lists of historical and cultural monuments of Nizhny Novgorod region (as of 01.01.2000).]. Katalog /Sost. G.N. Ometova. – N. Novgorod, 2001. Pp.188-189;
12. Agafonova I.S., Dmitrievskij S.V. Usadbenno-promyshlennyy kompleks Batashevyyh v g. Vykse: problemy sohraneniya, restavratsii i perspektivy razvitiya [Estate and industrial complex of Batashevs in Vyksa: problems of preservation, restoration and development prospects]//III Muzejnye nauchnye chteniya «Mir russkoj usad'by». Sbornik materialov. – N. Novgorod, 2007. Pp.67-73;
13. Vyshe rol' kommunistov v stroitel'stve novyyh marten [The role of Communists in the construction of new Martens is higher] //Vyksunskij rabochij. – 1933, 30 maya. №123;
14. OKS tormozit rabotu montazhnikov [Department of capital construction slows down the work of installers]//Metallurg. –1934, 24 yanvarya. №2;
15. Golubeva Natal'ya. Yubileyu Shuhovskoj vodonapornoj bashni posvyashchaetsya [Dedicated to the anniversary of the Shukhov water tower] //Priokskaya glubinka: kraevedcheskij al'manah. – Vyksa, 2016. № 1(16). Pp.3-11;
16. Pasport Vyksunskogo metallurgicheskogo zavoda. Har'kov, 1938 g. [Passport Vyksa metallurgical plant. Kharkov, 1938] Orgchermet. L.4. //Fondy Muzeya istorii zavoda usadbenno-promyshlennogo kompleksa Batashevyyh-Shepelevyyh;
17. Otdel kapital'nogo stroitel'stva Vyksunskogo metallurgicheskogo zavoda. Tekhnicheskij proekt vodonapornoj bashni [Department of capital construction of Vyksa metallurgical plant. Technical design of the water tower] //Fondy Muzeya istorii zavoda usadbenno-promyshlennogo kompleksa Batashevyyh- Shepelevyyh, №284/10 ot 1937.
18. Granev V.V., Mamin, A.N., Kodysh E.N., Ershov M.N., Kuznechenko S.A.. Perspektivy ispol'zovaniya poroshkovogo metalla dlya vosstanovleniya sechenij stal'nyh stroitel'nyh konstrukcij [Prospects for the use of powder metal for the restoration of sections of steel structures] / "Stroitel'nye materialy, oborudovanie, tekhnologii XXI veka, 2018

Информация об авторах:

Мамин Александр Николаевич

АО «ЦНИИПромзданий», г. Москва, Россия,
д-р техн. наук, проф., начальник отдела обследований зданий и сооружений,
E-mail: otozs@yandex.ru

Кодыш Эмиль Наумович

АО «ЦНИИПромзданий», г. Москва, Россия,
д-р техн. наук, проф., главный научный сотрудник,
E-mail: kodyshem@yandex.ru

Ершов Михаил Николаевич

ООО «ПСП «КиН», г. Москва, Россия,
канд. техн. наук, доцент, президент,
E-mail: mnershov@gmail.com

Бобров Владимир Викторович

НИУ МГСУ, г. Москва, Россия,
канд. техн. наук, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций,
E-mail: vbobrov1985@bk.ru

Рэуцу Александр Викторович

АО «ЦНИИПромзданий», г. Москва, Россия,
ведущий инженер,
E-mail: otozs@yandex.ru

Information about authors:

Mamin Alexandr N.

JSC «TSNIIpromzdany», Moscow, Russia,
doctor in tech. sc., prof., head of the Department of inspection of buildings and structures
E-mail: otozs@yandex.ru

Kodysh Emil N.

JSC «TSNIIpromzdany», Moscow, Russia,
doctor in tech. sc., prof., chief researcher
E-mail: kodyshem@yandex.ru

Ershov M.N.

ООО «ПСП «КиН», Moscow, Russia,
candidate in tehn. sc, docent, President
E-mail: mnershov@gmail.com

Bobrov Vladimir V.

NIU MGSU, Moscow, Russia,
candidate in tehn. sc, associated prof. of reinforced concrete and stone structures
E-mail: vbobrov1985@bk.ru

Reutsu Alexandr V.

JSC «TSNIIpromzdany», Moscow, Russia,
principal engineer
E-mail: otozs@yandex.ru

АНАЛИЗ ФАКТОРОВ, ВЫЗЫВАЮЩИХ НЕОБХОДИМОСТЬ УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

СИМАКОВ О. А.

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

***Аннотация.** Разработка проектов как нового строительства, так и проектов реконструкции существующих зданий и сооружений требуют учета рисков связанных с производством работ и последующей эксплуатацией. Оценка факторов, приведших к необходимости проведения ремонтно-восстановительных работ строительных конструкций, позволит обратить на них необходимое внимание и учесть эти факторы при проектировании и проведении работ. В статье приведены численные данные, а также результаты анализа причин, приведших к необходимости восстановления/усиления железобетонных строительных конструкций существующих зданий и сооружений, новых, на стадии строительства, и находящихся в эксплуатации (анализ проведен по данным на 576 реальных объектов, требующих проведения ремонта и усиления строительных конструкций). Проведена статистическая обработка по конкретным типам и группам объектов, сделаны соответствующие выводы.*

***Ключевые слова:** восстановление несущей способности, ошибки проектирования, ремонт бетона.*

ANALYSIS OF FACTORS CAUSING THE NEED FOR STRENGTHENING OF REINFORCED CONCRETE CONSTRUCTIONS

SIMAKOV O. A.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

***Abstracts.** The current realities of the development of projects of new construction and reconstruction of existing buildings and structures are also require taking into account the risks associated with the production of works and subsequent operation. Evaluation of the factors that lead to the need for repair and restoration of building structures, will allow them to pay the necessary attention and take into account these factors in the design and conduct of work. The article presents numerical data, as well as the results of the analysis of the reasons that led to the need to restore/strengthen the reinforced concrete structures of existing buildings and structures, new, under construction, and in operation (the analysis is carried out according to 576 real objects that require repair and strengthening of building structures). Statistical processing on specific types and groups of objects is carried out, the corresponding conclusions are drawn.*

***Keywords:** restoration of bearing capacity, design errors, repair of concrete.*

В настоящее время активно развиваются технологии по восстановлению и усилению железобетонных конструкций существующих зданий и сооружений. Понимание причин приведших к необходимости данных ремонтно-восстановительных мероприятий позволит повысить технико-экономические показатели существующих методов усиления железобетонных конструкций, а также увеличить межремонтный интервал и срок эксплуатации данных конструкций [1-6].

Для определения факторов, вызывающих необходимость усиления железобетонных конструкций, был проведен анализ 576 реальных объектов, данные по которым были получены в ходе запросов на усиление/восстановление конструкций со стороны эксплуатирующих и строительных организаций, а также из открытых конкурсных документаций (использовались данные только при наличии в них результатов обследований существующих конструкций с четкими однозначными выводами и рекомендациями).

В ходе настоящего исследования все рассматриваемые объекты были разделены на следующие группы по функциональному назначению:

- здания жилые, общественные и производственные;
- специальные здания и сооружения;
- мосты;
- малоэтажные жилые здания.

Для каждой из групп проводился анализ причин, вследствие которых требуется проведение ремонтно-восстановительных мероприятий.

В результате анализа имеющихся данных были выделены основные причины проведения усиления строительных конструкций [7-11]:

- ошибки проектирования (не верная расчетная схема, схема нагружения, исходные проектные данные, не учет отверстий под коммуникации);
- ошибки производства работ (заниженный класс бетона, отсутствие ухода за бетоном во время твердения, ошибки армирования);
- повышение проектных нагрузок;
- разрушение конструкции в результате эксплуатации (коррозия арматуры и разрушение бетона в ходе эксплуатации конструкции);
- иные внесистемные причины (не проектные механические воздействия, аварии).

Помимо анализа причин необходимости усиления, проводился анализ по году введения здания (сооружения) в эксплуатацию. Если проводилась реконструкция, год ввода в эксплуатацию принимался по завершении реконструкции. Фактические значения приведены по сроку эксплуатации с момента ввода сооружения.

Жилые здания и сооружения отличаются от остальных сооружений нормальным уровнем ответственности, широким уровнем распространения и массовым строительством. В качестве проектных и строительных организаций выступают многочисленные организации с различным опытом проектирования и строительства аналогичных объектов. Общее количество зданий данного типа, по которым проводился анализ, - 331.

Общие данные по данной группе приведены в табл. 1.

Таблица 1 – Причины необходимости усиления/восстановления жилых зданий и сооружений

Причина необходимости усиления/восстановления	Количество зданий по годам				Общее количество
	более 20 лет	10-20 лет	5-10 лет	менее 5 лет	
ошибки проектирования			12	25	37
ошибки производства работ		7	35	57	99
повышение проектных нагрузок	27	23	17	30	97
разрушение конструкции в результате эксплуатации	35	38	18	2	93
иные внесистемные причины	1		3	1	5
Общее количество	63	68	85	115	331

Графически распределение причин, приведших к снижению эксплуатационных свойств зданий и сооружений данного вида приведено на рис.1. То же с распределением по сроку эксплуатации приведено на рис. 2

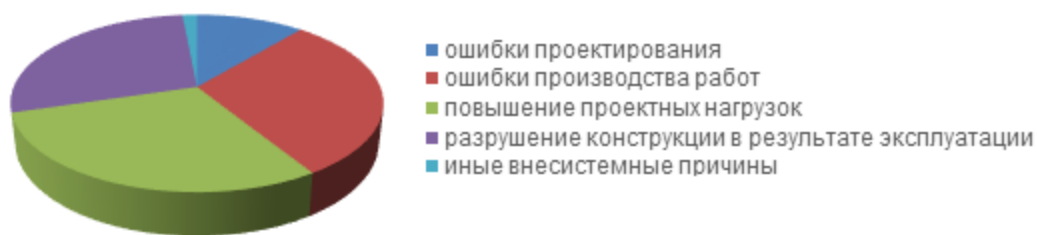


Рисунок 1- Распределение причин необходимости усиления/восстановления строительных конструкций жилых, общественных и производственных зданий и сооружений

По данным диаграммам видно, что основными причинами, приведшими к необходимости повышения несущей способности железобетонных несущих конструкций у данного типа зданий, являются ошибки производства работ и повышение проектных нагрузок (по 30%). Ошибки на строительной площадке являются, как правило, результатом низкого качества производства работ. В основном это несоответствие класса бетона проектному, нарушение технологий при бетонировании, отсутствие ухода за бетоном в период твердения и ошибки при армировании (положение арматуры не соответствует нормам и проекту, сечение арматуры и шаг превышает проектное значение, некачественная сварка арматурных стержней). Данные ошибки выявляются при строительстве (технадзором) и в первые годы эксплуатации (визуальные проявления дефектов). Повышение проектных нагрузок характерно для существующих зданий при изменении функциональных назначений помещений (как правило, установка тяжелого оборудования, встраивание антресолей и перепланировках). Количество зданий, в которых необходимо усиление существующих конструкций примерно одинаково распределяется по годам, за исключением новых объектов, в которых достаточно часто собственники выполняют новые проемы в несущих стенах, монтируют антресоли, а также устанавливают различное тяжелое оборудование (характерно для общественных зданий). Процент зданий и сооружений, получивших повреждения в ходе эксплуатации, составляет 28% от общего числа требующих усиления зданий. Фактически разрушение в ходе эксплуатации можно отнести к ошибкам проектирования и производства работ, последствия которых выявились спустя продолжительное время. Как правило, в этой группе здания, железобетонные конструкции которых получили повреждения в результате климатических и техногенных воздействий, а также ввиду некачественной или разрушенной гидроизоляции, которая приводит к коррозии арматуры и разрушению бетона. Ошибки проектирования составляют 11% от общего числа причин (24% от общего числа зданий периода эксплуатации менее 5 лет) и выявляются в основном при производстве строительных работ (как правило, в конструктивных решениях не учтены отверстия под коммуникации, также зафиксированы случаи явных ошибок при расчетах), и в первые годы эксплуатации конструкций в ходе визуальных обследований. Иные внесистемные причины составляют 1% и представлены последствиями пожаров и аварийными воздействиями на конструкции.

Специальные сооружения представлены в основном сооружениями повышенного уровня ответственности, уникальными и технически сложными. Для данного класса характерна высокая инженерная проработка конструктивных решений в силу разработки проектов опытными коллективами и прохождения специальных экспертных исследований. Тем не менее, были зафиксированы случаи не точных исходных данных, приведших к разрушению конструкции и необходимости усиления (общий процент ошибок составляет менее 5%). Общие данные по данной группе приведены в табл. 2. Также, зафиксированные ошибки производства строительных работ – не соответствие класса бетона проектному, а также сварка арматурных стержней, не соответствующая ГОСТ. Повышение проектных нагрузок для данных сооружений не характерно (7% от общего числа причин) и внесистемные причины (аварии) (12%). Вместе с тем, достаточно высок процент конструкций, требующих восстановления по результатам неправильной эксплуатации (64%). Такой высокий процент объясняется

в первую очередь сложным напряженно-деформированным состоянием конструкций и специфическими воздействиями агрессивных сред, уменьшающих межремонтный интервал.

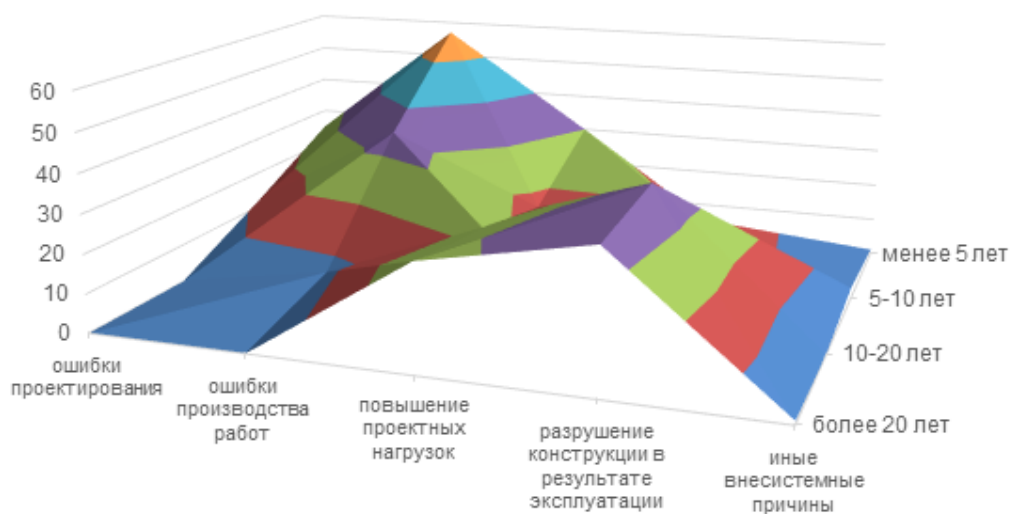


Рисунок 2 - Распределение причин необходимости усиления/восстановления строительных конструкций жилых, общественных и производственных зданий и сооружений по годам

Таблица 2 – Причины необходимости усиления/восстановления специальных сооружений

Причина необходимости усиления/восстановления	Количество зданий по годам				Общее количество
	более 20 лет	10-20 лет	5-10 лет	менее 5 лет	
ошибки проектирования				2	2
ошибки производства работ			3	2	5
повышение проектных нагрузок		2		1	3
разрушение конструкции в результате эксплуатации	8	6	10	3	27
иные внесистемные причины		2	3		5
Общее количество	8	10	16	8	42

Графически распределение причин, приведших к снижению эксплуатационных свойств зданий и сооружений данного вида приведено на рис.3.



Рисунок 3- Распределение причин необходимости усиления/восстановления строительных конструкций специальных зданий и сооружений

Тоже с распределением по сроку эксплуатации приведено на рис. 4



Рисунок 4- Распределение причин необходимости усиления/восстановления строительных конструкций специальных зданий и сооружений по годам

В группу мостовые сооружения включены мосты на автомобильных и железных дорогах, а также пешеходные мостовые переходы. Данные сооружения отличает высокий уровень проработанности, как правило основные несущие элементы являются сборными. В этой связи очень низкий процент ошибок проектирования и производства работ (3% и 7% соответственно). Также низок процент внесистемных причин (для данной группы это аварии – повреждение пролетных строений и опор). В месте с тем высок процент причин связанных с повышением нагрузок и разрушением конструкций в ходе эксплуатации – по 40%. Повышение нагрузок связано с увеличением категории дорог, на которых располагаются мостовые сооружения. Типовое разрушение конструкций мостов в ходе эксплуатации – коррозия растянутой арматуры и разрушение бетона нижней грани пролетных строений, вызванное нарушением гидроизоляции полотна дороги [12-15].

Общие данные по данной группе приведены в табл. 3. Графически распределение причин, приведших к снижению эксплуатационных свойств мостовых сооружений приведено на рис.5 и с учетом распределения по годам на рис. 6.

Таблица 3-Причины необходимости усиления/восстановления мостовых сооружений

Причина необходимости усиления/восстановления	Количество зданий по годам				Общее количество
	более 20 лет	10-20 лет	5-10 лет	менее 5 лет	
ошибки проектирования				3	3
ошибки производства работ				8	8
повышение проектных нагрузок	21	14	7	2	44
разрушение конструкции в результате эксплуатации	29	18	3		50
иные внесистемные причины		2	1		3
Общее количество	50	34	11	13	108

Малоэтажные жилые здания отличаются от остальных зданий и сооружений низким уровнем инженерной проработки проектных решений (для ряда объектов было зафиксировано отсутствие проектной документации на железобетонные конструкции, работы по которым выполнялись на основании опыта строителей), а также, как правило, низким уровнем выполнения строительных работ, в том числе гидроизоляционных (в результате чего развиваются

процессы коррозии и требуется усиление конструкций [16]). В этой связи основные причины – ошибки проектирования (37%) и ошибки производства работ (52%). Низкое качество проектных и строительных работ объясняются в первую очередь низким уровнем контроля со стороны заказчиков (как правило контроль фактически отсутствует, т.к. заказчиками являются физические лица без необходимых знаний). В основном все ошибки проявляются в первые годы эксплуатации в виде заметных трещин и деформаций конструкций.

Общие данные по данной группе приведены в табл. 4. Графически распределение причин, приведших к снижению эксплуатационных свойств мостовых сооружений приведено на рис.7 и с учетом распределения по годам на рис. 8.



Рисунок 5- Распределение причин необходимости усиления/восстановления строительных конструкций мостовых сооружений

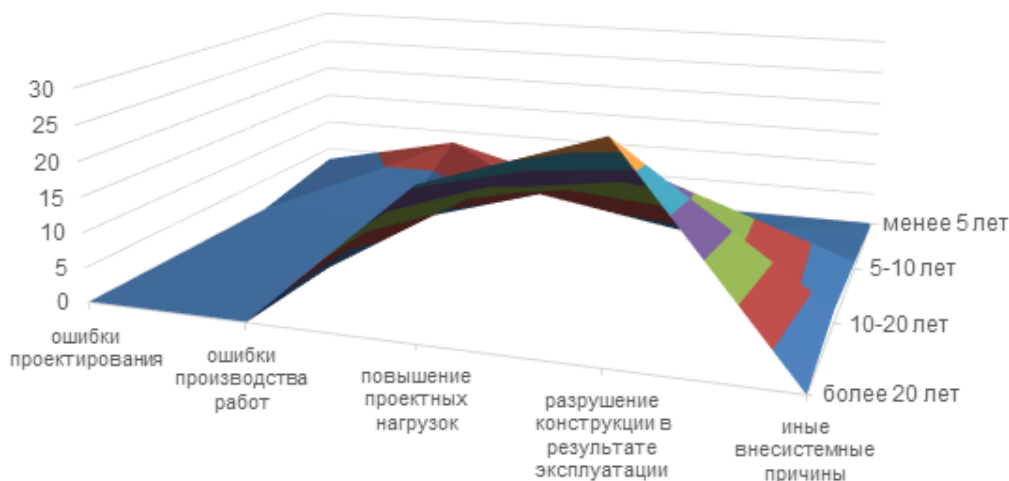


Рисунок 6- Распределение причин необходимости усиления/восстановления строительных конструкций мостовых сооружений по годам

Таблица 4- Причины необходимости усиления/восстановления малоэтажных зданий

Причина необходимости усиления/восстановления	Количество зданий по годам				Общее количество
	более 20 лет	10-20 лет	5-10 лет	менее 5 лет	
ошибки проектирования			8	27	35
ошибки производства работ			19	30	49
повышение проектных нагрузок		2	5	1	8
разрушение конструкции в результате эксплуатации					0
иные внесистемные причины			2	1	3
Общее количество	0	2	34	59	95



Рисунок 7- Распределение причин необходимости усиления/восстановления строительных конструкций малоэтажных зданий

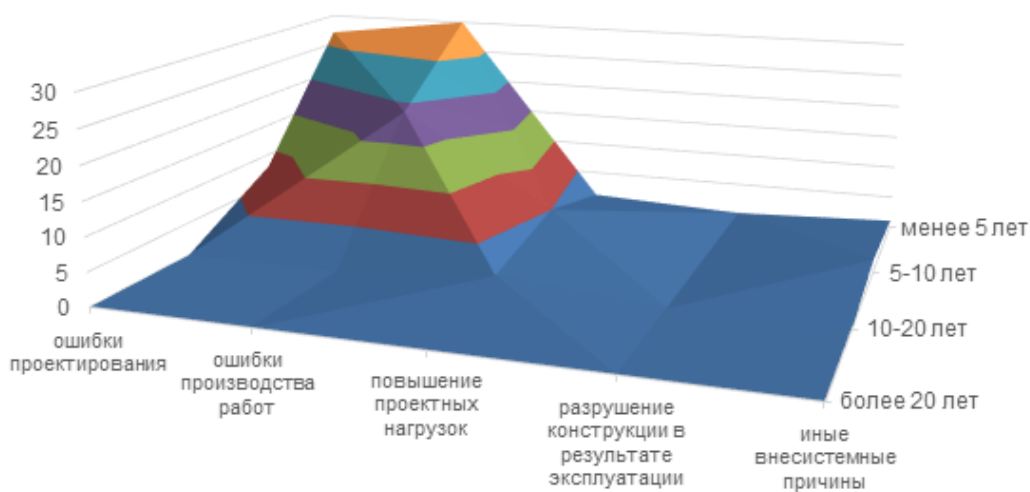


Рисунок 8-Распределение причин необходимости усиления/восстановления строительных конструкций малоэтажных зданий

Выводы

По результатам проведенного анализа можно сделать следующие выводы:

1. Для зданий и сооружений с низким уровнем контроля проектных решений и технологии выполнения строительных работ, что характерно для массового и частного (малоэтажного) строительства, основными причинами проведения ремонтно-восстановительных работ несущих конструкций является ошибки, допущенные в ходе проектирования и производства работ. Данные ошибки проявляются в основном в ходе производства работ и в течение первых пяти лет эксплуатации.

2. Ошибки при разработке проектной документации, а также нарушение технологии производства работ не характерны для специальных сооружений, имеющих повышенный уровень ответственности, а также мостовых сооружений (как правило, представляющие собой сборные конструкции), проекты на которые по сути являются типовыми.

3. Повышение расчетных нагрузок связано с изменением функционального назначения помещений, размещением специального оборудования, переоборудованием зданий и сооружений или повышением класса дорог (для мостов). Объем данных причин составляет до 40% и не может быть уменьшен ввиду того, что повышение начальных расчетных нагрузок приведет к значительному снижению экономических показателей объектов строительства.

4. Высокий процент причин необходимости восстановления и усиления конструкций, связанный с разрушением конструкций в ходе эксплуатации, характерен для типового строительства, специальных и мостовых сооружений. В первом случае и для мостовых сооруже-

ний это объясняется неудовлетворительной эксплуатацией конструкций, как правило, своевременно не восстанавливается гидроизоляция, что в дальнейшем приводит к коррозии арматуры и разрушению бетона. Для специальных сооружений характерны сложное напряженно-деформированное состояние конструкций, а также специфические воздействия, что в конечном счете снижает межремонтный интервал для ряда конструкций.

5. Данное исследование не включало анализ ошибок, связанных с проектированием и устройством фундаментов сооружений. Вместе с тем, данные конструктивные элементы являются ключевыми для распределения усилий и общих деформаций зданий и сооружений. Кроме этого, в последнее время увеличивается процент зданий и сооружений, при строительстве которых применяются инновационные материалы, не имеющие ни необходимой нормативной базы, ни опыта применения. По данным позициям необходимо отдельное исследование и соответствующий набор объектов исследования.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. «Методика оценки и сертификации инженерной безопасности зданий и сооружений», МЧС России. ФЦ науки и высоких технологий «ВНИИ ГОЧС», г. Москва, 2003 г.
2. «Проблемы мониторинга зданий и сооружений» // Мониторинг. Наука и безопасность. 2011. №2.
3. Золотозубов Д.Г., Мухин К.О. Проблемы усиления и реконструкции бутовых фундаментов при переустройстве подвалов жилых зданий // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. 2015. № 2. С. 75-91.
4. Орлович Р., Мантегацца Д., Найчук А., Деркач В. Современные способы ремонта и усиления каменных конструкций // Архитектура, дизайн и строительство. 2010. №1 (44). С. 86-87.
5. Гаврилов Н.Т., Прогнозирование технико-эксплуатационного состояния зданий и сооружений. М.: Макцентр, 2002. 203 с.
6. Кобзарев В.Ф., Никитин А.С., Романенко М.В., Рысев В.П., Самодуров В.Н., Саун В.Н., Татаренко В.Н., Техническая эксплуатация и технология ремонта зданий и сооружений / ВИТУ. – СПб., 2003.-251с.
7. Тамразян А.Г. Бетон и железобетон: проблемы и перспективы // Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 7. С. 51-54.
8. Тамразян А.Г., Орлова М.А. К остаточной несущей способности железобетонных балок с трещинами // Жилищное строительство. 2015. № 6. С. 32-34.
9. Тамразян А.Г. К задачам мониторинга риска зданий и сооружений // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2013. № 3 (170). С. 19-21.
10. Тамразян А.Г. Динамическая устойчивость сжатого железобетонного элемента как вязкоупругого стержня // Вестник МГСУ. 2011. № 1-2. С. 193-196.
11. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. О влиянии снижения жесткости железобетонных плит перекрытий на несущую способность при длительном действии нагрузки // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. С. 30-32.
12. Овчинников И.Г., Кочетков А.В., Макаров В.Н., Овсянников С.В. Новые материалы и изделия в мостостроении. М., 2008. 80 с. (Автомобильные дороги и мосты: Обзорн. информ./ФГУП «ИНФОРМАВТОДОР»; Вып. 1).
13. Майстренко И.Ю., Овчинников И.И., Овчинников И.Г., Кокодеев А.В., Аварии и разрушения мостовых сооружений, анализ их причин. Часть 1 // Интернет-журнал «Транспортные сооружения». 2017. №4. <https://t-s.today/issues/vol4-no4.html>
14. Kim Y.J., Green M.F. and Fallis G.J. “Repair of Bridge Girder Damaged by Impact Loads with Prestressed CFRP Sheets” // Journal of Bridge Engineering. 2008. №13(1). Pp 15-23.
15. Kim T.J., Wight R.G. and Green M.F. “Flexural Strengthening of RC Beams with Prestressed CFRP Sheets: Development of Nonmetallic Anchor System” // Journal of Composites for Construction. 2008. No 12(1). Pp. 35-52.
16. Ashhad Imam, Fatai Anifowose, Abul Kalam Azad. Residual. Strength of Corroded Reinforced Concrete Beams Using an Adaptive Model Based on ANN // International Journal of Concrete Structures and Material. 2015. Volume 9. Issue 2. Pp. 159–172.

REFERENCES

1. «Metodika otsenki i sertifikatsii inzhenernoy bezopasnosti zdaniy i sooruzheniy», MCHS Rossii. FTS nauki i vysokikh tekhnologiy «VNIИ GOCHS» [“Methodology for the assessment and certification of engineering safety of

- buildings and structures", EMERCOM of Russia. FC of Science and High Technologies "VNII GOCHS", Moscow, 2003.
2. «Problemy monitoringa zdaniy i sooruzheniy» ["Problems of monitoring buildings and structures"]. *Monitoring. Nauka i bezopasnost'*. 2011. No 2.
 3. Zolotozubov D.G., Mukhin K.O. Problemy usileniya i rekonstruktsii butovykh fundamentov pri pe-reustroytve podvalov zhilykh zdaniy [Problems of strengthening and reconstruction of rubble foundations in the reor-ganization of basements of residential buildings]. *Vestnik Permskogo natsional'nogo issledovatel'skogo politekhnich-eskogo universiteta. Stroitel'stvo i arkhitektura*. 2015. No 2. Pp. 75-91.
 4. Orlovich R., Mantegatstva D., Naychuk A., Derkach V. Sovremennyye sposoby remonta i usileniya ka-mennykh konstruksiy [Modern methods of repair and strengthening of stone structures]. *Arkhitektura, dizayn i stroitel'stvo*. 2010. No 1 (44). Pp. 86-87.
 5. Gavrilov N.T., Prognozirovaniye tekhniko-ekspluatatsionnogo sostoyaniya zdaniy i sooruzheniy [Forecasting the technical and operational state of buildings and structures]. Moscow: Maktsestr, 2002. 203 p.
 6. Kobzarev V.F., Nikitin A.S., Romanenko M.V., Rysev V.P., Samodurov V.N., Saun V.N., Tatarenko V.N., Tekhnicheskaya ekspluatatsiya i tekhnologiya remonta zdaniy i sooruzheniy [Technical operation and technology of building repair and facilities]. Saint Peterburg: VITU, 2003. 251 p.
 7. Tamrazyan A.G. Beton i zhelezobeton: problemy i perspektivy [Concrete and reinforced concrete: problems and prospects]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2014. No 7. Pp. 51-54.
 8. Tamrazyan A.G., Orlova M.A. K ostatochnoy nesushchey sposobnosti zhelezobetonnykh balok s treshchin-ami [Residual bearing capacity of reinforced concrete beams with cracks]. *Zhilishchnoye stroitel'stvo*. 2015. No 6. Pp. 32-34.
 9. Tamrazyan A.G. K zadacham monitoringa riska zdaniy i sooruzheniy [Towards the tasks of monitoring the risk of buildings and structures]. *Stroitel'nyye materialy, oborudovaniye, tekhnologii XXI veka*. 2013. No 3 (170). Pp. 19-21.
 10. Tamrazyan A.G. Dinamicheskaya ustoychivost' szhatogo zhelezobetonnogo elementa kak vyazkouprugogo sterzhnya [Dynamic stability of a compressed reinforced concrete element as a viscoelastic rod]. *Vestnik MGSU*. 2011. No 1-2. Pp. 193-196.
 11. Tamrazyan A.G., Filimonova Ye.A. O vliyani snizheniya zhestkosti zhelezobetonnykh plit perekrytiy na nesushchuyu sposobnost' pri dlitel'nom deystvii nagruzki [On the effect of reducing the stiffness of reinforced concrete floor slabs on the carrying capacity during long-term load action]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2012. No 7. Pp. 30-32.
 12. Ovchinnikov I.G., Kochetkov A.V., Makarov V.N., Ovsyannikov S.V. Novyye materialy i izdeliya v mos-tostroyenii [New materials and products in bridge construction]. Moscow, 2008. 80 p.
 13. Maystrenko I.YU., Ovchinnikov I.I., Ovchinnikov I.G., Kokodeyev A.V., Avarii i razrusheniya mostovykh sooruzheniy, analiz ikh prichin. Chast' 1 [Accidents and destruction of bridges, analysis of their causes. Part 1] *Internet-magazine "Transportnyye sooruzheniya"*. 2017. No 4. <https://t-s.today/issues/vol4-no4.html>
 14. Kim Y.J., Green M.F. and Fallis G.J. "Repair of Bridge Girder Damaged by Impact Loads with Prestressed CFRP Sheets" ["Repair of Bridge Girder Damaged by Impact Loads with Prestressed CFRP Sheets"]. *Journal of Bridge Engineering*. 2008. No 13(1). Pp 15-23.
 15. Kim T.J., Wight R.G. and Green M.F. "Flexural Strengthening of RC Beams with Prestressed CFRP Sheets: Development of Nonmetallic Anchor System". *Journal of Composites for Construction*. 2008. No 12(1). Pp. 35-52.
 16. Ashhad Imam, Fatai Anifowose, Abul Kalam Azad. Residual. Strength of Corroded Reinforced Concrete Beams Using an Adaptive Model Based on ANN. *International Journal of Concrete Structures and Material*. 2015. Volume 9. Issue 2. Pp. 159–172.

Информация об авторах:

Симаков Олег Александрович

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия, Кандидат технических наук, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций, E-mail: simakovoa@mgsu.ru

Information about authors:

Simakov Oleg A.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia, assistant prof. of the department of reinforced concrete and masonry structures, E-mail: simakovoa@mgsu.ru

АНАЛИЗ ИССЛЕДОВАНИЙ И ТРЕБОВАНИЙ ПО ЗАЩИТЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ОТ ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО ОБРУШЕНИЯ В ЗАКОНОДАТЕЛЬНО-НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТАХ РОССИИ И СТРАНАХ ЕВРОСОЮЗА

АНДРОСОВА Н.Б., ВЕТРОВА О.А.

Орловский государственный университет им. И.С. Тургенева, г. Орел, Россия

Аннотация. Рассмотрена классификация методов защиты от прогрессирующего обрушения по трем основным категориям: меры вторичной защиты, косвенное проектирование и прямое проектирование. Приведен анализ требований по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения в законодательно-правовых и нормативных документах России и стран Евросоюза. Рассмотрены конкретные положения российских и европейских нормативных документов по проектированию устойчивости несущих конструкций зданий и сооружений против прогрессирующего обрушения. А именно приведено сравнение требований по определению комбинаций нагрузок, значению особой нагрузки, к параметрам зоны ограничения локального разрушения в нормативных документах России, США, стран Евросоюза. Выполнен анализ экспериментально-технических исследований строительных конструкций при особых воздействиях. Большинство экспериментальных исследований проводились на железобетонных, стальных и композитных конструкциях, мало внимания уделяется исследованиям каменных и деревянных конструкций в этой области.

Ключевые слова: конструктивная безопасность, прогрессирующее обрушение, защита зданий и сооружений.

THE ANALYSIS OF STUDIES AND REQUIREMENTS FOR THE PROTECTION OF BUILDINGS AND STRUCTURES AGAINST PROGRESSIVE COLLAPSE IN REGULATORY DOCUMENTS OF RUSSIA AND THE EUROPEAN UNION

ANDROSOVA N. B., VETROVA O. A.

Orel State University named after I.S. Turgenev, Orel, Russia

Abstracts. The classification of methods of protection against progressive collapse in three main categories: secondary protection measures, indirect design and direct design is considered. The analysis of the requirements for the protection of buildings and structures from progressive collapse in the legal and regulatory documents of Russia and the countries of the European Union. The specific provisions of the Russian and European normative documents on the design of stability of bearing structures of buildings and structures against progressive collapse are considered. Namely, a comparison of the requirements for the definition of load combinations, the value of the special load, to the parameters of the zone of limitation of local destruction in the normative documents of Russia, the USA, the EU countries. The analysis of experimental and technical studies of building structures under special influences is carried out. Most of the experimental studies were carried out on reinforced concrete, steel and composite structures, little attention is paid to the study of stone and wooden structures in this area.

Keywords: structural safety, progressive collapse, protection of building and structures.

Введение. В России с 2010 года действует Федеральный закон №384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» от 30.12.2009 г. В это же время с 2010 года во всех странах-членах Евросоюза нормативные документы Еврокоды заменили все национальные стандарты в области строительства для обеспечения единообразных требований к безопасности зданий и сооружений на всех стадиях жизненного цикла. Правительством РФ и профессиональным сообществом активно обсуждается вопрос гармонизации законодательной и нормативно-правовой базы в сфере градостроительства с нормативно-техническим обеспечением, а так же механизма качества и безопасности строительной продукции и услуг [1- 3].

Краткий обзор публикаций и экспериментально-технических исследований строительных конструкций при особых воздействиях. Параллельно с законодательной и нормотворческой деятельностью активно ведутся научные исследования в России и за рубежом [4- 6], которые дали возможность существенно доработать и улучшить существующие нормы и рекомендации в этой области. Профессорами Jose M. Adam, Fulvio Parisi, Juan Sagasete, Xinzheng Lu [6] выполнен полный обзор имеющихся масштабных исследований изучения строительных конструкций при особом воздействии в мире. Как правило, особое воздействие имитировалось включением одной или нескольких колонн. При разных сценариях разрушения строительных конструкций изучались: узлы между двумя балками и колоннами; рамы, образованные балками и колоннами; фрагменты строительных конструкций, построенных для экспериментов; фактические здания, рекомендованные к сносу. Важно отметить, большинство экспериментальных исследований проводились на железобетонных, стальных и композитных конструкциях, мало внимания уделяется исследованиям каменных и деревянных конструкций в этой области. Проанализируем проведенные экспериментальные исследования в зависимости от типа конструкций.

1. Узлы строительных конструкций. Экспериментальные испытания строительных конструкций на прогрессирующее разрушение выполнялось на узлах, образуемых двух пролётной балкой и несколькими колоннами. Профессором В.И. Колчуновым и его учениками были проведены испытания узлов многопролетных железобетонных балок [7], плоских и пространственных рамно-стержневых конструкций [8,9, 10] (рисунок 1). Запроектное воздействие имитировалось внезапным разрывом сварного шва прокалываемой металлической закладной пластины узла балки и внезапным выключением телескопической центральной стойки-колонны фрагмента пространственной рамы.

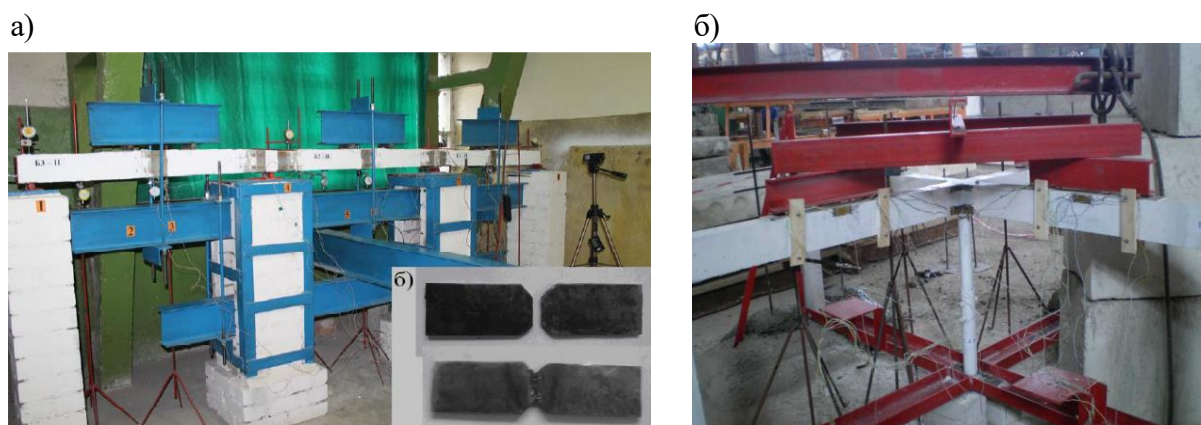


Рисунок 1 – Общий вид испытаний неразрезных железобетонных балок (а); опытного фрагмента пространственной конструктивной системы в виде перекрёстных рам (б)

В задачи экспериментальных исследований включалось: построение схем разрушения фрагментов железобетонных плоских и пространственных балочных и рамно-стержневых конструкций с выключающимися надпорной моментной и линейными связями; изучение особенностей деформирования, трещинообразования и разрушения плоских и пространственных узлов сопряжения стержневых элементов при динамических догрузениях, вызванных внезапным выключением линейных связей; установление количественных параметров

влияния эффекта пространственной работы и фактора времени на параметры живучести конструктивной системы.

2. Стальные и композитные конструкции. Важное значение в работе стальных каркасов имеет узловое соединение балки с колонной для обеспечения сопротивления прогрессирующему обрушению. Учеными Qin X., Wang W., Chen Y., Bao Y. были выполнены экспериментальные исследования [11-13] на различных типах сварных и болтовых типах соединений балки с колонной (рисунок 2) на аварийное воздействие.



Рисунок 2 – Общий вид испытаний узлов соединения стальных конструкций

В области конструкций из композитных материалов можно выделить работы ученых Yang B. [14] и Wang W. [15]. Изучалась несущая способность соединений двухпролетной стальной балки со стальными колоннами с использованием закладных деталей из композитных материалов при внезапном удалении одной из колонн.

3. Сборные и монолитные железобетонные конструкции. В России масштабные экспериментально-технические исследования за последние полтора десятилетия проведены в рамках программ фундаментальных исследований РААСН [16,17,18], ОрелГТУ [7,8,19,20] и Юго-Западного государственного университета [10,21-23] в области конструктивной безопасности и живучести сборных и монолитных железобетонных конструктивных систем (рисунок 3).

Целый ряд научных работ по рассматриваемой проблеме проведен в «ЦНИИ-Промзданий». Широко известны исследования В.В. Гранева, Э.Н. Кодыша, Н.Н. Трекина, И.К. Никитина по проектированию и обеспечению устойчивости сборных железобетонных связевых каркасов от прогрессирующего обрушения [24,25], а также работы Айзенберга, Кодыша, Никитина, Смирнова [26] по сейсмостойким многоэтажным зданиям с железобетонным каркасом. Результаты этих исследований обобщены в монографиях, нормативно-технических документах (СТО, рекомендации по проектированию и др.) по защите зданий от прогрессирующего обрушения [27,28].

За рубежом ученым Ren и его коллегами [29] проведены испытания совместной работы ригеля и плит при выключении центральной колонны (рисунок 4). Включение колонны имитировалось гидравлическим домкратом. Аналогично российским экспериментальным исследованиям плоских рамно-стрешневых конструкций при аварийных воздействиях учеными Nimse [30], Kang [31] и др. проводились экспериментальные исследования плоских рамно-стрешневых конструкций с монолитными и сборными узловыми соединениями при выключении центральной колонны. Отдельная серия испытаний была с использованием цементных композитов для соединения балки и колонны.



Рисунок 3 – Экспериментальные исследования железобетонных конструкций в России при аварийных воздействиях - общий вид испытаний: многопролетных балочных конструкций сплошного и составного сечения (а); плоских рамно-стрессневых конструкций сплошного и составного сечения, в том числе с преднапряженным ригелем (б); многоэтажной монолитной рамно-стержневой конструктивной системы (в); фрагмента пространственной рамно-стержневой конструкции (г); модели ребристой плиты (д) и фрагмента призматической складки (е)

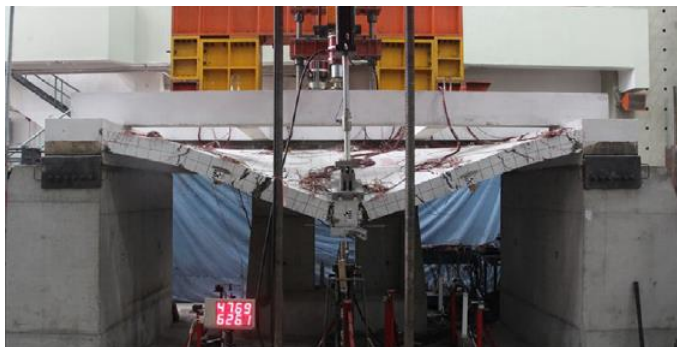


Рисунок 4 – Общий вид испытаний балочных плит

4. Фактические здания, подлежащие к сносу. Испытания натуральных строительных конструкций зданий на аварийные воздействия в лабораторных условиях достаточно сложный и дорогостоящий эксперимент. Поэтому некоторые ученые провели экспериментальные исследования на существующих зданиях, запланированных к сносу. Например, в области стальных профессора Song и Sezen [32] провели экспериментальные исследования на здание

университетского кампуса в штате Огайо США. В ходе эксперимента внезапно выключили четыре колонны по периметру стального каркаса 4-этажного здания (1950 года постройки) без разрушения внешних стен и перегородок, произошло локальное разрушение (рисунок 5). Результаты использованы для создания альтернативных путей нагружения рассматриваемых конструктивных систем зданий при аварийных воздействиях.



Рисунок 5 – Здание университетского кампуса в штате Огайо США, использованное для натурных экспериментальных исследований



Рисунок 6 – Здание отеля в Сан-Диего, использованное для натурных экспериментальных исследований

Наиболее масштабные экспериментальные исследования в области железобетонных конструкций выполнены профессором Sasaki и его коллегами [33]. Испытания по внезапному удалению несущих железобетонных элементов каркасов проводились на 10-этажном здании (1985 года постройки) в Университете Арканзаса, на 6-этажном здании отеля Сан-Диего (1914 года постройки) (рисунок 6), на 20-этажном здании госпиталя (1956 года постройки) в городе Мемфис США, на 11-этажном здании отеля Crowne Plaza (1973 года постройки) в Хьюстоне. В ходе экспериментальных исследований внезапно удаляли: одну или несколько колонны по периметру здания первого и второго этажей, внутренние несущие стены и перегородки. Изучалось перераспределение усилий в конструкциях после повреждения и высотности здания.

Методы защиты от прогрессирующего обрушения зданий и сооружений. На сегодняшний день из работ ученых [5,34,35] ясно, что не существует универсальных правил проектирования и защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Тем не менее, для предотвращения или ограничения прогрессирующего обрушения после отказа одного из несущих элементов конструктивной системы (непредусмотренное гипотетическое воздействие) в зависимости от идентификации здания и сооружения предложены различные методы защиты [36-39]. Российскими [37] и европейскими учеными [40] рассмотрена классификация методов защиты от прогрессирующего обрушения по трем основным категориям: меры вторичной защиты, косвенное проектирование и прямое проектирование.

Меры вторичной защиты направлены на предотвращение или снижения влияния событий, вызывающих особые нагрузки на конструкции с использованием защитных мер [37]. Особыми нагрузками могут быть: защитные барьеры вокруг колонн, локализация здания от многолюдных мест, контроль за посетителями объектов, специальная окраска поверхностей, повышающая сопротивление огневому или взрывному воздействию и т.д. Важно заметить, что рассматриваемые меры не увеличивают стойкость конструкции к прогрессирующему обрушению зданий и сооружений.

Косвенное проектирование основано на требованиях к конструкциям для обеспечения защиты от прогрессирующего разрушения. Например, профессора M. Fintel и D.M. Schultz [41] для описания этого подхода использовали термин «общая структурная целостность». Другими словами – это метод структурного синтеза конструктивной системы с созданием наперед заданных требований эффективно выполняющих функциональные свойства. Проектирование

конфигурации конструктивной системы заключается в определении ее топологии, геометрии и параметров армирования сечения [36].

Метод прямого проектирования используется непосредственно при проектировании и конструировании каркасов зданий и сооружений. Этот метод разделяется на: альтернативные пути силового сопротивления (ALP), при котором требуется, чтобы конструкция была способна сохранить несущую способность после утраты конструктивного элемента и разрушения были бы локализованы посредством перераспределения усилий через конструктивные связи; метод назначения локального сопротивления (SLR или Key) – метод, который требует, чтобы здание или его часть обладали сопротивлением специальным нагрузкам и воздействиям. Авторами работы [42] отмечено, что меры вторичной защиты и косвенного проектирования не всегда эффективны, особенно для зданий и сооружений повышенного уровня ответственности и с массовым пребыванием людей. Меры активной защиты (прямое проектирование) наиболее целесообразны для таких объектов капитального строительства, требования, по защите которых отражены во многих законодательных и нормативно-правовых документах разных стран.

В отдельную группу можно выделить метод проектирования устойчивости зданий и сооружений, основанный на методе риска (вероятностный подход).

Сравнительный анализ основных требований по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения в законодательно-нормативных документах. Великобритания стала одной из первых стран, которая включила основные положения по оценке прогрессирующего обрушения зданий в свои стандарты. Основные положения мер защиты от прогрессирующего обрушения приведены в BS 6399 [43]. Отдельные требования по защите от прогрессирующего обрушения для стальных, железобетонных и каменных конструкций приведены в BS 5950 [44], BS 8110 [45], BS5628 [46] соответственно.

В Еврокоде EN 1991-1-7 [47] приводятся положения (стратегии и правила) для проектирования зданий против идентифицируемых и неидентифицируемых особых воздействий. Однако в части 1.1 (6) Еврокода EN 1991-1-7 [47] указывается, что данный документ конкретно не рассматривает особые воздействия, вызванные внешними взрывами, военными и террористическими актами. Таким образом, проектирование конструкций против возможной угрозы террористического нападения должно проводиться в соответствии с положениями на указанное особое воздействие.

В России обязательные требования по расчету на устойчивость против прогрессирующего обрушения зданий и сооружений повышенного уровня ответственности были впервые включены в Федеральный закон №384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» 30 декабря 2009 г. Для реализации этого требования разработаны и вступили в действие следующие нормативные документы: СП 296.1325800.2017 «Здания и сооружения. Особые воздействия» [48], СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения» [49].

Результаты выполненного анализа и систематизация основных положений национальных нормативных документов по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения России, стран Евросоюза и США сведены в таблицу 1.

Отказ одной из несущих конструкций здания или сооружения по неизвестным причинам необходимо рассматривать как непредусмотренное гипотетическое воздействие. Только в Еврокодах указывается значение условной статической нагрузки (особой нагрузки) (34кПа), на которую рассчитывают и проектируют несущие «ключевые» конструкции здания. Многие ученые подвергают сомнению это значение и считают завышенным. В нормативных документах США отражен альтернативный метод нагружения (ALP) вместо требований к сопротивлению разрушения локальных зон, понятие «особая нагрузка» («accidental load») вообще отсутствует.

На основе требований к параметрам зоны локального разрушения в нормативных документах разных стран можно сделать вывод, что наименьшая предельная площадь зон локального разрушения в российских нормах. Тем не менее, что очень важно, что предельная зона локального разрушения нормируется для конкретного типа здания.

Таблица 1 – Сравнение требований комбинаций нагрузок, значению особой нагрузки, к параметрам зоны ограничения локального разрушения в нормативных документах России, США, стран Евросоюза

Нормативный документ	Комбинации нагрузок для особой расчетной ситуации	Особая нагрузка (accidental load)	Требования к локальной зоне разрушения
СП 296.1325800.2017 [48], СП 20.13330.2016 [50], (Россия)	<p>Особые сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок:</p> $C_s = C_m + P_s,$ <p>где C_m – нагрузка для основного сочетания, состоящая из постоянных P_d, длительных P_l и кратковременных P_t; C_s – нагрузка для особого сочетания; Ψ_{ii} ($i=1,2,3\dots$) ($\Psi_{11} = 1,0$; $\Psi_{12} = \Psi_{13} = \dots = 0,95$) – коэффициенты сочетаний для длительных нагрузок; $\Psi_{ii} = 0,8$ ($i=1,2,3\dots$) – коэффициенты сочетаний для кратковременных нагрузок; P_s – особая нагрузка (взрывная; нагрузка, вызываемая резким нарушением технологического процесса; воздействием, обусловленные деформациями основания; нагрузки, обусловленные пожаром; ударная нагрузка от столкновения транспортных средств с частями сооружения; экстремальные климатические (снеговые, ветровые, температурные и гололедные) нагрузки).</p>	-	При расчете несущих конструкций одного (любого) этажа здания и сооружения зону локального разрушения определяют кругом площадью не менее 28 м ² (диаметр 6,0 м) для зданий и сооружений при высоте до 75 м; не менее 80 м ² (диаметр 10 м) для зданий и сооружений высотой от 75 до 200 м; не менее 100 м ² (диаметр 11,5 м) для зданий и сооружений более 200 м. В одноэтажных производственных зданиях следует рассматривать разрушение или удаление несущей конструкции на участке указанного размера (при размещении центра круга в центре тяжести сечения одной из колонн).
BS [43] (Великобритания)	$D + L/3 + W/3,$ <p>где D – постоянная нагрузка, L – временная нагрузка, W – ветровая нагрузка, S – снеговая нагрузка.</p>	34 кПа	15% перекрытия или площадь перекрытия 70 м ² (в зависимости от того, что меньше).
Eurocode [47,51] (Евросоюз)	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ или } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i},$ <p>где G – постоянная нагрузка, P – уровень преднапряжения; A – особая нагрузка; Q – кратковременная нагрузка.</p>	34 кПа	Предельная зона локального разрушения нормируется для типа здания. Рекомендуемое значение составляет 15% перекрытия или 100 м ² перекрытия в зависимости от того, что меньше на каждом из двух смежных этажей.
GSA [52] (США)	$2 \cdot (D + 0,25 \cdot L)$ (статический расчет), где D – постоянная нагрузка, L – временная нагрузка. $D + 0,25 \cdot L$ (динамический расчет), где D – постоянная нагрузка, L – временная нагрузка.		Конструктивный участок, связанный с удаленной колонной равен: 167 м ² перекрытия прямо надо крайней удаленной колонной; 334 м ² перекрытия прямо над внутренней удаленной колонной.
UFC 4-023-03 [53] (США)	$2 \cdot [(0,9 \text{ или } 1,2) \cdot D + (0,5 \cdot L \text{ или } 0,2 \cdot S) + 0,2 \cdot W_n]$ (нелинейный статический расчет), где D – постоянная нагрузка, L – временная нагрузка, W – ветровая нагрузка, S – снеговая нагрузка. $(0,9 \text{ или } 1,2) \cdot D + (0,5 \cdot L \text{ или } 0,2 \cdot S) + 0,2 \cdot W_n$ (нелинейный динамический расчет), где D – постоянная нагрузка, L – временная нагрузка, W – ветровая нагрузка, S – снеговая нагрузка.	-	Конструктивный участок, связанный с удаленной колонной равен: 167 м ² перекрытия прямо надо крайней удаленной колонной; 334 м ² перекрытия прямо над внутренней удаленной колонной.

Выводы. На сегодняшний день большинство исследований по прогрессирующему обрушению конструкций выполнено на монолитных железобетонных, стальных и композитных конструкциях. Примечательно, что каркасы из сборных железобетонных конструкций наиболее часто используются для зданий и сооружений с массовым нахождением людей, и имеющихся исследований в этой области недостаточно. Экспериментальные исследования напрямую влияют на дальнейшее развитие нормативных документов в области конструктивной безопасности зданий и сооружений. Большинство требований в имеющихся нормативных документах применимы только к вновь проектируемым зданиям и сооружениям. Не ясно, какие конструктивные мероприятия необходимы для реконструируемых и эксплуатируемых зданий и сооружений для увеличения их надежности и устойчивости прогрессирующему обрушению при аварийном воздействии. В заключении можно заметить, что дальнейшие теоретические и экспериментальные исследования в этой области необходимы для детального изучения перераспределения усилий в конструктивной системе и напряженно-деформированного состояния конструкций на особое воздействие, особенно эксплуатируемых и реконструируемых зданий и сооружений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Волков Ю.С. Вопросы применения в Российской практике Еврокода-2 «Железобетонные конструкции зданий» (европейский стандарт EN1992-1-1) // Бетон и железобетон. 2014. №6. С. 2-3.
2. Травуш В.И., Волков Ю.С. О противоречиях обязательности и добровольности применения строительных норм // БСТ: Бюллетень строительной техники. 2018. №3. С. 18-20.
3. Алмазов В.О., Арутюнян С.Н. Проектирование сталежелезобетонных плит перекрытий по Еврокоду 4 и российским рекомендациям // Вестник МГСУ. 2015. №8. С. 51-65.
4. Кодыш Э.Н. Проектирование защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения с учетом возникновения особого предельного состояния // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 10. С. 95-101.
5. Травуш В.И., Колчунов В.И., Клюева Н.В. Некоторые направления развития теории живучести конструктивных систем зданий и сооружений // Промышленное и гражданское строительство. 2015. № 3. С. 4-11.
6. Jose M. Adam, Fulvio Parisi, Juan Sagaseta, Xinzhen Lu Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century // Engineering Structures. 2018. Vol. 173. Pp. 122-149.
7. Клюева Н.В., Шувалов К.А. Экспериментальные исследования живучести предварительно напряженных железобетонных балочных систем // Строительство и реконструкция. 2012. №5. С. 13-22.
8. Колчунов В.И., Кудрина Д.В. Экспериментально-теоретические исследования преднапряженных железобетонных элементов рам в запредельных состояниях // Строительная механика и расчет сооружений. 2010. №3. С. 14-17.
9. Колчунов В.И., Клюева Н.В., Бухтиярова А.С. Сопроотивление пространственных узлов сопряжения железобетонных каркасов многоэтажных зданий при запроектных воздействиях // Строительство и реконструкция. 2011. №5. С. 21-32.
10. Емельянов С.Г., Федорова Н.В., Колчунов В.И. Особенности проектирования узлов конструкций жилых и общественных здания из панельно-рамных элементов для защиты от прогрессирующего обрушения // Строительные материалы, 2017. - №3. - С. 23-27.
11. Qin X., Wang W., Chen Y., Bao Y. Experimental study of through diaphragm connection types under a column removal scenario // Journal of Constructional Steel Research. 2015. Vol. 112. Pp. 293-304.
12. Qin X., Wang W., Chen Y., Bao Y. A special reinforcing technique to improve resistance of beam-to-tubular column connections for progressive collapse prevention // Engineering Structures. 2016. Vol. 117. Pp. 26-39.
13. Wang W, Fang C, Qin X, Chen Y, Li L. Performance of practical beam-to-SHS column connections against progressive collapse // Engineering Structures. 2016. Vol. 106. Pp. 332-347.
14. Yang B., Tan KH. Experimental study about composite frames under an internal column-removal scenario // Journal of Constructional Steel Research. 2016. Vol. 121. Pp. 341-351.
15. Wang W., Wang J., Sun X., Bao Y. Slab effect of composite subassemblies under a column removal scenario // Journal of Constructional Steel Research. 2017. Vol. 129. Pp. 141-155.
16. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Концепция и направления развития теории конструктивной безопасности зданий и сооружений при силовых и средовых воздействиях // Промышленное и гражданское строительство. 2013. №2. С. 28-24.
17. Александров А.В., Матвеев А.В. О критериях поведения отдельных стрелов в момент потери устойчивости упругой системы // Ресурсо- и энергосбережение как мотивация творчества в архитектурно-строительном производстве: труды годового собрания РААСН. Москва-Казань, 2003. С. 428-431.
18. Травуш В.И., Федорова Н.В. Живучесть конструктивных систем сооружений при особых воздействиях // Инженерно-строительный журнал. 2018. №5. С. 73-80.

19. Осовских Е.В., Колчунов В.И., Афонин П.А. Экспериментальные исследования деформирования и разрушения модели фрагмента железобетонного складчатого покрытия в запредельных состояниях // Строительство и реконструкция. 2012. №1. С. 22-27.
20. Андросова Н.Б., Бухтиярова А.С., Клюева Н.В. К определению критериев живучести фрагмента пространственной рамно-стержневой системы // Строительство и реконструкция. 2010. №6. С. 3-7.
21. Клюева Н.В., Кореньков П.А. Методика экспериментального определения параметров живучести железобетонных рамно-стержневых конструктивных систем // Промышленное и гражданское строительство. 2016. №2. С. 44-48.
22. Колчунов В.И., Осовских Е.В., Алькади С.А. Экспериментальные исследования фрагмента каркаса многоэтажного здания с железобетонными элементами составного сечения // Строительство и реконструкция. 2016. №6. С. 13-21.
23. Клюева Н.В., Колчунов В.И., Рыпаков Д.А., Бухтиярова А.С. Прочность и деформативность сборно-монолитных каркасов жилых зданий пониженной материалоемкости при запроектных воздействиях // Промышленное и гражданское строительство. 2015. №1. С. 5-9.
24. Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н., Никитин И.К. Проектирование многоэтажных зданий с железобетонным каркасом. М.: Издательство АСВ, 2009. 346с.
25. Кодыш Э.Н., Никитин И.К., Трекин Н.Н. Расчет железобетонных конструкций из тяжелого бетона по прочности, трещиностойкости и деформациям. М.: Издательство АСВ, 2010. 352с.
26. Айзенберг Я.М., Кодыш Э.Н., Никитин И.К., Смирнов В.И., Трекин Н.Н. Сейсмостойкие многоэтажные здания с железобетонным каркасом. Москва: Издательство АСВ, 2012. 264с.
27. «Рекомендации по защите высотных зданий от прогрессирующего обрушения» Москомархитектура, М., 2006.
28. СТО-008-02495342-2009. Предотвращение прогрессирующего обрушения железобетонных монолитных конструкций зданий.
29. Ren P., Li Y., Lu X., Guan H., Zhou Y. Experimental investigation of progressive collapse resistance of one-way reinforced concrete beam-slab substructures under a middle-column-removal scenario // Engineering Structures. 2016. Vol. 118. Pp. 28-40.
30. Nimse RB., Joshi DD., Patel PV. Behaviour of wet precast beam column connections under progressive collapse scenario: an experimental study // Engineering Structures. 2014. Vol. 6. Pp. 149-159.
31. Kang SB., Tan KH., Yang EH. Progressive collapse resistance of precast beam-column sub-assemblages with engineered cementitious-composites // Engineering Structures. 2015. Vol. 98. Pp. 186-200.
32. Song BL., Sezen H. Experimental and analytical progressive collapse assessment of a steel frame building // Engineering Structures. 2013. Vol. 56. Pp. 664-672.
33. Sasani M., Kazemi A., Sagioglu S., Forest S. Progressive collapse resistance of an actual 11-story structure subjected to initial damage // Engineering Structures. 2011. Vol. 137. Pp. 893-902.
34. Byfield M., Mudalige W., Morison C., Stoddart E. A review of progressive collapse research and regulations // Proceeding of the institution of civil engineers – Structures and Building. 2014. Vol. 167. Pp. 447-456.
35. Ellingwood BR., Smilowitz R., Dusenberry DO., Duthinh D., Lew HS., Carino NJ., Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings. NISTIR 7396. National Institute of Science and Technology, US Department of Commerce; 2007.
36. Колчунов В.И., Клюева Н.В., Андросова Н.Б., Бухтиярова А.С. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях. М.: Издательство АСВ, 2014. 208 с.
37. Алмазов В.О., Кхой Као Зуй Динамика прогрессирующего разрушения монолитных многоэтажных каркасов. М.: Издательство АСВ, 2013. 128 с.
38. Емельянов С.Г., Федорова Н.В., Колчунов В.И. Особенности проектирования узлов конструкций жилых и общественных зданий из панельно-рамных элементов для защиты от прогрессирующего обрушения // Строительные материалы. 2017. №3. С. 23-27.
39. Зенин С.А., Шарипов Р.Ш., Кудинов О.В., Шапиро Г.И. Нормирование в крупнопанельном домостроении: новый свод правил по проектированию крупнопанельных конструктивных систем // Промышленное и гражданское строительство. 2018. №2. С. 10-15.
40. Kokot Seweryn, Solomos George Progressive collapse risk analysis: literature survey, relevant construction standards and guidelines. Luxembourg: Publications Office of the European Union, 2012. 80 p.
41. Fintel M., Schultz D.M. Philosophy for Structural Integrity of Large Panel Buildings // Journal of the Prestressed Concrete Institute. 1976. Vol. 21. No 21. Pp. 46-69.
42. Клюева Н.В., Андросова Н.Б. Некоторые предложения для конструктивной защиты зданий и сооружений от прогрессирующего разрушения // Строительство и реконструкция. 2015. №4. С. 72-78.
43. BS 6399. Loading for buildings: Part 1: Code of practice for dead and imposed loads. British Standards Institute, 1996.
44. BS 5950. Structural use of steelwork in building: Part 1: Code of practice for design – Rolled and welded sections. British Standards Institute, 2000.
45. BS 8110. BS 8110: Structural use of concrete: Part 1: Code of practice for design and construction. British Standards Institute, 2000.

46. BS 5628. BS 5628: Code of practice for use of masonry: Part 1: Structural use of unreinforced masonry. British Standards Institute, 1978.
47. EN 1991-1-7. Eurocode 1 - EN 1991-1-7: Actions on structures - Part 1-7: General actions - Accidental actions, 2009.
48. СП 296.1325800.2017 «Здания и сооружения. Особые воздействия». М., 2017 г.
49. СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения». М., 2018 г.
50. СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия». М., 2016 г.
51. EN 1990. Eurocode 0 - EN 1990: Basis of structural design, 2002.
52. General services administration (GSA). Alternative path analysis and design guidelines for progressive collapse resistance, revision 1, January 28, 2016.
53. UFC 2-023-03. Unified facilities criteria (UFC). Design of buildings to resist progressive collapse, 14 July 2009, change 3, 1 November 2016.

REFERENCES

1. Volkov Yu.S. Voprosy primeneniya v Rossiyskoy praktike Yevrokoda-2 «Zhelezobetonnyye konstruksii zdaniy» (yevropeyskiy standart EN1992-1-1) [Questions of application in the Russian practice of Eurocode-2 "Reinforced concrete structures of buildings" (European standard EN1992-1-1)]. *Beton i zhelezobeton*. 2014. No 6. Pp. 2-3.
2. Travush V.I., Volkov Yu.S. O protivorechiyakh obyazatel'nosti i dobrovol'nosti primeneniya stroitel'nykh norm [On the contradictions of compulsory and voluntary application of construction standards]. *BST: Byulleten' stroitel'noy tekhniki*. 2018. No 3. Pp. 18-20.
3. Almazov V.O., Arutyunyan S.N. Proyektirovaniye stalezhelezobetonnykh plit perekrytiy po Yevrokodu 4 i rossiyskim rekomendatsiyam [Designing composite concrete floor slabs for Eurocode 4 and Russian recommendations]. *Vestnik MGSU*. 2015. No 8. Pp. 51-65.
4. Kodysh E.N. Proyektirovaniye zashchity zdaniy i sooruzheniy ot progressiruyushchego obrusheniya s uchetom vozniknoveniya osobogo predel'nogo sostoyaniya [Designing the protection of buildings and structures from progressive collapse, taking into account the occurrence of a special limit state]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2018. No 10. Pp. 95-101.
5. Travush V.I., Kolchunov V.I., Klyuyeva N.V. Nekotoryye napravleniya razvitiya teorii zhivuchesti konstruktivnykh sistem zdaniy i sooruzheniy [Some directions of development of the theory of survivability of constructive systems of buildings and structures]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2015. No 3. Pp. 4-11.
6. Jose M. Adam, Fulvio Parisi, Juan Sagaseta, Xinzheng Lu Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. *Engineering Structures*. 2018. Vol. 173. Pp. 122-149.
7. Klyuyeva N.V., Shuvalov K.A. Eksperimental'nyye issledovaniya zhivuchesti predvaritel'no napryazhennykh zhelezobetonnykh balochnykh sistem [Experimental studies of the survivability of prestressed concrete girder systems]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2012. No 5. Pp. 13-22.
8. Kolchunov V.I., Kudrina D.V. Eksperimental'no-teoreticheskiye issledovaniya prednapryazhennykh zhelezobetonnykh elementov ram v zapredel'nykh sostoyaniyakh [Experimental and theoretical studies of prestressed reinforced concrete frame elements in transcendental states]. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy*. 2010. No 3. Pp. 14-17.
9. Kolchunov V.I., Klyuyeva N.V., Bukhtiyarova A.S. Soprotivleniye prostranstvennykh uzlov sopryazheniya zhelezobetonnykh karkasov mnogoetazhnykh zdaniy pri zaproyektnykh vozdeystviyakh [Resistance of spatial junctions of reinforced concrete frameworks of multi-storey buildings with beyond design impacts]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2011. No 5. Pp. 21-32.
10. Emel'yanov S.G., Fedorova N.V., Kolchunov V.I. Osobennosti proyektirovaniya uzlov konstruktivnykh zhidlykh i obshchestvennykh zdaniya iz panel'no-ramnykh elementov dlya zashchity ot progressiruyushchego obrusheniya [Features of the design of structural units of residential and public buildings of panel-frame elements to protect against progressive collapse]. *Stroitel'nyye materialy*. 2017. No 3. Pp. 23-27.
11. Qin X., Wang W., Chen Y., Bao Y. Experimental study of through diaphragm connection types under a column removal scenario. *Journal of Constructional Steel Research*. 2015. Vol. 112. Pp. 293-304.
12. Qin X., Wang W., Chen Y., Bao Y. A special reinforcing technique to improve resistance of beam-to-tubular column connections for progressive collapse prevention // *Engineering Structures*. 2016. Vol. 117. Pp. 26-39.
13. Wang W, Fang C, Qin X, Chen Y, Li L. Performance of practical beam-to-SHS column connections against progressive collapse. *Engineering Structures*. 2016. Vol. 106. Pp. 332-347.
14. Yang B., Tan K.H. Experimental study about composite frames under an internal column-removal scenario. *Journal of Constructional Steel Research*. 2016. Vol. 121. Pp. 341-351.
15. Wang W., Wang J., Sun X., Bao Y. Slab effect of composite subassemblies under a column removal scenario. *Journal of Constructional Steel Research*. 2017. Vol. 129. Pp. 141-155.
16. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. Kontseptsiya i napravleniya razvitiya teorii konstruktivnoy bezopasnosti zdaniy i sooruzheniy pri silovykh i sredovykh vozdeystviyakh [The concept and directions of development of the the-

ory of constructive safety of buildings and structures under power and environmental influences]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2013. No 2. Pp. 28-24.

17. Aleksandrov A.V., Matveyev A.V. O kriteriyakh povedeniya otdel'nykh strezhney v moment poteri ustoychivosti uprugoy sistemy [On the criteria for the behavior of individual rods at the moment of loss of stability of the elastic system]. Resurso- i energosberezheniye kak motivatsiya tvorchestva v arkhitekturno-stroitel'nom proizvodstve: trudy godichnogo sobraniya RAASN [Resource and energy saving as a motivation for creativity in the architectural and construction industry: proceedings of the annual meeting of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences]. Moscow-Kazan, 2003. Pp. 428-431.

18. Travush, V.I., Fedorova, N.V. Survivability of structural systems of buildings with special effects. *Magazine of Civil Engineering*. 2018. 81(5). Pp. 73–80. doi: 10.18720/MCE.81.8.

19. Osovskikh Ye.V., Kolchunov V.I., Afonin P.A. Eksperimental'nyye issledovaniya deformirovaniya i razrusheniya modeli fragmenta zhelezobetonnoy skladchatoy pokrytiya v zapredel'nykh sostoyaniyakh [Experimental studies of the deformation and fracture of a model of a fragment of a reinforced concrete folded surface in outrageous states]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2012. No 1. Pp. 22-27.

20. Androsova N.B., Bukhtiyarova A.S., Klyuyeva N.V. K opredeleniyu kriteriyev zhivuchesti fragmenta prostanstvennoy ramno-sterzhnevoy sistemy [On the definition of criteria for survivability of a fragment of a spatial frame-rod system] // *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2010. No 6. Pp. 3-7.

21. Klyuyeva N.V., Koren'kov P.A. Metodika eksperimental'nogo opredeleniya parametrov zhivuchesti zhelezobetonnykh ramno-strezhnevnykh konstruktivnykh sistem [Methods of experimental determination of the survivability parameters of reinforced concrete frame-structural systems]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2016. No 2. Pp. 44-48.

22. Kolchunov V.I., Osovskikh Ye.V., Al'kadi S.A. Eksperimental'nyye issledovaniya fragmenta karkasa mnogoetazhnogo zdaniya s zhelezobetonnyimi elementami sostavnogo secheniya [Experimental studies of a fragment of a high-rise building frame with reinforced concrete elements of a composite section]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2016. No 6. Pp. 13-21.

23. Klyuyeva N.V., Kolchunov V.I., Rypakov D.A., Bukhtiyarova A.S. Prochnost' i deformativnost' sbornomonolitnykh karkasov zhilykh zdaniy ponizhennoy materialoemkosti pri zaproyektnykh vozdeystviyakh [Strength and deformability of prefabricated monolithic frames of residential buildings of low material consumption during beyond design impacts]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2015. No 1. Pp. 5-9.

24. Kodysh E.N., Trekin N.N., Nikitin I.K. Proyektirovaniye mnogoetazhnykh zdaniy s zhelezobetonnyim karkasom [Design of multi-storey buildings with a reinforced concrete frame]. Moscow: Publishing ASV, 2009. 346 p.

25. Kodysh E.N., Nikitin I.K., Trekin N.N. Raschet zhelezobetonnykh konstruktсий iz tyazhelogo betona po prochnosti, treshchinostoykosti i deformatsiyam [Calculation of reinforced concrete structures made of heavy concrete for strength, crack resistance and deformation]. Moscow: Publishing ASV, 2010. 352 p.

26. Ayzenberg YA.M., Kodysh E.N., Nikitin I.K., Smirnov V.I., Trekin N.N. Seysmostoykiye mnogoetazhnyye zdaniya s zhelezobetonnyim karkasom [Earthquake-resistant multi-storey buildings with a reinforced concrete frame]. Moscow: Publishing ASV, 2012. 264 p.

27. «Rekomendatsii po zashchite vysotnykh zdaniy ot progressiruyushchego obrusheniya» ["Recommendations for the protection of high-rise buildings from progressive collapse"] Moskomarkhitektura, Moscow, 2006.

28. STO-008-02495342-2009. Predotvrashcheniye progressiruyushchego obrusheniya zhelezobetonnykh monolitnykh konstruktсий zdaniy [Prevention of progressive collapse of reinforced concrete monolithic structures of buildings].

29. Ren P., Li Y., Lu X., Guan H., Zhou Y. Experimental investigation of progressive collapse resistance of one-way reinforced concrete beam-slab substructures under a middle-column-removal scenario. *Engineering Structures*. 2016. Vol. 118. Pp. 28-40.

30. Nimse RB., Joshi DD., Patel PV. Behaviour of wet precast beam column connections under progressive collapse scenario: an experimental study // *Engineering Structures*. 2014. Vol. 6. Pp. 149-159.

31. Kang SB., Tan KH., Yang EH. Progressive collapse resistance of precast beam-column sub-assemblages with engineered cementitious-composites. *Engineering Structures*. 2015. Vol. 98. Pp. 186-200.

32. Song BI., Sezen H. Experimental and analytical progressive collapse assessment of a steel frame building. *Engineering Structures*. 2013. Vol. 56. Pp. 664-672.

33. Sasani M., Kazemi A., Sagioglu S., Forest S. Progressive collapse resistance of an actual 11-story structure subjected to initial damage. *Engineering Structures*. 2011. Vol. 137. Pp. 893-902.

34. Byfield M., Mudalige W., Morison C., Stoddart E. A review of progressive collapse research and regulations. *Proceeding of the institution of civil engineers – Structures and Building*. 2014. Vol. 167. Pp. 447-456.

35. Ellingwood BR., Smilowitz R., Dusenberry DO., Duthinh D., Lew HS., Carino NJ., Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings. NISTIR 7396. National Institute of Science and Technology, US Department of Commerce; 2007.

36. Kolchunov V.I., Klyuyeva N.V., Androsova N.B., Bukhtiyarova A.S. Zhivuchest' zdaniy i sooruzheniy pri zaproyektnykh vozdeystviyakh [The survivability of buildings and structures under the design impact]. Moscow: Publishing ASV, 2014. 208 p.

37. Almazov V.O., Kkhoy Kao Zuy Dinamika progressiruyushchego razrusheniya monolitnykh mnogoetazhnykh karkasov [Dynamics of progressive destruction of monolithic multistory skeletons]. Moscow: Publishing ASV, 2013. 128 p.
38. Emel'yanov S.G., Fedorova N.V., Kolchunov V.I. Osobennosti proyektirovaniya uzlov konstruktivnykh zhilykh i obshchestvennykh zdaniy iz panel'no-ramnykh elementov dlya zashchity ot progressiruyushchego obrusheniya [Features of the design of nodes of structures of residential and public buildings of panel-frame elements to protect against progressive collapse]. *Stroitel'nyye materialy*. 2017. No 3. Pp. 23-27.
39. Zenin S.A., Sharipov R.SH., Kudinov O.V., Shapiro G.I. Normirovaniye v krupnopanel'nom domostroyenii: novyy svod pravil po proyektirovaniyu krupnopanel'nykh konstruktivnykh system [Rationing in large-panel housing construction: a new set of rules for designing large-panel structural systems]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2018. No 2. Pp. 10-15.
40. Kokot Seweryn, Solomos George Progressive collapse risk analysis: literature survey, relevant construction standards and guidelines. Luxembourg: Publications Office of the European Union, 2012. 80 p.
41. Fintel M., Schultz D.M. Philosophy for Structural Integrity of Large Panel Buildings // Journal of the Prestressed Concrete Institute. 1976. Vol. 21. No 21. Pp. 46-69.
42. Klyuyeva N.V., Androsova N.B. Nekotoryye predlozheniya dlya konstruktivnoy zashchity zdaniy i sooruzheniy ot progressiruyushchego razrusheniya [Some proposals for the constructive protection of buildings and structures from progressive destruction]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2015. No 4. Pp. 72-78.
43. BS 6399. Loading for buildings: Part 1: Code of practice for dead and imposed loads. British Standards Institute, 1996.
44. BS 5950. Structural use of steelwork in building: Part 1: Code of practice for design – Rolled and welded sections. British Standards Institute, 2000.
45. BS 8110. BS 8110: Structural use of concrete: Part 1: Code of practice for design and construction. British Standards Institute, 2000.
46. BS 5628. BS 5628: Code of practice for use of masonry: Part 1: Structural use of unreinforced masonry. British Standards Institute, 1978.
47. EN 1991-1-7. Eurocode 1 - EN 1991-1-7: Actions on structures - Part 1-7: General actions - Accidental actions, 2009.
48. SP 296.1325800.2017 Zdaniya i sooruzheniya. Osobyie vozdeystviya [Building Code of Russian Federation SP 296.1325800.2017 Buildings and facilities. Accidental impacts]. Moscow, 2017.
49. SP 385.1325800.2018 Zashchita zdaniy i sooruzheniy ot progressiruyushchego obrusheniya. Pravila proyektirovaniya. Osnovnyye polozheniya [Building Code of Russian Federation SP 385.1325800.2018 Protection of buildings and structures from progressive collapse. Design rules. The main provisions]. Moscow, 2018.
50. SP 20.13330.2016 Nagruzki i vozdeystviya [Building Code of Russian Federation SP 20.13330.2016 Loads and impacts]. Moscow, 2016.
51. EN 1990. Eurocode 0 - EN 1990: Basis of structural design, 2002.
52. General services administration (GSA). Alternative path analysis and design guidelines for progressive collapse resistance, revision 1, January 28, 2016.
53. UFC 2-023-03. Unified facilities criteria (UFC). Design of buildings to resist progressive collapse, 14 July 2009, change 3, 1 November 2016.

Информация об авторах:

Андросова Наталия Борисовна

ФГБОУ ВО «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева», г. Орел, Россия,
к.т.н., доцент кафедры строительных конструкций и материалов
E-mail: ramia84@rambler.ru

Ветрова Ольга Анатольевна

ФГБОУ ВО «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева», г. Орел, Россия,
к.т.н., доцент кафедры строительных конструкций и материалов
E-mail: vetrovaoly@mail.ru

Information about authors:

Androsova Natalia B.

Orel State University named after I. S. Turgenev, Orel, Russia,
Ph. D., associate Professor of the Department of building structures and materials
E-mail: ramia84@rambler.ru

Vetrova Olga A.

Orel State University named after I. S. Turgenev, Orel, Russia,
Ph. D., associate Professor of the Department of building structures and materials,
E-mail: vetrovaoly@mail.ru

ЭВОЛЮЦИЯ ПРОСТРАНСТВЕННО-ПЛАНИРОВОЧНОЙ СТРУКТУРЫ ВОРОНЕЖА И ЕЕ ВЛИЯНИЕ НА ХАРАКТЕР ЗАСТРОЙКИ XIX – НАЧАЛА XX ВЕКА

ГУРЬЕВ Г.С.

Воронежский государственный технический университет, г. Воронеж, Россия

***Аннотация.** Рассматриваются особенности и этапы формирования планировочной структуры Воронежа во взаимосвязи с изменениями архитектурно-художественных, объемно-планировочных, композиционных и конструктивных характеристик застройки периода XIX – начала XX веков. Акцентируется внимание на значимости грандиозной общероссийской градостроительной реформы 1763 года и регламентирующих документах, разработанных Комиссией строений Санкт-Петербурга и Москвы, которые смогли значительно повысить, посредством внедрения «образцовых проектов», архитектурно-художественные качества застройки и пожарную безопасность города. Приводятся разновременные типы застройки Воронежа в соответствии с этапами эволюционного развития пространственно-планировочной структуры города.*

***Ключевые слова:** планировочная структура, регулярный план города, «образцовая» застройка, эклектика, модерн.*

EVOLUTION OF THE SPACE-PLANNING STRUCTURE OF VORONEZH AND ITS IMPACT ON THE CHARACTER OF THE XIX – THE BEGINNING OF XX CENTURY

GUREV G.S.

Voronezh State Technical University, Voronezh, Russia

***Abstracts.** The features and stages of formation of the planning structure of Voronezh in connection with changes in architectural and artistic, space-planning, compositional and structural characteristics of the period of XIX-early XX centuries. The attention is focused on the importance of the grandiose all-Russian town-planning reform of 1763 and the regulatory documents developed by The Commission of buildings of St. Petersburg and Moscow, which could significantly improve, through the introduction of "exemplary projects", architectural and artistic qualities of the building and fire safety of the city. Different types of Voronezh development are given in accordance with the stages of the evolutionary development of the spatial-planning structure of the city.*

***Key words:** planning structure, regular city plan, "exemplary" building, eclecticism, modern.*

К середине XIX века планировочная структура Воронежа, с учетом сложного рельефа местности, сформировалась регулярным планом 1774 года, фактически, дошедшая до наших дней, в границах исторической части города без существенных изменений. Однако, процесс ее формирования проистекал, претерпевая определенные трудности реализации проектных замыслов. Представить объективную картину эволюционного развития планировочной структуры Воронежа и стилистические особенности архитектурного контекста достаточно сложно, не заглянув в более ранние периоды ее формирования.

Жилые постройки Воронежа, как и многих российских городов, к концу XVIII века строились преимущественно из дерева, поскольку, экономические возможности простого

населения не могли позволить строительство домов из кирпича, дававших значительные противопожарные преимущества. Опустошительные пожары, являвшиеся огромным бедствием, уничтожали целые города, дома и постройки которых были деревянными, крытые тёсом, гонтом или соломой [1].

Очередной пожар 1773 года, стал поводом разработки нового генерального плана Воронежа, где показано соотношение построек из камня и деревянной жилой застройки. Это соотношение численно было в пользу деревянных построек, и составляло: 60 каменных зданий - чуть менее 6%, а деревянных 96% [2], [3]. Преобладающие деревянные постройки являли собой прямоугольный бревенчатый сруб с тесовой кровлей на два ската, а то и крытые соломой. По периметру усадьбы располагались хозяйственные постройки, в глубине – сад или огород, а сам жилой дом мог находиться по красной линии застройки улицы. Часто, в традициях допетровского городского строительства, жилой дом располагался в центральной части усадьбы, или в глубине двора, а хозяйственные постройки выносились ближе к улице, что обеспечивало удобный подвоз сена, кормов и другой сельскохозяйственной продукции. Естественно сложившаяся к этому времени планировка Воронежа представляла собой сложную взаимосвязь и сочетание различных планировочных систем.

От комплекса зданий Воронежской епархии, построенной в начале XVIII века на месте деревянной крепости, расхившиеся в западном направлении три радиальные артерии (ул. Володарского, ул. Плехановская, ул. Платонова) и две улицы в виде полуколец (ул. К. Стрелюка, ул. Орджоникидзе), формировали *радиально-концентрическую* планировочную структуру. В восточном направлении от исторической первоосновы города, вниз, к реке (район улицы Белинского, ул. Нарвская, ул. Шевченко), получила развитие *порядковая* планировочная система. Порядковая структура характерна и для района Ямской слободы, вдоль дороги на Острогожск, а также для жилой застройки вдоль Московского тракта. Район Стрелецкой слободы (ул. Нарвская, ул. Гора Металлистов, ул. Базарная Гора), район бывшей Богословской церкви (ул. Бехтерева, ул. Сиреневая, ул. 25 Октября) и район Чернавской балки (ул. Замкина, переулок Фабричный, ул. Б. Чернавская) являют собой *ветвистую* планировочную структуру. Ветвистая планировочная структура сформировалась в силу сложного рельефа этих территорий, застраиваемых слободской жилой застройкой. Вдоль береговой линии реки Воронеж, еще в XVII веке начала формироваться и получила развитие в период кораблестроения *линейная* планировочная структура [3, с. 63]. В начале XVIII века, в районе Алексеевского монастыря, по указу Петра I нарезаются участки для строительства жилья, которые формируют *рядовую* планировочную структуру. Улицы пробиваются параллельно друг другу и ориентированы на пойму реки Воронеж (улицы Батуриная, Достоевского, Дурова, Коммунаров, Освобождения труда) (Рис. 1).

В дорегулярной планировочной структуре, несмотря на смешанный характер различных типов планировочных систем, объективно существовавших в разных районах города, проявились робкие зачатки регулярного плана, хорошо читаемые в западном направлении развития города. Эти ценные ростки регулярности были, в дальнейшем, использованы и взяты за основную идею регулярного плана города.

Неупорядоченность городской застройки, в том числе и рядовой, обывательской, преимущественно деревянной, в дорегулярной планировочной структуре Воронежа, являлась одной из главных причин многочисленных пожаров. Задачей государственной важности стала необходимость изменения порядка строительства в российских городах, целенаправленное введение мероприятий по противопожарной безопасности, по формированию регулярности планировочной градостроительной структуры, улучшению архитектурно-художественных качеств застройки города и его благоустройства.

Указ императрицы Екатериной II от 1763 года «О сделании всем городам, их строению и улицам специальных планов по каждой губернии особо» возлагал его исполнение на Комиссию строений Санкт-Петербурга и Москвы, которая являлась в то время по существу главной проектной организацией, разрабатывающей регулярные планы для российских городов. Ко-

миссией о каменном строении Санкт-Петербурга и Москвы было составлено и рассмотрено за период с 1766 по 1796 год 416 планов, включенных в приложение к Полному собранию законов Российской империи (ПСЗРИ) [4]. Эта кампания по разработке регулярных планов российских городов продолжалась и в начале XIX века, в период с 1806 по 1840 год, и стала первой грандиозной общероссийской правовой градостроительной реформой [2, с. 46].

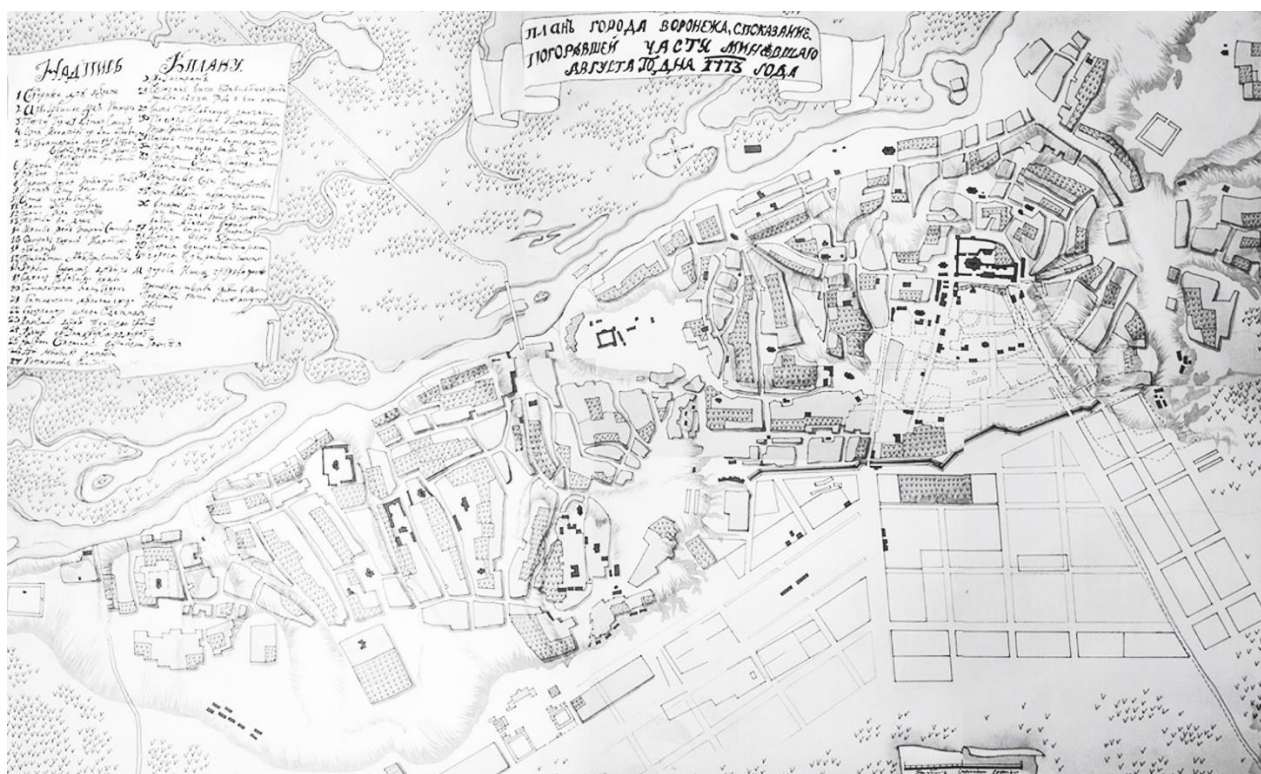


Рисунок 1 - Дорегулярная планировочная структура г. Воронеж на основе плана 1773 года

План губернскому городу Воронежу был подписан Екатериной II 11 марта 1774 года, разработку которого осуществил архитектор Иван Егорович Старов [3, с. 80] (Рис. 2).

В основу главной концептуальной идеи нового генерального плана И. Старов заложил принцип регулярности и развитие уже сложившейся трехлучевой планировочной структуры, с акцентированием и усилением композиционно-планировочной значимости среднего луча. На этой центральной оси (современная ул. Плехановская) он разместил две торговые площади, что в значительной мере обозначили ее доминирование. Кроме того, эта центральная композиционная ось имела свое направление на Москву и связывала исторически сложившийся центр города с новыми районами регулярной планировки.

Левый луч (ул. Платонова), будучи довольно протяженным, выходил на Ямскую слободу, с новой регулярной планировочной структурой. Правый луч не получил такого прямолинейного развития, и дойдя до старого земляного вала, меняет направление и простирается параллельно реке Воронеж, к губернаторской резиденции. Колокольня Благовещенского собора Митрофановского монастыря (1793 год постройки), будучи главной вертикальной доминантой в городе, композиционно «держала» все три луча, в соответствии с классицистической традицией. Епископ Русской православной церкви, историк и археограф Е. А. Болховитинов отмечает, что с открытием 13 декабря 1779 года Воронежского Наместничества, Воронеж получил «лучший вид и знатность ... по несравненно умножившимся от граждан строениям больших каменных и деревянных домов новейшей архитектуры. К чести Воронежского купечества надо сказать, что оно ... старается украшать город многими хорошего вкуса зданиями» [5, с. 62].

Специально для города Воронеж, Комиссией строений Санкт-Петербурга и Москвы, были разработаны и предложены для внедрения в практику строительства проекты «образцовых» домов, из которых: два каменных – двух- и трёхэтажный и один деревянный – одноэтажный (Рис. 3).



Рисунок 2 - Генеральный план г. Воронеж, 1774 г. Архитектор И. Е. Старов



Рисунок 3 - «Образцовые» фасады жилых домов для г. Воронежа. 1779 год

Из приведенного выше рисунка видно, что одноэтажный деревянный дом выглядит, скорее, как каменная постройка. Как это часто бывало, при строительстве деревянного дома, каменные классические формы воспроизводились в дереве: профилированный венчающий карниз, треугольные сандрики над классическими наличниками окон, дощатая обшивка, имитирующая руст стены, пилястры на углах дома.

В конце XVIII века зонирование усадебной застройки велось бессистемно, расположение жилого дома могло быть в середине, или в глубине участка, при этом, хозяйственные постройки располагались по периметру усадьбы, выходя на красную линию улицы. К началу XIX столетия город Воронеж радикально преобразился, имея в преобладающем большинстве «образцовую» застройку и регулярную планировочную структуру. Городские кварталы включали в себя близкие по площади усадьбы и имели правильные геометрические очертания [6]. Дома располагались строго по красной линии улиц, с приблизительно равными противопожарными интервалами, что создавало ритмическое, композиционное и стилевое единство застройки. В глубине усадеб обустраивались хозяйственные постройки и высаживались садовые деревья (Рис. 4).

Наиболее подробно характер и особенности планировочной структуры Воронежа, разбивку на кварталы и усадебные участки, детально иллюстрирует «Уменьшенный план усадебной земли губернского города Воронежа», скрупулезно выполненный гражданскими топографами Кельным Воххе и Фалькенштейном в 1851-1852 годах (Рис. 5).

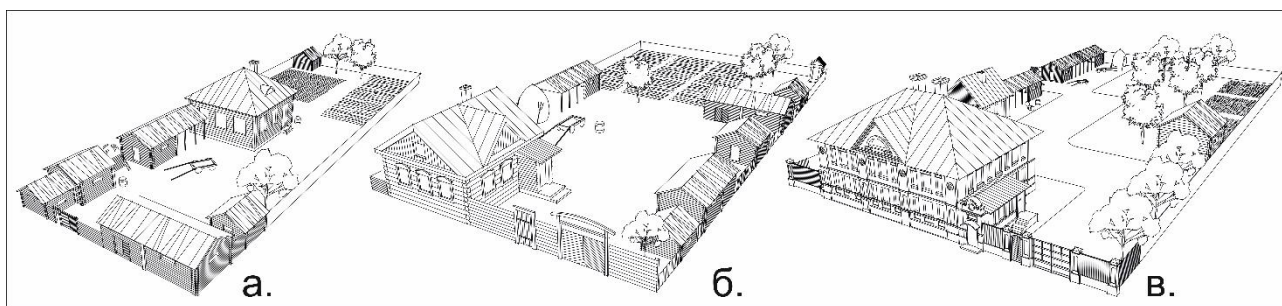


Рисунок 4 – Типичное зонирование усадебной застройки г. Воронеж:
а) конец XVIII в., б) 1860-е годы XIX века, в) конец XIX века

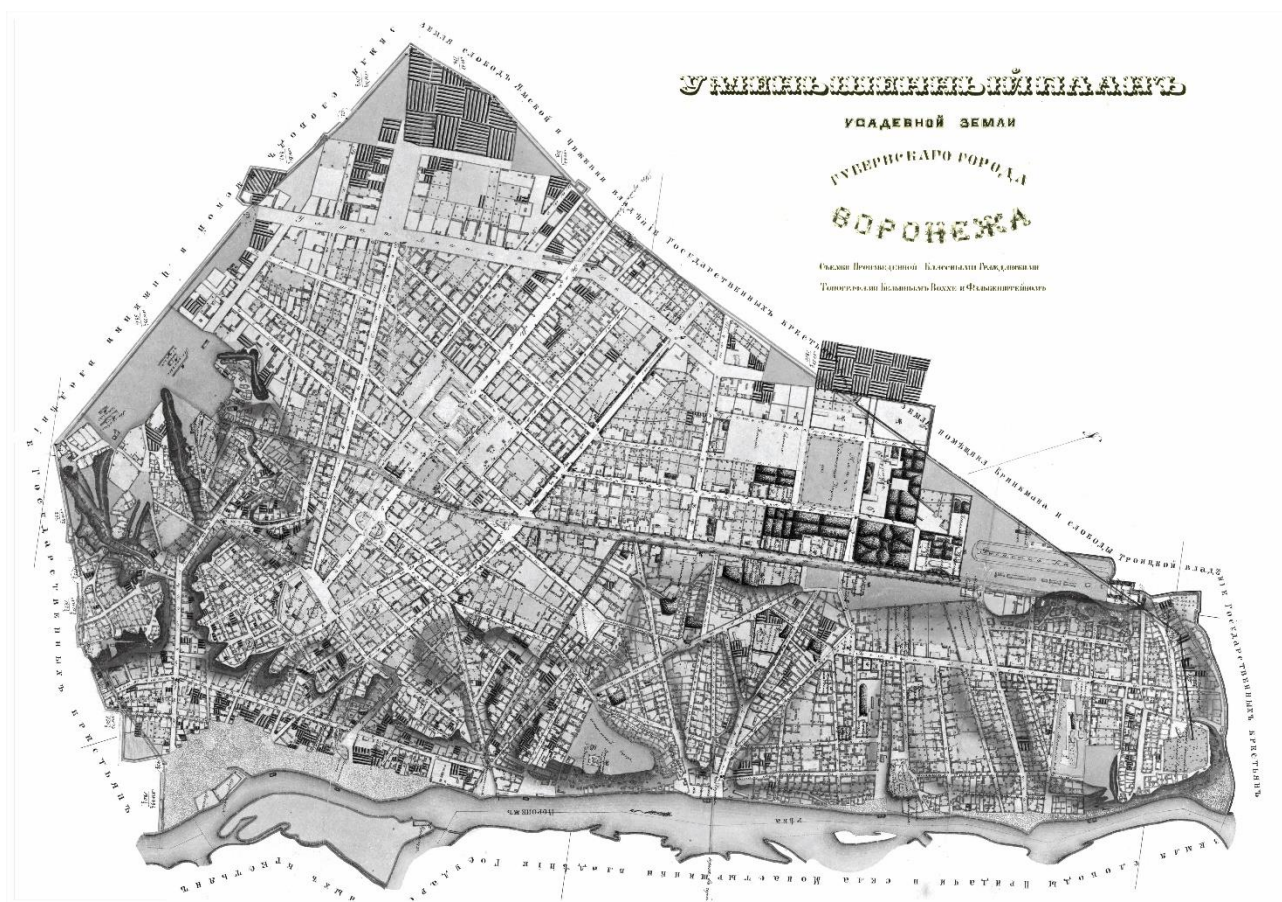


Рисунок 5 – Уменьшенный план усадебной земли губернского города Воронежа, 1851-1852 гг.

«В общем городском внешнем виде бросается в глаза следующая характеристика: центр города состоит преимущественно из каменных построек, большей частью в два этажа, и от центра по радиусам идет постепенное изменение построек, начиная от смешанного каменного и деревянного характера и оканчивая сплошным деревом. Все почти окраины города носят характер бедности: постройки здесь скорее напоминают богатое село, чем богатый город», - писал о Воронеже XIX века известный воронежский краевед, издатель и общественный деятель Г. М. Веселовский [7, с. 225-226]. Население городских предместий и слободских окраин Воронежа формально считалось сельским, и в 1860 году насчитывало более одиннадцати тысяч человек. В самом городе проживало около 40 тысяч человек, а с учетом пригородных слобод население Воронежа составляло 51106 человек. К концу XIX века население Воронежа увеличилось вдвое. Так по переписи 1897 года количество жителей составило 80599 человека. Рост численности населения был вызван интенсивным развитием промышленности и притоком рабочей силы, вследствие отмены крепостного права в 1861 году. Город стремительно расширял свои границы, и назрела необходимость в разработке нового генерального плана, который стал бы регламентирующим документом дальнейшего развития пространственно-планировочной структуры Воронежа.

В 1910 году был составлен план г. Воронежа с пригородными слободами, на котором подробно обозначены наиболее значимые постройки; жилые, административные, культовые здания, учебные заведения, сады, скверы, библиотеки, магазины, рестораны и гостиницы, заводы, фабрики, склады и другие промышленные заведения. Подробный план дополняло пояснительное описание, составленное по функционально-типологическому принципу, с указанием местоположения зданий (Рис. 6).

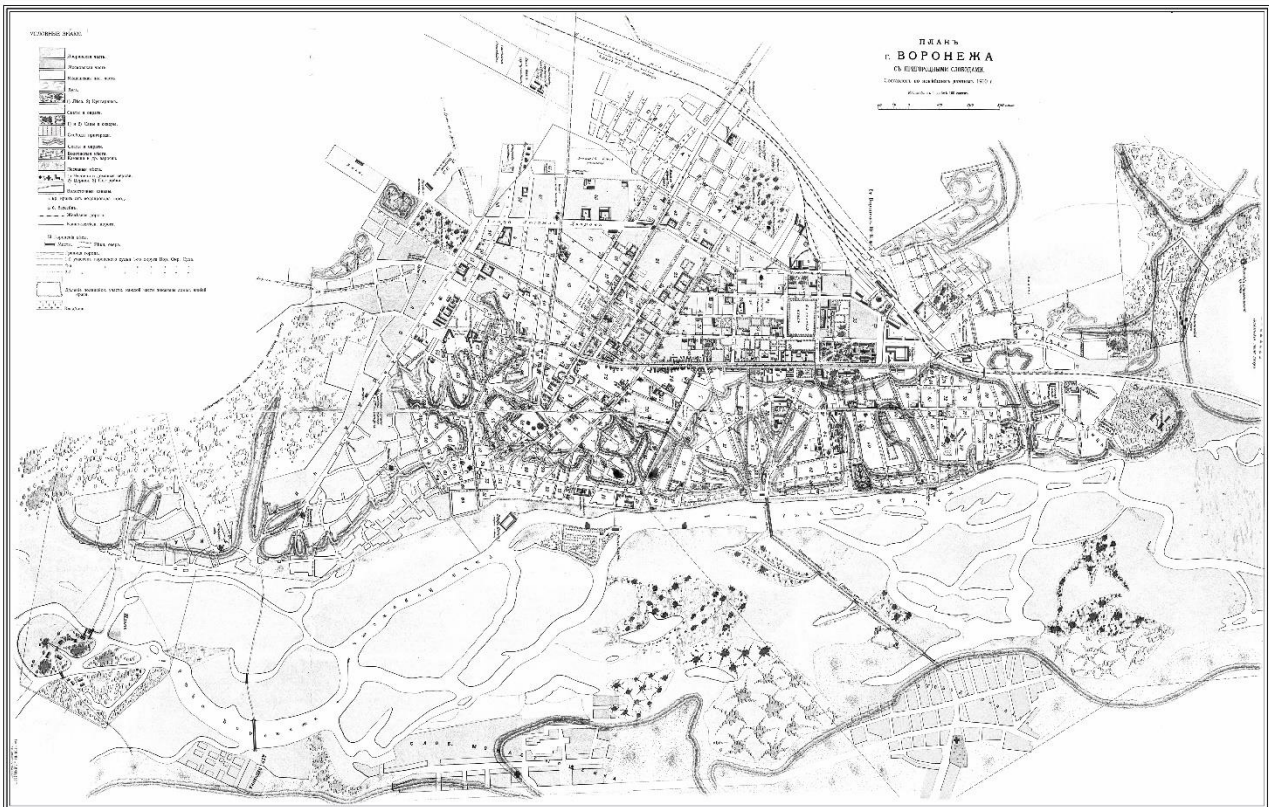


Рисунок 6 - План города Воронежа с пригородными слободами. 1910 год

Анализ становления и развития пространственно-планировочной структуры Воронежа в период с конца XVIII в. до начала XX в. позволяет определить ее влияние на характер и особенности городской застройки. В дорегулярной планировочной структуре города, неупорядо-

ченная деревянная застройка не имела противопожарных разрывов. Этот факт был главной причиной опустошительных пожаров, после которых город отстраивался заново [8], [9]. Генеральный план 1774 года и регламентирующие документы по «образцовым фасадам», разработанные Комиссией строений Санкт-Петербурга и Москвы стали законодательной основой для дальнейшего развития Воронежа. Только к середине XIX века застройка города стала приобретать упорядоченный характер. Наиболее распространенными типами жилых домов этого периода в Воронеже являлись:

- одноэтажный деревянный дом на каменном цоколе или на полуподвальном этаже;
- двухэтажный каменно-деревянный дом, где первый этаж – каменный, а второй – деревянный;
- двухэтажный деревянный дом, на каменном фундаменте, как правило, в русском стиле, с богатым ажурным декором и выразительным силуэтом;
- двухэтажный каменный дом, строительство которого могли себе позволить наиболее обеспеченные слои населения (промышленники, купцы, дворяне).

В конце XIX века, с появлением на главных улицах города большого количества каменных жилых и общественных зданий, необходимость в противопожарных разрывах между домами отпала. Это меняло характер застройки улиц и их ритмический строй. Двух – трех – этажные каменные здания создавали непрерывный, довольно пестрый фронт застройки улиц, поскольку, оштукатуренные, светлые фасады зданий контрастировали с красно-коричневыми фасадами соседних построек в «кирпичном стиле» [10] (Рис. 7).



Рисунок 7 - Разновременные типы застройки г. Воронеж:

а) первая четверть XIX в., б) середина XIX века,

в) конец XIX – начало XX века

Выводы. Неупорядоченность городской застройки в дорегулярной планировочной структуре Воронежа, являлась одной из главных причин многочисленных пожаров. Задачей государственной важности стала необходимость изменения порядка строительства в российских городах, целенаправленное введение мероприятий по противопожарной безопасности, по формированию регулярности планировочной градостроительной структуры, улучшению архитектурно-художественных качеств застройки города и его благоустройства.

Основной задачей грандиозной общероссийской градостроительной реформой являлась реализация утвержденного регулярного плана г. Воронежа 1774 года, а именно:

- выпрямление и расширение улиц, их благоустройство;

- противопожарные разрывы между соседними постройками;
- периметральная застройка кварталов по красной линии улиц;
- расселение по социальному положению и материальному состоянию: в центральной части города - дворянские и купеческие дома и постройки, на слободских окраинах и в городских предместьях - деревянные дома малоимущих горожан;
- нормирование и повышение архитектурно-художественных качеств застройки, посредством внедрения «образцовых проектов»;
- подготовка профессиональных архитектурных и инженерно-строительных кадров.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Митин В. А. Усадьбы города Воронежа XVIII, XIX, XX веков. Воронеж: Никитинское, 2004, - 223 с.
2. Чесноков Г.А. Воронеж. Каменная летопись. Архитектура и строительство. Воронеж.: Творческое объединение «Альбом», 2011. 200 с.
3. Митин В. А. Иван Егорович Старов, Николай Николаевич Иевский, Джакомо Кваренги. Начало большого Воронежа: в 2 т. Воронеж: Альбом, 2019. – т.1: От крепостных стен до генплана, 2009, 96 с.
4. Пирожкова И. Г. История строительного законодательства Российской империи: Научная монография. М.: «Канон» РООИ «Реабилитация», 2008. 228 с.
5. Болховитинов Е. А. Историческое, географическое и экономическое описание Воронежской губернии. Воронеж: Типография губернского Правления, 1800. 228 с.
6. Чесноков Г.А. Архитектура Воронежа: история и современность. Воронеж, 1999. - 396 с.
7. Веселовский Г. М. Город Воронеж. Исторический очерк г. Воронежа с 1586 по 1886 г. Воронеж, 1886, 298 с.
8. Кириченко Е. И. Русский стиль. Поиски выражения национальной самобытности. Народность и национальность. Традиции древнерусского и народного искусства в русском искусстве XVIII-начала XX в. М.: издательство «Галарт»1997, 432 с.
9. Акиншин А. Н., Попов П. А. Историко-культурное наследие Воронежа / А. Н. Акиншин, П. А. Попов, - Воронеж.: Изд-во Фонда «Центр духовного возрождения Черноземного края», 2000.
10. Горбачев В. Т. Архитектура сибирских городов XIX - начала XX века. Опыт малоэтажного строительства. СПб.: «Коло», 2016. 152 с.

REFERENCES

1. Mitin V. A. Usad'by goroda Voronezha XVIII, XIX, XX vekov [Manors of the city of Voronezh, XVIII, XIX, XX centuries]. Voronezh: Nikitinskoye, 2004. 223 p.
2. Chesnokov G.A. Voronezh. Kamennaya letopis'. Arkhitektura i stroitel'stvo [Stone chronicle. Architecture and construction]. Voronezh: Tvorcheskoye ob'yedineniye "Al'bom", 2011. 200 p.
3. Mitin V. A. Ivan Yegorovich Starov, Nikolay Nikolayevich Iyevskiy, Dzhakomo Kvarengi. Nachalo bol'shogo Voronezha: v 2 t [The beginning of a large Voronezh: in 2 Volumes]. Voronezh: Al'bom, 2019. – Vol.1: Ot krepostnykh sten do genplana [From the fortress walls to the general plan], 2009, 96 p.
4. Pirozhkova I. G. Istoriya stroitel'nogo zakonodatel'stva Rossiyskoy imperii: Nauchnaya monografiya [The history of the building legislation of the Russian Empire: Scientific monograph]. Moscow: "Kanon" ROOI "Reabilitatsiya", 2008. 228 p.
5. Bolkhovitinov Ye.A. Istoricheskoye, geograficheskoye i yekonomicheskoye opisaniye Voronezhskoy gubernii [Historical, geographical and economic description of the Voronezh province]. Voronezh: Tipografiya gubernskogo Pravitel'niya, 1800. 228 p.
6. Chesnokov G.A. Arkhitektura Voronezha: istoriya i sovremennost' [Architecture of Voronezh: history and modernity]. Voronezh, 1999. 396 p.
7. Veselovskiy G. M. Gorod Voronezh. Istoricheskiy ocherk g. Voronezha s 1586 po 1886 g [Voronezh city. Historical essay on the city of Voronezh from 1586 to 1886]. Voronezh, 1886. 298 p.
8. Kirichenko Ye. I. Russkiy stil'. Poiski vyrazheniya natsional'noy samobytnosti. Narodnost' i natsional'nost'. Traditsii drevnerusskogo i narodnogo iskusstva v russkom iskusstve XVIII-nachala XX v. [Russian style. The search for the expression of national identity. Nationality and nationality. The traditions of ancient Russian and folk art in Russian art of the XVIII-beginning of the XX centuries]. Moscow: izdatel'stvo "Galart", 1997. 432 p.
9. Akin'shin A. N., Popov P. A. Istoriko-kul'turnoye naslediyе Voronezha [Historical and Cultural Heritage of Voronezh]. Voronezh.: Izd-vo Fonda «Tsentr dukhovnogo vozrozhdeniya Chernozemnogo kraya», 2000.
10. Gorbachev V. T. Arkhitektura sibirskikh gorodov XIX - nachala XX veka. Opyt maloetazhnogo stroitel'stva [Architecture of Siberian cities of the XIX - early XX century. The experience of low-rise construction]. St. Petersburg: "Kolo", 2016. 152 p.

Информация об авторах:

Гурьев Григорий Сергеевич

Воронежский государственный технический университет, г. Воронеж, Россия,
Аспирант кафедры основ проектирования и архитектурной графики,
e-mail: gurudesign@mail.ru

Information about authors:

Gurev Gregory S.

Voronezh state Technical University, Voronezh, Russia,
Postgraduate of the Department of basic design and architectural graphics,
e-mail: gurudesign@mail.ru

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ДИНАМИКИ ВОЗДУШНОЙ СРЕДЫ В ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКЕ

СКОБЕЛЕВА Е.А., АБРАМОВ А.В., ПИЛИПЕНКО О.В.,
ПЧЕЛЕНОК О.А., РОДИЧЕВА М.В.

Орловский государственный университет им. И.С. Тургенева, г. Орел, Россия

Аннотация. В рамках концепции устойчивого развития городов решается задача прогнозирования параметров воздушной среды и проводится оценка влияния процессов, протекающих на урбанизированных территориях на атмосферу. Показано, что в числе основных методов решения этой задачи – создание и развитие информационных систем мониторинга, прогнозирования и оповещения о состоянии воздушной среды. Установлено, что наиболее активно развиваются комплексные информационные системы, позволяющие рассматривать физико-химические процессы на достаточно больших пространственных масштабах, а также прогнозировать состояние воздушной среды города в целом. Возможности использования этих систем для исследования процессов в относительно небольших объемах воздуха ограничены.

Авторами предложена принципиальная схема локальной информационной системы прогнозирования динамики воздушной среды. Приведен алгоритм реализации предложенного подхода. Подробно рассмотрены результаты разработки измерительного компонента локальной информационной системы. Представлены результаты измерения динамики концентрации угарного газа, оксида азота 4, сернистого ангидрида в атмосферном воздухе жилой застройки, прилегающей к территории Орловской ТЭЦ в течение дня. Показано, что динамика концентрации загрязняющих веществ в воздухе в течение дня, полученная экспериментально, соответствует современным теоретическим представлениям о характере распространения рассмотренных загрязняющих веществ в воздухе. На основе полученных результатов был сделан вывод об адекватности разработанного измерительного компонента локальной информационной системы прогнозирования динамики воздушной среды.

Ключевые слова: информационная система мониторинга, прогнозирования и оповещения о состоянии воздушной среды, численная модель, измерение, физическое поле в воздухе.

PREDICTING THE DYNAMICS OF THE AIR ENVIRONMENT IN URBAN AREAS

SKOBELEVA E.A., ABRAMOV A.V., PILIPENKO O.V.,
PCHELENOK O.A., RODICHEVA M.V.

Orel State University named after I.S. Turgenev, Orel, Russia

Abstracts. Within the framework of the concept of sustainable urban development, the problem of forecasting the parameters of the air environment is being solved and the impact of the processes occurring in urban areas on the atmosphere is assessed. It is shown that among the main methods for solving this problem is the creation and development of information systems for monitoring, forecasting and warning about the state of the air environment. It has been established that complex information systems are developing most actively, allowing one to consider physical and chemical processes on a fairly large spatial scale, as well as to predict the state of the air environment of the city as a whole. The possibilities of using these systems to study processes in relatively small amounts of air are limited.

The authors proposed a schematic diagram of a local information system for predicting the dynamics of the air environment. An algorithm for the implementation of the proposed approach. The results of the development of the measuring component of the local information system are considered in detail. The results of measuring the dynamics of the concentration of carbon monoxide, nitric oxide 4, and sulfur dioxide in the ambient air of residential buildings adjacent to the territory of the Oryol CHP during the day are presented. It is shown that the dynamics of the concentration of pollutants in the air during the day, obtained experimentally, corresponds to modern theoretical ideas about the nature of the distribution of the pollutants in the air. On the basis of the obtained results, it was concluded that the de-

veloped measuring component of the local information system for forecasting the dynamics of the air environment was adequate.

Keywords: *information system for monitoring, forecasting and warning about the state of the air environment, numerical model, measurement, physical field in the air.*

Современные мегаполисы являются центрами науки, культуры, общественной жизни и достаточно интенсивно развиваются. Не смотря на попытки формирования концепции устойчивого развития городов, процессы их становления протекают хаотично и нередко связаны с обострением экологических проблем. К числу основных опасностей, формирующихся в больших городах сегодня можно отнести изменение параметров воздушной среды под действием избыточных выделений тепла, загрязняющих веществ, нарушения естественных потоков с внешней средой.

В настоящее время проблему прогнозирования состояния воздушной среды в городах предлагается решать за счет комплексных информационных систем мониторинга, прогнозирования и оповещения о состоянии воздушной среды на урбанизированных территориях. Такие системы как «Urban Weather», «Environmentata», «Climate Services» уже внедрены в Болонье, Валенсии, Копенгагене, Хельсинки, Осло и др. [2].

Элементами комплексных систем являются: сети наблюдения, прогнозирования, предупреждения интегрируются в коммунальную инфраструктуру и позволяют прогнозировать последствия от изменения микроклиматического режима, или сокращения выбросов (рис. 1).

Они позволяют отслеживать показатели физико-химических процессов, определяющих состояние воздушной среды в текущий момент времени. Исходя из этих результатов формируются предсказания будущего состояния воздушной среды в определенных временных интервалах и при возможном формировании опасных состояний осуществляют оповещение населения, проживающего в потенциально опасной зоне.

Дальнейшее развитие теоретических основ построения информационных систем, а также решение прикладных научных задач с их помощью проводится А. Баклановым, G. Beig, T. Butter, M. Lawrence в рамках комплексных проектов GURME, HIVFUMAPEX и т.д. [1, 3, 4, 5, 11].

Эти комплексные информационные системы без сомнения являются мощными инструментами прогнозирования динамики физических полей в воздухе больших городов. Однако их применение ограничено при решении задач, связанных с исследованием относительно небольших объемов воздуха, в частности таких задач как:

1. Исследование процессов переноса атмосферных потоков и рассеивания загрязняющих веществ в городских кварталах.
2. Исследование влияния растительности и, в более широком смысле, интегральной степени черноты поверхностей в городской среде на процессы переноса тепла в городской среде.

В то же время, как показывают исследования Т.М. Butler, эти задачи являются важными при научном обосновании жилой застройки [3]. Например, важной прикладной задачей современной теории тепломассообмена применительно к жилой застройке является изучение выраженных тепловых зон («strong urban heat islands») [1, 2].

Эта и подобная ей задачи могут быть решены с помощью локальных информационных систем, функционал которых составляют измерительные и прогностические компоненты. Например, развиваемая авторами локальная информационная система прогнозирования динамики воздушной среды (рис. 2) подразумевает реализацию следующих этапов:

- конфигурирование измерительного комплекса исходя из задач прогнозирования, сбор исходных экспериментальных данных;
- формирование начальных и граничных условий в прогностической модели исходя из целей исследования и экспериментальных результатов;

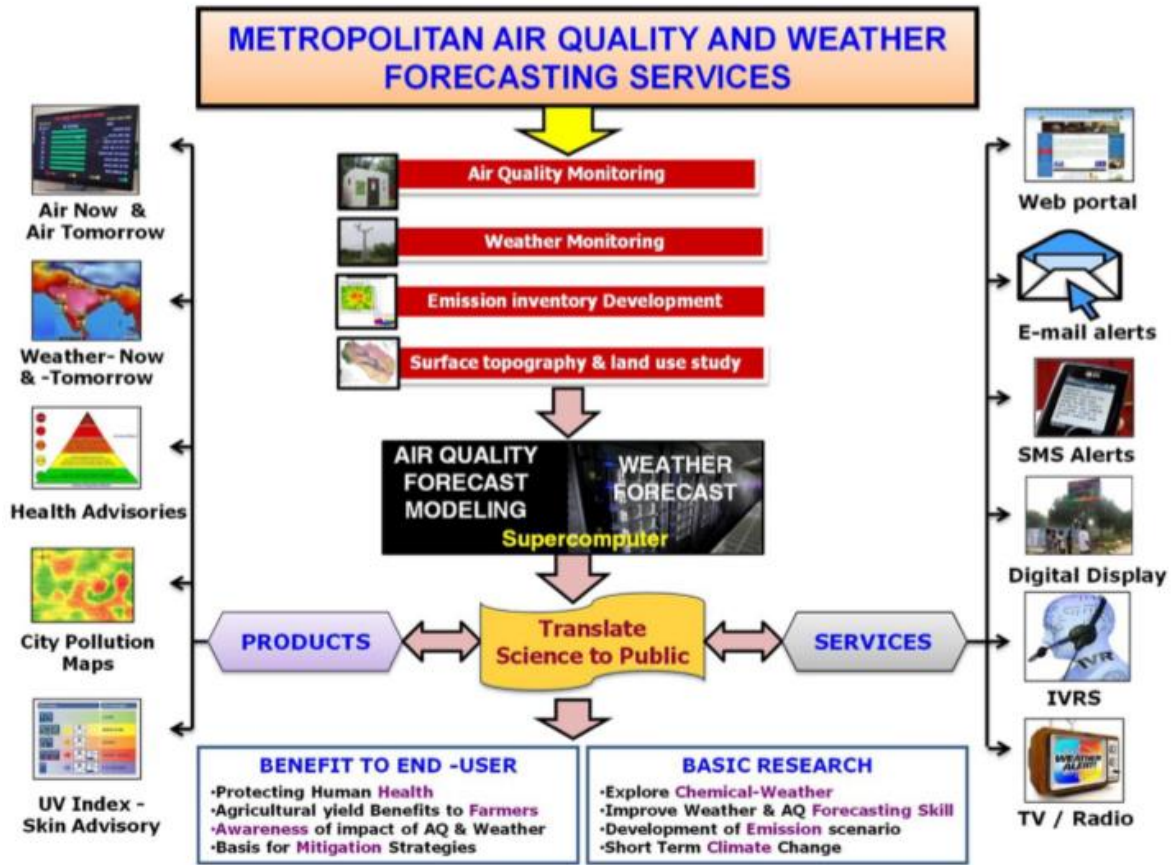


Рисунок 1 – Комплексная информационная система мониторинга, прогнозирования и оповещения о состоянии воздушной среды на урбанизированных территориях

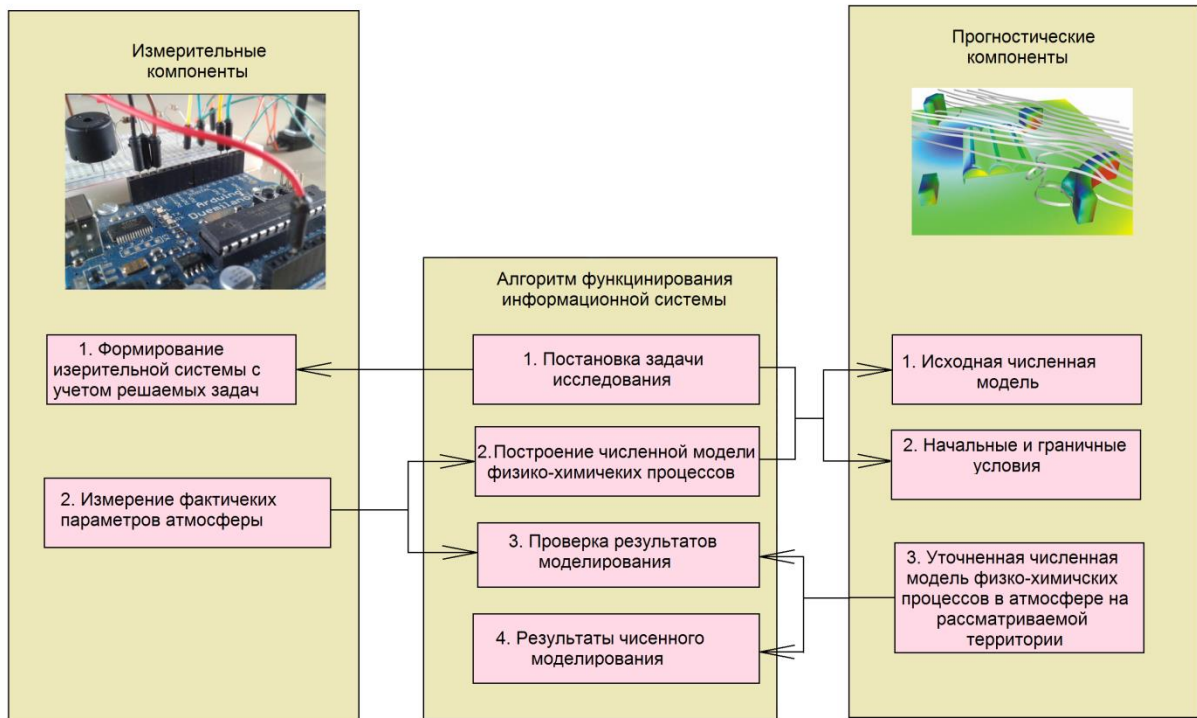


Рисунок 2 – Локальная информационная система прогнозирования динамики воздушной среды

- численное решение прогностической модели для ограниченного количества проверочных решений, сопоставление вычисленных результатов с измерениями; вывод об адекватности (неадекватности) модели;
- уточнение начальных и граничных условий в неадекватных моделях, повторная проверка;
- получение комплекса численных решений в виде распределения температуры, концентрации различных веществ и других физических полей на адекватной численной модели;
- проведение анализа вычислительных результатов исходя из задач исследования.

Измерительный компонент системы реализован на основе автоматизированной платформы Arduino и комплексного программного обеспечения (рисунок 3).

Конфигурация измерительного компонента проводится за счет подключения заданного числа сенсоров и первичных преобразователей к платформе Arduino, а также загрузки в микроконтроллер программы, написанной в специализированной IDE-среде. Под управлением этой программы платформа осуществляет опрос всех подключенных к ней преобразователей и формирование блоков измерений согласно программно определенному алгоритму.

Эти блоки могут передаваться компьютеру через USB порт или накапливаться в память системы. Для обработки блоков данных, поступающих в порт ПЭВМ в среде LabView разработано программное обеспечение сбора первичных экспериментальных данных. Программа принимает исходные данные, осуществляет их обработку, в зависимости от целей исследования и формирует базу данных, для чего взаимодействует с системой управления базой данных SQLiteStudio.

Таким образом, измерительный компонент обеспечивает возможность измерения любой комбинации параметров окружающей среды и формирования таблиц с исходными и обработанными данными.

Прогностический компонент локальной информационной системы прогнозирования динамики воздушной среды основан на математическом моделировании физико-химических процессов в атмосфере. Получаемая в итоге динамика физических полей, иллюстрирует направление и развитие рассматриваемого процесса.

Этапы математического моделирования представлены на рис. 4 на примере анализа выраженной тепловой зоны, формируемой на оживленном проспекте одного из больших городов Российской Федерации.

На первом этапе моделирования разрабатывается исходная численная модель, представленная расчетной геометрией.

Расчетная геометрия может быть сформирована в двух или трехмерном пространстве. Как показывает практика, многие тепловые процессы могут быть рассмотрены на двумерных срезах без потери сути физического процесса. Это позволяет не только облегчить процесс построения численной модели, но и сэкономить вычислительный ресурс, что очень важно при реализации расчетов по методу конечных элементов.

Далее, используя результаты предварительных экспериментальных исследований, накладываются начальные и граничные условия задачи. На четвертом этапе формируется сетка конечных элементов, пятый этап связан с получением результатов вычисления.

В настоящий момент авторами разрабатываются отдельные компоненты информационной системы прогнозирования динамики воздушной среды в городской застройке. Собран элемент измерения концентрации угарного газа (CO), оксида азота 4 (NO₂), сернистого ангидрида (SO₂) в воздухе. В его основу положена схема, представленная на рисунке 3, для чего к платформе Arduino подключены блоки: MG-811, MiCS-2714, 2SH12 (рис. 5), согласно стандартным схемам [15].

Для проверки эффективности блока проведены измерения качества воздуха на территории жилого района вблизи тепловой электростанции (Орловская ТЭЦ) на оживленном перекрестке, территорий многоэтажной и малоэтажной застройки; дошкольного и среднего образовательных учреждений. Результаты измерений представлены на рис. 6 – 8.

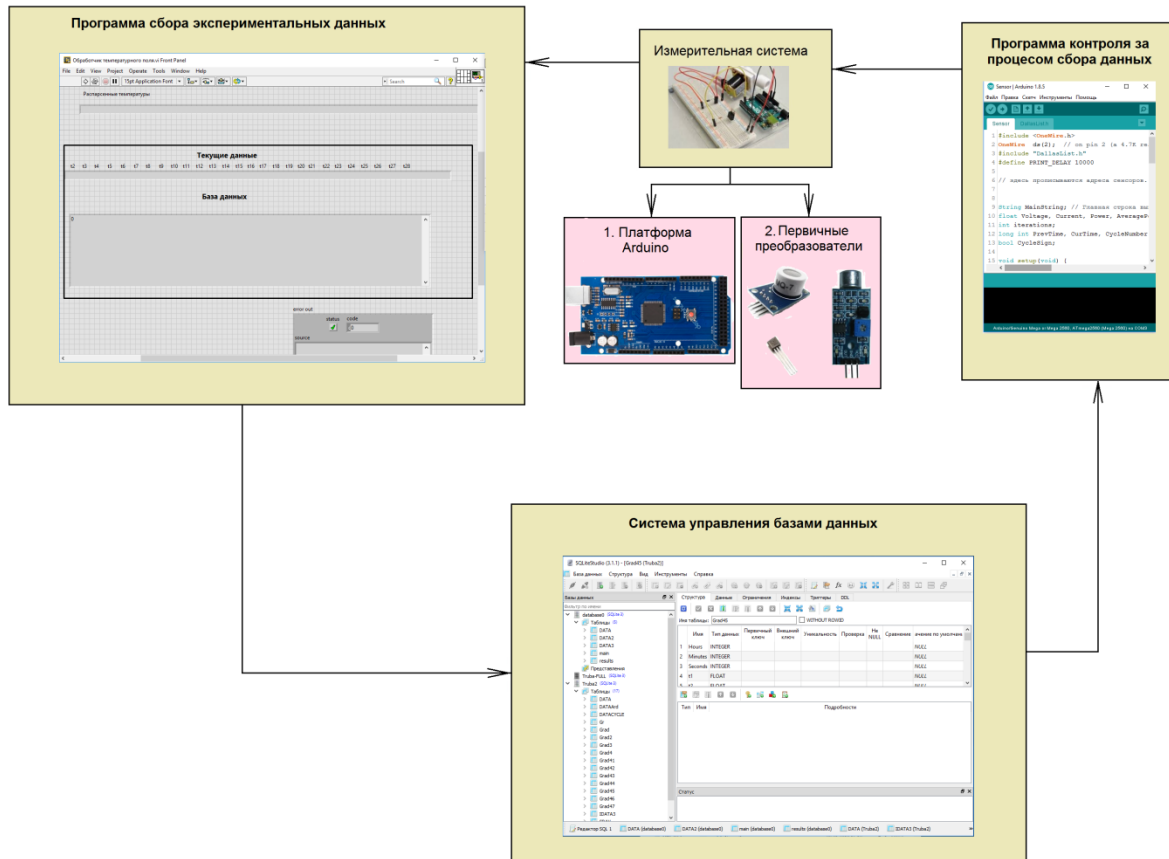


Рисунок 3 – Структура измерительного компонента локальной информационной системы прогнозирования динамики воздушной среды

Как видно, максимальные значения концентрации угарного газа наблюдаются в утренние часы (рис. 6), что объясняется усилением гравитационного компонента скорости оседания выбросов дымовых труб при более интенсивном охлаждении в ночные часы. Наблюдаемая динамика процесса соответствует качественной характеристике, представленной в Приказе Министерства Природных ресурсов и экологии РФ №273, а количественные изменения концентрации во времени соответствуют данным G. Brunet, van der Gon [9, 10, 12, 14].

На территории, прилегающей к оживленному перекрестку, динамика концентрации угарного газа связана с изменением транспортных потоков. Максимальные концентрации CO регистрируются до 12-00 часов и в период 18-00 ÷ 20-00 часов. Первый локальный максимум более выражен, что связано с суточными колебаниями ветровой активности [8]. Динамика концентрации угарного газа на территории промышленного предприятия связана с особенностями производственного режима, а также суточными колебаниями ветровой активности. Полученные результаты соответствуют требованиям ($ПДК_{max}=5 \text{ мг/м}^3$; $ПДК_{cc}=3 \text{ мг/м}^3$).

Динамика концентрации NO_2 и SO_2 (рис. 7, 8) связана с изменением транспортных потоков, а также процессов перемещения воздушных масс, что соответствует существующим представлениям [6, 7]. На территории оживленного перекрестка ход концентрации NO_2 аналогичен рассмотренному ранее. Различие состоит в том, что второй локальный максимум более выражен.

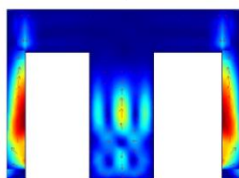
Динамика NO_2 и SO_2 в остальных точках связана с особенностями миграции вредных веществ по территории жилой застройки. Основными механизмами переноса выступают молярная и молекулярная диффузия [13]. Причем первый механизм является преобладающим. За счет тепловыделений автомобильных потоков над дорогой формируется восходящий воздушный поток, который вовлекает NO_2 и SO_2 , выделяющиеся при неполном сгорании топлива. По мере удаления от дороги воздушный поток охлаждается и опускается вниз, вызывая осажде-

ние вредных веществ. При достаточной протяженности автомобильной дороги на ней могут формироваться горизонтальные воздушные течения, которые вызывают повышение давления воздуха между зданиями и проникновение насыщенных вредными веществами воздушных масс в жилую застройку.

1. Формирование расчетной геометрии



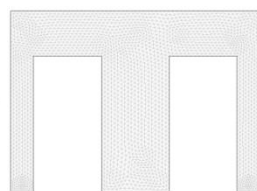
2. Наложение начальных условий



5. Численное решение задачи



3. Наложение граничных условий



4. Формирование сетки конечных элементов

Рисунок 4 – Этапы прогностического моделирования

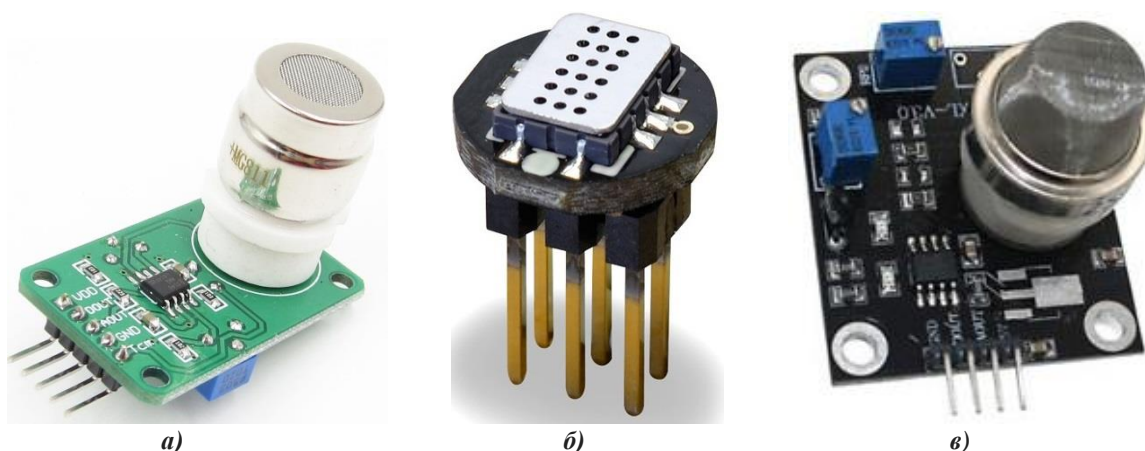


Рисунок 5 – Модули для измерения концентрации загрязняющих веществ в воздухе (а – модуль MG-811 для измерения CO; б – модуль MiCS-2714 для измерения NO₂; в – модуль 2SH12 для измерения SO₂)

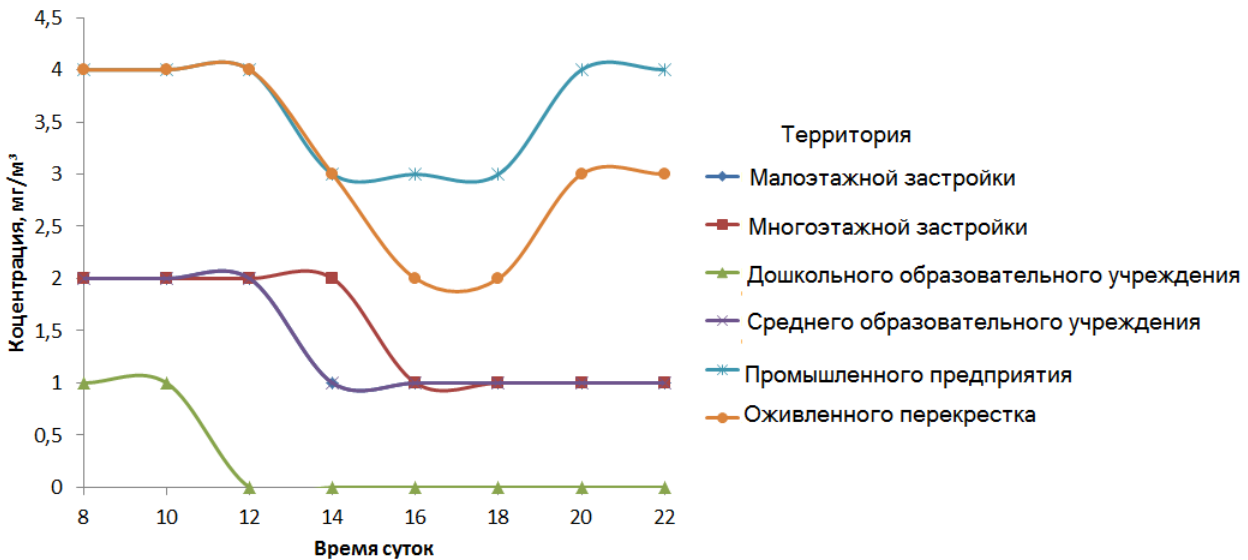


Рисунок 6 – Динамика концентрации угарного газа в атмосферном воздухе

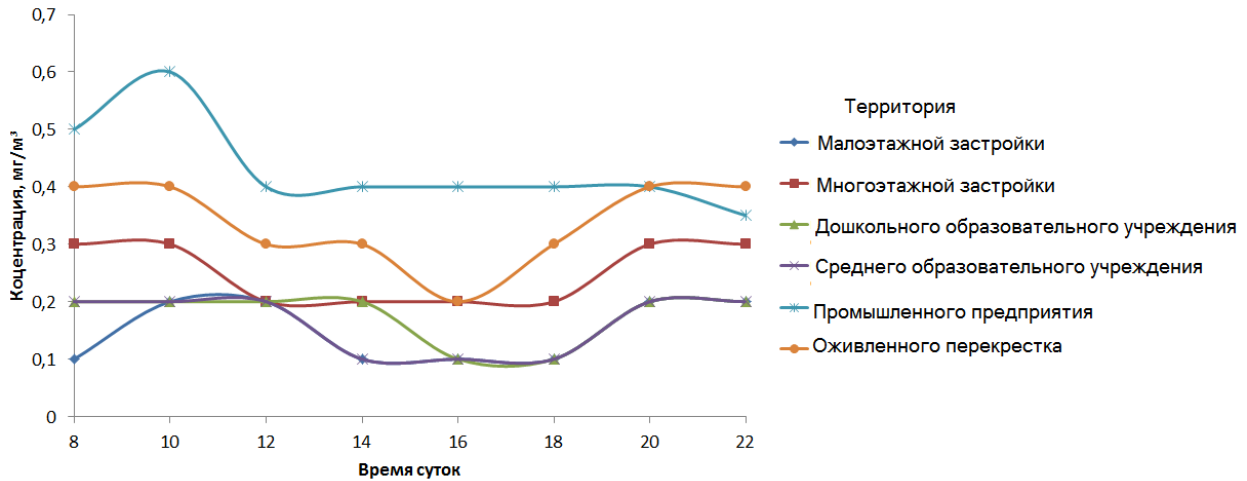


Рисунок 7 – Динамика концентрации угарного газа в атмосферном воздухе

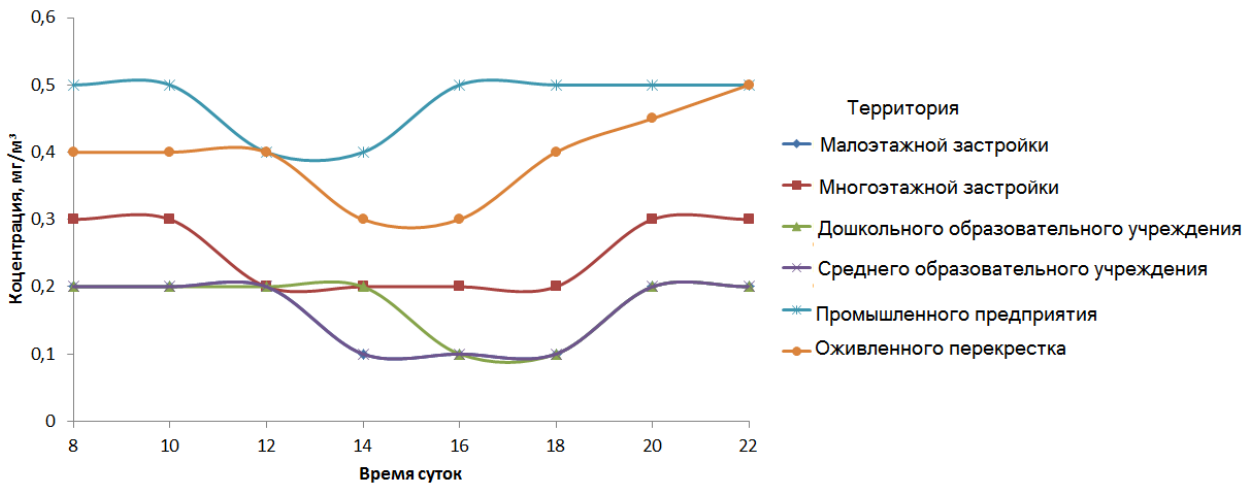


Рисунок 8 – Динамика концентрации сернистого ангидрида в атмосферном воздухе

Эти процессы являются достаточно инерционными, что и обуславливает отставание локальных максимумов концентрации рассматриваемых веществ на территории жилой застройки от максимумов на рассматриваемом перекрестке. Полученные результаты во всех случаях превышают величины ПДК как по NO_2 , так и по SO_2 .

Как видно, результаты измерений согласуются с современными теоретическими представлениями о динамике вредных веществ в атмосфере, что позволяет судить об адекватности разработанного измерительного компонента. Дальнейшее развитие локальной информационной системы прогнозирования динамики воздушной среды позволит достаточно точно предсказывать направление развития физических процессов, а также получать данные для научно обоснованных подходов к проектированию жилой застройки.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Baklanov, A., Hänninen, O., etc. Integrated systems for forecasting urban meteorology, air pollution and population exposure. // *Atmospheric Chemistry and Physics*. 2007. No 7. Pp. 855–874.
2. Baklanov A., Grimmond C.S., etc. From urban meteorology, climate and environment research to integrated city services // *Urban Climate*. 2018. No 23. Pp. 330–341.
3. Butler, T.M., Lawrence, M.G., The influence of megacities on global atmospheric chemistry: a modelling study // *Environment Chemistry*. 2009. No 6. Pp. 219–225.
4. Coupled Chemistry-Meteorology/Climate Modelling (CCMM): Status and Relevance for Numerical Weather Prediction, Atmospheric Pollution and Climate Research. World Meteorological Organization, Switzerland, Geneva. 2016.
5. Dabberdt W.F., Baklanov, A., etc. WMO GURME Workshop on Urban Meteorological Observation Design, Shanghai, China. WMO, Geneva, 2011. 208 p.
6. Freney, E.J., etc. Characterizing the impact of urban emissions on regional aerosol particles: airborne measurements during the MEGAPOLI experiment // *Atmospheric Chemistry and Physics*. 2014. No 14. Pp. 1397–1412.
7. Grimmond, C.S.B., etc. Urban-scale environmental prediction systems. Chapter 18. In: *Seamless Prediction of the Earth System: From Minutes to Months*. World Meteorological Organization, Switzerland, Geneva, 2015. Pp. 347–370.
8. Grimmond, C.S., etc. Guidelines for Establishing Weather, Climate, Water and Related Environmental Services for Megacities and Large Urban Complexes: Integrated Urban Weather, and Climate Service. World Meteorological Organization, Geneva, Switzerland. 2015. 356 p.
9. Tan, J., etc. Urban integrated meteorological observations: practice and experience in Shanghai, China // *Bulletin of the American Meteorological Society*. 2015. No 96. Pp. 85–102.
10. van der Gon, D., e.c.t. Discrepancies between top-down and bottom-up emission inventories of megacities: the causes and relevance for modeling concentrations and exposure. // *Air Pollution Modeling and its Application XXI, NATO Science for Peace and Security Series C: Environmental Security*. 2011. Vol. 4. Pp. 194–204.
11. WMC-17, Seventeenth World Meteorological Congress. Geneva. Abridged Final Report With Resolutions. 2015. Pp. 560–561.
12. Brunet, G., Jones, S., Ruti, P.M. Seamless Prediction of the Earth System: from Minutes to Months // *World Meteorological Organization*, Geneva, Switzerland. 2015. No 418. Pp. 1156.
13. Zhang, Y. Online-coupled meteorology and chemistry models: history, current status, and outlook // *Atmospheric Chemistry and Physics*. 2008. No 8. Pp. 2895–2932.
14. Приказ Министерства Природных ресурсов и экологии РФ №273 от 06.06.2017
15. Форум разработчиков «Mysensors» [Электронный ресурс] / Режим доступа: <https://forum.mysensors.org/topic/147/air-quality-sensor>.

REFERENCES

1. Baklanov, A., Hänninen, O., etc. Integrated systems for forecasting urban meteorology, air pollution and population exposure. *Atmospheric Chemistry and Physics*. 2007. No 7. Pp. 855–874.
2. Baklanov A., Grimmond C.S., etc. From urban meteorology, climate and environment research to integrated city services. *Urban Climate*. 2018. No 23. Pp. 330–341.
3. Butler, T.M., Lawrence, M.G., The influence of megacities on global atmospheric chemistry: a modelling study. *Environment Chemistry*. 2009. No 6. Pp. 219–225.
4. Coupled Chemistry-Meteorology/Climate Modelling (CCMM): Status and Relevance for Numerical Weather Prediction, Atmospheric Pollution and Climate Research. World Meteorological Organization, Switzerland, Geneva. 2016.
5. Dabberdt W.F., Baklanov, A., etc. WMO GURME Workshop on Urban Meteorological Observation Design, Shanghai, China. WMO, Geneva, 2011. 208 p.
6. Freney, E.J., etc. Characterizing the impact of urban emissions on regional aerosol particles: airborne measurements during the MEGAPOLI experiment. *Atmospheric Chemistry and Physics*. 2014. No 14. Pp. 1397–1412.
7. Grimmond, C.S.B., etc. Urban-scale environmental prediction systems. Chapter 18. In: *Seamless Prediction of the Earth System: From Minutes to Months*. World Meteorological Organization, Switzerland, Geneva, 2015. Pp. 347–370.
8. Grimmond, C.S., etc. Guidelines for Establishing Weather, Climate, Water and Related Environmental Services for Megacities and Large Urban Complexes: Integrated Urban Weather, and Climate Service. World Meteorological Organization, Geneva, Switzerland. 2015. 356 p.
9. Tan, J., etc. Urban integrated meteorological observations: practice and experience in Shanghai, China. *Bulletin of the American Meteorological Society*. 2015. No 96. Pp. 85–102.

10. van der Gon, D., e.c.t. Discrepancies between top-down and bottom-up emission inventories of megacities: the causes and relevance for modeling concentrations and exposure. *Air Pollution Modeling and its Application XXI, NATO Science for Peace and Security Series C: Environmental Security*. 2011. Vol. 4. Pp. 194–204.
11. WMC-17, Seventeenth World Meteorological Congress. Geneva. Abridged Final Report With Resolutions. 2015. Pp. 560–561.
12. Brunet, G., Jones, S., Ruti, P.M. Seamless Prediction of the Earth System: from Minutes to Months. World Meteorological Organization, Geneva, Switzerland. 2015. No 418. Pp. 1156.
13. Zhang, Y. Online-coupled meteorology and chemistry models: history, current status, and outlook. *Atmospheric Chemistry and Physics*. 2008. No 8. Pp. 2895–2932.
14. Order of the Ministry of Natural Resources and Ecology of the Russian Federation No. 273 of 06.06.2017.
15. Developers' forum «Mysensors». URL: <https://forum.mysensors.org/topic/147/air-quality-sensor>.

Информация об авторах:

Скобелева Е.А.

Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева, г. Орел, Россия,
канд. тех. наук, доцент, декан архитектурно-строительного института,
E-mail: asi.gu-unpk@mail.ru

Абрамов А.В.

Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева, г. Орел, Россия,
д-р техн. наук, доцент кафедры техносферной безопасности,
E-mail: Ant-lin88@mail.ru

Пилипенко О.В.

Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева, г. Орел, Россия,
ректор ОГУ имени И.С. Тургенева, д-р техн. наук, профессор, почетный работник высшего профессионального образования Российской Федерации
E-mail: rektor@ostu.ru

Пчеленок О.А.

Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева, г. Орел, Россия,
канд. с.-х. наук, доцент, зав. кафедрой техносферной безопасности,
E-mail: bgdgtu@mail.ru

Родичева М.В.

Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева, г. Орел, Россия,
канд. техн. наук, доцент, зав. кафедрой индустрии моды,
E-mail: rodicheva.unpk@gmail.com

Information about authors:

Skobeleva E.A.

Orel State University named after I.S. Turgenev, Orel, Russia,
cand., tech., sci., director of Architecture and Construction Institute,
E-mail: asi.gu-unpk@mail.ru

Abramov A.V.

Orel State University named after I.S. Turgenev, Orel, Russia,
doct. tech. sci., senior lecturer, department "Technosphere safety",
E-mail: Ant-lin88@mail.ru

Pilipenko O.V.

Orel State University named after I.S. Turgenev, Orel, Russia,
rector, doct. tech. sci., Professor, Honorary Worker of Higher Professional Education of the Russian Federation,
E-mail: rektor@ostu.ru

Pchelenok O.A.

Orel State University named after I.S. Turgenev, Orel, Russia,
cand. tech. sci., director of department "Technosphere safety",
E-mail: bgdgtu@mail.ru

Rodicheva M.V.

Orel State University named after I.S. Turgenev, Orel, Russia,
cand. tech. sci., senior lecturer, head of the department "Technology and designing of garments",
E-mail: rodicheva.unpk@gmail.com

ОСОБЕННОСТИ ПЛАНИРОВОЧНО-КОМПОЗИЦИОННОГО ПОСТРОЕНИЯ ЗАГОРОДНЫХ УСАДЕБ В ПРОСТРАНСТВЕ КУРСКОГО КРАЯ XVIII – 1-Й ПОЛОВИНЫ XIX ВЕКОВ

ХОЛОДОВА Е.В.

Научно-исследовательский институт теории и истории архитектуры и градостроительства (НИИТИАГ),
Филиал ФГБУ "ЦНИИП Минстроя России", г. Москва, Россия

Аннотация. Исследование основано на выявленных архивных и печатных источниках, натурных исследованиях автора, которые позволяют более обоснованно реконструировать образную структуру утраченных дворянских и купеческих усадеб в сфере реконструкции их архитектурно-пространственной организации на территории порубежного региона России. Основой исследования является изучение топографии и физико-географические типов местности, характерных для Курского региона.

Научная новизна исследования связана с проведением авторских экспедиций по выявлению признаков существования и натурном обследовании ряда сохранившихся усадебных комплексов, не привлекавшие ранее в должной мере внимание исследователей. Особую значимость имеет выявление архивных и печатных источников, которые позволяют более обоснованно реконструировать образную и материальную структуру утраченных элементов дворянских и купеческих усадеб.

Особая значимость выполненной комплексной исследовательской работы обусловлена возможностью заполнить лакуны в изучении важных страниц истории общенациональной и региональной русской культуры, отразившихся на формировании региональных особенностей строительных приёмов и образности архитектурных ансамблей усадеб Курского края.

Ключевые слова: Курский край (губерния), ландшафт, усадьбы, композиция, планировка.

FEATURES OF PLANNING AND COMPOSITIONAL CONSTRUCTION OF COUNTRY SUITES IN THE SPACE OF KURSK REGION XVIII - 1st HALF OF XIX CENTURY

KHOLODOVA E.V.

Research Institute of Theory and History of Architecture and Urban Planning (NIITAG),
Branch of "TSNIP of the Ministry of construction of Russia", Moscow, Russia

Abstracts. The study is based on identified archival and printed sources, full-scale studies of the author, which allow more reasonably reconstruct the imaginative structure of lost noblemen and merchant estates in the field of reconstruction of their architectural and spatial organization in the territory of the border region of Russia. The basis of the study is the study of topography and physical-geographical types of terrain, characteristic of the Kursk region.

The scientific novelty of the research is connected with the conduct of the author's expeditions to identify signs of existence and a full-scale survey of a number of surviving manor complexes, which did not previously attract the attention of researchers. Of particular importance is the identification of archival and printed sources, which allow more reasonably reconstruct the imaginative and material structure of the lost elements of the nobility and merchant estates.

The special significance of the comprehensive research work is due to the ability to fill the gaps in the study of important pages of the history of national and regional Russian culture, reflected in the formation of regional features of building techniques and imagery of architectural ensembles of the Kursk region's estates.

Keywords: Kursk region (province), landscape, manor, composition, layout.

Введение

Предметом исследования является загородное усадебное строительство Курского края, рассмотренное в рамках значительного в историко-культурном отношении хронологическом периоде – XVIII – 1-й половины XIX вв.

Объекты исследования – поместья, имения, усадьбы и дачи привилегированных сословий Курского края: дворянства и купечества.

Поскольку административные границы послереволюционного периода развития страны менялись, при определении территориальных границ исследования принят термин «Курский край», как рабочий инструмент, позволяющий рассматривать существовавшую на протяжении XVIII – 1-й половины XIX веков как территориальную целостность, определявшую формирование в её пределах специфических черт культуры (рис. 1, рис. 2).

Историография проблемы исследования на территории Курского края.

Исторические сведения об усадьбах Курского края редко встречаются на страницах до-революционных изданий. Нет отдельных статей и монографических работ комплексных исследований, посвящённых теме строительства и архитектуре Курского края.

Исследователи конца XIX – начала XX вв., оставаясь в рамках исторической фактологии, к сожалению, не развили в своих трудах художественного осознания усадебной архитектуры.

В местной периодической печати (в Курских губернских и Епархиальных ведомостях и др.) упоминания об усадьбах встречаются лишь в фактических сообщениях.

Значительным явлением в курской летописной истории стал выход ряда изданий А.А. Танкова, Д.И. Багалея.

В течение XX века усадьбы Курского края не привлекали должного внимания архитекторов и искусствоведов. Наиболее удачливой оказалась усадьба Барятинских "Марьино", которой посвятили свои работы архитектор С.И. Фёдоров, историк Е.В. Кончин, искусствоведы М.С. Тарасова, Н.А. Синянская.



*Рисунок 1 - Чертеж земель по реке Сeim от озера Фитеж до Рыльска
Шифр: РГАДА, ф. 210,
Приказный стол,
стлб. 1410, л. 295*

Описание памятников архитектуры отдельных белгородских усадеб встречаются в очерках архитектора Л.И. Колесниковой.

Исторические сведения из жизни отдельных усадеб Курской губернии и её владельцев прозвучали в публикациях курских исследователей и краеведов (1990-е – 2004 гг.).

Большой вклад в изучение эволюции строительства сельского жилища русско-украинского пограничья внесли труды Л.Н. Чижиковой.

Дворянские имения в процессе крепостничества Центрального Черноземья 1-й половины XVIII в. (эволюция поместно-вотчинного фонда, статистика и структура дворянских поместий) представлены в работах историка С.В. Черникова. Эволюция дворянских и купеческих землевладений Центрального Черноземья в пореформенный период рассмотрены в трудах историков В.А. Шаповалова, В.С. Кулабухова, Г.И. Старченко, В.В. Бычковского, И.Т. Шатохина и др.

Обзор литературы и научных работ, дающий представление о степени достаточно полного освещения проблемы, подтверждает, что Курские усадьбы не были ещё предметом целостного историко-архитектурного исследования периода XVII – начала XX вв. Зарубежные исследования так же отсутствуют.

Актуальность исследования обусловлена тем, что русская усадьба сегодня является реликтовой исчезающей темой. Сегодня бывшие дворянские и купеческие загородные усадьбы

Курского края самая незащищённая часть объектов культурного наследия - бесхозные, разбираемые на стройматериалы, калечащиеся некомпетентными ремонтами. К началу XX в. в Курской губернии было более 6 000 усадеб. На территории современных регионов, входящих в бывшую Курскую губернию, можно назвать лишь около 100 мест, где фрагменты усадебных комплексов, различимы по остаткам аллей парков, прудов и усадебных строений. Усадебных комплексов, поддерживаемых регулярной реставрацией единицы. В результате хозяйственной деятельности исчезают семейные некрополи и уникальные усадебные ландшафты.

С курскими усадьбами связаны жизнь и деятельность многих известных исторических личностей, общественных и политических деятелей и деятелей науки и искусства. Курская усадьба стала колыбелью становления отечественной науки, искусства и культуры.

Основная цель работы – определение архитектурно-пространственной организации особенностей загородного усадебного строительства одной из значительных территорий чернозёмных областей южного побережья России – Курского края в XVIII – 1-й половины XIX вв.

Часть I.

Жизнь первых землевладельцев - служилых людей, времени колонизации Курского края XVI-XVII в. проходила в пограничной службе, в условиях постоянной войны, обороны южной границы государства от иноземных захватчиков, и в процессе различных внутриусобных конфликтов. Поэтому говорить о каком-либо постоянстве и прочном мирном оседлом образе жизни загородной усадьбы в этот период не приходится.

Поселенцы этого времени составляли исключительно военное население. Первые землевладельцы приграничных незащищённых территорий вынуждены были создавать усадебную жизнь, которая вполне характеризуется термином «кочевое» усадебостроительство. Как говорили современники - «домы» помещиков представляли собой временное простое жильё, сходное с курной хатой крестьянина, выполненное из некачественного материала, и «которые они вынуждены были переставлять с места на место» из-за частого разорения и пожаров [1]. Такое положение видится применительно ко всей населённой территории края, которая группировалась преимущественно вблизи укрепленных городов, в основном в центральной, западной и северо-восточной части края, и имела большее распространение только во 2-й половине XVII в. Говорить о строительстве укрепленных усадеб-крепостей этого периода так же не приходится. На случай осады поселения лучшим укрытием являлись преимущественно близлежащие леса. Здесь же интересна преемственность поколений - удобство жизни вблизи древних городищ и селищ, сохранивших все характеристики укрепленной местности - природные и рукотворные земляные укрепления в окружении рек и болот, что было достаточной преградой в случае осады неприятеля.

Исследователи прошлого утверждали, что «<...> вынужденная непоседливость здешнего населения в течение многих столетий наложила на него характерные черты, сказывающиеся и поныне: селения большей частью построенные из малоценного материала, состояли скорее из курных лачуг, чем из изб, чему впоследствии ещё способствовало ещё усиливающееся лесоистребление; крестьянские пашни имели вид кое-как всковыренных полос, благо земля не была истощена, и кругом было много нетронутой целины; население не привыкло дорожить насиженными местами и легко покидало их <...>» [1].

Усадебная жизнь приобретает определённую оседлость и большее распространение так же вблизи укрепленных городов и линии укреплений пограничной Белгородской черты в последней четверти XVII в. и на рубеже XVII-XVIII вв., когда границы России передвинулись далеко на юг, и Курский край из пограничной области постепенно становится «тыловым районом».

«<...> Из водворенных во второй половине XVII в. в Центральной черноземной области для её защиты служилых людей, дворян и боярских детей, наделенных населенными вотчинами и поместьями, образовался зажиточный или, по крайней мере, достаточный класс помещного дворянства. Это сословие не только не оставляло своих вотчин и поместий, насе-

ленных крепостными людьми, но и очень усердно занималось сельским хозяйством, приносившим ему, при полном обеспечении от внешних врагов и даровом крепостном труде, значительные выгоды. При экстенсивной системе земледелия помещики нашей области стали выселять часть своих крестьян из речных долин на свободные от культуры земли, ближе к водоразделам: появились в северной половине области многочисленные "выселки", "дворики", и в безводных долинах началось устройство первых искусственных прудов. Таким образом сплошная колонизация нашей области не только завершилась, но и проникла в исконное достояние кочевников – соседние Приволжскую и Новороссийскую области» [1].



Рисунок 2 - Вид на реку Сейм в окрестностях Рыльского уезда

Здесь уже видится большая оседлость землевладельцев, устройство более основательного жилья – своеобразные усадьбы-крепости, готовые к отражению нежданной осады врага. Довольно распространенным типом усадьбы мелкопоместных владельцев является скромной деревянный усадебный дом с хозяйственными постройками, не часто церковью и садом, защищенный высокой оградой - палисадом и часто рвом. И более расширенный вариант усадьбы для крупных помещиков, устраивающих «усадьбы-городки», - хорошо защищенный крепостью жилой и хозяйственный комплекс, например, Крупец и Ивановское И.С. Мазепы, Толоконное-Виноградное Выродовых и др.

В силу преобладающего распространения мелкопоместной дворянской усадьбы повсюду видим преимущественно деревянные усадебные комплексы: двор со скромным домом в центре, окруженный чередой небольших хозпостроек и высокой деревянными оградой - палисадом и рвом. Рядом с усадьбой - деревянная церковь. Черты замкнутого двора с высокой оградой курская усадьбы сохраняет и на протяжении XVIII в. и до начала XIX в. Усадьбы XVII- нач. XIX вв. преимущественно деревянные. Основная отрасль – земледелие.

Современники отмечали: «<...> Во второй половине XVIII в. помещичьи усадьбы значительно улучшились. До того времени они состояли преимущественно из тесных низких домиков, легко возобновляемых после погромов переносимых с места на место, причем предпочиталось такое их расположение, чтобы из барского дома было видно как на ладони, что делается в деревне. С тех пор как наша область была навсегда ограждена от вражеских нападений, усадьбы сделались вполне оседлыми. В прежнее время примыкавшие к помещичьим домам сады состояли исключительно из насаждения фруктовых деревьев на лесных рощистях. С усиленным обращением лесных пространств в запашки, а тем более с основанием помещичьих усадеб и в местностях степных или безлесных, у помещиков, второй полови-

ны XVIII в. появилась впервые потребность в разведении садов европейского типа, т.е. с искусственными насаждением и лесных деревьев. Сначала типом этим насаждениям служили французские сады с их тенистыми прямолинейными аллеями лесных деревьев и правильной разбивкою на прямоугольный или квадратные куртины, засаженные фруктовыми деревьями. Но уже в начале XIX в. в нашей области появились сады другого – английского типа – парки с их разнообразными лесными насаждениями, перемежающимися с более или менее обширными полянами. Дома, окруженные такими садами или парками, помещики стали строить обширнее, выше и даже изредка и из более прочного материала, например кирпича и камня и крыть железом. Самая жизнь в таких усадьбах сделалась более комфортабельной и более культурной» [1].

Часть II.

Построение композиции усадебных комплексов в большей степени определяли **топография и физико-географические типы местности.**

Обозначим общие ландшафтные характеристики Курского края по данным начала XX века.

Курская губерния по форме рельефа представляет собой невысокое плоскогорье, на поверхности которой расположены гряды возвышенностей от 245-277 м высоты над уровнем океана. Эти холмы являются ветвями Среднерусской возвышенности, входящей в пределы Курской губ. [2]. Невысокая цепь холмов, которая начинается на северо-востоке и идет на юг по правому берегу рек Оскола и Донца в Харьковскую губернию, носили название "Харьковских гор" [1]

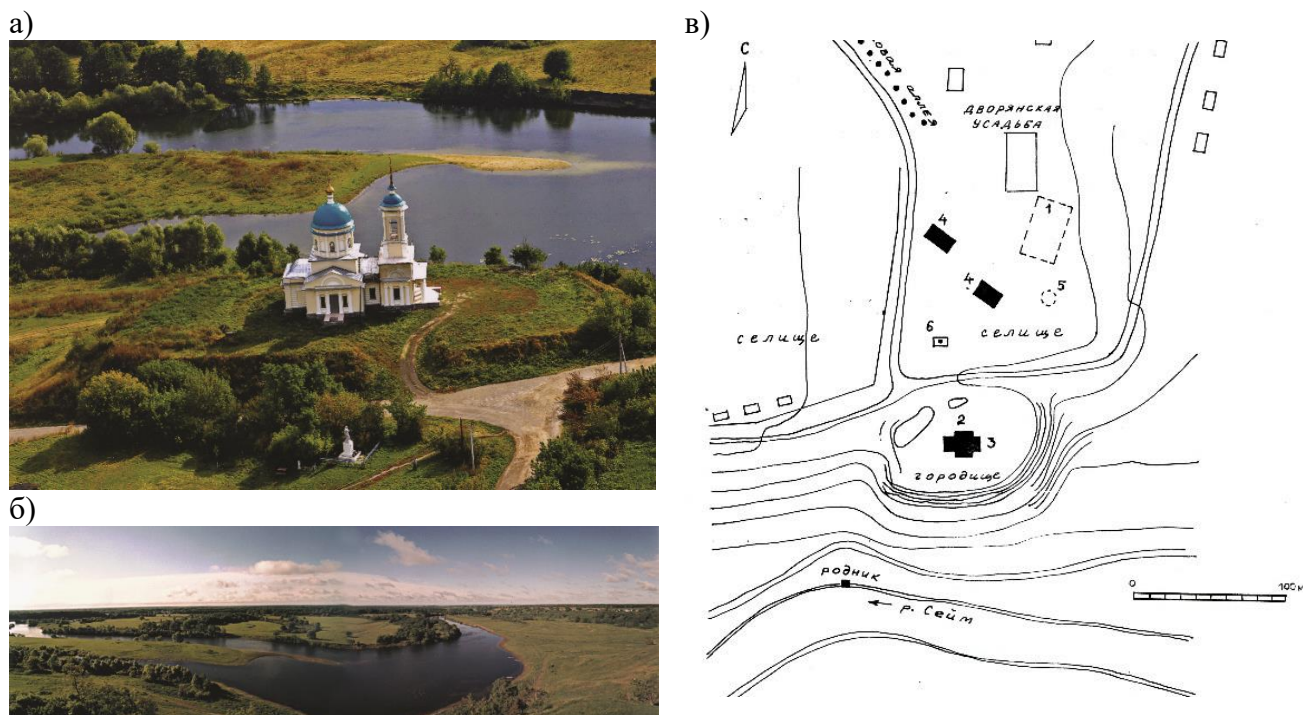


Рисунок 3 – Капыстичи. Пример размещение усадеб Зелениных (XVII в.), затем Воропановых (XIX в.) вблизи территории городища X – XI в.: а) – б) современное состояние; в) ситуационная схема

Курская губерния не имеет обширных ровных пространств. Из немногочисленных равнин по берегам некоторых рек и между их истоками, отмечены две: одна на севере, по берегам р. Сейма, устьями р. Тускари и р. Свапы, а другая в центре губернии, составляющая плоскую возвышенность между р. Сеймом и Пслем.

По типу рельефа губерния относится к эрозионно-балочному или долинно-овражно-балочному. Наиболее типичны балки (лога). Больше всего их на правых берегах рек Сейм и Псёл. Характерны степные блюдца (часто западины). Балочные леса с сухим днищем и пологими прямыми краями получили название байрачные леса. Их было много в северо-западных уездах губернии.

От возвышенности (около г. Тима) на запад и юго-запад расходятся в виде веера многочисленные невысокие холмы, ложбины, рвы, служащие руслами рек, ручьёв и многочисленных питающих их родников [1].

Курский край орошается двумя системами рек: Днепровской и Донской. Наиболее полноводными считались реки Сейм, Тускарь Свапа, которые в течении XVII – 1-й половины XIX вв. были судоходными. Но уже к началу XX в. многие водные пути обмелели, о чём и говорилось в публикациях тех лет: "<...> несмотря на обилие текучей воды, в Курской губ. нет реки судоходной; правда, по Сейму в пределах губернии ходят 1-2 парохода, но они напоминают скорее игрушку и таскают (буксируют) только баржи с дровами, мукой и свекловицей" [1].

По берегам рек Сейма, Псла и Ворсклы встречаются значительные затоны и старицы, которые в некоторых местах соединены с речками и составляют часть их русла. Более или менее значительные пруды находились при каждом большом селении.

Больших озёр и болот в Курской губернии не было. По малозначительности своей болота, не имели никакого влияния на климат. Крупнейшее по площади Молченское болото находилось в окрестностях Молченской Софрониевой пустыни в Путивльском уезде.

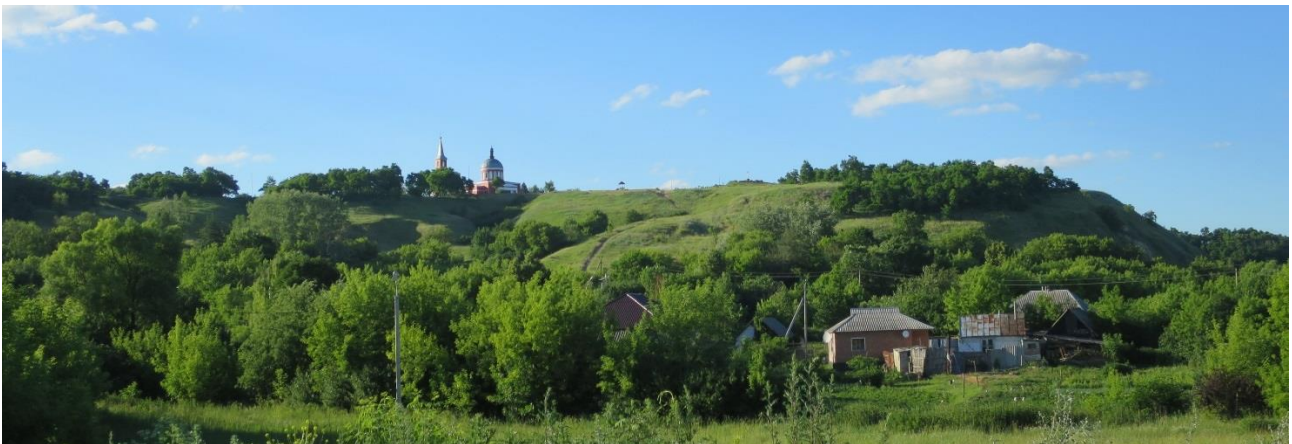


Рисунок 4 - Городище Хотмыжск на реке Ворскле. Характерный ландшафт Курского края вблизи юго-западной части укреплений Белгородской черты. Пример формирования поселений в т.ч. усадеб вблизи укреплённых городов.

Как уже отмечалось, Курская губерния отличается благоприятным умеренным климатом и плодородными почвами. Чернозём занимает более половины территории всех уездов, кроме Рыльского и Дмитриевского. Более всего – в Корочанском у. (90,5 %), менее всего – в Дмитриевском у. (35,6%). Верхний пахотный слой, преимущественно чернозёмный, достигал толщины до 2 аршин [3].

Часть III.

Для анализа архитектурно-пространственной организации усадебных комплексов, их композиции и определения характера их связи с окружением необходимо обозначить **типы планировки сельских поселений** и расположения усадеб в их структуре.

Курская губерния считалась одной из самых густонаселённых мест России. Основной тип планировки сельских населённых мест в Курской губ. – уличный с двухрядной или одно-рядной застройкой, реже – бессистемный или смешанный [4].

В описании нач. XX в. находим следующую характеристику курских селений: «Великорусские селения Центрально-Чернозёмной области, в отличие от малорусских, имеют всегда улицы односторонние или двухсторонние, и состоят из одной длинной улицы, вытянувшейся вдоль по дороге на несколько вёрст (с небольшими перерывами), либо из нескольких улиц, расходящихся неправильными радиусами от церковного погоста; в таком случае общее название села является собирательным, а отдельные концы его (улицы) имеют кроме того самостоятельные названия. Окна изб обращены на улицу, а сзади к ней примыкает плетневой, крытый соломой двор <...>, расположенные преимущественно по речным долинам или вдоль значительных торговых трактов; впоследствии этого многие из них вытянулись в почти сплошные, длинные ряды изб не несколько вёрст» [1].

Планировка поселений преимущественно имела однорядную застройку, дома обращены на дорогу и реку. Дорога бежит вдоль полей, часто параллельно рекам.



Рисунок 5 - Киликино Дмитриевский уезд. Пример «многоусадебного» села. Фото

К теме архитектурно-пространственной организации усадебных комплексов относится особая черта курских черноземных поселений такая как **"многоусадебность"**, отличающаяся владениями нескольких помещиков, преимущественно мелкопоместных.



Рисунок 6 - Киликино Дмитриевский уезд. Пример «многоусадебного» села. План 1780-е гг.

«<...> Чем далее продвигалось население на юг, тем более приходилось ему в силу естественных условий оседлой жизни и обороны от кочевников, занимавших своими кочевьями открытую степь на водоразделах, сплочаться в крупные селения, [1]». Это являлось безусловной причиной возникновения многоусадебности характерной особенностью Курского края. Так же спланивались, селились вблизи друг другу, мелкопоместные землевладельцы. Курский край имеет десятки таких поселений, где располагались владения нескольких помещиков, преимущественно мелкопоместных, ведущих свою историю со времени колонизации Курского края в XVII в.

В этот период последней четверти XVIII в. половина селений наместничества были владельческими, из них 48% были селения, в которых существовала одна помещичья усадьба, что характерно для крупных, средних имений. Поскольку большинство дворян были мелкопоместными, характерным явлением для этого времени было размещение в одном селении нескольких помещичьих усадеб (до 10 и более): наиболее распространены от 2-х до 4-х усадеб - 42% селений, остальные владельческие деревни и сёла включали 5, 6, 7, 8 и более усадеб.

В описании современниками таких сёл даны следующие характеристики, например: «Снижа Дмитриевской округи: "Селением лежит при реке Свапе от Фатежской дороги по левую сторону в 6-ти верстах. Во оном селе церковь деревянная во имя Покрова пресвятыя богородицы... да означенных помещиков 6-ть дворов, коих они жительствоуют. Лес стоит на ровном месте и принадлежит оным помещикам <...>" [5].

«Толмачёво Курской округи: "Селением лежит на реке Семи по течению оной по левую сторону больших дорог, кроме проезжей в Курск не имеется. Во оном селе церковь деревянная во имя архангела Михаила, при которой священно и церковно служительских Дворов три. Во оных душ пять, да помещиков Толмачёвых домов тритцать три, в коих жительствоуют они сами. Лес состоит за дворами к полю березовой асиновой, а за рекою Семью дровяной по буграм и по болотам принадлежит до владения того села помещикам Толмачевым и однодворцам. При оной же селе чрез реку Сем гать дватцати аршин, исправляется того села помещиками Толмачёвыми и Шатовым». [5].

«Плотава Льговской округи: "Селением лежит при речке Плотавке во оном селе церковь во имя святого Николая Чудотворца при которой священно и церковно служительских дворов три. Во оных душ девять да помещиков... девятнадцать деревянных домов, в коих они ... имеют жительство, в том же селении кузниц деревянных две... да три винокуренных завода...» [5].

В эту многоусадебную группу поселений на 1784 г. [5] входили (рис. 3-10):

Богатинская округа: с. Боброво (6 – далее в скобках дано количество усадеб), сл. Пена (11).

Дмитриевская округа - с. Киликино (12) (Приложение 1-3ж), с. Пушкарёво (10), с. Сквороднево (8), с. Снижа (6), д. Харасея (11), с. Белица Машкино (8), с. Белица Старое (8);

Корочанская округа: д. Нижеголенка (5), с. Ольшанец Верхний (13), с. Троицкое (5), с. Яблоново (7);

Курская округа - д. Безобразово (6), д. Букреева (5), с. Винниково (10), д. Гуторово (7), д. Звягинцева (5), д. Колодное (9), с. Разиньково (7), с. Толмачёво (33), с. Шумаково (6).

Льговская округа: д. Бредихина (5), с. Красное Успенское (6), д. Панкеева (5), с. Платово (17), с. Прут Ширково (7), с. Шуство (8).

Обоянская округа: с. Знаменское-Мальшево (8), с. Любач (5).

Путивльская округа: д. Бунякаина (10), с. Волынцево-Дроголево (6), д. Выгоревка (6), д. Гнилое Болото (7), д. Горки (5), с. Гудово (5), с. Духановка (6), с. Князево (13), д. Лежачи Боярские (18), д. Малушина (7), с. Марково (6), д. Машевка (7), д. Машутина (9), с. Облеги Ломакино (9), д. Святое Озеро (6), д. Семейкина (5), д. Щетинина (6).

Рыльская округа: с. Артюшково (5), с. Бупел (8), д. Вальнка Бырдина (6), с. Клевень Поповка (9), с. Кострово (6), д. Кулига (7), д. Переступная (9), д. Перецелуевка (7), с. Романово (6), д. Сафронова (5), д. Стержань Мокроусова (11).

Старооскольская округа - с. Бараново (6), с. Богородское (7), с. Знаменское (11).

Суджанская округа: с. Кремьяное (10), с. Мальцево (7), с. Разгребли (5).

Тимская округа: с. Паханок (8).

Фатежская округа: с. Богоявленское (10), с. Брусовой колодезь - (5); Щигровская округа: с. Рождественское на Штевце (9), с. Савины Старые (8) .

Это же положение распространялось и на вторую половину XIX в., куда можно отнести, выявленные по данным на 1850 г. многоусадебные поселения: д. Шатуновка Дмитриев-

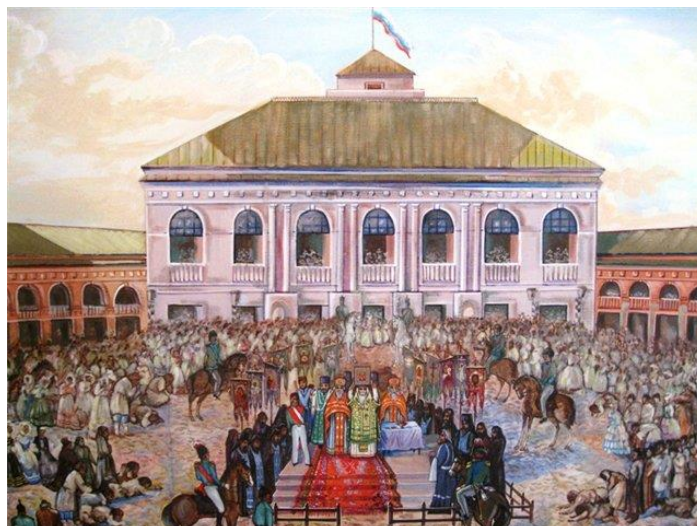
ского у. хозяйничало 11 помещиков, в с. Куриловка Суджанского у. – 13, в с. Кшень Тимского у. – 22 и т.д. [6].

Эти мелкопоместные усадьбы располагались в структуре сельских поселений, т.е. были включены в один ряд застройки в непосредственном соседстве с крестьянскими усадьбами.

Мелкопоместные усадьбы по своему облику и планировочным, функциональным характеристикам походили на хозяйства зажиточных крестьян или однодворцев и чаще всего располагались в структуре рядовой застройки поселения, нередко отличаясь от бедных соседей лишь большим объёмом главного усадебного дома.

Усадьба рассматриваемого периода имели вид замкнутого двора-крепости, нередко повторяя черты первоусадеб южных окраинах Московского государства в XVI- нач. XVIII вв.

а)



б)



*Рисунок 7 - Пример многоусадебных поселений. Местечко Коренная пустынь: монастырь-ярмарка-«усадебный город», имеющий сезонный - дачный характер жизни на протяжении конца XVIII – нач. XX вв.
а) открытие Коренской ярмарки (фрагмент старинной литографии), б) ситуационный план*

Мелкопоместная усадьба завершалась довольно большим огородом и садом, где нередко значительная площадь отводилась под "ливаду" (луг) с посадками вербы, акации, – используемых для домашнего строительства. Тип двора с более свободным расположением хозяйственных построек рубежа распространяется почти по всей исследуемой территории, частично вытесняя собой замкнутый "круглый двор"[7].

Современных сельские дома северных районов Курской области, очевидно, сохраняют традиционные черты крестьянских построек прошлого. Это характерная беленая изба крыльцо которой имеет глухое досчатое ограждение и навес, как правило полукруглой формы. Последний опирается на четыре столбика, расположенных попарно.

Наиболее богатым владельцем среди дворян Горяиновых в д. Сухоробрик Щигровского у. в XIX в. был губернский секретарь Н.И. Горяинов его имение составляло - 99 дес., тогда как у других его родственников - по 20 дес. Ему принадлежала усадьба с господским домом и фруктовым садом на 6 дес. Усадьба находилась в южной части деревни и по описи 1854 г. представляла собой следующее: "Господский дом деревянный, крыт соломой, длиною 12, а шириною 9 арш. Людская изба, два анбара пластовых рубленых. Огорожен плетневым сараем. Двор крытый весь соломой" [8].

Усадьбы таких мелкопоместных дворян, как Н.И. Горяинов, видимо, мало чем отличались от крестьянских, что было характерно для всей Курской губернии. В статистическом описании Щигровского уезда середины XIX в. сообщалось: «Дворянских домов хорошего строения немного, т.к. большая часть дворян недостаточны, то дома их необширны и мало красивы» [8].

До настоящего времени во многих сёлах бывшей Курской губернии (Курская, Белгородская, часть Сумской областей) сохранились рубленые и плетневые хозяйственные постройки - амбары, пуньки, повалени (реже жилые хаты) под соломенными крышами, отражающие облик застройки прошлых столетий.

К теме "многоусадебности" относится местечко Коренная пустынь известная своим монастырем и ярмаркой российского и международного значения, которая впервые представляется, как региональный феномен Курского края – особый тип многоусадебного поселения, создавший значительный район усадебной застройки поселения («не менее ста» [9, с.29].) - «усадебград», имеющий сезонный - дачный характер жизни на протяжении конца XVIII – нач. XX вв. Где вокруг исторического ядра поселения духовного и торгового центров - монастыря Знамения Коренной иконы Божией Матери и Коренной ярмарки в течении кон. XVIII – XIX вв. сформировалась многочисленная дачная застройка небольших усадеб курской знати, носящий сезонный характер пребывания в селе на время работы ярмарки и крестных ходов с Курской Коренной иконой. Этот феномен требует отдельного рассмотрения.

Интересно описание 1786 г. временного жилища дворян - "ставок" (летних дач), устраиваемых близ знаменитой Коренской ярмарки у Коренского Рождества пресвятой Богородицы пустыни «от Курска в 27 верстах при большой дороге к Орлу в правую сторону»: «Благородное общество дворянства из окружных мест, а многие из дали наезжают туда, редкой год бывает менее фамилий ста; которыя расположася там, устраивают палатки свои и шатры и иныя делают и домики из досок или плетня глиною обмазанныя, с наружи чем нибудь украшенныя, внутри же конечно не беспокойныя. Сие составляет очень приятный вид и особливаго совсем роду селения, положениеж место красиво есть; не большой лесок при реке, по большей части расставлены тамо ставки сии входом на открытыя поля, чрез которыя множество селений кажутся в дали и придают лучшее еще крашение сим приятным местам. Народ туда собирается в великом количестве и много имеет различных увеселений» [9].

Часть IV.

Обособленное от поселения расположение имели средние и крупные усадьбы. Связь усадебного комплекса с поселением часто осуществлялась посредством визуально-коммуникативной оси – дороги (против поселения – Моква, Марьино, Дурово-Бобрик, Головичино и др.; на окраине поселения в ряду застройки – Пристенное, Малые Крюки, Яковлевка и др.) и промежуточной архитектурной доминанты – сельской церкви (Максимовка, Никольское, Переверзевка, Дурово-Бобрик, Пристенное и др.).

Выделяются несколько основных типов построения композиции в зависимости от рельефа местности.

Первый тип – размещения усадьбы на равнинном участке вблизи водного зеркала реки или пруда (Пристенное, Жеребцово, Кострова, Ивановское и др.)

Наиболее распространённым и традиционным типом является расположение усадьбы на холмистой возвышенности. Здесь определяются так же два подтипа: усадьба на вершине холма (Моква, Марьино, Яковлевка и др.) и в центре холма на его террасе (Малые Крюки, Крупец, Копёнки и др.).

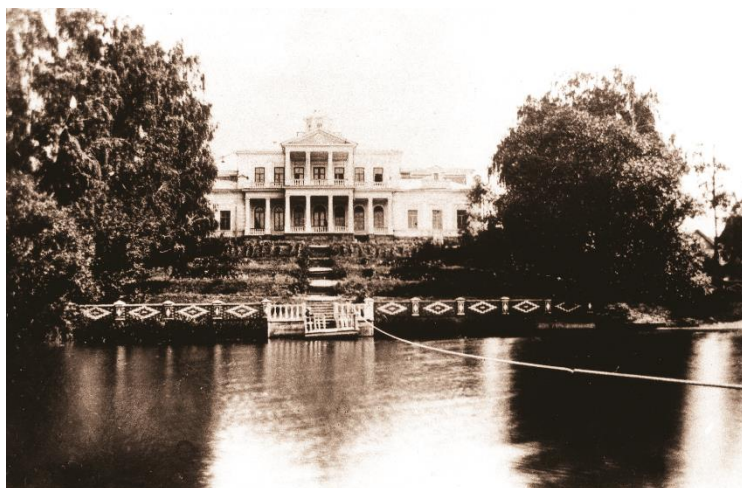


Рисунок 8 - Копёнки. Пример размещения усадьбы на искусственной террасе холма вблизи пруда

а)



б)



Рисунок 9 - Толоконное. Панорамная и смешанная композиция:
а) фото панорамы 2017 г., б) План сер. XIX вв. ГАО. Ф.621.Оп.2.Д.1397.

У **подножия возвышенности** традиционно расположение реки, пруда или каскада прудов (Борисовка, Малые Крюки, Екатериновка и др.). Сад и позднее сад-парк, парк формируются, как между домом и прудом, так и за усадебным двором, окружая весь усадебный комплекс или примыкая к нему с выгодной стороны.

К следующим типу относится **мысообразная композиция** – расположение усадьбы на высоком, с живописными скатами плато (Ивня, Берёзовка, Семёновка и др.). Сюда же относятся усадьбы, размещённые на селищах вблизи древних городищ (Череповка Серебряковых, Капыстичи Воропановых, Городище Шеховцовых, Коренское Шечковых). Этот тип обычно отличается компактной планировкой всего комплекса, что часто диктуется ограниченной территорией плато (рис. 3 – 8)

Наибольшее распространение имело расположение усадьбы на холме, что было выигрышным для её подчёркнуто доминирующего положения, наибольшее раскрытие и связь с окружающим ландшафтом и широкие разноплановое восприятие панорам местности, уходящее за линию горизонта.

Исследование показало, что в период XVIII-1-й пол. XIX вв. в Курской губернии проявляются все основные планировочные композиции: **компактная, панорамная (фронтальная) и смешанная**. Однако преимущественно имела распространение компактная композиция, которую имели в основном мелкопоместные усадьбы и некоторые среднепоместные усадебные комплексы, но к последним это относится в большинстве на период XVIII в.

Компактная композиция ранних усадеб имела как симметричный, так и асимметричный характер, её элементы развиты по трём направлениям – высоте, ширине и глубине. Это единый, часто замкнутый комплекс – группы усадебных построек и, нередко, с включением церкви (Воробьёвка, Ивня, Жеребцово, Пристенное, Ивановское, Яковлевка, Малые Крюки, Екатериновка). Это усадьбы, расположенные на месте старых усадебных комплексов или на новом месте. Все постройки усадьбы формируют небольшое замкнутое пространство – традиционно дом, окруженный со всех сторон хозяйственными постройками или парадный двор в глубине которого, обычно на повышенном месте расположен главный дом с флигелями и др. подсобными строениями.

Определение характера пространственной композиции зависит от точки восприятия объектов в движении и с различных точек, что может иметь разный характер восприятия. Поэтому для классификации пространственной композиции необходимо знать оценку с наиболее характерной точки осмотра. Для усадебных комплексов основные и ответственные виды – со стороны парадного въезда и водоёма.

Панорамная композиция рассчитана на восприятие по ширине и высоте при движении вдоль неё или по направлению к ней, рассчитана на восприятие с улиц, площадей, рек и прудов (Максимовка, Моква, Толоконное, Дурово Бобрик и др.). Здесь все постройки усадьбы расположены в непосредственной близости усадьбы и как бы выстроены в одну протяжённую линию.

Различаются так же панорамные композиции усадеб с **глубинно-пространственным** построением (Марьино, Дурово-Бобрик, Богдановка, Головчино). Элементы композиции организуют восприятие зрителя по глубинным, фронтальным и вертикальным направлениям.

Смешанные композиции совмещают в себе сочетание всех указанных видов, при доминировании того или иного в каждом конкретном случае Моква, Марьино, Борисовка, Толоконное, Никольское, Дурово-Бобрик, Малые Крюки, Борисовка и др.).

В композиционном построении определяющей и главенствующей частью является усадебный комплекс, где роль доминанты безусловно принадлежит главному дому усадьбы, а вертикального акцента - церкви или комплексу церквей (характерный для крупных усадеб – Борисовка, Ивановское). Встречается также сочетание панорамной и компактной композиции с осевым построением, где обособлено отстоящая от селения усадьба связана с вертикальным акцентом храма визуально-планировочной или визуально-коммуникативной осью. Например, **панорамно-осевая** композиция присутствует в усадьбах Никольское, Головчино.

Все элементы композиции усадебных комплексов подчинены – главному усадебному дому, выделяющемуся по своему объёму. Расположение частей композиции относительно парадно-жилой части имеет самые разнообразные варианты решений.

Композиции средних и крупных усадеб (они же образцовые хозяйства) создавались на функциональной основе и имели развитую систему производственных построек, не связанных с жилым комплексом в единый ансамбль.

а)



б)



г)



в)



Рисунок 10 - Яковлевка Трутовских и Самбурских. Компактная композиция:
 а) панорама с юга. Фото 2017 г., б) план сер. XIX вв. ГАКО. Ф.621.Оп.2.Д.6727,
 в) Трутовский К.А. Встреча гостей. Вид на Яковлевку,
 г) Трутовский К.А. Половодье. (Вид на Яковлевку)

В структуре усадеб XVIII-1-й пол. XIX вв. можно выделить пять основных традиционных частей – жилую, служебно-хозяйственную, садово-парковую, храмовую, общественную. Причём все названные части характерны преимущественно для среднепоместных и крупных усадебных комплексов, а для подавляющего большинства усадеб, которыми были мелкопоместные усадьбы, характерны три основные зоны – жилая, служебно-хозяйственная, садово-парковую (чаще – садовую), причём жилая и служебно-хозяйственная чаще всего представляют собой единый комплекс, объединенный в компактную композицию.

Заключение

По результатам исследования можно сделать следующие выводы.

Особой чертой курских поселений была многоусадебность, отличающаяся владениями нескольких помещиков, преимущественно мелкопоместных.

В этот период последней четверти XVIII в. половина селений наместничества были владельческими, из них 48% были селения, в которых существовала одна помещичья усадьба, что характерно для крупных, средних имений. Поскольку большинство дворян были мелкопоместными, характерным явлением для этого времени было размещение в одном селении нескольких помещичьих усадеб (до 10 и более): наиболее распространены от 2-х до 4-х усадеб - 42% селений, остальные владельческие деревни и сёла включали 5, 6, 7, 8 и более усадеб.

Эти мелкопоместные усадьбы располагались в структуре сельских поселений, т.е. были включены в один ряд застройки в непосредственном соседстве с крестьянскими усадьбами.

Мелкопоместные усадьбы по своему облику и планировочным, функциональным характеристикам походили на хозяйства зажиточных крестьян или однодворцев и чаще всего располагались в структуре рядовой застройки поселения, нередко отличаясь от бедных соседей лишь большим объёмом главного усадебного дома.

Усадьба рассматриваемого периода имели вид замкнутого двора-крепости, нередко повторяя черты первоусадеб южных окраинах Московского государства в XVI- нач. XVIII вв.

К теме "многоусадебности" относится местечко Коренная пустынь известная своим монастырем и ярмаркой российского и международного значения, которая впервые представляется, как региональный феномен Курского края – особый тип многоусадебного поселения, создавший значительный район (не менее ста усадеб) усадебной застройки поселения - «усадебград», имеющий сезонный - дачный характер жизни на протяжении конца XVIII – нач. XX вв.

Формирование дачных усадебных кварталов возникло вокруг исторического ядра поселения духовного и торгового центров - монастыря Знамения Коренной иконы Божией Матери и Коренной ярмарки в течении кон. XVIII – XIX вв.

Обособленное от поселения расположение имели, в основном, средние и крупные усадьбы. Связь усадебного комплекса с поселением часто осуществлялась посредством визуально-коммуникативной оси и промежуточной архитектурной доминанты – сельской церкви.

На характер и разнообразие приёмов пространственной организации усадебных комплексов влияли топография и физико-географические типы местности. В зависимости от рельефа местности выделяются такие типы композиции: расположение усадьбы на равнинном участке, на холмистой возвышенности (на вершине или в центре холма), на мысу.

Наибольшее распространение имело расположение усадьбы на холме, что было выигрышным для её подчёркнуто доминирующего положения, наибольшее раскрытие и связь с окружающим ландшафтом и широкие разноплановое восприятие панорам местности, уходящее за линию горизонта.

Для рассматриваемого периода характерны все основные планировочные композиции: панорамная (фронтальная), компактная и смешанная.

Все композиционные элементы усадебных комплексов подчинены главному усадебному дому, выделяющемуся по своему объёму.

В композиционном построении определяющей и главенствующей часть является усадебный комплекс, где роль доминанты безусловно принадлежит главному дому усадьбы, а вертикального акцента - церкви или комплексу церквей (характерный для крупных усадеб – Борисовка, Ивановское). Встречается также сочетание панорамной и компактной композиции с осевым построением, где обособлено отстоящая от селения усадьба связана с вертикальным акцентом храма визуально-планировочной или визуально-коммуникативной осью.

Все элементы композиции усадебных комплексов подчинены – главному усадебному дому, выделяющемуся по своему объёму. Расположение частей композиции относительно парадно-жилой части имеет самые разнообразные варианты решений.

Композиции средних и крупных усадеб (они же образцовые хозяйства) создавались на функциональной основе и имели развитую систему производственных построек, не связанных с жилым комплексом в единый ансамбль.

В структуре усадеб XVIII-1-й пол. XIX вв. можно выделить пять основных традиционных частей – жилую, служебно-хозяйственную, садово-парковую, храмовую, общественную. Причём все названные части характерны преимущественно для среднепоместных и крупных усадебных комплексов, а для подавляющего большинства усадеб, которыми были мелкопоместные усадьбы, характерны три основные зоны – жилая, служебно-хозяйственная, садово-парковую (чаще – садовую), причём жилая и служебно-хозяйственная чаще всего представляют собой единый комплекс, объединённый в компактную композицию.

Как видно из исследования, владельцы загородных имений, преобразуя природу, в соответствии со своими хозяйственными нуждами, эстетическими воззрениями, а так же веяниями современной моды, создавали новый, неповторимый усадебный ландшафт, с большим разнообразием планировочных композиций, построенных на развитой функциональной основе.

Благодарности

Исследование выполнено за счет средств Государственной программы Российской Федерации «Развитие науки и технологий» на 2013-2020 годы в рамках Плана фундаментальных научных исследований Минстроя России и РААСН, тема 1.2.2

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Россия. Полное географическое описание нашего Отечества. настольная и дорожная книга для русских людей. Среднерусская чернозёмная область / Под ред. В.П. Семёнова. СПб.: Изд. А.Ф. Девриена, 1902. Т.2. С. 136, 137, 141, 173, 174.
2. Вирский А.А. Очерк физической географии Курского края // Курский край: Сборник по природе, истории, культуре и экономике Курской губернии / Под ред. С.В. Иванова. Курск, 1925. В.1. С.9-10.
3. Календарь и памятная книжка Курской губернии на 1890 год: Изд. Курского Губ. Статкомитета. Курск: Тип. Губ. Правления, 1889. С.70.
4. Кулегаев И. Краткое описание Курской губернии. Харьков: Тип. Г.Б. Молчадского, 1903. С.9-10.
5. РГВИА (Российский государственный Военно-исторический архив) Ф.ВУА. «Топографическое описание Курского наместничества по минувшей 3-й и нынешней 4-й ревизии, сочинено тщанием сея правителем господином Зубовым в 1784-м году". Д.18800. Т.1.Ч.1.Л.90 об; Т.5.Ч.15.Л.173; Т.5.Ч.14.Л.90-90об
6. Климов И. Я. Курская губерния во второй половине XIX века // Учёные записки. – Курск: издание Курского гос. педагогического ин-та, 1968. – Т.47. С.6.
7. Чижикова Л.Н. Русско-украинское пограничье. История и судьбы традиционно-бытовой культуры (XIX-XX века). М.: Наука, 1988. 251 с.
8. ГАКО (Государственный архив Курской области).Ф.59. Курская палата гражданского суда. Оп.1. Д.8236. Л.107 об.
9. Ларионов С. Описание Курского наместничества из древних и новых разных о нём известий вкратце собранное Сергеем Ларионовым, того наместничества Верхней Расправы Прокурором. – М.: Вольная тип. Пономарёва, 1786. – С.29.

REFERENCES

1. Rossiya. Polnoye geograficheskoye opisaniye nashego Otechestva. nastol'naya i dorozhnaya kniga dlya russkikh lyudey. Srednerusskaya chernozomnaya oblast' [Russia. Full geographical description of our Fatherland. desktop and road book for Russian people. Central Russian Chernozem Region]. Ed. V.P. Semenov. St. Petersburg: Publ. A.F. Devrien, 1902. V. 2. Pp. 136, 137, 141, 173, 174.
2. Virsky A.A. Ocherk fizicheskoy geografii Kurskogo kraya [Essay on the physical geography of the Kursk region]. Kurskiy kray: Sbornik po prirode, isto-rii, kul'ture i ekonomike Kurskoy gubernii. Pod red. S.V. Ivanova [Kursk

region: Collection of nature, history, culture and economy of Kursk province. Ed. S.V. Ivanova]. Kursk, 1925. V.I. Pp. 9-10.

3. Kalendar' i pamyatnaya knizhka Kurskoy gubernii na 1890 god: Izd. Kurskogo Gub. Statkomiteta [Calendar and a memorial book of the Kursk province in 1890: Ed. Kursk Gub. Statistical Committee]. Kursk: Tip. gub. pravleniya, 1889. 70 p.

4. Kulegaev I. Kratkoye opisaniye Kurskoy gubernii [A brief description of the Kursk province]. Kharkov: Tip. G.B. Molchadsky, 1903. Pp. 9-10.

5. RGVIA (Rossiyskiy gosudarstvennyy Voyenno-istoricheskiy arkhiv) F.VUA. «Топографическое описание Курского наместничества по минувшей 3-й и нынешней 4-й ревизии, сочинено тшччанием сейя правителем господином Zubovym v 1784-m godu" [RGVIA (Russian State Military Historical Archive) F.VUA. "The topographical description of the Kursk governorship of the past 3rd and current 4th revision, was composed by the ruler sowing by the ruler Mr. Zubov in 1784."] D.18800. Vol. Ch.15. L.173; T.5. Ch.14. L. 90-90 ob

6. Klimov I. Ya. Kurskaya guberniya vo vtoroy polovine XIX veka [Kursk province in the second half of the XIX century]. *Uchenye zapiski*. Kursk: publication of the Kursk State. Pedagogical Institute, 1968. Vol.47. Pp. 6.

7. Chizhikova L.N. Russko-ukrainskoye pogranich'ye. Istoriya i sud'by traditsionno-bytovoy kul'tury (XIX-KHKH veka) [Russian-Ukrainian borderlands. History and the fate of the traditional household culture (XIX-XX centuries)]. Moscow: Science, 1988. 251 p.

8. GAKO (State Archive of the Kursk Region) .F.59. Kursk Chamber of Civil Court. Op.1. D.8236. L. 107 ob.

9. Larionov S. Opisanie Kurskogo namestnichestva iz drevnikh i novykh raznykh o nom izvestiy vkrattse so-brannoye Sergeyem Larionovym, togo namestnichestva Verkhney Raspravy Prokurorom [Description of the Kursk governorship from the ancient and new news about him in brief collected by Sergey Larionov, that governorship of the Upper Repression by the Prosecutor]. Moscow: Vol'naya tip. Ponomareva, 1786. P.29.

Информация об авторах:

Холодова Елена Васильевна

Научно-исследовательского института теории и истории архитектуры и градостроительства (НИИТИАГ) Филиала ФГБУ "ЦНИИП Минстроя России", г. Москва, Россия,

кандидат архитектуры, член Союза архитекторов России; советник РААСН; ведущий научный сотрудник Научно-исследовательского института теории и истории архитектуры и градостроительства (НИИТИАГ) Филиала ФГБУ "ЦНИИП Минстроя России" (Москва); эксперт по проведению государственной историко-культурной экспертизы, живёт и работает в Курске.

E-mail: tora-9@yandex.ru

Information about authors:

Kholodova Elena Vasilievna

Research Institute of Theory and History of Architecture and Urban Planning (NIITAG) Branch of "TSNIIP of the Ministry of construction of Russia", Moscow, Russia,

candidate of architecture, member of the Union of architects of Russia, Advisor of RAACS; leading researcher, research Institute of theory and history of architecture and urban planning (NIITAG) branch of "tsniip of the Ministry of construction of Russia" (Moscow); expert in carrying out state historical and cultural expertise, lives and works in Kursk.

E-mail: tora-9@yandex.ru

ТЕХНОЛОГИИ ЗАМЕНЫ ПЕРЕКРЫТИЙ ПРИ КАПИТАЛЬНОМ РЕМОНТЕ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

АФАНАСЬЕВ Г.А.

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

***Аннотация.** Приведены технологии возведения железобетонных перекрытий с не извлекаемыми пустообразователями при выполнении капитального ремонта зданий с заменой деревянных перекрытий.*

Использование пустообразователей позволяет снизить расход бетона, арматуры, сокращает продолжительность возведения и энергозатраты.

Установлены технологические особенности устройства перекрытий с цилиндрическими пустообразователями, шарообразной и эллиптической формы, в виде плоских пенополистирольных плит.

Адаптирована технология возведения перекрытий к условиям капитального ремонта зданий. Приведена технологическая последовательность производства работ с учетом стесненности условий рабочих зон.

***Ключевые слова:** перекрытия по деревянным балкам, монолитные безбалочные перекрытия, укладка бетонной смеси, режим ухода за бетоном.*

TECHNOLOGIES FOR REPLACEMENT OF BLOCKS WITH CAPITAL REPAIR OF MULTILEVEL BUILDINGS

AFANASYEV G.A.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

***Abstracts.** The technology of erection of reinforced concrete floors with non-removable core formers during the overhaul of buildings with the replacement of wooden floors.*

The use of net formers allows to reduce the consumption of concrete, reinforcement, reduces the duration of construction and energy costs.

The technological features of the device of overlappings with cylindrical core formers, spherical and elliptical in the form of flat polystyrene plates are established.

Adapted technology for the construction of floors to the conditions of capital repairs of buildings. The technological sequence of work production, taking into account the constraints of the conditions of the working areas, is given.

***Key words:** wooden beams overlappings, monolithic non-beamed overlappings, laying of concrete mix, care mode for concrete.*

В большинстве случаев основной причиной замены деревянных перекрытий жилых и гражданских зданий является повышенный износ конструкций, снижение несущей способности балок за счет поражения опорных частей грибком или гнилью, повышение пожароопасности вследствие использования горючих материалов.

Замена конструктивных элементов на негорючие (сталь, бетон и др.) является не только дорогостоящим и трудоемким видом работ, но и вносит определенные изменения в нагрузки на стены и принятие решения о материале и конструкции заменяемых перекрытий предшествует проверке несущей способности стен и фундаментов здания.

Повышение капитальности и огнестойкости ремонтируемых зданий достигается путем замены перекрытий на монолитные железобетонные.

В зависимости от величины пролета и состояния стен определяется конструктивное решение и расчетная схема с опиранием плиты по контуру или меньшей стороне на штрабы в кирпичных стенах. Основными недостатками безбалочных перекрытий являются повышенный расход бетона и арматуры, а также малая звукоизоляция, что характерно для монолитных перекрытий сплошного сечения.

При исследовании основных технологий возведения монолитных перекрытий автором разработано предложение по снижению расхода бетона путем использования пустообразователей в виде полимерных труб диаметром 160 мм и толщиной стенки 2,5-3,00 мм.

Трубы изготавливаются из полимерного материала вторичной переработки и имеют сравнительно низкую стоимость. Их установка производится в период вязки арматуры нижней и верхней зон плиты.

Для обеспечения проектного положения пустообразователи фиксируются к арматурному каркасу. Такое решение исключает деформацию и перемещение труб в процессе укладки и уплотнения бетонной смеси.

Открытые торцы труб закрываются полимерными заглушками для исключения попадания бетонной смеси.

Опорные элементы плит выполняются сплошного сечения и армируются стержнями.

Технология производства работ включает подготовительный период, состоящий из: демонтажа элементов деревянного перекрытия, с транспортировкой в зону складирования; подготовку мест опирания перекрытий на стены – устройство штраб; монтаж опалубки перекрытия; подача арматуры и ручной вязки каркасов с установкой пустообразователей; подача и укладка бетонной смеси автобетононасосом через оконные проемы; выдерживание бетона до получения распалубочной прочности.

На рис. 1 приведена конструктивно-технологическая схема устройства монолитного перекрытия с цилиндрическими пустообразователями. Особое внимание уделено образованию штраб и размещению опорных элементов на глубину до 150 мм. (рис. 1, б). При наличии кирпичной кладки с некоторыми дефектами опорная часть омоноличивается на толщину 5-6 см.

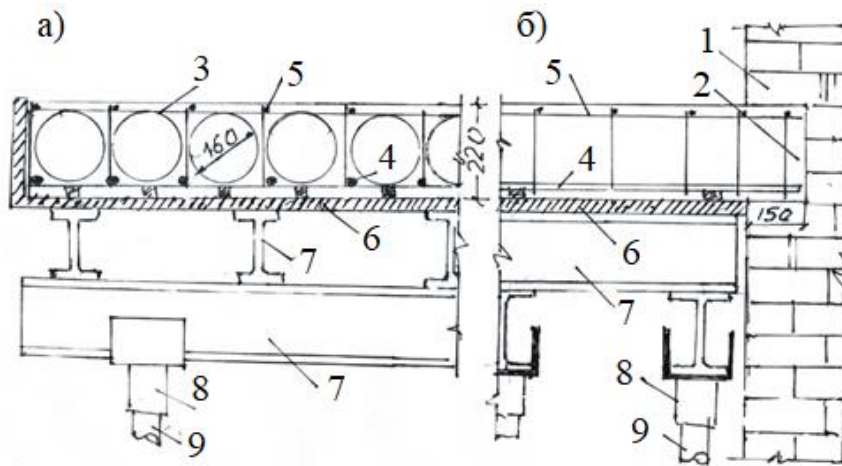


Рисунок 1 - Технологическая схема возведения перекрытия с неизвлекаемыми пустообразователями:

а) поперечный; б) продольный разрез. 1- кирпичная стена; 2 – штраба;

3- циклические пустообразователи; 4 – арматура нижней зоны; 5 – тоже верхней;

6 – фанерная опалубка; 7 – балки; 8 – опорный элемент; 9 – телескопические стойки;

Результаты исследований показали, что при использовании цилиндрических пустообразователей достигается объем пустот около 40% и до 15% снижается расход арматуры.

В зарубежной и отечественной практике строительства используются технологии устройства монолитных перекрытий с не извлекаемыми пустообразователями различных геометрических форм. Их актуальность и практическая ценность отражены в [1-7, 10,11].

Примером таких систем являются пустообразующие шары, эллипсоиды (Sobiax-Швейцария), призматические пустообразующие элементы (Noautilus – Испания) и др.

Пустообразователи вторичной переработки пластика заменяют часть бетона внутри железобетонного перекрытия и позволяют снизить расход бетона до 35% и 20% арматурной стали [3, 6, 7].

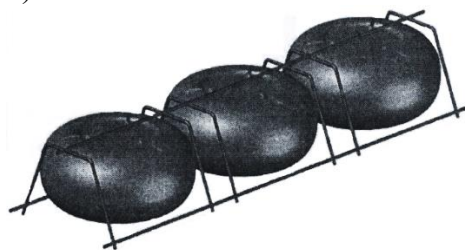
Принцип устройства пустообразователей состоит в максимальном вытеснении объема бетона из растянутой зоны плиты с сохранением вертикальных ребер, обеспечивающих несущую способность перекрытия.

Элементы перекрытий следует рассчитывать на прочность, на действие изгибающих и крутящих моментов, продольных и поперечных сил.

По второй группе предельного состояния предусматривает расчет по образованию трещин [4].

Пустотелые элементы объединяются в отдельные блоки и модули (рис. 2). Для эллиптической и шарообразной форм используют легкие арматурные каркасы из стали А-III Ø5 мм, которые фиксируют вкладыши в проектном положении. Они объединяются в отдельные блоки площадью от 0,5 до 3 м².

а)



б)

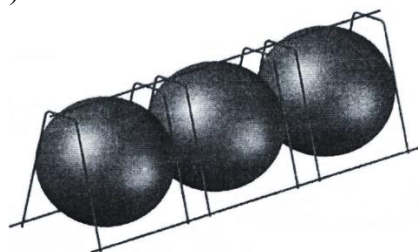


Рисунок 2 - Модули пустотелых элементов:
а) – эллиптические; б) – шарообразные; 1 – линейные опорные каркасы

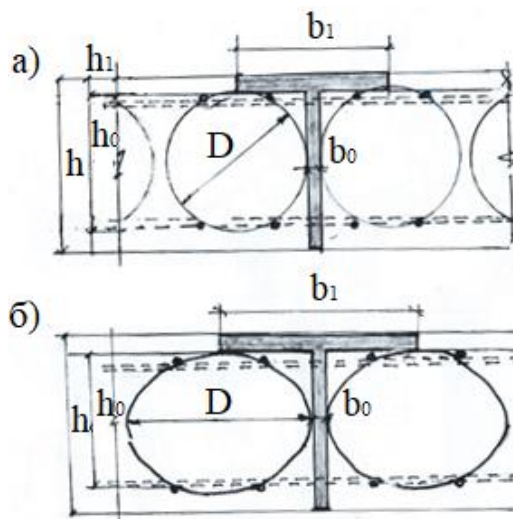


Рисунок 3 – Сферическая (а) и эллиптическая (б) формы вкладышей, расстояние между вкладышами и параметры перекрытия по системе Bubble Deck

Размеры пустообразователей выбираются с учетом толщины (высоты) плиты по конструктивным соображениям и с учетом соотношения размеров, приведенных на рис. 3.

Так, для плит перекрытий толщиной 220 мм применяют пустообразователи с высотой 120 мм, горизонтальным диаметром 315 мм, с расстоянием между гранями пустообразователей – 25 мм и осями – 350 мм. Расход бетона составляет 0,066 м³/м².

С увеличением диаметра пустообразователей и соответственно толщины бетона между вкладышами возрастает несущая способность плит перекрытия. Так, для перекрытий толщиной 280 мм при диаметре вкладышей 225 мм толщина бетона между пустообразователями составляет 35 мм, перекрываемый пролет находится в пределах 7,0-9,0 м, расход бетона 0,084 м³/м²; при толщине перекрытий 380 мм и диаметре вкладышей 315 мм перекрываемый пролет составляет 11,0 м, расход бетона 0,124 м³/м² [10, 11].

Для большей высоты и несущей способности пустообразователи диаметром 480 мм и высотой 210 мм состоящие из нижней и верхней частей (рис. 4). Их сборка производится на строительной площадке с использованием шаблонов и защелок.



Рисунок 4 – Сборка вкладышей на строительной площадке

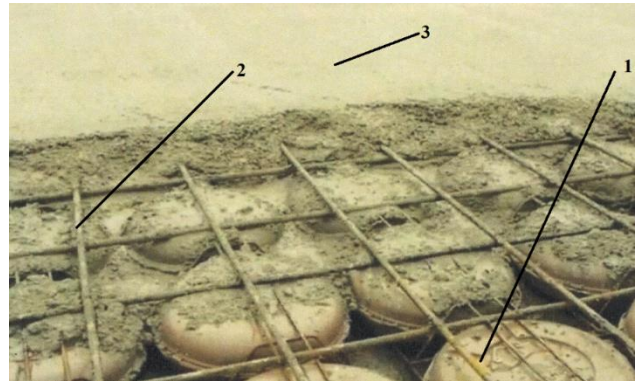


Рисунок 5 - Омоноличивание перекрытия.
1 – пустотелые вкладыши; 2 – верхняя арматурная сетка; 3 – уложенная и уплотненная бетонная смесь

Технология производства работ состоит в устройстве щитовой опалубки, вязке нижнего ряда арматуры с установкой фиксаторов, монтаже модулей поверх стержней нижнего ряда, установке верхней рабочей арматуры поверх модулей.

Перекрытие изготавливается путем двухстадийного бетонирования. Такой прием позволяет исключить всплытие вкладышей. После набора прочности 1,0 – 1,5 МПа нижнего слоя фиксируют проектное положение модулей. Затем производят укладку второго слоя (рис.5).

Сопоставительный анализ данных монолитных перекрытий сплошного сечения и при использовании шарообразных и овальных пустообразователей показал снижение расхода бетона на 25-28% и стали на 17,0-23,0% соответственно [3,5,6].

Перекрытия обладают большей звукоизоляцией, что обеспечивает комфортные условия проживания и эксплуатации.

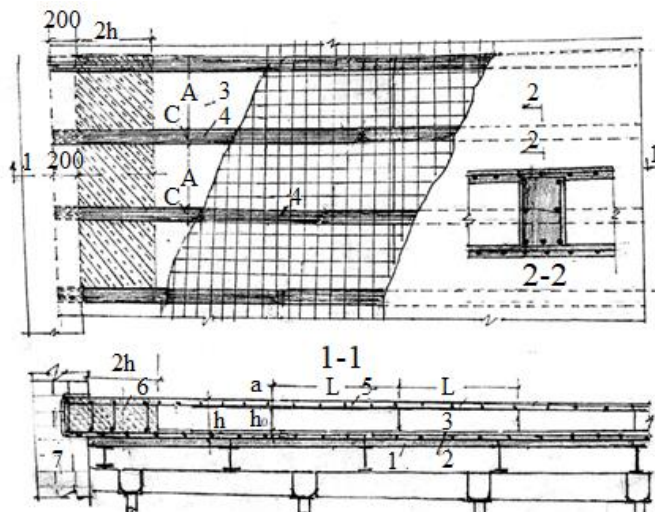


Рисунок 6 Технологическая схема перекрытий с пенополистирольными плитами – вкладышами:
1- палуба; 2 – нижний слой армобетона;
3 – пенополистирольные плиты; 5 – верхний слой армобетона; 6 – монолитная опорная часть плиты;
7 – стена со штрабой

Монолитные плиты с пустообразователями эффективно воспринимают и передают горизонтальные нагрузки, обеспечивают собственную пространственную работу вертикальных и горизонтальных конструкций.

В тоже время отмечается достаточно высокая трудоемкость и монотонность ручного труда по установке пустообразователей, что приводит к увеличению продолжительности работ или количества рабочих.

Повышение технологичности производства работ может быть достигнуто путем использования в качестве неизвлекаемых пустообразователей из пенополистирольных плит плотностью 30...50кг/м³. Их низкая плотность мало влияет на изменение массы перекрытий, но обеспечивает снижение расхода бетона, равное объему вкладышей [5].

Этим достигается снижение массы перекрытий при сохранении несущей способности. Общая конструктивно-технологическая схема облегченного перекрытия представлена на рис. 6.

Она включает нижнюю монолитную армированную плиту, на которой размещают пенополистирольные плиты, формирующие продольные балки. Они образуются в результате установки плит с промежутком, включая верхний слой железобетона. Установка плит производится с использованием шаблонов, определяющих толщину балок и ее высоту.

Первоначально производится армирование и бетонирование нижней зоны перекрытия. Затем устанавливаются плиты. Для исключения всплытия они нагружаются, что обеспечивает хорошую адгезию с бетонной смесью. Пригрузы удаляются после достижения прочности бетоном 1,0...1,25 МПа. Затем производят армирование балок, опорных зон проектными армокаркасами и поверхности плит.

Следующим этапом производства работ является укладка и уплотнение бетонной смеси и затем поверх армированной поверхности плит.

В результате достигается дополнительное сцепление слоев смеси и повышение ее однородности.

Для омоноличивания конструкций применяют модифицированные бетоны класса В25-В30. Используют смеси с крупностью 5-10мм и подвижностью ПЗ-П4.

Для повышения физико-механических характеристик и скорости набора прочности используют химические добавки в объеме 0,3...0,5% от массы цемента. Для ускоренного набора прочности производят прогрев греющими проводами, термоактивными матами и другими средствами с формированием тепловых полей не выше 50 °С. Такая температура исключает плавление и деформацию блоков ППС.

Выводы

-Разработана технология замены перекрытий в стесненных условиях капитального ремонта жилых и административных зданий с использованием неизвлекаемых пустообразователей и пенополистирольных плит, позволяющих повысить надежность и капитальность зданий, сократить расход бетона и арматуры, снизить продолжительность работ на 18-20%. Сокращение расхода бетона и арматуры снижает себестоимость производства работ и общую массу конструкций перекрытия существенно повышает технико-экономические показатели.

- Применение высококачественных модифицированных бетонных смесей позволяет получать распалубочную прочность конструкций в возрасте 24-36 ч.

- Подача и укладка смеси бетононасосом обеспечивает снижение трудоемкости и продолжительности бетонных работ до 30%.

- Адаптация технологий к условиям капитального ремонта решает ряд важных задач народного хозяйства.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Кудрявцев А.В., Головин А.Г. Устройство монолитных перекрытий с не извлекаемыми пустообразователями для уменьшения материалоемкости конструкций // Сборник трудов VII Всероссийской конференции «Научная инициатива иностранных студентов и аспирантов российских вузов». М., 2015. С. 220-225
2. Зайцев Ю.В. Легкие бетонные перекрытия (Легко, экономично, экологично) // Вестник Российского союза строителей. 2015. № 2. С. 20-21.
3. Cobiax Technologies A.G. URL: <http://www.cobiax.com/start-seite>.
4. Сенин Н.И., Головин Н.Г., Силантьев А.С. Рекомендации по расчету монолитных безбалочных плит перекрытий с пустообразователями «Cobiax». М.: МГСУ, 2014, 119с.
5. Егоров П.И., Тереза Е.А. Анализ расчета монолитной плиты перекрытия с пустообразователями прямоугольной формы // Ученые заметки ТОГУ. 2016. №1. С 378 – 382.
6. Гильмутдинова Л.Р., Головин Н.Г. Применение пустообразователей в монолитных перекрытиях многоэтажных зданий важный фактор снижения материалоемкости и нагрузок на конструкции здания // Сборник докладов «Научно-технической конференции по итогам научно-исследовательских работ студентов института строительства и архитектуры». М.: МГСУ, 2015. С. 88-90.

7. Глотов Д.А., Лоскутов И.С., Кантур О.В. Монолитные пустотные перекрытия в строительстве зданий // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2012. № 3. С. 66-71.
8. Грановский А.В., Чупанов М.Р. Экспериментальные исследования несущей способности плит перекрытий кессонного типа // Промышленное и гражданское строительство. 2015. № 5. С. 43-48.
9. Малахова А.Н. Пустотные кессонные плиты перекрытий монолитных многоэтажных зданий // Вестник МГСУ. 2016. № 6. С. 15-24.
10. Технология Rubbledeck. URL: <https://maestro.ru/Novosti/merhduetazhnye-perekrylya-stannt-legkimi-i-ehonomiechnymi>.
11. Rubbledeck System. URL: <http://bub-bledeck-un.com/>

REFERENCES

1. Kudryavtsev A.V., Golovin A.G. Ustroystvo monolitnykh perekrytiy s ne izvlekayemyimi pustobrazovatelyami dlya umen'sheniya materialoyemkosti konstruktсий [The device of monolithic overlappings with not retrievable holders for reducing the material consumption of structures]. Sbornik trudov VII Vserossiyskoy konferentsii "Nauchnaya initsiativa inostrannykh studentov i aspirantov rossiyskikh vuzov" [Proceedings of the VII All-Russian Conference "Scientific initiative of foreign students and graduate students of Russian universities"]. Moscow, 2015. Pp. 220-225
2. Zaytsev Yu.V. Legkiye betonnyye perekrytiya (Legko, ekonomichno, ekologichno) [Light concrete floors (Easy, economical, eco-friendly)]. *Vestnik Rossiyskogo soyuza stroiteley*. 2015. No 2. Pp. 20-21.
3. Cobiax Technologies A.G. URL: <http://www.cobiax.com/start-seite>.
4. Senin N.I., Golovin N.G., Silant'yev A.S. Rekomendatsii po raschetu monolitnykh bezbalochnykh plit perekrytiy s pustotoobrazovatelyami «Cobiax» [Recommendations for the calculation of monolithic girderless slabs with hollow cores "Cobiax"]. Moscow: MGSU, 2014, 119 p.
5. Yegorov P.I., Tereza Ye.A. Analiz rascheta monolitnoy plity perekrytiya s pustotoobrazovatelyami pryamougol'noy formy [Analysis of the calculation of the monolithic floor slab with rectangular hollow cores]. *Uchenyye zametki TOGU*. 2016. No 1. Pp. 378 – 382.
6. Gil'mutdinova L.R., Golovin N.G. Primeneniye pustotoobrazovateley v monolitnykh perekrytyakh mnogoetazhnykh zdaniy vazhnyy faktor snizheniya materialoyemkosti i nagruzok na konstruktсии zdaniya [The use of hollow cores in monolithic floors of multi-storey buildings is an important factor in reducing material consumption and loads on building structures]. Sbornik dokladov "Nauchno-tehnicheskoy konferentsii po itogam nauchno-issledovatel'skikh rabot studentov instituta stroitel'stva i arkhitektury" [Collection of reports "Scientific and Technical Conference on the results of research works of students of the Institute of Construction and Architecture"]. Moscow: MGSU, 2015. Pp. 88-90.
7. Glotov D.A., Loskutov I.S., Kantur O.V. Monolitnyye pustotnyye perekrytiya v stroitel'stve zdaniy [Monolithic hollow floors in the construction of buildings]. *Stroitel'naya mekhanika inzhenernykh konstruktсий i sooruzheniy*. 2012. No 3. Pp. 66-71.
8. Granovskiy A.V., Chupanov M.R. Eksperimental'nyye issledovaniya nesushchey sposobnosti plit perekrytyy kessonnogo tipa [Experimental studies of the carrying capacity of slabs of caisson type ceilings]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2015. No 5. Pp. 43-48.
9. Malakhova A.N. Pustotnyye kessonnyye plity perekrytyy monolitnykh mnogoetazhnykh zdaniy [Void caisson plates of floors of monolithic multi-storey buildings]. *Vestnik MGSU*. 2016. No 6. Pp. 15-24.
10. Tekhnologiya Rubbledeck. URL: <https://maestro.ru/Novosti/merhduetazhnye-perekrylya-stannt-legkimi-i-ehonomiechnymi>.
11. Rubbledeck System. URL: <http://bub-bledeck-un.com/>

Информация об авторах

Афанасьев Григорий Александрович

ФГБОУ ВО НИУ «Московский государственный строительный университет», г. Москва
Кандидат экономических наук
gregoria@mail.ru

Information about authors:

Afanasyev Grigory A.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
Cand. Economy Sc.,
E-mail: gregoria@mail.ru

РЕЦЕНЗИЯ НА УЧЕБНИК «ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н., Федоров В.С., Терехов И.А.
Железобетонные конструкции. М.: ООО "Бумажник", 2018. Ч.1 396 с. Ч.2 348 с.

Железобетонные конструкции составляют основу практически всех зданий и сооружений. Их главенствующая роль в сложных системах зданий и сооружений состоит в том, что наряду с созданием нормальных условий производственной деятельности, жилья и отдыха они обеспечивают безопасность людей, находящихся в этих зданиях, в течение длительного срока службы здания и сооружения. В настоящее время принят к исполнению свод правил СП 63.13330.2012 "Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003". Следует также отметить, что принят новый стандарт 3++ подготовки специалистов по направлению «Строительство», согласно которому формируется компетентностная модель выпускника. В связи с этим требуются современные учебно-методические материалы. Поэтому издание данного учебника весьма актуально и будет способствовать улучшению качества подготовки специалистов.

Учебник состоит из двух книг: 1-ая книга посвящена методам расчета железобетонных элементов при различных напряженных состояниях. Вначале дан исторический экскурс развития железобетонных конструкций и методов их расчета. Приведены с пояснениями физико-механические характеристики бетона, арматуры и железобетона, и как формируются нормативные и расчетные сопротивления этих материалов. Рассмотрены методы расчета изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых обычных и предварительно напряженных железобетонных элементов по предельным состояниям первой и второй группам, в том числе с использованием нелинейной деформационной модели. Все методы расчета проиллюстрированы примерами.

2-ая книга посвящена проектированию конструктивных систем зданий и сооружений. Содержит исходные данные и общие положения по расчету и конструированию несущих железобетонных конструкций зданий, в том числе с учетом предельного равновесия. Приведены основные особенности проектирования сборных одноэтажных промышленных, а также универсальных многоэтажных зданий из сборного и монолит-



ного железобетона, инженерных сооружений, тонкостенных пространственных покрытий и защиты зданий от прогрессирующего обрушения.

Материал изложен логически последовательно, по-научному строго и грамотно. Корректно использованы научные термины. Иллюстративный материал дополняет текст и способствуют лучшему пониманию сущности работы железобетонных конструкций, что способствует лучшему усвоению учебного материала. Методически правильно, что авторы в конце каждой главы приводят контрольные вопросы для самопроверки. Сводов правил по проектированию строительных конструкций. Материал учебника отражает современные достижения науки и практики проектирования железобетонных конструкций, принятые в СП 63.13330.2012, и излагает их в доступной форме. Представленный учебник «Железобетонные конструкции» уже востребован студентами и способствует повышению качества подготовки студентов, обучающихся по направлению 08.03.01 «Строительство», профиль «Промышленное и гражданское строительство».

Заведующий кафедрой уникальных зданий и сооружений
ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет»
Академик Российской академии архитектуры и
строительных наук, доктор технических наук,
профессор

В.И. Колчунов

Уважаемые авторы!
Просим Вас ознакомиться с основными требованиями
к оформлению научных статей

- Представляемый материал должен быть **оригинальным, не опубликованным ранее** в других печатных изданиях.
- Объем материала, предлагаемого к публикации, измеряется страницами текста на листах **формата А4** и содержит от **4 до 9 страниц**; все страницы рукописи должны иметь сплошную нумерацию.
- Статья должна быть набрана шрифтом Times New Roman, размер 12 pt с одинарным интервалом, текст выравнивается по ширине; абзацный отступ – 1,25 см, правое поле – 2 см, левое поле – 2 см, поля внизу и вверху – 2 см.
- Статья предоставляется в **1 экземпляре** на бумажном носителе и в электронном виде (по электронной почте или на любом электронном носителе).
- В одном сборнике может быть опубликована только **одна статья одного автора**, включая соавторство.
- **Плата с аспирантов за публикацию рукописей не взимается.**
- Если статья возвращается автору на доработку, исправленный вариант следует прислать в редакцию повторно, приложив письмо с ответами на замечания рецензента. Доработанный вариант статьи рецензируется и рассматривается редакционной коллегией вновь. Датой представления материала считается дата поступления в редакцию окончательного варианта исправленной статьи.
- Аннотации всех публикуемых материалов, ключевые слова, информация об авторах, списки литературы будут находиться в свободном доступе на сайте соответствующего журнала и на сайте Российской научной электронной библиотеки – РУНЭБ (Российский индекс научного цитирования).

В тексте статьи не рекомендуется применять:

- обороты разговорной речи, техницизмы, профессионализмы;
- для одного и того же понятия различные научные термины, близкие по смыслу (синонимы), а также иностранные слова и термины при наличии равнозначных слов и терминов в русском языке;
- произвольные словообразования;
- сокращения слов, кроме установленных правилами русской орфографии, соответствующими стандартами.
- Сокращения и аббревиатуры должны расшифровываться по месту первого упоминания (вхождения) в тексте статьи.

Обязательные элементы:

- **заглавие (на русском и английском языке)** публикуемого материала должно быть точным и емким, слова, входящие в заглавие, должны быть ясными сами по себе, а не только в контексте; следует избегать сложных синтаксических конструкций, новых словообразований и терминов, а также слов узкопрофессионального и местного значения;
- **аннотация (на русском и английском языке)** описывает цели и задачи проведенного исследования, а также возможности его практического применения, указывает, что нового несет в себе материал; рекомендуемый объем – не менее 100 слов;
- **ключевые слова (на русском и английском языке)** – это текстовые метки, по которым можно найти статью при поиске и определить предметную область текста; обычно их выбирают из текста публикуемого материала, достаточно 5-10 ключевых слов.
- **список литературы**, на которую автор ссылается в тексте статьи.

Право использования произведений предоставлено авторами на основании п. 2 ст. 1286 Четвертой части Гражданского Кодекса Российской Федерации.

С полной версией требований к оформлению научных статей
Вы можете ознакомиться на сайте www.oreluniver.ru/science/journal/sir

Адрес издателя:

федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева»
302026, Орловская область, г. Орел, ул. Комсомольская д. 95
+7 (4862) 777-318

www.oreluniver.ru
E-mail: info@oreluniver.ru

Адрес редакции

федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева»
302006, г. Орел, ул. Московская, 77.
+7 (4862) 73-43-49

<http://oreluniver.ru/science/journal/sir>
E-mail: str_and_rek@mail.ru

Право использования произведений предоставлено авторами на основании
п. 2 ст. 1286 Четвертой части Гражданского Кодекса Российской Федерации

Технический редактор С.Ю. Савин
Компьютерная верстка С.Ю. Савин

Подписано в печать 04.02.2019 г.
Дата выхода в свет 11.02.2019 г.
Формат 70×108 1/16. Печ. л. 8,75.
Цена свободная. Тираж 500 экз.
Заказ № _____

Отпечатано с готового оригинал-макета на полиграфической
базе ФГБОУ ВО «ОГУ имени И.С. Тургенева»
302030, г. Орел, ул. Московская, 65.