

Міністерство освіти і науки України
Одеська державна академія будівництва та архітектури
Rzeszów University of Technology (Польща)
University of Rijeka (Хорватія)



University
of Rijeka
**Faculty of
Civil Engineering**



**RZESZOW UNIVERSITY
OF TECHNOLOGY**

ТЕЗИ ДОПОВІДЕЙ
міжнародної науково-технічної конференції
«Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини»
13-15 червня 2024 р.



Одеса – 2024

Міністерство освіти і науки України
Одеська державна академія будівництва та архітектури
Rzeszów University of Technology (Польща)
University of Rijeka (Хорватія)

ТЕЗИ ДОПОВІДЕЙ
міжнародної науково-технічної конференції
«Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини»
13-15 червня 2024 р.

УДК 624.011.1/014.2 (066)

У збірнику розміщені тези доповідей міжнародної науково-технічної конференції «Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини» (13-15 червня 2024 р.)

ОРГКОМІТЕТ КОНФЕРЕНЦІЇ

Ковров А.В., к.т.н., професор, заслужений діяч науки і техніки України, ректор Одеської державної академії будівництва та архітектури (ОДАБА), віце-президент Академії енергетики України, голова територіального відділення Академії будівництва України, **голова оргкомітету;**

Кривяков С.О., д.т.н., професор, проректор з НР ОДАБА, **заступник голови;**

Гілодо О.Ю., к.т.н. доцент, завідувач кафедри металевих, дерев'яних і пластмасових конструкцій ОДАБА, член-кореспондент Інженерної академії України, **заступник голови.**

ЧЛЕНИ ОРГКОМІТЕТУ

Білик С.І. – д.т.н., проф., Київський національний університет будівництва і архітектури;

Вировой В.М. – д.т.н., проф., заслужений діяч науки і техніки України, ОДАБА;

Гібаленко О.М. – д.т.н., проф., Приазовський державний технічний університет;

Голоднов О.І. – д.т.н. проф., Національний авіаційний університет;

Гомон С.С. – д.т.н. проф., Національний університет водного господарства та природокористування;

Клименко Є.В. – д.т.н., проф., ОДАБА;

Махінько А.В. – д.т.н., проф., лауреат премії Президента України, Національний авіаційний університет;

Пічугін С.Ф. – д.т.н., проф., Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка;

Суханов В.Г. – д.т.н., проф., ОДАБА;

Яковенко І.А. – д.т.н., проф., Національний університет біоресурсів і природокористування України;

Lucjan Slecza - Ph.D., Ass. Prof., Rzeszow University of Technology, Польща;

Andrzej Wojnar - Ph.D., Ass. Prof., Rzeszow University of Technology, Польща.

Adriana Bjelanović, PhD, Prof., Civil Eng. Msc, University of Rijeka, Хорватія;

Ivana Štimac Grandić, PhD, Prof., Civil Eng. Msc, University of Rijeka, Хорватія;

Paulina Krolo, PhD, Assistant Prof., Civil Eng. Msc, University of Rijeka, Хорватія;

Sanja Dugonjić Jovančević, PhD, Associate Prof., Civil Eng. Msc, University of Rijeka, Хорватія.

Рекомендовано до друку Вченою Радою Одеської державної академії будівництва та архітектури (протокол №9 від 29.05.2024 р.).

EFFECTIVENESS OF STRENGTHENING CASES OF METALLIC CYLINDRICAL TANKS BY FRP REINFORCEMENT BASED ON FIBERS OF DIFFERENT TYPES

Dziuba S.V., *PhD, Associate Professor,*
Korobko, O.O., *ScD, Professor,* **Bespalova A.V.**, *ScD, Professor*
Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture

The park of metal cylindrical tanks in Ukraine is characterized by significant wear of load-bearing structures, corrosion of elements and metal fatigue of vertical connections. One of the solutions to the replenishment of the lost load-bearing capacity of their walls is the reinforcement by external transverse FRP. It is also make it possible to ensure tightness and anti-corrosion protection of these constructions. At the same time, existing recommendations assessing the effective use of various types of FRP, differing in strength, deformation and thermal deformation parameters, are insufficient in relation to the strengthening of metal cylindrical shells.

The purpose of the work is to systematize the method of practical determination of the parameters of the stressed state of elements of metal cylindrical tanks, as well as detecting the main factors influencing the effectiveness of the use of FRP based on fibers of various types in combination with steels of different strengths.

The sequential consideration of the operation of the cylindrical steel shells strengthened by transverse FRP elements continuously located along its height made it possible to obtain the values of the maximum hoop stresses in the elements of FRP reinforcements and the steel parts. These results were confirmed by testing models of metal cylindrical structures strengthened by external transverse CFRP.

Limiting the stress value of the steel by the yield strength of the material or by stress value premised from the fatigue conditions of the joints of steel structure and taking into account the condition of equilibrium of the acting forces it becomes possible to get the required thickness of an external transverse FRP reinforcement and coefficient of the external FRP reinforcement.

A significant difference in the values of the coefficients of linear thermal deformation of FRP and steels determines the substantial effect of changes in operating temperatures on the stress state of cylindrical shells strengthened by such type of the external transverse reinforcement.

The results of numerical calculations of FRP reinforcements made on the basis of different fibers, that considered the change in the coefficient of required FRP, obtained with excess of stresses $\Delta\sigma_{s+} = 1$ over the limiting

value of yield strength or over the stresses permissible from the fatigue conditions in different ranges of operating temperatures, indicate their multiple variability.

The relevant analysis indicates a characteristic influence of the temperature factor determined by the condition of limiting the strength of metal shells: in the case of the using FRP based on various types of structural fibers, thermal deformations can repeatedly change the value of the considered coefficient in combination with steel shells that characterized by low material strength, while similar combinations with high-strength steels practically neutralize the influence of temperatures. It should also be noted that from the point of view of the influence of mutual temperature deformations the relative inefficiency of using aramid fibers as part of complex structures that involve combination with low-strength steels of shells.

The dependences of the change in the values of the coefficients of external transverse FRP reinforcement by the strength parameter of the material of steel shells with the considered most unfavorable change in operating temperatures $\Delta T = -40^\circ\text{C}$ were obtained for different types of fibers. These dependences emphasize the tendency of the determining influence on the reinforcement coefficient by the modulus of elasticity of FRP, as well as the strength of the steel shells: with an increase in these indicators a decrease in this coefficient is observed. At the same time, a sharp increase in the required degree of reinforcement is observed when the strength of the material of the steel bases of the shells is limited by a value of less than $f_{yd} = 18\text{kN/cm}^2$. Not taking into account the influence of the factor of longitudinal deformations of the reinforced shells is justified only when combining high-modulus carbon FRP with a base material that has a strength index $f_{yd} = 24\text{...}42\text{kN/cm}^2$.

A joint consideration of the dependencies obtained for various external reinforcement materials, taking into account the influence of longitudinal deformations of shells, allows to conclude the efficiency of use of low-modulus (much cheaper) FRP for reinforcement structures with high strength characteristics of steel bases $f_{yd} \approx 30\text{...}42\text{kN/cm}^2$. At the same time, for structures characterized by low steel strength limits $f_{yd} \approx 15\text{...}20\text{kN/cm}^2$, effective external reinforcement is achieved only when using high-modulus FRP.

Analysis of the obtained interdependencies indicates the applicability of abstracting from longitudinal deformations for metal shells under

temperature changes $\Delta T = -40\text{ }^{\circ}\text{C}$ only in cases of using high-modulus FRP in combination with high-strength steel bases with an insignificant degree of required external reinforcement. Otherwise, failure to take into account the factor of longitudinal deformations of shells under conditions of a significant decrease in operating temperatures leads to a substantial distortion of the calculation results.

Conclusion

1. The mandatory factors to be taken into account for strengthening of the metal cylindrical shells by external transversely directed FRP reinforcement that perceives the actions of ring forces are the temperature deformations of the used FRP materials, as well as the longitudinal deformations of the metal components of complex walls.

2. The main factors determining the effectiveness of the obtained solutions are the residual strength of the material of the metal shells, as well as the modulus of elasticity of the used FRP.

3. In the case of the using FRP based on various types of structural fibers in combination with steel shells that are characterized by low material strength, thermal deformations can repeatedly change the required degree of external reinforcement of structures, while similar combinations with high-strength steels can neutralize the influence of temperatures.

4. Under the influence of temperature deformations the FRP reinforcements made on the basis of aramid fibers demonstrate relative ineffectiveness in combination with shells characterized by low steel strength.

5. The effective use of low-modulus FRP can be achieved for reinforcements of the structures with high strength characteristics of steel bases of the shells. At the same time, for structures characterized by low steel strength limits, effective external reinforcement is achieved in combination with high-modulus FRP.

COMPARISON OF GENERAL TECHNICAL PARAMETERS, WORKABILITY AND FIRE PROTECTION OF ROLLED PROFILES VS. RHS STEEL FRAMES OF 3D-VOLUMETRIC MODULES

Maslyanenko Y.V., *PhD (Tech), Associated Professor*
Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture

The global challenges to the European Community related to the COVID pandemic - providing of temporary, prefabricated efficient medical buildings, the chronic shortage of affordable housing and, finally, the war in Ukraine with demand of providing the shelter for displaced persons - have drawn special attention to three-dimensional volumetric prefinished building modules.

Although interest in prefabricated modular construction can be tracked to the 1940s, researches on design problems and limitations of practical implementation of volumetric modules today are fragmentary and obviously insufficient. Along with reduced design flexibility and lack of real projects experience, it poses significant challenges for the construction industry worldwide.

Problems are even in terminology and taxonomy – shall modular construction be referred to prefabricated construction, or separated as a class of unique building structures (Off-site Modular Construction)? Shall panel systems be considered as modular ones, or such definition shall be limited to three-dimensional volumetric modules only?

Currently in Ukraine, modular buildings and structures are defined as made of three-dimensional volumetric modules, primarily with a timber (wooden) and metal frame.

A new strategy framework: "Closing the loop - New circular economy package" launched by the European Parliament at the end of 2015. According to it, the economic aspects of construction and the impact of human activity on the environment have led to a shift in the emphasis of the construction industry from the research, development and implementation of new materials and structures towards the efficient use and reuse of well-known building materials.

Traditionally, timber-framed buildings are highly praised for their potential for contribution to a circular built environment and many studies focused on volumetric modular timber design.

However, steel and other alloys provide a number of benefits that make them equally attractive for modular building systems in the long run. Steel is

a fully recyclable material, and the industrial joints of the steel framed modules allow them to be reused. Despite the relatively high initial cost, the durability of steel frame elements allows a service life of decades for modular buildings and structures, reducing the maintenance cost.

Significant number of researches focused on the efficiency of steel frame of three-dimensional volumetric modules and their performance-based optimization is related either to the design of joints or study the problems of spatial stability of multi-storey modular buildings, considering the own weight of load-bearing structures as a criterion for design efficiency.

Among the factors of durability and sustainability of the structure the required level of fire resistance is one of the most important, and the criteria of the economic efficiency of design also includes the fire protected surface area of the steel elements.

For comparison purposes, steel modules with overall dimensions of 3825×7650×3360 mm with a frame made of rolled sections (IPE i-beam) and square rigid hollow sections (RHS) were designed, respectively, with two flooring and ceiling decking options – 1. a thin reinforced concrete (RCC) slab with a galvanized corrugated sheet and 2. composite panels.

The results of the comparison of structural design in terms of the dead weight of steel structures (Fig. 1), the construction weight of the structural elements of the module (Fig. 2) and the cost of the fire protection of steel structures by applying intumescent paint to fulfill the requirements of fire resistance class R120 (Fig. 3) are shown in the following diagrams (the most effective of the solutions for each comparison category considered as 100%).

Conclusions: the cross-sections of the module frame elements in the form of I-beams are more economically effective in terms of steel consumption per sq.m. of total area, however, the difference in steel consumption and higher RHS costs is practically compensated by the smaller surface area of steel RHS elements for applying intumescent paint (for fire resistance class R120 and more). To ensure the lowest construction weight of the module, it can be recommended to use composite panels instead of RCC decks, unless this is specified by technological or operational requirements.

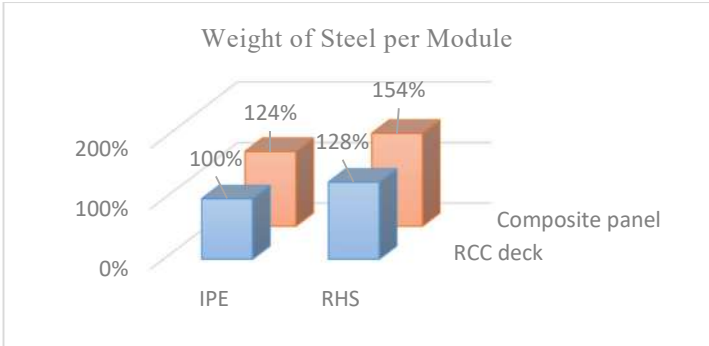


Fig.1 - Comparison of structural design in terms of the dead weight of steel structures

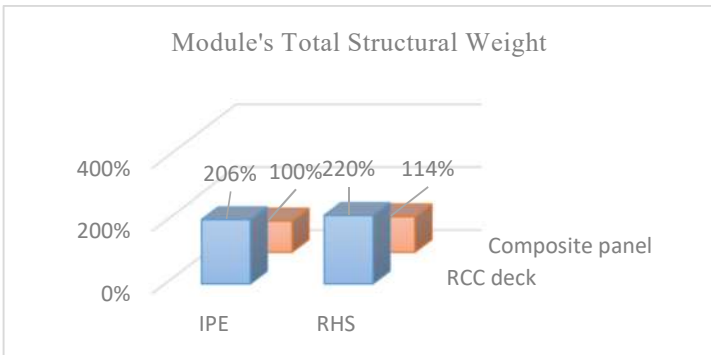


Fig.2 - Comparison of structural design in terms of the construction weight of the structural elements of the module

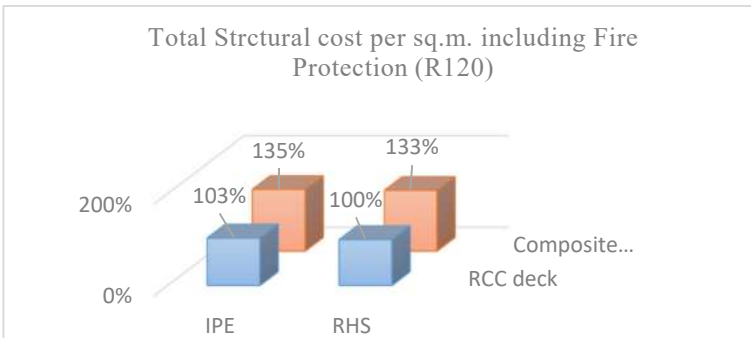


Fig.3 - Comparison of structural design in terms of the cost of the fire protection of steel structures

TEST METHOD FOR STRENGTH IN BENDING OF 3D PRINTED PLASTIC PRODUCTS

Somina Yu.A., *PhD, Associated Professor*
Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture

Within the work of the scientific circle of the department of metal, wooden and plastic structures, the solution to the task of developing a methodology for conducting a bending strength test, as well as preparing relevant samples made with the help of 3D printing, was chosen. According to the results of the literature review, 2 series of samples were formed, which differ in the shape of the cross-section: rectangular (series 1) and T-beams (series 2).

According to the requirements of standards, the samples should have the following dimensions: length (l) – not less than 80 mm; width (b) – (10.00 ± 0.50) mm; thickness (h) – (4.00 ± 0.20) mm. If it is impossible to produce a sample with the specified dimensions, it is allowed to use samples, the ratio of length and thickness of which should be $l \geq 20h$, the width of the sample should be from 10 to 25 mm, and for materials containing large particles of filler – from 20 to 50 mm. Samples must have a smooth surface without bulges, chips, cracks, shells and other visible defects.

Taking into account the use of additive technologies for the manufacture of test samples, it is possible to adjust the degree of filling of the internal cavity of the beams to save materials and determine the optimal amount of filling to ensure the necessary bending strength. Thus, 3 variations of the filling percentage of the internal cavity of the experimental sample were chosen: 10%, 50%, 100%. The material of all samples is ABS plastic (acrylonitrile butadiene styrene), which is characterized by high strength and impact resistance, therefore it is widely used for the manufacture of structural elements.

Taking into account the given recommendations on the size of the samples, as well as the technical characteristics of the 3D printer used for their production next dimensions were taken: $b \times h = 10 \times 10$ mm; $l = 200$ mm. Each series includes 6 samples with the following filling percentages of the internal cavity: 10%, 50% and 100%. For each filling percentage, 2 identical twin specimens were made to establish the average bending strength between them.

The tests will be carried out on a PROFLINE hydraulic press with load capacity 10 tons. A device with a loading tip and supports will be placed on the test machine. Their convergence will take place at a constant speed.

Before testing, in the middle third of the length of the sample, measure the width of the sample with an error of ± 0.1 mm and the thickness – with an error of ± 0.02 mm. Before the test, the samples are conditioned according to the requirements for at least 16 hours at a temperature of $(23 \pm 2)^\circ\text{C}$ and a relative humidity of $(50 \pm 5)\%$. The tests will be conducted under the same conditions.

The distance between the supports is taken as $(15...17)h$. For samples reinforced with unidirectional fiber and having a very large thickness, the distance between the supports is chosen based on the largest value of l_V/h to avoid failure by shear. The sample is placed on supports with the wide side. If the sample was subjected to mechanical processing on one side, then it is placed on the supports with the side that was not subjected to mechanical processing. The loading of the sample will be carried out in the middle of the span between the supports smoothly, without jolts.

Two cases of sample deformation and destruction are assumed:

1. The sample will destruct at the specified deflection value or before reaching this value. At the same time, we will determine the load and deflection at failure.

2. The sample does not collapse at the specified deflection value or until this value is reached. We determine the load at the moment of reaching the given deflection.

The tests will be continued until the destruction of the sample or until the specified maximum load is reached. In any of these cases, we determine the load and deflection. If, during the test of the sample, the maximum value of the load is observed before reaching the specified amount of deflection, then we determine the maximum load and the corresponding value of the deflection. If the sample collapses beyond the middle third of the distance between the supports, the result obtained will not be counted and the test will be repeated on a new sample.

Conclusions:

1. In order to carry out indicated research, a 3D model of the experimental samples was made and 2 series of experimental samples with 6 prototypes each, made of ABS plastic using 3D printing, were prepared for testing.

2. Each series contains 2 twin samples with different percentages of filling the internal cavity with plastic: 10%, 50% and 100%.

3. A sample loading scheme was prepared, and an algorithm for conducting experimental studies of the strength of plastic structures in bending under the action of short-term loads was drawn up.

ANALYTICAL REVIEW OF THE METHODS OF INSPECTION AND PLANNING THE REPAIR OF REINFORCED CONCRETE AND METAL BRIDGES

Talavira G.M., *PhD, Associate Professor,* **Talavira O.G.,** *engineer*
National Aviation University

Bridges are a key element of the road network. They are strategically located over natural or other obstacles, so any bridge failure can restrict traffic with consequent losses for the local community.

Replacing bridges is a more expensive option than repairing them and can lead to economic losses. In addition, it can have an impact on the environment and cause overloading of the adjacent infrastructure. It has become an urgent task to conduct a survey to monitor the deterioration progress of bridge structures in order to maintain optimal performance throughout their service life.

This study focuses on the peculiarities of implementing bridge inspection and maintenance planning, as well as the international experience of bridge inspection procedures, systematization of condition assessment and urgency of repair, level of inspection and its frequency.

The main documents in the regulatory framework of Ukraine are DBN B.2.3-22:2009 "Bridges and pipes. Basic Design Requirements", which establishes the basic requirements for the design of new, reconstruction and overhaul of existing permanent bridges.

Inspection, testing, and monitoring of bridges is an integral part of the management system and a key factor in achieving the lowest cost of operation and ensuring an adequate level of service. The bridge condition reporting system should contain the required amount of information about each bridge in electronic form using BIM technologies.

In order for bridge inspections to be effective, it is important to have appropriate timelines for different types of inspections; proper equipment and techniques; consistency in data and record management; appropriately trained personnel; and effective quality control processes.

Types of bridge inspections are generally divided into three categories: routine inspection, in-depth inspection and special inspection. Routine inspection is usually performed by visual inspection for components that are visible and accessible from the ground. Defects that can be detected during a routine inspection include road surface defects, missing bolts, and corrosion. In-depth inspections take photographs of the structure and conduct detailed engineering studies of the elements if warranted by accidental damage or obvious rapid changes in the structural condition. Special inspections are

performed for complex and unique structures that require specialized knowledge or equipment to accurately determine the condition of the bridge. These types of inspections include detailed technical inspections, underwater inspections, and inspections of hard-to-reach areas.

An experienced and qualified inspector plays a fundamental role in the inspection of bridge structures, whose reports are included in the design and estimate documentation and repair work is carried out.

Repair is a set of works whose main purpose is to maintain the bearing capacity and geometric parameters within the limits close to the original condition.

In civil engineering, depending on the complexity of the repair work, there are current and overhaul repairs.

Regular preventive maintenance on time prevents physical deterioration of the main structures of bridge structures and maintains their standard service life. Examples of preventive maintenance include patching pavement, partial repair of expansion joints, crack filling and injection, corrosion protection of reinforcement and concrete, and cleaning of drainage pipes.

The actual overhaul periods of bridge elements are affected by factors such as the age of the structure, environmental conditions, and traffic intensity.

Overhauls are carried out according to the projects developed by specialized organizations. In this case, vehicle traffic may be partially restricted or completely blocked.

Selective repairs are works to replace some elements of the bridge structure (for example, replacement of the railing, waterproofing of the roadway). Comprehensive repair works are works with simultaneous performance of all types of selective works (for example, replacement of supporting parts).

Thus, it can be summarized that planning of repair works of existing bridge structures should start with their inspection. In order to maintain the optimal performance of bridges during their service life, it is necessary to conduct regular inspections to monitor the progress of deterioration.

It should be noted that in order to conduct productive bridge inspections, there is a need to create a unified bridge inspection manual to standardize and simplify the monitoring procedure that will be applied throughout the country.

DESIGN OF INDUSTRIAL HALLS WITH A STEEL STRUCTURE DUE TO AN ACCIDENTAL DESIGN SITUATION - THE IMPACT OF A VEHICLE ON A FRAME COLUMN

Wojnar A., *PhD, Rzeszow University of Technology*

Chernieva O., *PhD, Associated Professor*

Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture

Ślęczka L., *PhD, DSc, Rzeszow University of Technology*

The paper presents an analysis of checking the stability of the structure in an accidental design situation relating to the exceptional load, which is the impact of a vehicle on a structural element - a column of the main load-bearing system. The calculations were carried out on the example of a single-bay industrial hall with a steel structure. The dimensions of the hall are: width 18.00m, height at the ridge 8.00m, height at the eaves 7.00m, length 42.00m, spacing of the main support systems every 6.00m (see Fig. 1).

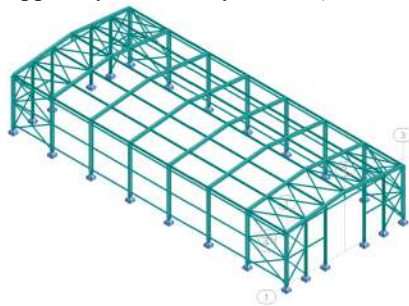


Fig. 1 - Structure of the industrial hall - 3D view

In the permanent design situation (ULS check), the following values of loads and actions (characteristic values) were assumed:

permanent load: self-weight of the steel structure, weight of purlins and roof sheathing of 0.30kN/m^2 ;

wind load - 1 wind load zone, base value of base wind speed $v_{b,0}=22\text{m/s}$, base speed pressure $q_b=0.30\text{kN/m}^2$;

snow load - zone 2 ground snow load, $s_k=0.9\text{kN/m}^2$;

In the accidental design situation, the load from the impact of the vehicle on the column of the main frame structure was assumed.

For the computational analysis, spatial models of the industrial hall's steel structure were created. Columns and beams were modelled using beam-type bar elements with 6 degrees of freedom at the node. The vertical and

horizontal bracing rods were given attributes to allow them to carry only longitudinal forces (compression/tension).

Static calculations were performed using first-order linear analysis. The computational analysis was carried out on a plane frame isolated from the model. Frames whose columns and beams are made of HEA, HEB and IPE profiles were considered. Pinned and rigid fixing of the column in the foundation was considered, this gave a total of 6 computational models.

During the research the general stability of the steel frames of the hall structure, the analysis of the behaviour of the structure due to vehicle impact and the dynamic design were made.

Analysing the values of internal forces in the frame structure generated from the impact of the vehicle and comparing them with the values of forces at the ultimate limit state, it was found:

1) Longitudinal forces reach relatively small values and can be ignored in future analyses.

2) For the considered impact scenario, the value of the bending moment in the column caused by the impact of the vehicle reaches about 1/3 of the value of the bending moment calculated at the ultimate limit state and does not pose a significant threat to the safety of the structure.

3) For the considered impact scenario, the values of the bending moment in the frame transom caused by the impact of the vehicle on the frame column, changes significantly depending on how the column is fixed in the foundation:

- in the case of an articulated joint, represents about 1/3 of the bending moment calculated at the ultimate limit state and does not pose a significant threat to the safety of the structure,

- in the case of a rigid connection is negligibly small.

In conclusion, it can be said that at low vehicle speeds the impact is not dominant due to the stability of the structure. In the case of frames made of HEA, HEB and IPE profiles, the internal forces in the structure and their distribution in individual bars did not pose a serious threat to the safety of the hall.

The final part of the paper also compares the values of the bending moment in the column and the horizontal displacement of the frame corner caused by the impact, obtained using static and dynamic analysis. It can be noted that static analysis does not consider dynamic effects, resulting in the determination of underestimated values of forces and displacements. These differences increase as the mass and speed of the striking object increases.

In order to use static analysis effectively, it is required to assume equivalent forces from impact in the calculations - which is described in more detail in EN 1991-1-7.

DESIGN OF INDUSTRIAL HALLS WITH A STEEL STRUCTURE DUE TO A FIRE DESIGN SITUATION

Wojnar A., *PhD*, Szewczyk A., *Eng.*, *graduate student*
Rzeszow University of Technology

The article presents the behaviour of a structure subjected to fire - fire design situation. A portal industrial hall with a span of 18.0 m, a length of 42.0 m and a column height of 7.0 m was considered. The spacing of frames - the main transverse systems - was assumed equal to 6.0 m. A case was considered in which the elements of the structure are unprotected from the influence of high temperature. The load carrying capacity, critical temperature and time required to reach the critical temperature were analysed for column cross sections. The calculations were performed using Autodesk's Robot Structural Analysis 2024 computer software.

The calculations adopted the Standard temperature-time curve in accordance with the Eurocode EN 1991-1-2. The temperature of the gas Θ_g in the fire compartment after time t , was determined according to the formula:

$$\Theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8 \cdot t + 1)$$

Θ_g – the gas temperature in the fire compartment

t – the time

The critical temperature $\theta_{a,cr}$ of carbon steel elements was calculated according to formula:

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \cdot \ln \left[\frac{1}{0,9674 \cdot \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482$$

μ_0 – degree of utilization.

For the computational analysis, spatial models of the steel structure of the industrial hall were developed. Columns and rafters were modelled using beam-type bar elements with 6 degrees of freedom at the node. Vertical and horizontal bracing rods were given attributes to allow them to carry only longitudinal forces (compression/tension).

Static calculations were performed using first-order linear analysis.

In the first stage of calculations, the overall stability of the steel frames of the hall structure was checked. Optimization of the sections of the structure was carried out. As a criterion, the minimum mass of individual elements while maintaining their stability was adopted.

Based on the results of the calculations, the following conclusions were drawn:

1. The compressive capacity of the cross-section of the column, under fire conditions, is several times lower than the capacity at normal temperature (see Table 1). Therefore, it seems mandatory to use protection of elements

against temperature - Contour encasement of uniform thickness or Hollow encasement of uniform thickness.

Table 1. Values of internal forces and the other parameters calculated in Fire Design Situation

| Calculation model name | Column profile | Section factor | $N_{c,Rd}$ $N_{c,fi,t,Rd}$ | Temperature $Q_{a,max}$, °C | Temperature $Q_{a,cr}$, °C | Time $t_{fi,max}$, min. |
|------------------------|----------------|----------------|-------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|-----------------------------|
| Frame 1 | HEA340 | 134 | 3125 541 | 757 | 635 | 17 |
| Frame 2 | HEA300 | 152 | 2655 422 | 770 | 560 | 15 |
| Frame 3 | HEB320 | 110 | 3783 715 | 736 | 603 | 20 |
| Frame 4 | HEB280 | 123 | 3078 564 | 744 | 575 | 18 |
| Frame 5 | IPE500 | 151 | 2726 366 | 790 | 350 | 9 |
| Frame 6 | IPE500 | 151 | 2726 366 | 790 | 350 | 9 |

$Q_{a,max}$ - temperature of the element after time $t=30$ min (time assumed for calculations corresponding to fire resistance class R30), $Q_{a,cr}$ – critical element temperature, $t_{fi,max}$ – fire resistance time of the cross-section, $N_{c,Rd}$ – resistance of cross-section in normal temperature, $N_{c,fi,t,Rd}$ – resistance of cross-section in temperature $Q_{a,max}$.

2. The critical temperature of a section (the temperature at which it loses its compressive capacity), decreases as the slenderness of the section increases. This means that solid elements with thicker walls show greater resistance to temperature. Therefore, for structures exposed to high temperatures, it is recommended to use elements made of HEB profiles. IPE profiles are less favourable and not recommended.

3. In the case of HEB-type profiles, the time required to reach the critical temperature at which the cross-section of the element loses its compressive capacity is significantly greater compared to that of IPE-type profiles. This is (as above) a recommendation for the use of solid elements, with low wall slenderness, for structures significantly exposed to fire and high temperatures.

In conclusion, it can be said that in the case of structures where there is an increased risk of fire, this fact should be considered at the stage of structural design. Thick-walled profiles with walls of low slenderness show greater resistance to high temperatures compared to slender profiles with high wall slenderness. However, it should be noted that steel structures exposed to fire should be compulsorily protected against the effects of high temperatures by using appropriate insulating layers. Only in this way can the required safety of the structure be ensured during longer periods of fire exposure.

ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ПОСИЛЕННЯ СТАЛЕВОГО ПІДЗЕМНОГО ЦИЛІНДРИЧНОГО РЕЗЕРВУАРУ

Бакулін Є.А., к.т.н, доцент, **Усенко М.В.**, к.т.н, ст. викладач,
Бакуліна В.М., ст. викладач

Національний університет біоресурсів і природокористування України

У реальних умовах експлуатації, підземні резервуари призначені для зберігання рідких матеріалів, втрачають експлуатаційну придатність за короткий термін експлуатації. Найбільша кількість дефектів пов'язана з втратою місцевої стійкості оболонки резервуару.

У роботі досліджувався підземний резервуар, призначений для зберігання паливних матеріалів, об'ємом $75,0 \text{ м}^3$. Резервуар складається з циліндричної двошарової оболонки, звареної із поздовжніх листів та двох боковин еліптичної форми. Зовнішній діаметр резервуару складає $3,24 \text{ м}$; внутрішній діаметр – $3,22 \text{ м}$; довжина резервуару – $9,68 \text{ м}$; товщина зовнішньої стінки – 4 мм ; внутрішньої – 5 мм . П'ять кілець жорсткості складаються із кутика $75 \times 75 \times 5 \text{ мм}$ та смугової сталі товщиною 5 мм .

Резервуар встановлений на заглиблений залізобетонний фундамент на якому встановлено два ложементу з кутом обхвату циліндричної оболонки у 120° та фіксацією резервуару сталевими поясами. Низ (днище) резервуару знаходиться на позначці – $4,74 \text{ м}$, верх на позначки – $1,50 \text{ м}$ від поверхні землі. Налив палива здійснюється через люк (горловину) діаметром 800 мм , що знаходиться у верхній центральній частині резервуару. З метою запобігання забрудненню оточуючого середовища паливними матеріалами, по периметру фундаменту влаштована дренажна система з накопичувальною ємністю та геомембранним захистом.

Метою роботи є визначення напружено-деформованого стану резервуару, який працює у реальних умовах експлуатації від фактичного навантаження для виявлення причин деформацій корпусу та надання відповідних рекомендацій щодо його посилення.

Основним навантаженням на підземний резервуар є зовнішній тиск ґрунту. Розрахунок резервуару виконується як горизонтальної циліндричної оболонки із еліптичними боковинами на дію зовнішнього тиску. Загальний вигляд резервуару, рис. 1. Загальний вигляд скінчено-елементної моделі резервуару (рис. 2).

Розглянуто наступний розрахунковий випадок: резервуар без продукту повинен витримувати тиск ґрунту. Аналітичні формули

наведені для випадку дії зовнішнього тиску, постійного як за довжиною, так і за колом оболонки.

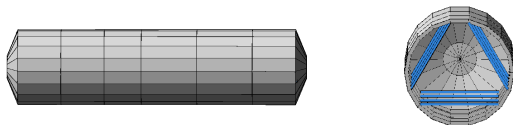


Рис. 1 – Тривимірний чисельний 3D модель резервуару

Розрахунок підземного резервуару проводиться на середній тиск, еквівалентний тиску ґрунту, що визначається за наступними залежностями:

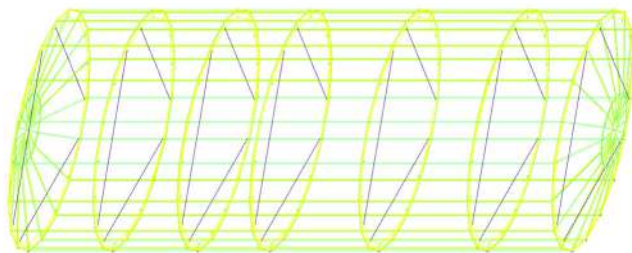
$$P_{cp} = 0,7(P_z + P_g); \quad (1)$$

$$P_g = \gamma_f \cdot \gamma_0 \cdot (H + 0,15D_n); \quad (2)$$

$$P_z = \gamma_f \cdot \gamma_0 \cdot (H + 0,5D_n) \cdot g^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (3)$$

де: P_{cp} – середній тиск ґрунту; P_g – інтенсивність вертикального тиску ґрунту; P_z – інтенсивність горизонтального (бічного тиску ґрунту); $\gamma_f = 1,3$ – коефіцієнт надійності за навантаженням від тиску ґрунту; $\gamma_0 = 1,73 \text{ тс/м}^3$ – питома вага ґрунту; H – висота засипки до верху резервуару; φ – кут внутрішнього тертя ґрунту; D_n – зовнішній діаметр резервуару; $k = 2,4$ – коефіцієнт запасу стійкості.

Діаметр



Діаметр

Рис. 2 – Загальний вигляд скінчено-елементної моделі резервуару

Елюра природного тиску ґрунту змінюється від $2,25 \text{ тс/м}^3$ на позначці - 1,50 м від поверхні землі до $9,72 \text{ тс/м}^3$ на рівні фундаменту резервуара, рис. 3.

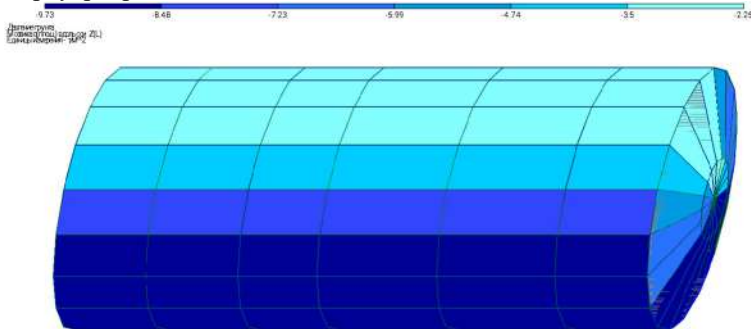


Рис. 3 – Мозаїка навантажень від тиску ґрунту



Рис. 4 – Порівняльний аналіз реальних деформацій циліндричного резервуару (а) із чисельно-аналітичною моделлю (б)

Висновки. У роботі проведено аналіз напружено-деформованого стану типового резервуару об'ємом $75,0 \text{ м}^3$ з циліндричної двошарової оболонки. Визначені причини втрати місцевої стійкості оболонок та надані відповідні рекомендації.

Реальні деформації сталевго резервуару об'ємом $75,0 \text{ м}^3$ (рис. 4, а) та результати розрахунку чисельної моделі резервуару (рис. 4, б) мають схожий характер.

Резервуар може використовуватись із умов збільшення товщини зовнішньої обичайки до 10,0 мм та усуненню виявлених дефектів.

ВИПРОБУВАННЯ СТАЛЕВИХ ЦВЯХІВ ДЛЯ КОНСТРУКЦІЙ З ДЕРЕВИНИ

Банніков Д.О., д.т.н., професор, Ключко Л.І., магістрант
Український державний університет науки і технологій

Конструкції з деревини останнім часом набувають все більшого та ширшого розповсюдження. Це пов'язано з новими можливостями щодо вирішення традиційних проблемних питань їх будівництва та експлуатації, таких як невисока міцність, жорсткість, біо- та вогнестійкість тощо.

Незважаючи на високу популярність клеєних конструкцій, конструкції із з'єднаннями нагельного типу продовжують проектуватись та зводитись. Відповідно до чинного стандарту ДБН В.2.6-161:2017 одним із основних видів таких з'єднань є цвяхове з'єднання. Для теоретичної оцінки конструктивних показників такого з'єднання стандарт ДБН В.2.6-161:2017 вимагає величину границі текучості матеріалу цвяха. Тому метою проведених досліджень була оцінка рівня міцності та деформативності сталі для цвяхів.

Випробування проводились на розривній машині УГ20/2 (рис. 1). Використовувались зразки цвяхів діаметром 4 мм і 5,5 мм, наявні на ринку України. Отримані результати лабораторних випробувань наведені в таблиці 1.

Таблиця 1 – Механічні характеристики сталі цвяхів

| Діаметр, мм | Границя текучості умовна $\sigma_{0,2}$, МПа | Границя міцності σ_b , МПа | Відносне видовження, % |
|----------------|--|--------------------------------------|---------------------------|
| 4,0 | 710 | 760 | 39 |
| 5,5 | 570 | 620 | 61 |

За результатами проведених лабораторних досліджень було встановлено, що сталі для зразків обох діаметрів не мають чітко вираженої ділянки текучості. Тому була визначена умовна границя текучості. Проте деформування та руйнування зразків відбувалося за пластичною схемою (рис. 2). За рівнем міцності випробувані сталі відповідно до вимог ДБН В.2.6-198:2014 можуть бути віднесені до високоміцних сталей.



Рис. 1 – Загальний вигляд розривної машини УГ20/2



Рис. 2 – Деформування сталевих цвяхів

В цілому отримані результати свідчать про те, що немає чіткої залежності між діаметрами зразків та їх механічними характеристиками. Отже, для практичних розрахунків необхідно проводити лабораторні дослідження та визначати ці характеристики в кожному конкретному випадку окремо.

ВИПРОБУВАННЯ СТАЛЕВИХ ЦВЯХІВ ДЛЯ КОНСТРУКЦІЙ З ДЕРЕВИНИ

Банніков Д.О., д.т.н., професор, Ключко Л.І., магістрант
Український державний університет науки і технологій

Згідно чинного стандарту ДБН В.2.6-161:2017 одним із нових видів сталевих нагельних елементів, призначених для з'єднання конструкцій з деревини, є саморізи або самонарізні гвинти. Обсяги їх використання останнім часом значно збільшилися і тому питання щодо ефективності їх застосування порівняно з іншими видами нагельних з'єднань, такими як цвяхи, шурупи або болти, стає доволі актуальним.

Оскільки на сучасному ринку України в багатьох випадках доволі важко визначити матеріал, з якого виготовляються саморізи, а чинний стандарт ДБН В.2.6-161:2017 вимагає для оцінки їх несучої здатності використовувати механічні характеристики, то постає питання їх лабораторного визначення.

Лабораторні дослідження виконувались на розривній машині УГ20/2, обладнаної спеціальними додатковими захватами для можливості утримання різьбових частин саморізів (рис. 1). Дослідженню підлягали зразки саморізів з діаметром по різьбі 4,2 мм і 6,0 мм, наявні на ринку України. При цьому діаметр самого стержня саморізу без урахування різьби дорівнював в обох випадках 3,8 мм, тобто фактична відмінність в діаметрах саморізів обумовлена величиною різьби. Отримані результати лабораторних досліджень наведені в таблиці 1.

Таблиця 1 – Механічні характеристики сталі саморізів

| Діаметр, мм | Границя міцності σ_b , МПа | Відносне видовження, % |
|----------------|--------------------------------------|---------------------------|
| 4,2 | 799 | 44 |
| 6,0 | 1027 | 38 |

За результатами проведених лабораторних досліджень було встановлено, що сталі для зразків обох діаметрів повністю позбавлені ділянки текучості. Тому була визначена тільки границя міцності. Руйнування відбувається за крихкою схемою (рис. 2). За рівнем міцності випробувані сталі відповідно до вимог ДБН В.2.6-198:2014 можуть бути віднесені до високоміцних сталей.



Рис. 1 – Загальний вигляд спеціальних захватів

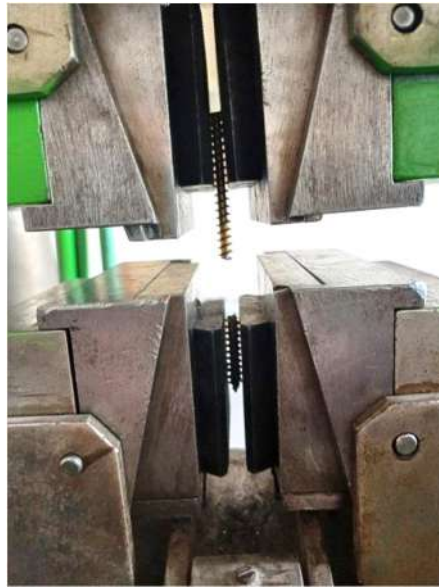


Рис. 2 – Деформування сталевих саморізів

В цілому отримані результати свідчать про те, що чітка кореляція між діаметрами випробуваних зразків та їх рівнем міцності й деформативності відсутня. Це потребує проведення попередніх лабораторних досліджень для визначення механічних характеристик для практичних розрахунків.

ПОРІВНЯННЯ МЕТОДИК ПРОНИКНЕННЯ ДІЇ ЗАСОБІВ ПОВІТРЯНОГО НАПАДУ ПРОТИВНИКА В ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ СПОРУД ЗАХИСТУ ОБ'ЄКТІВ КРИТИЧНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ

*Білик С.І., д.т.н, професор, Білик А.С., к.т.н., доцент
Київський національний університет будівництва і архітектури,
Управління інноваційних проєктів Центрального воєнно-наукового
управління ГШ ЗСУ*

Вступ. Збройна агресія рф зумовила найбільший виклик для національної безпеки України за весь час з 1991 року. Внаслідок атак на території України вже уражено досить велику кількість **об'єктів критичної інфраструктури (ОКІ)** [1].

В 2022-2023 роках була розроблена і получила розвиток концепція «Країна-фортеця», реалізація якої створює умови захисту виробничих, військових та інфраструктурних об'єктів України [1]. Для втілення вказаної концепції необхідно розвивати та вирішувати нові наукові теоретичні, експериментальні і методологічні задачі, які виникають під час інженерно-технічного та наукового супроводу проєктування і будівництва захисних конструктивних систем. Згідно концепції «Країна-фортеця» введено три рівня захисту ОКІ. Захисні інженерні споруди другого рівня повинні витримувати пряме влучання БпЛА, а третього рівня – прямі влучання ракет [1].

Для потужного забезпечення вказаної концепції необхідно розвивати та вирішувати нові наукові теоретичні, експериментальні і методологічні задачі, які виникають під час інженерно-технічного та наукового супроводу проєктування і будівництва захисних конструктивних систем [2-4, 7-9].

До фортифікаційних, інженерних захисних споруд, та споруд цивільного захисту – висуваються різні вимоги, та застосовуються різні підходи у проєктуванні. Послідовність збільшення вимог до захисних споруд тісно пов'язані із удосконаленням факторів ураження.

Широкомасштабна війна рф, яка ведеться наразі проти України, засвідчила появу нових, раніше не врахованих загроз для споруд від високоточних ЗПН противника, зокрема ракет та БпЛА. Це призводить до розширення сценаріїв загроз, навантажень і впливів на будівлі і споруди. Аналіз досліджень [1, 8, 9] вказує на необхідність узагальнення класифікації силових дій від сучасних факторів ураження для споруд з урахуванням воєнного стану з різними характеристиками і наслідками.

Потенційні антропогенні фактори ураження воєнного часу, які впливають на захисні споруди, можна розділити на:

1) кінетичні, 2) вибухові, 3) температурні, 4) осколкові, 5) кумулятивні, 6) ударні ядра, 7) хімічні, 8) електромагнітні, 9) комбіновані, 10) непрямі і вторинні ефекти.

В нормах, зокрема ДБН В.1.2-14 і у постановах (постанова КМУ №471) закладена концепція одиничної живучості, що в даному випадку пов'язана із ефективністю систем протиповітряного прикриття ОКІ, ремонтопридатністю захисних споруд, вчасністю та оперативністю проведення ремонтних робіт після влучань.

Дія різних типів ЗПН на споруду відрізняється фізикою утворення динамічного навантаження, часом ударного імпульсу, спектром наслідків пошкоджень цілі тощо. Важливими факторами, які характеризують ударні і вибухові дії від ЗПН є вага, швидкість в момент контакту, характеристики БЧ, кут влучання. На опір проникненню ЗПН всередину захисної конструкції або вибухової хвилі впливають такі характеристики захисної споруди як її густина, конструкція і міцність матеріалів, умови обпирання, взаємодії з іншими конструкціями комплексної системи захисту тощо.

Аналіз результатів досліджень різних авторів показав, що серед 20 методик [5-9] розрахунку на удар з проникненням в залізобетонну конструкцію виділяють 3-4 методики, які дають найбільш достовірний результат. Розглянуто основні методики розрахунку захисних залізобетонних захисних конструкцій на ударні навантаження від засобів повітряного нападу.

Огляд досліджень показав, що в основі формул з визначення проникнення ЗПН у тіло захисної конструкції використовують емпіричну модель, побудовану на характеристиках аналітичної моделі та експериментальних даних. Формули, як свідчать результати досліджень, отримані через статистичний аналіз експериментальних даних та аналітично зв'язані з фізичними законами, які описуються теорією пружності, опору матеріалів, теорію руйнування, теорією міцності будівельних залізобетонних та металевих конструкцій.

Для оцінки експериментальних даних та результатів числових досліджень запропоновано узагальнено критерій проникнення засобу повітряного нападу та уламків.

**ПРОЄКТ РЕАБІЛІТАЦІЙНОГО ЦЕНТРУ ДЛЯ
ВІЙСЬКОВОСЛУЖБОВЦІВ ТА ВЕТЕРАНІВ ВІЙНИ В
м. ЖИТОМИР, ЯКИЙ ЗАЙНЯВ ПЕРШЕ МІСЦЕ В
АРХІТЕКТУРНОМУ КОНКУРСІ «STEEL FREEDOM»**

**Вознюк Л.І., к.т.н., доцент, Баб'як В.І., к.арх., доцент,
Мазур Д.В., студент, Лейбич С.Р., студентка,
Кійко С.Ю., студентка, Іваськів Я.Я., студент,
Мицик О.С., студент**
Національний університет «Львівська політехніка»

Реабілітаційний центр – це простір, який максимально орієнтований на маломобільні групи населення. На відміну від інших типів будівель, де архітектори можуть просто пристосувати свій проєкт під потреби людей з обмеженою мобільністю, реабілітаційний центр вимагає врахування інклюзивності при прийнятті усіх рішень з самого початку проєктування. Опираючись на ці судження, при розробці концепції, ми виділили для себе основне завдання – створити максимально зручне і просте планування для пацієнтів нашого центру.

Як відомо, металеві конструкції завдяки своїй високій надійності, індустріальності, можливості надання архітектурної виразності, ізотропності самого матеріалу й невразливості до різноманітних факторів посідають чільне місце у сфері будівництва й машинобудування. Взнявши до уваги вищенаведене та вимоги до студентського конкурсного проєкту, було розроблено проєкт команди R-240 “Реабілітаційний центр для військовослужбовців та ветеранів війни в м. Житомир” із застосуванням металевих великопрольотних конструкцій.

Конструктивна схема проєктованого реабілітаційного центру – металевий рамно-в'язевий каркас, у якому колони та ригелі формують основні несучі одиниці системи каркасу – поперечні рами.

Щоб уникнути появи неконтрольованих негативних зсувів і розмежувати зони різного функціонального призначення, будівля розділена деформаційними швами на три блоки. Кожен блок є незалежним каркасом і не пов'язаний з сусідніми конструкціями.

Жорсткість та стійкість каркасу в поперечному напрямку (у площині рами) забезпечується жорсткістю самих елементів і жорсткими з'єднаннями ригелів з колонами; у поздовжньому напрямку (перпендикулярно до площини рами) – групами вертикальних зв'язків. Крім цього, вагому роль у створенні геометричної незмінності відіграють монолітні ліфтові шахти-ядра та диски перекриттів по

профнастилу, що перешкоджають взаємному зсуву вертикальних елементів.

Системи в'язей запроєктовано окремо для кожного температурного блоку будівлі. Застосовано хрестові в'язі в площині фасадів та порталні – в місцях проходів для збереження функціональності внутрішнього об'єму. Поперечний переріз в'язей – труба профільна квадратного перерізу. В'язі забезпечують правильну роботу каркасу (рис. 1), сприймають горизонтальні зусилля та передають їх на фундаменти.

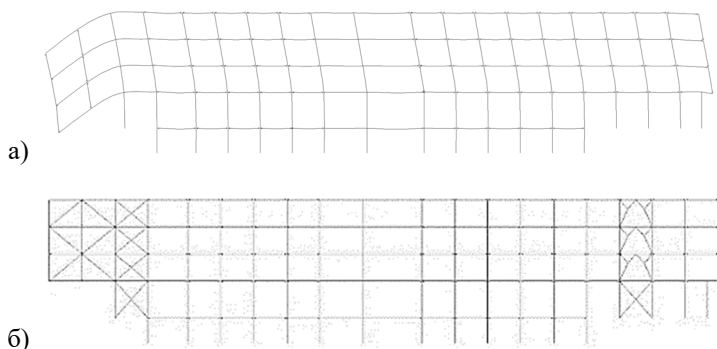


Рис. 1 – Схеми роботи каркасу: а) некоректна робота каркасу (відсутні в'язі); б) правильна робота каркасу

Покриття басейну та їдальні – просторові стержневі структури на основі пентаєдрів із будівельною висотою в один метр, що дозволили перекрити великі прольоти та надати архітектурної виразності приміщенням, зберігаючи їхню висоту. Така конструкція дискретно розподіляє зусилля всередині системи й передає їх на опори.

Своєрідною особливістю каркасу є просторова консольна конструкція з вильотом 9 м, яка виникла як функціональна відповідь на два фактори (рис. 2).

Спершу було вирішено зробити через будівлю прохід посередині, для зручності пересування по ділянці, але планувально таке рішення мало низку недоліків. Натомість нічого не заважало зробити такий прохід збоку. Розміщення палат у межах 2–4 рівня вимагало протяжності цих поверхів по всій довжині ділянки, аби їх вмістити, тоді як приміщення на першому поверсі не займали стільки місця. Таким чином, планувально така консоль є виправданою. Крім того, вона має і естетичну функцію, робить об'єм легшим, а саму будівлю — впізнаваною.



Рис. 2 – Візуалізація головних фасадів з просторовою консольною конструкцією

Високе співвідношення між міцністю і густиною сталі та отримані допустимі значення прогинів у розрахунковій програмі доводять доцільність використання сталевих конструкцій при проектуванні такої консолі та реальність реалізації задуму (рис. 3).

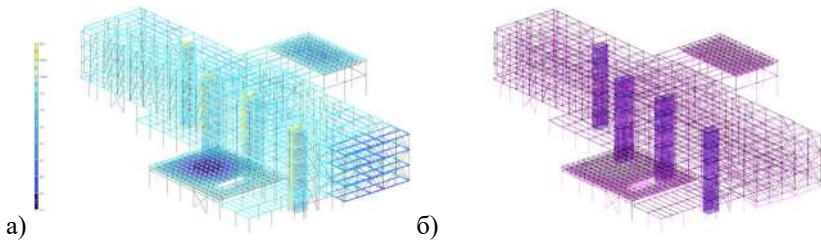


Рис. 3 – Розрахункова схема каркасу: а) мозаїка переміщень елементів каркасу вздовж осі Z; б) вихідна та деформована схеми

На жаль, у зв'язку із війною, яку росія веде проти України, українські підприємства виготовляють обмежений асортимент прокатних профілів, тому у проекті, було застосовано зварні складені перерізи та профілі наявні в Україні, зокрема й імпортні з країн Європейського Союзу.

Вважаємо, що застосування сталевих конструкцій у проектуванні та будівництві матиме важливе значення у повоєнній відбудові України, оскільки застосування сталі допомагає будувати надійно та швидко, а також дозволяє створювати складні та унікальні архітектурні форми.

СУЧАСНІ ЗАХИСНІ ПОКРИТТЯ ДЛЯ ДОРОЖНІХ ВОДОПРОПУСКНИХ СПОРУД З МЕТАЛЕВИХ ГОФРОВАНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Гаркуша М.В., к.т.н., доцент
Національний транспортний університет

Не менше ніж 29% дорожніх водопропускних споруд в Україні вимагають ремонтних заходів. Основними їх дефектами є тріщини кільця та їх просідання, порушення гідроізоляції стиків між кільцями, корозія елементів споруди, руйнування лотка і укріплень, тощо.

Згідно літературних джерел в США близько 40% загальної кількості транспортних споруд, що входять до складу дорожньої мережі потребують термінового ремонту. В Європі є багато мостових споруд, які потребують термінової модернізації або реконструкції або навіть заміни. Частим результатом зносу конструкції є значне зниження навантажувальної здатності, часто внаслідок дії руйнівних природних сил, таких як повінь, неправильне обслуговування або пізня реакція на виниклі пошкодження.

Однією з причин передчасного руйнування дорожньої водопропускної споруд з МГК є корозія металу, а також відсутність сучасних підходів аналізу та врахування корозійного пошкодження водопропускної труби на її подальшу надійність та довговічність.

Важливість транспортних споруд, пов'язана, наприклад, з їх стратегічним розташуванням, викликає необхідність пошуку сучасних будівельних рішень, що поєднують швидке виконання, низьку вартість і задовільний термін служби.

Економічні розрахунки наслідків корозії дорожніх водопропускних споруд свідчать, що вона є справжньою економічною та екологічною проблемою. Дослідження проведені в 1949 році в США свідчать, що витрати на боротьбу та наслідки корозії еквівалентні 2,5% ВВП США. В 2016 році Національна асоціація інженерів з корозії (NACE) опублікувала документ про витрати на боротьбу з корозією та її наслідки, оцінивши, що у 2013 році світові витрати на корозію металу склали 2,5 трлн доларів США, що еквівалентно 3,4% світового ВВП. В роботі зазначається, що використання методів боротьби з корозією може заощадити від 15% до 35% вартості конструкції.

Зниження металомісткості конструктивних елементів за встановлених умов безвідмовної роботи в корозійних середовищах передбачає облік положень Директиви Ради Європи 89/106/ЄЕС,

Європейських норм проектування та включає аналіз технологічної раціональності заходів на протикорозійний захист.

Корозія металу, як і експлуатаційна міцність, має великий вплив на довговічність водопропускних споруд з МГК.

Відповідно до діючих норм існує два покриття: гаряче оцинковане та полімерне покриття.

Оцинковані покриття датуються 1930 роками і добре відомі в мостовій промисловості. Через погіршення ефективності оцинкованого покриття у певних середовищах було досліджено на початку 1970-х років полімерне ламінування, що застосовувалося в Північній Америці в результаті чудової продуктивності в широкому діапазоні умов експлуатації. Однак, завдяки процес ламінування, цей тип полімерного покриття обмежується неглибокими гофрованими профілями та тонкими основами нанесення. У 2005 році з'явилося термопластичне полімерне покриття, для підвищення довговічності виробу при встановленні в середовищах зі специфічною корозійною та абразивною хімією та яке має подібні хімічні властивості до полімерного ламінованого покриття, але з процесом нанесення, що дозволяє наносити покриття на структурну плиту гофрування та вигин.

Існує три основні умови навколишнього середовища, які слід враховувати при визначенні того, які матеріали будуть найбільш довговічними для використання: ґрунт, вода та антропогенний вплив. Термопластична полімерна система складається зі сталеві основи, ґрунтовки, збагаченої цинком, що містить мінімум 60% цинку, і верхнього покриття з сополімеру етиленакрилової кислоти (ЕАК), що містить мінімум 85% ЕАК.

Лабораторне випробування показало, що за всіма параметрами полімерні покриття значно перевершують захист, який пропонує оцинковане покриття. Два з цих випробувань представляли головний інтерес: стійкість до корозії, яке вимірюється впливом солявого туману; і стійкість до стирання завдяки циклічній піскоструминній обробці продукту. Під час випробувань на вплив соляного туману полімерні покриття перевершували металеві на 5000 годин. Під час випробувань на стирання після завершення повних чотирьох циклів 84% початкової оцинкованої товщини зникло, але лише 0,5% товщини термопластичного полімерного покриття було вичерпано. Очікується, що в результаті випробувань конструкційна плита з термопластичним полімерним покриттям забезпечить значно покращену довговічність конструкцій у набагато ширшому діапазоні середовищ, ніж це було можливо раніше. Завдяки аналізу всіх даних випробувань і широкому огляду літератури з корозії, прогнозована модель була розроблена для

оцінки довгострокових експлуатаційних характеристик матеріалу. З моменту першого встановлення під ділянкою шосе 401 поблизу Кінгстона, Онтаріо у 2005 році, пластина з термопластичним полімерним покриттям набула популярності та тепер поширена по всій Канаді та США.

В Європі дані типи покриттів з'являються у застосуванні в скандинавських країнах.

З огляду на те, що корозія є основним фактором, що визначає довговічність дорожніх водопропускних споруд з металевих гофрованих конструкцій захисні покриття забезпечують захист металу і значні покращення фактичного терміну служби споруди. Найпоширенішими покриття є бітумні, полімерні. На основі проведеного аналізу було розроблено вимоги до застосування додаткового захисного антикорозійного шару (гідроізоляційного шару) дорожніх водопропускних споруд з металевих гофрованих конструкцій за рахунок метилметакрилатного покриття, як додаткового захисного шару на оцинковане покриття.

Показники фізико-технічних властивостей гідроізоляції складають: життєздатність за 20°C, не менше ніж 15 хв.; час полімеризації за 20°C, не менше ніж 60 хв.; час висихання до ступеня 3 за температури 30°C, не менше ніж 30 хв.; водопоглинання за масою, не більше ніж 0,1%; міцність на розривне менше ніж 10,0 МПа; відносно подовження на розтягування не менше ніж 100%; міцність зчеплення з основою, не менше ніж 2,5 МПа; хімічна стійкість — стійкість до дії кислих, лужних, сольових розчинів і нафтопродуктів, стійкі; морозостійкість (за температури 25°C) витримується. Виконана за проєктом гідроізоляція повинна бути: водонепроникною по всій поверхні, яку ізолюють, у місцях сполучення конструкційних елементів; герметичною у місцях примикань; міцно зчепленою із ізолюваною поверхнею і зберігати міцність зчеплення за зсуву; міцною і зберігати еластичність у часі та інтервалі розрахункових температур; монолітною та безперервною, без здуття, бульбашок та хвилястості; цілісною та зберігати гідроізоляційні властивості, не ушкоджуватись у разі тривалих впливів постійної та тимчасової навантаги і можливих деформацій; здатною перекривати тріщини; хімічно та біологічно стійка та стійка до проникнення хлорид-іонів; тепло та морозостійка, вплив теплової навантаги не повинен істотно впливати на показники матеріалу; без компонентів, які спричиняють корозію металу.

На сьогоднішній день застосування комбінованих покриттів у вигляді оцинкованого металу та додаткового захисного полімерного шару набирають широкого застосування.

ТЕХНОГЕННІ РИЗИКИ НА ЕТАПІ ДЕМОНТАЖУ КРАНОВИХ МЕТАЛОКОНСТРУКЦІЙ

Гібаленко О.М., д.т.н., професор, Гібаленко В.А., к.т.н., доцент
ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»

Терещенко С.А., аспірант
ТОВ «Світові стандарти»

Ткаченко Є.Ю., аспірант
ТОВ «Перше українське експертне бюро»

Зниження ризиків можливого виникнення виробничих небезпек під час демонтажу металоконструкцій баштового крана, розташованого в зоні міської забудови, стосується будівельного процесу в умовах обмеженого простору будівельного майданчика та міської агломерації. Виявлення факторів, що впливають на безпеку технологічного процесу демонтажу, аналіз і систематизація даних про хід робіт в умовах обмеженого простору будівельного майданчика, з'ясування варіантів демонтажу кранів, які є найбільш вигідним для підприємства є актуальним завданням у сфері будівництва.

Забезпечення технологічної безпеки в будівельній галузі економіки, запобігання виникненню аварій і надзвичайних ситуацій техногенного характеру є основою створення безпечних умов життєдіяльності та невід'ємною частиною функціонування будівельної галузі в цілому. Неприпустимість подальшого зниження рівня безпеки та зменшення надійності важливих об'єктів будівництва під час експлуатації вантажопідіймальних механізмів, конструкцій та механізмів, незадовільний стан устаткування та інженерних мереж, що працюють в умовах обмеженого виробничого простору та становлять потенційну небезпеку для життєдіяльності, відсутність системного підходу до розв'язання цієї задачі зумовлюють необхідність використання системного підходу до рішення проблеми забезпечення технологічної безпеки та зниження ризиків.

Використання умов надійності та конструктивної раціональності з одночасною розробкою методів демонтажу, транспортування і довгострокового зберігання досягається шляхом забезпечення технологічної безпеки з урахуванням методології загального управління якістю. Значний рівень зносу при збільшенні часу знаходження у несприятливих умовах є загрозами зниження якості вантажопідіймального обладнання, а власно будівель і споруд, що тягне

за собою підвищення вимог до поліпшення експлуатаційних властивостей конструкцій, що втрачають якість.

Для отримання достовірної інформації та даних на основі статистичного аналізу недосконалостей конструкцій необхідний часовий проміжок, за якого ускладнено збирання, оброблення, накопичення та зберігання інформації. При цьому, характеристики надійності можуть бути визначені на основі властивостей конструкції та експлуатаційного середовища, що мають масовий характер і оцінюються статичними методами. До цих властивостей належать: властивості матеріалів конструкцій; величини зовнішніх впливів, які часто повторюють і реєструють; геометричні параметри будівель, споруд та їхніх конструктивних елементів; характеристики вузлів, сполучень і з'єднань вантажопідіймальних механізмів.

Дослідження стану конструкцій, що демонтуються, з урахуванням найбільш несприятливого поєднання технологічних впливів були розглянуті відповідно методичного підходу з обґрунтування складу і структури параметрів довговічності конструкцій для управління технологічною безпекою шляхом зниження ризиків. Це свідчить про можливість забезпечення ресурсу конструкцій за рахунок комбінованого використання методів аналізу, що обумовлюється раціональною технологічною стратегією, розробкою та використанням передових засобів планування та забезпечення раціональності будівельних процесів.

Проведено дослідження з аналізу процесу демонтажу баштових кранів в умовах обмеженого простору будівельного майданчика та міської забудови. Методика спрямована на зниження ризиків технологічного процесу демонтажу кранових конструкцій, є актуальним завданням у галузі цивільного будівництва. Крани значної вантажопідйомності багато в чому полегшують сучасне будівництво і забезпечують створення оригінальних форм конструкцій при дотриманні якості і термінів будівництва. Розглядаються етапи будівництва після завершення «чорного будівництва» комплексу будівель житлового району. Процес демонтажу баштового крану та переміщення його до місця тривалого зберігання відбувається згідно з графіком роботи, технології та вимогами технологічних правил і правил безпеки.

При аналізі технологічного прогресу будівництва з використанням підйомних пристроїв використовується методика «моделі систем

масового обслуговування» для визначення необхідного часу з демонтажу металоконструкцій крана та його механізмів.

Особливості розбирання та демонтажу крана включали етапи роз'єднання вузлів і демонтажу окремих елементів, механізмів згідно, з проектом, переміщення на визначені майданчики для подальшого транспортування з простору виконання робіт, завантаження на платформи та вивезення з будівельного майданчика. Процес демонтажу крана відбувався в порядку, протилежному монтажу конструкцій. При цьому враховувався фактор розташування інших монтажних механізмів різного типу на будівельному майданчику. З метою раціонального використання будівельного майданчика ділянку демонтажу розділили на блоки, а роботи – на цикли. Усі цикли виконувалися автокраном.

Критерії обмеженості простору для проведення робіт на будівельному майданчику забудованої частини міст встановлені згідно з діючими нормами і характеризуються наявністю низки суттєвих чинників. Роботи проводилися в міській забудові. Важливою проблемою були будівлі в безпосередній близькості від будівельного майданчика, які потрапили в зону досяжності крана. Башту крана необхідно було розташувати так, щоб її стріла проходила між існуючими конструкціями і в той же час був обмежений кут нахилу стріли.

Моделювання взаємодії факторів і параметрів навколишнього середовища (система БАШТОВИЙ КРАН – ЗОНА ЗАБУДОВИ – ВНУТРІШНІ ТА ЗОВНІШНІ ВПЛИВИ) здійснюється за допомогою орієнтованого ациклічного графа

Моніторинг процесу демонтажу крана для забезпечення умов цілісності металоконструкцій, механізмів і безпеки виконання робіт відповідає умовам з детальним описом кожного конкретних недоліків, недосконалостей або невідповідності виконання технології. Методика дозволяє визначити та оцінити ризики при плануванні процедури виведення з експлуатації баштового крана. У цьому випадку виникає можливість економічної оптимізації матеріальних витрат з метою зниження вартості будівництва в цілому. Підвищення ефективності даного методу забезпечується при виведенні з експлуатації кількох кранів, задіяних у будівництві.

ОСОБЛИВОСТІ ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНОГО РІШЕННЯ МОБІЛЬНОГО КУПОЛЬНОГО БУДИНКУ З ДЕРЕВИНИ

Гілодо О.Ю., *к.т.н., доцент*, **Арсирій А.М.**, *к.т.н., доцент*
Одеська державна академія будівництва та архітектури
Арсирій О.І., *ст. викладач, Одеський державний морський університет*

Купольне будівництво відомо в світі з 70-х років минулого сторіччя, але купольний будинок все ще залишається відносно новим напрямком в житловій архітектурі. Купольний будинок – це одно, або двоповерхова споруда, яка відрізняється від звичайної призматичної необхідністю врахування криволінійності зовнішніх стін. Це призводить до появи специфічних зон з обмеженою експлуатаційною придатністю, що може вважатися недоліком або перевагою, в залежності від запропонованого архітектурного рішення. Для того, щоб відійти від традиційних форм потрібно пред'явити суттєві переваги купола, що стануть для потенційних замовників вирішальними. В основному застосовують великопрогонові купольні конструкції при проектуванні виставкових центрів, стадіонів, промислових будівель або наукових об'єктів. Ті, хто зроблять вибір на користь купола отримають не тільки незвичний футуристичний зовнішній вигляд, естетичне задоволення і вільне планування внутрішніх приміщень, але і мінімальні вимоги до фундаменту, можливість будівництва в сейсмічно небезпечних районах, мінімальну площу тепловіддачі і природну конвекційну вентиляцію. Але життя в сучасному глобалізованому світі вимагає від приватного будинку ще однієї риси – мобільності. Все більше людей змінює місце проживання в залежності від наявності роботи, особливостей клімату, сімейних обставин. Тому проектування мобільного купольного будинку є актуальною задачею. Ми пропонуємо свій варіант об'ємно-планувального рішення, який пов'язаний з конструктивним, на базі певної кількості типових будівельних конструкцій: колон, панелей перекриття і звичайно несучих елементів купола, що дозволяє зібрати будівлю «під ключ» за декілька тижнів без застосування важкої будівельної техніки. А при необхідності швидко розібрати і перевезти на нове місце.

Будинок, діаметром по фундаменту 12 м, розроблений для сім'ї кількістю 4-5 людини. Висота першого поверху з урахуванням товщини перекриття, 2,7 м, другого, в центрі купола – 3 м, крок колон в центральній частині – 4 м, в частині, що примикає до стін – 2,65 м. Периметральні колони з урахуванням кривизни стінки купола,

відстоять від неї на відстані 1 м. Загальна площа будинку – 136,18 м². На першому поверсі центральну частину займає простора кухня з великим обіднім столом. В одному просторі з кухнею розміщена комфортна вітальня, де зручно збиратися усією родиною. У вітальні є зона, яку можна використовувати як кабінет для роботи. До вітальні примикає велика світла спальня, зі своєю вбиральною та ванною. Також на цьому поверсі є гостьовий санвузол, підсобне приміщення, що використовується як пральня, а також для розміщення котлів для опалення та гарячої води. При вході передбачено тамбур і гардеробна для верхнього одягу. У просторому холі розміщені сходи, які ведуть на другий поверх. На другому поверсі розмістилися дві спальні із загальною ванною кімнатою.

Конструктивна схема дому звичайно змішана і складається з самонесучого дерев'яного каркасу купола і внутрішніх колон, на які спирається безбалочне перекриття з перехресно-балкових панелей, обпертих по кутах. Відсутність балок по колонах зменшує кількість типорозмірів елементів будинку та прискорює монтажні роботи. Плити можуть повністю збиратись на підприємстві або доставлятися на будівельний майданчик окремими елементами. При будівництві двоповерхового будинку колони на один поверх по периметру доставляють на площадку в готовому вигляді. В запропонованому варіанті будинку діаметром 12 м центральна плита перекриття розмірами в плані 4 x 4 м. Плити по периметру купола двох типорозмірів: прямокутні з однією криволінійною консольною стороною і трикутні з однією криволінійною консольною стороною. Каркас купола виконується з типових прямолінійних деталей з клеєної деревини, які з'єднуються сталевими конекторами, з утворенням шестикутних комірок, що надають можливість утворювати віконні прорізи в будь-яких місцях поверхні, в залежності від творчої фантазії архітектора і бажань замовника. Покрівля з м'якої черепиці по настилу з листів OSB і утеплювачем з мінеральної вати. Фундаменти під колони можуть бути у вигляді залізобетонної монолітної плити, або у вигляді залізобетонної стрічки під каркас купола і стовпчасті залізобетонні, або з гвинтових паль під колони - в залежності від умов місцевості та складу основи.

РЕКОНСТРУКЦІЯ ВИРОБНИЧОЇ БУДІВЛІ ЗІ СТАЛЕВИМ КАРКАСОМ

*Голоднов О.І., д.т.н., професор
Національний авіаційний університет*

*Ткачук І.А., к.т.н.
ТОВ «Ост-Вест Експрес»*

Разом з новим будівництвом все частіше виникає необхідність в проведенні робіт по відновленню експлуатаційної придатності будівельних конструкцій будівель, а також добудови у зв'язку зі зміною функціонального призначення або необхідністю покращання експлуатаційних показників будівлі. При цьому необхідно вирішувати питання, пов'язані з визначенням напружено-деформованого стану і виконанням робіт із продовження терміну експлуатації споруд.

Вказані роботи необхідно вирішувати в комплексі, тобто прогнозу можливого продовження терміну експлуатації конструкцій будівель та споруд повинні передувати роботи, пов'язані з оцінкою їхнього технічного стану. Ці роботи необхідно виконувати відповідно до вимог чинних нормативних документів.

Оцінка технічного стану виконується на основі результатів обстеження і перевірочних розрахунків тощо. Перевірочні розрахунки виконуються, як правило, із застосуванням спрощених розрахункових схем без урахування фактичного стану конструкцій і прогнозу деградації властивостей матеріалів. Такий підхід не дозволяє моделювати НДС споруд в динаміці розвитку процесів деградації та не дає можливості прийняти правильне рішення про склад заходів, які б забезпечували подальшу надійну та безпечну експлуатацію конструкцій.

Через все вищевикладене передбачається, що йдеться про розрахунок і застосування посилення (добудови) будівлі за цілком певною схемою із заздалегідь заданими параметрами і при відомих впливах на неї. Підтвердженням правомірності прийнятої схеми посилення або добудови будівлі мають бути результати моделювання конструкцій будівлі з використанням сучасних програмних комплексів методу скінченних елементів для розрахунку конструкцій і постійного моніторингу будівель у відповідності з вимогами чинних нормативних документів.

Мета цієї роботи полягала в розробці взаємозв'язаних заходів щодо визначення параметрів технічного стану експлуатованих будівельних конструкцій існуючої виробничої будівлі, обґрунтуванні можливості її реконструкції у зв'язку зі зміною функціонального призначення

(необхідністю переобладнання виробничих приміщень під склад з метою збільшення об'єму будівлі для складування товарів медичного призначення), а також необхідністю покращання експлуатаційних показників будівлі, в тому числі і заміни огороження.

Існуюча будівля являла собою одноповерхову однопролітну споруду зі сталевим каркасом прямокутної форми в плані. Конструктивна система будівлі – каркасна. Колони наскрізного перерізу виконані зі сталевих швелерів №20. Габаритні розміри перерізу колон – 200x400 мм. Колони з'єднано з окремими залізобетонними фундаментами за допомогою анкерних болтів.

Покрівлю будівлі виконано з прокатних профілів. Як несучі елементи покрівлі використано сталеві арки, на верхні пояси яких опираються прогони.

Стінове огороження і покриття виконано зі сталевих листів. Утеплення конструкцій було виконано шляхом устрою внутрішніх стін з пінобетону товщиною 100 мм. Покрівлю не було утеплено, було виконано підвісну стелю.

Просторова жорсткість конструкцій будівлі забезпечувалась сумісною роботою жорстко з'єднаних з фундаментами колон, кроквяних конструкцій, системою вертикальних в'язів по колонах, горизонтальними розпірками по колонах, прогонами та системою горизонтальних і вертикальних в'язів по покриттю.

На період ухвалення рішення про можливість реконструкції будівля не експлуатувалась.

Перед виконанням робіт із моделювання, розрахунку і проектування конструкцій був виконаний аналіз наявної проєктної документації існуючої будівлі, проведені обмірні роботи з метою визначення фактичних розмірів конструкцій і будівлі в цілому.

В ході проведення обмірних робіт було проведено обстеження несучих сталевих конструкцій, визначено їх технічний стан, виконано комп'ютерне моделювання, розрахунки і проектування конструкцій реконструйованої будівлі відповідно до вимог чинних нормативних документів і зроблено висновок про можливість проведення реконструкції будівлі.

На підставі виконаних розрахунків були визначені зусилля в елементах комп'ютерної моделі і встановлені необхідні перерізи елементів колон, ферм, прогонів тощо.

Існуючі конструкції були частково демонтовані. Запроєктовані, виготовлені та змонтовані конструкції посилення та заміни. Виконано посилення фундаментів. Товщина утеплювача огорожуючих конструкцій прийнята згідно вимог чинних нормативних документів.

ПІДСИЛЕННЯ БАЛОК ІЗ ДЕРЕВИНИ ПІД ЧАС ЕКСПЛУАТАЦІЇ ЗА РАХУНОК АРМУВАННЯ

Гомон С.С., *д.т.н., професор*, Гомон Св.Св., *д.т.н., професор*,
Пугач Ю.В., *аспірант*

Національний університет водного господарства та природокористування

Необхідність ремонту та підсилення існуючих дерев'яних конструкцій, що працюють на прямий поперечний згин, не викликає сумніву. Часто ці конструкції замінюють сталевими чи залізобетонними. Але такі рішення занадто поспішні, бо дерев'яні елементи при таких рішеннях легко демонтуються, хоча після підсилення різними способами, в тому числі і пасивним армуванням, могли б належно виконувати свої функції при подальшій експлуатації.

За проведеним аналізом напрацювань дослідників різних країн процес підсилення можна розділити:

а) локальне підсилення конструкції за рахунок зміни фізико-механічних властивостей матеріалу в проблемних місцях – сучків, утворення тріщин, на невеликих об'ємах початкової стадії загнивання, тощо;

б) глобальне підсилення за рахунок пасивного армування в результаті поверхневого кріплення полімерних стрічок FRP в розтягнутій зоні, чи за рахунок вставлення арматурних сталевих чи полімерних стержнів або пластин вставлених в пази в цій же зоні для досягнення відмов у роботі елемента внаслідок пластичного руйнування стиснутої зони (рис. 1);

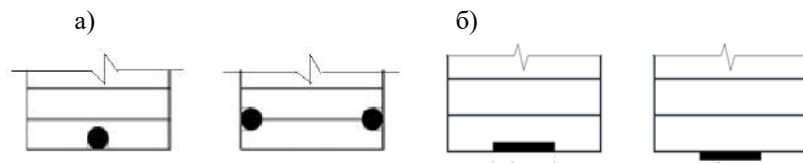


Рис. 1 - Підсилення розтягнутої зони клеєних згинальних елементів за рахунок: а) вклаєних арматурних стержнів; б) полімерних або сталевих стрічок

в) глобальне підсилення елемента з деревини за рахунок подвійного армування, яке вважається більш ефективним (рис. 2).

У багатьох іноземних країнах використання сталеві арматури та композитних матеріалів для армування дерев'яних елементів не є новим. Але в чинних нормах, ні в країнах Євросоюзу, ні в Україні підсилення дерев'яних елементів за допомогою армування ніяким чином не відображено і ніде не регламентується.

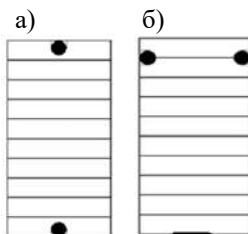


Рис. 2 - Підсилення клеєних згинальних елементів за рахунок подвійного армування: а) з вільним доступом до верхнього поясу; б) без доступу до верхнього поясу

Локальне чи глобальне підсилення згинальних дерев'яних елементів з цільної чи клеєної деревини, яке необхідно виконати під час експлуатації, проводять з повним або частковим розвантаженням конструкції. Ефект підсилення при повному розвантаженні конструкції більший в порівнянні з частковим, бо елементи підсилення при проведенні робіт на повністю розвантаженій конструкції включаються в роботу з початком нового завантаження разом з деревиною.

Локальне підсилення конструкції за рахунок зміни фізико-механічних властивостей матеріалу в проблемних місцях часто передбачає ін'єкцію тріщин клеями з наступним нанесенням обраної системи зміцнення. Цікаво відзначити, що на початку ін'єкційної технології з деревиною (запозичене з практики ремонту бетону та залізобетону кінця 1950-х рр.) робилися спроби відновити перенапружені класичні крокв'яні чи балочні системи перекриття за допомогою двокомпонентних епоксидних смол з низькою в'язкістю. В подальшому місцеве зміцнення за допомогою ін'єкційного адгезиву в ділянки тріщин набрало хоч і невеликого, але розповсюдження з використанням і інших композитів, наприклад «Силор» [1]. Проте густий клей для заповнення тріщин, який для збільшення густини має наповнювачі, важко проникає у невеликі пустоти, що є всередині дерев'яного елемента, тоді як дуже рідкі клеї чи композити проникнуть легше. Тому краще поєднувати зміцнення уражених ділянок спочатку рідкими полімерними композитами, а згодом і густими.

Для збільшення ефективності локального підсилення пошкодженої ділянки найбільш напружених розтягнутих зон згинальних елементів, дієвим є спосіб підсилення за рахунок зміцнення її за допомогою приклеювання відрізка металевої чи полімерної стрічок у зонах з достатньою довжиною клейового щеплення з обох боків від місця пошкодження (рис. 3).

Підсилення стиснутої зони як локальне так і глобальне згинальних елементів з цільної чи клеєної деревини доцільно проводити за рахунок вклеювання в попередньо зроблені пази бажано сталеву арматуру. Сталева арматура має більший модуль пружності в порівнянні з полімерною скловолоконистою, базальтовою чи вуглецевою і тому створює в стиснутій зоні жорсткий диск і тим самим зменшує деформування цієї зони балки. Але необхідно зауважити і те, що критичні деформації при повздовжньому осьовому стиску деревини хвойних порід досягають великих значень $u_{c, fm, d} = (30 - 40) \cdot 10^{-4}$, тому для створення успішної сумісної роботи деревини з сталеву арматурою необхідно вибирати арматурну сталь високих класів, в яких площадка текучості знаходиться близьких межах до меж критичних деформацій деревини за поздовжнього стиску.

Глобальне підсилення згинальних елементів з деревини, що експлуатуються, за рахунок пасивного одностороннього армування в результаті поверхневого кріплення полімерних стрічок FRP в розтягнутій зоні, чи за рахунок встановлення арматурних сталевих чи полімерних стержнів вставлених в пази в цій же зоні проводиться для досягнення відмов у роботі елемента внаслідок пластичного руйнування стиснутої зони і може збільшити несучу здатність лише до 20%, але в даному випадку запобігає прогресуючому руйнуванню [2].

Найкращий ефект за глобального підсилення балкових конструкцій дає подвійне армування чи то сталевими арматурними стержнями високих класів (рис. 2а) чи армуванням розтягнутої зони полімерними стрічками одночасно з влаштуванням сталеву арматури в стиснуту зону (рис. 2б) [3]. Необхідно констатувати, що по довжині армування дерев'яних балок можливо лише на вільній ділянці (від краю однієї опори до краю іншої). Для запобігання ж відриву краю полімерної стрічки необхідно проводити закріплення (анкетування) її до дерев'яної балки застосовуючи відрізки цієї ж стрічки (рис. 3.)



Рис. 3 - Кріплення країв композитної стрічки на дерев'яній балці



Рис. 4 - Підсилення похилих перерізів дерев'яної балки для збільшення сприйняття зсувних зусиль

Питання підсилення дерев'яних конструкцій, що експлуатуються, досить складне і потребує в кожному випадку індивідуального підходу. Розробка способів підсилення згинальних елементів з деревини на даному етапі ще ускладнене тим, що досить мало дослідники на даний час приділяють уваги йому, тому мало напрацьовань та й немає в Україні нормативної бази для комплексного вирішення цього питання.

КІЛЬКІСНИЙ ПОКАЗНИК ЖИВУЧОСТІ СТАЛЕВИХ КАРКАСІВ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ ПРИ ПОЖЕЖІ

Дауров М.К., доктор філософії

Київський національний університет будівництва і архітектури

Актуальність питання живучості зростає по мірі зростання складності будівель як систем. Увага до живучості та явища прогресуючого руйнування багатоповерхових будівель зростає після руйнування великої частини будівлі Ронан Поінт у Лондоні в 1968 році внаслідок вибуху побутового газу. Також збільшується кількість факторів, що можуть призвести до прогресуючого руйнування в силу розвитку науково-технічного прогресу людства. Пожежа також є загрозою для руйнування будівель. Одним з останніх прикладів повного руйнування від пожежі будівлі за сталевим каркасом є руйнування будівлі торгово-розважального центру в Кременчузі після влучання в будівлю російської ракети 27 червня 2022 року.

В умовах України актуальності даній темі ще додає тому факт, що з 2019 року ДБН В.1.2-14: 2018 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ» регламентує: «Розрахунок на непропорційне руйнування під дією аварійних навантажень проводиться для об'єктів класів наслідків «СС3» та «СС2», якщо не передбачені інші заходи, які виключають їх непропорційне обвалення». ДБН В.1.1-7-2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги» із 2017 року регламентує: «Будинки, що мають клас наслідків (відповідальності) «СС3» відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.2-16, слід розраховувати на стійкість до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі».

Дослідження живучості сталевих каркасів багатоповерхових будівель мають на меті: визначити, яким чином відбувається їх прогресуюче руйнування; які заходи можуть знизити ризик прогресуючого руйнування; які кількісні та якісні показники живучості. Горизонтальні аутригерні системи як заходи зниження ризику прогресуючого руйнування були досліджені для вибуху як загрози в працях вчених Білика А.С., Коваленка А.В. Для живучості при пожежі та сейсмостійкості були розроблені комбіновані аутригерні системи (вчені А. Wada, К. Ohi, Н. Suzuki, Y. Sakumoto, М. Fushimi, Н. Kamura, Y. Murakami, М. Sasaki, К. Fujiwara), досліджений резерв несучої здатності вузлів сталевих каркасів при пожежі (вчені R. Sun, I. Burgess, Zh. Huang, G.Dong) та методика посилення живучості при пожежі з

урахуванням несучої здатності балок і колон, нагрівання елементів з різними формами перерізів та вузлів з'єднання між елементами в дослідженнях автора.

В науковій та нормативній літературі часто фігурує поняття «забезпечення живучості». З огляду на те, що потенційне руйнування внаслідок дії позапроектних навантажень є імовірнісною категорією, пропонується ввести поняття «посилення живучості». В ДБН В.1.2-14:2018 присутнє поняття «непропорційне обвалення», а в ДБН В.2.2-41:2019 «Висотні будівлі. Основні положення» – «прогресуюче обвалення». Пропонується термін «втрата живучості», що означає падіння вище розташованих поверхів на нижче розташовані і не викликає питань щодо ступеню пропорційності та прогресивності.

Будь-які заходи посилення живучості можуть в тій чи іншій мірі знижувати ризик прогресуючого руйнування: горизонтальні аутригерні блоки можуть перерозподіляти зусилля від зруйнованої колони на незруйновані; встановлення різних резервів несучої здатності в елементах каркасу для регулювання послідовності потенційного руйнування; врахування форми перерізу елементів каркасу для регулювання їх температури при пожежі. Для визначення їх ефективності необхідний кількісний показник. Так як пожежа в порівнянні з вибухом, ударом, землетрусом є розтягнутим у часі фактором, пропонується в якості кількісного показника живучості використовувати наступні часові параметри:

– час живучості – проміжок часу від початкового руйнування (коли один з елементів каркасу зруйновано) до настання «втрати живучості» (так пропонується називати прогресуюче руйнування);

– час втрати живучості – проміжок часу від початку дії пожежі до «втрати живучості».

Час живучості може характеризувати ефективність заходів, що вживаються для посилення живучості. Головною метою цих заходів має бути збільшення цього часового проміжку до такого, що дозволяє евакууватися під час аварії внаслідок пожежі. Час втрати живучості може характеризувати одночасно і ефективність заходів посилення живучості, і заходів збільшення вогнестійкості, до яких можна віднести нанесення вогнезахисного покриття на сталеві конструкції, збільшення резервів несучої здатності елементів каркасу, збільшення резерву міцності сталі, яка зменшується під час нагрівання внаслідок пожежі. Також відкритим питанням в дослідженнях живучості несучих конструкцій будівель є визначення якісних показників. Різна послідовність руйнування елементів каркасу до втрати живучості є одним із варіантів такого показнику.

УРАХУВАННЯ СУМІСНОЇ РОБОТИ ДИСКІВ ПОКРИТТІВ ЗІ ЗБІРНОГО ЗАЛІЗОБЕТОНУ У СКЛАДІ ПРОЛІТНИХ ЗГИНАЛЬНИХ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

Дмитренко Є.А., к.т.н, доцент, Андрієвська М.А., магістрантка,
Яковенко І.А., д.т.н., професор

Національний університет біоресурсів і природокористування України

На даний момент в Україні експлуатується значна кількість одноповерхових промислових будівель, виконаних у сталевому каркасі з настилом із залізобетонних плит покриття. Як показують численні обстеження, конструкції таких будівель мають дефекти та пошкодження, які набагато перевищують допустимі нормами, тобто потребують реконструкції. Особливої актуальності набувають задачі визначення дійсного НДС елементів каркасів одноповерхових промислових будівель, причому, як при реконструкції, так і при новому будівництві. Досвід застосування сталезалізобетонних конструкцій, урахування сумісної роботи несучих елементів із сталі та бетону при їх розрахунку має призводити до суттєвого економічного ефекту порівняно із розрахунками за ідеалізованими РС.

Урахування сумісної роботи даних матеріалів при навантаженні стало можливим завдяки реалізації методу скінченних елементів (МСЕ) у різних розрахункових комплексах (SCAD, ЛІРА САПР, ANSYS, Nastran тощо), доступних рядовому інженеру-проектувальнику.

Метою дослідження є оцінка економічного ефекту за рахунок зниження матеріаломісткості (витрати матеріалу) згинальних металевих конструкцій при врахуванні їхньої сумісної роботи із жорсткими дисками покриттів зі збірного залізобетону.

Основні результати. Моделлю дослідження є просторовий блок покриття одноповерхової промислової будівлі з розмірами у плані 24×60 м. До його складу входять три кроквяні ферми з ухилом верхнього пояса 1,5 % за серією 1.460-4. Проліт ферм – 24 м, крок – 6 м. Висота ферм за геометричними осями – 3000 мм. Спирання ферм на колони – зверху (шарнірне). У якості покрівельного настилу застосовуються збірні залізобетонні ребристі плити за серією 1.465-7 довжиною 6 м, шириною 3 м і висотою 0,3 м. Плити приварюються до сталевих накладок, приварених до верхнього пояса ферм щонайменше у трьох точках. Поздовжні та поперечні шви замоноличуються дрібнозернистим бетоном класу С12/15.

У рамках дослідження виконаний розрахунок внутрішніх зусиль та підбір перерізів елементів у кроквяних фермах, які складають блок

покриття за традиційною методикою, розглядаючи ферму окремо від конструкції каркасу будівлі, зокрема залізобетонних ребристих плит покриття (рис. 1).

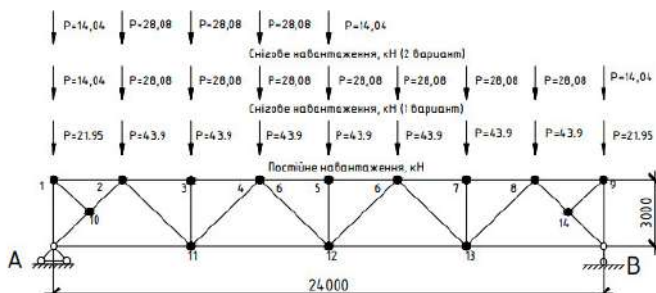


Рис. 1 - Розрахункова схема ферми із навантаженнями

Виконуємо також підбір перерізів зв'язків блоку, що розглядається. Потім отримані перерізи елементів блоку покриття вводимо в просторову розрахункову схему та розраховуємо зусилля у стержнях найбільш навантаженої ферми блоку з урахуванням спільної роботи з плитами покриття та зв'язками (рис. 2). За значеннями отриманих зусиль підбираємо перерізи елементів ферми та виконуємо порівняльний аналіз внутрішніх зусиль та елементів, обчислених з урахуванням та без урахування спільної роботи конструкцій покриття.

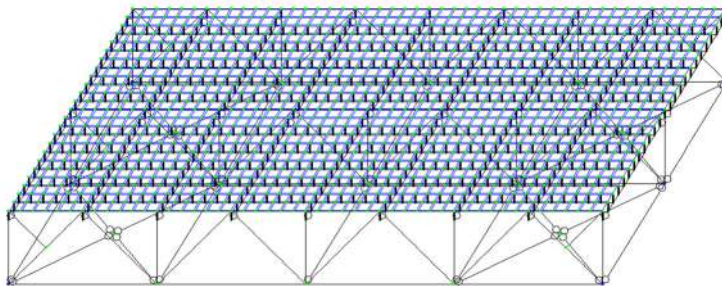


Рис. 2 - Розрахункова схема блоку покриття з розбивкою полиці плити на кінцеві елементи розміром 500×500 мм

Виходячи із отриманих результатів, можна зробити висновок про те, що урахування сумісної роботи кроквяної конструкції та жорсткого диска покриття призводить до значного зменшення зусиль у поясах ферми (табл. 1).

Таблиця 1

Порівняльна таблиця розрахунку зусиль у стрижнях ферми

| Елементи | Номер № | Розрахунков е зусилля без урахування спільної роботи, кН | Розрахункове зусилля з урахуванням спільної роботи, кН | Ефект від спільної роботи (зміна значення зусилля) |
|--------------|--------------|--|--|--|
| Верхній пояс | 1-2 | 0 | 69,1 | – |
| | 2-3 | -584,71 | -404 | 0,691 |
| | 3-4 | | -150 | 0,257 |
| | 4-5 | -779,62 | -243 | 0,312 |
| Нижній пояс | A-11 | 341,08 | 276 | 0,809 |
| | 11-12 | 730,89 | 620 | 0,848 |
| Розкоси | A-10 2-10 | -482,4 | -573 | 1,189 |
| | 1-10 | 0 | -0,309 | – |
| | 2-11 | 344,98 | 389 | 1,128 |
| | 4-11 | -206,6 | -256 | 1,239 |
| | 4-12 | 88,64 | 99 | 1,117 |
| Стіжки | 3-11 | -97,45 | -97,9 | 1,005 |
| | 5-12 | | -101 | 1,036 |

Висновки. Розрахунок кроквяних ферм із урахуванням спільної роботи з диском покриття зі збірного залізобетону призвів до значного зниження зусиль у верхньому поясі – 48,2%. Також поздовжні зусилля дещо знизилися у нижньому поясі (на 17,9%) і зросли в опорному розкосі (на 18,9%) та елементах решітки (до 23,4%).

Зміна значень внутрішніх зусиль у стержнях ферми під час розрахунку із урахуванням сумісної роботи із диском покриття призвела до значного зниження маси елементів кроквяної конструкції – 14,14% порівняно із розрахунком за традиційною плоскою розрахунковою схемою.

Урахування спільної роботи дисків покриттів зі збірного залізобетону під час розрахунку сталевих згинальних конструкцій, дає змогу значно заощаджувати матеріал опорних конструкцій і має бути обов'язково врахований під час проектування і реконструкції будівель та споруд.

Однак для розробки точного та надійного розрахункового апарату в даному напрямі вважається за необхідне продовження чисельних досліджень шляхом моделювання нелінійної роботи матеріалів, урахування різних класів бетону шва та конструкцій, закладних деталей плит і верифікація результатів шляхом проведення експериментальних досліджень.

ОСОБЛИВОСТІ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ТА СТІЙКІСТЬ ЦИЛІНДРИЧНИХ РЕЗЕРВУАРІВ ПРИ ВІТРОВОМУ ТИСКУ

Єгоров Є.А., *д.т.н., професор*, Івченко Ю.В., *к.т.н.*,

Івченко О.М., *аспірант*

ННІ «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури», Український державний університет науки і технологій

Постановка проблеми. Сталеві вертикальні циліндричні резервуари наземного типу є одним з найпоширеніших у світі видів нафтоосхопищ. На даний час багато таких споруд виявилися серйозно пошкодженими або зруйнованими. Це викликає гостру необхідність у масовому будівництві нових резервуарів. В таких випадках актуальними стають будь-які методи, в тому числі і розрахункові, які дозволяють скоротити витрати матеріалів та загальної вартості споруджуваних об'єктів з одночасним забезпеченням їх високої надійності. Зазначені вище споруди мають найвищий клас відповідальності ССЗ. У поданій доповіді розглядаються деякі особливості поведінки сталевих вертикальних циліндричних резервуарів наземного типу (РВС) при дії вітрового навантаження. Такі питання неодноразово розглядалися у технічній літературі. Проте, на думку авторів, деякі особливості цього явища залишилися поза увагою. Крім того, останнім часом з тих чи інших причин замовники хочуть будувати резервуари, основні параметри яких (висота циліндричної стінки, її діаметр) сильно відрізняються від традиційно прийнятих раніше за типовими проектами, що привносить свої додаткові нюанси у поведінку РВС під впливом вітрового тиску.

Згідно норм проектування вітрове навантаження на споруди циліндричної форми представляє собою тиск, нерівномірно розподілений по периметру кола. В РВС зовнішній вітровий тиск може діяти в комбінації із внутрішнім вакуумом. Певно, саме ця обставина сприяла тому, що в інженерних розрахунках РВС нерівномірний вітровий тиск замінюється рівномірним зовнішнім тиском – еквівалентним вакуумом. Перетворення виконується шляхом множення амплітуди нерівномірного вітрового тиску на коефіцієнт k_w , який для всіх резервуарів незалежно від їх конкретних параметрів приймається $k_w=0,5$. У підсумку розрахункова оцінка стійкості виконується за сумарною дією двох зазначених вакуумів. На думку авторів, таке подання вітрового навантаження не враховує дійсної кінетики

поведінки циліндричної стінки резервуарів при дії вітрового тиску в комбінації із внутрішнім вакуумом, що може суттєво впливати на точність інженерної оцінки стійкості вертикальних резервуарів.

Метою дослідження є аналіз особливостей напружено-деформованого стану циліндричної стінки вертикальних циліндричних резервуарів при дії вітрового тиску і врахування їх в розрахунках загальної стійкості цих споруд.

Результати досліджень. Дослідження проводились для циліндричних оболонок з такими геометричними параметрами: $r/t=1500$; $l/r=0,8\div 1,6$, що відповідає геометричним параметрам вертикальних резервуарів об'ємом 1000 - 30 000 м³. У якості граничних умов розглядалося два варіанти: шарнірне і жорстке закріплення обох торців оболонки. Дослідження проводились методом скінченних елементів. Розрахунки виконувались при величині вітрового тиску, що відповідає значенням вітрового навантаження на території України. Аналіз напружено-деформованого стану показав, що для оболонок розглянутого типу усі компоненти напруженого стану від вітрового тиску є далекими від своїх граничних з точки зору міцності значень. Так, мембранні кільцеві напруження f_{2m} , які є превалюючими у даному випадку, досягають величини 17 - 20 МПа. Значення кільцевих згинальних напружень вкрай незначні: $f_{2згин}=0,12\div 0,20$ МПа. Головною особливістю деформацій стінки на ділянці максимального вітрового тиску є їх яскраво виражений хвильовий характер. Таке хвильове деформування виникає при найменших значеннях вітрового тиску і стає все більш вираженим при зростанні цього тиску. Треба зазначити, що така особливість деформування циліндричної оболонки спостерігалася і при натурних експериментах.

Висновки. Таким чином отримано, що поведінка тонкостінних оболонок при дії вітрового тиску є суто нелінійною з самого початку деформування. Це суттєво відрізняється від процесу деформування таких оболонок під дією внутрішнього вакууму (рівномірного зовнішнього тиску). Дана обставина може суттєво впливати на загальну стійкість оболонок при сумісній дії двох зазначених видів навантаження і потребує подальшого дослідження.

Виявлена особливість деформування свідчить про те, що оцінка стійкості тонкостінних оболонок при дії вітрового тиску зводиться до рішення нелінійної задачі деформування з визначенням граничної (максимальної) величини вітрового тиску, яку здатна витримувати оболонка. При цьому стосовно РВС гранична величина вітрового тиску може визначатися за тими чи іншими додатковими ознаками, наприклад, за певними обмеженнями деформацій.

СТВОРЕННЯ НАДІЙНИХ ТА ЖИВУЧИХ ЗЕРНОСХОВИЩ В УМОВАХ ВІЙНИ ТА СВІТОВОЇ ПРОДОВОЛЬЧОЇ КРИЗИ

Махінько Н.О., д.т.н., професор
Національний авіаційний університет

Негативні наслідки пандемії COVID-19 та воєнне вторгнення в Україну порушили баланс функціонування світової агропродовольчої системи, викликавши масштабну продовольчу кризу. Численна кількість зерносховищ отримали значні пошкодження внаслідок обстрілів. Актуальним завданням стало наукове обґрунтування, розробка та впровадження у сферу сільськогосподарського будівництва науково-технічних рішень із проектування та зведення надійних та живучих зерносховищ, працюючих в проектних та особливих умовах воєнного часу. В даному дослідженні основна увага приділена визначенню механізмів регулювання надійності конструкцій зерносховищ в рамках застосування напівімовірнісного розрахунку в формі методу граничних станів відповідно системи загальноєвропейського нормування Eurocode та розробці багатоступінчастої повної методики перевірконого розрахунку сталевого циліндричного зерносховища відповідно до положень ДБН В.2.6-221:2021 та ДСТУ-Н Б EN 1991-4.

Безвідмовність конструкції силосів, відповідно норм, забезпечується розрахунком за методом часткових (незалежних) коефіцієнтів надійності трьох груп. Перша група коефіцієнтів відіграє роль регулятора надійності конструкцій безпосередньо у граничних нерівностях методу граничних станів. Друга група враховує мінливість окремих зовнішніх впливів, а третя група враховує малу ймовірність одночасної реалізації розрахункових значень цих впливів.

Класифікація силосу за рівнем відповідальності визначається залежно від наслідків руйнування або несправної роботи його конструктивних елементів. З урахуванням, що силос характеризується низькою ймовірністю скопчення людей, приймається клас наслідків RC2 із коефіцієнтом надійності 1,0.

Ще однією складовою регулювання надійністю є класифікація силоса щодо впливу на нього продукту зберігання. Клас впливів враховує ємність силосу й ексцентриситети його завантаження. Враховуючи, що силос має центральне завантаження, яке унеможливує появу ексцентричних тисків на його корпус, клас впливів ідентифікується як ААС3.

При розрахунку силосу програмними засобами скінчено-елементного аналізу, важливим питанням є побудова розрахункової схеми – моделі, що в повній мірі враховує всі чинники, які мають істотний вплив на напружено-деформований стан конструкції. Вона формується у вигляді набору стрижнів та пластин з відповідними умовами примикання елементів до вузлів: постановка в'язей у вузлах для обмеження ступенів вільності, влаштування кінцевих шарнірів для визволення взаємних лінійних та кутових зміщень, введення жорстких вставок для відсунення пружних частин стрижнів від вузлів примикання. Враховуючи, що частина конструкцій виконана із холодноформованих тонкостінних елементів, модель виконується у двох варіантах. Перший використовується для визначення внутрішніх зусиль і наступної перевірки несучої здатності конструкцій за першою групою граничних станів, другий – для оцінки жорсткості силосу в цілому та деформативності конструкцій, тобто для другої групи граничних станів. На основі скінчено-елементної моделі виконується розрахунок на сумісну дію (комбінацію) окремих навантажень. Кожна комбінація включає постійний і домінуючий вплив зі своїми повними розрахунковими значеннями, а значення супутніх впливів зменшується на комбінаційний коефіцієнт (коефіцієнт сполучення) для врахування зниженої ймовірності одночасної реалізації розрахункових значень. За результатами розрахунку отримується інформація про н.д.с. силоса та його окремих конструкцій при різних впливах та їх комбінаціях.

Таким чином, можна підсумувати, що зміна рівня надійності конструкцій сталевих зерносховищ в рамках методу граничних станів виконується через систему часткових коефіцієнтів, які враховують стохастичні властивості зовнішніх впливів, мінливість характеристик матеріалу, типи розрахунків, ступінь важливості конструктивних елементів в споруді та ступінь відповідальності силосу у складі підприємства. Значення коефіцієнтів регулюються виключно нормативними вимогами і настановами національного додатку і не можуть бути скориговані технічним завданням на проектування. Вони обмежуються перевітками граничних станів за несучою здатністю та експлуатаційною придатністю конструкцій при дії статичного навантаження, включно з випадками, де динамічний вплив оцінюється з використанням еквівалентних квазістатичних навантажень із відповідними коефіцієнтами підсилення.

ПЕРЕВІРКА ЗАГАЛЬНОЇ СТІЙКОСТІ СТАЛЕВИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗМІННОГО ПЕРЕРІЗУ ЗГІДНО З ДБН В.2.6-198:2014 З ВИКОРИСТАННЯМ ЗМІННОЇ РОЗРАХУНКОВОЇ ДОВЖИНИ У ПРОГРАМНОМУ КОМПЛЕКСІ «ЛІРА 10»

Мовшович Ю.Д., керівник відділу автоматизації і розрахунку металевих конструкцій, Група компаній "ЛІРА", м. Київ, Україна
Свдокімов Ю.В., провідний інженер відділу автоматизації і розрахунку металевих конструкцій, Група компаній "ЛІРА", м. Київ, Україна

ПК «ЛІРА 10» це сучасний програмний комплекс, який має широкий функціонал з розрахунку сталевих конструкцій.

В програмному комплексі виконується як перевірка, так і підбір сталевих конструкцій по першому та другому граничному стану відповідно до діючих вітчизняних та європейських норм проектування. Нормативна база прокатних профілів постійно розширюється та містить профілі, що виготовляються підприємствами України, а також країнами ближнього та далекого зарубіжжя. Матеріали сталевих конструкцій передбачають наявність різних сталей, як за вітчизняними, так і за європейськими стандартами, також передбачена можливість створення користувацьких сортаментів перерізів і сталей, на основі наявних або створених раніше.

Однією з інноваційних функцій в ПК «ЛІРА 10» є можливість створення і розрахунку сталевих елементів змінного перерізу, з урахуванням змінної розрахункової довжини.

Для розрахунку змінних перерізів у ПК «ЛІРА 10» доступні зварні двотаврові перерізи як з двома, так і з однією віссю симетрії, а також зварні симетричні коробки прямокутного та квадратного перерізів. При цьому прийнято, що висота стінки і ширина полиць змінюються тільки за лінійним законом, причому в одному перерізі змінюватися можуть і стінки, і полиці.

Показано можливість створення розрахункових схем, з використанням різної номенклатури елементів змінного перерізу, зокрема нестандартних, складної форми.

Особливу увагу приділено розрахунку загальної стійкості таких елементів зачинними нормами ДБН В.2.6-198: 2014.

Одним з основних питань при розрахунках сталевих елементів змінного перерізу згідно з вітчизняними нормами ДБН є питання

визначення розрахунковою довжини таких елементів при перевірці загальної стійкості стиснуто-згинальних елементів.

В основі прийнятої у вітчизняних нормах ДБН теорії розрахунку загальної стійкості за згинальною, або згинально-крутильною формою традиційно лежить поняття розрахункової довжини, яке було введено Ф.С. Ясинським наприкінці XIX століття, що дозволяє застосовувати класичну формулу Ейлера для визначення критичної сили, яка спричиняє втрату стійкості стержневих елементів, що перебувають у різних умовах роботи.

У ПК «ЛПРА 10» використано наступні припущення, що витікають із теорії розрахунку стійкості таких елементів і багаторазово підтверджені реальними розрахунками об'єктів, що включають конструкції змінного перерізу:

1. Під час перевірки стійкості елементу змінної жорсткості його розрахункова довжина також є величиною змінною по довжині елемента.

2. Якщо відоме базове значення розрахункової довжини такого елемента у визначеному місці, то можна знайти його розрахункову довжину у будь-якому іншому місці цього елемента.

При заданні розрахункової довжини елемента в ПК «ЛПРА 10» вказується не лише її величина в кожній з головних площин, але й місце по довжині стержня, де це значення справедливе. Таким місцем може бути початок, середина або кінець даного конструктивного (скінченного) елемента, а також місце максимальної або мінімальної згинальної жорсткості конструктивного (скінченного) елемента. Це значення і буде базовим. При перевірках загальної стійкості конструктивного (скінченного) елемента у різних його перерізах відповідно до вимог норм ДБН В.2.6-198:2014 програма, виходячи з базового значення розрахункової довжини, визначає розрахункову довжину у відповідному місці. Також у інженера є можливість задати постійну по всій довжині елемента розрахункову довжину.

У доповіді пропонуються різні способи визначення базової жорсткості та базової розрахункової довжини елемента, основним з яких є рекомендація, щодо використання підсистеми «Стійкість» ПК «ЛПРА 10».

КЛАСИФІКАЦІЯ ТА НАВАНТАЖЕННЯ СТАЛЕВИХ ПЛАВУЧИХ ФОТОЕЛЕКТРИЧНИХ СИСТЕМ

Ніруманд М.М., *Dipl.-Ing.*
Baukammer Berlin, Deutschland

Сталеві плавучі фотоелектричні системи (FPV - Floating photovoltaic systems) складаються з фотоелектричних панелей які встановлені на плавучі понтони та поєднані електричними кабелями з інвенорами. Також система обладнана швартовною системою або судновими якорями, концентраторами та при необхідності – хвилеломами. Витрати на виробництво енергії для плавучих фотоелектричних систем на 10 відсотків вище, ніж витрати для звичайних наземних установок через використання швартовних ліній та додаткових вимог до міцності та стійкості конструкцій.

Переваги плаваючих фотоелектричних систем:

- велика кількість невикористаних площ: кар'єрні озера, ставки, водосховища, дамби, затоки;
- вища ефективність модулів завдяки ефекту охолодження водою;
- зменшення витрат випаровування води у сухому кліматі завдяки зменшенню швидкості випаровування;
- менша сонячна радіація захищає екосистему водойми від потенційно шкідливого цвітіння водоростей;
- можливість сполучення з вітро або гідроенергетикою та подвійне використання інфраструктури, зменшення витрат для експлуатації та обслуговування.

Численні проекти за останні кілька років призвели до розробки різних плавучих конструкцій, що характеризуються різними конструкціями та матеріалами залежно від місця встановлення та призначення. З метою забезпечення стандартизації плавучі конструкції класифікуються на три основні види по типу підтримуючих конструкцій:

- чисті поплавки, де фотоелектричні модулі встановлюються безпосередньо на поплавах;
- модульні плоти, де панель підтримується структурним каркасом, з'єднаним з поплавком;
- мембрани, де панелі кріпляться до армованої мембрани, яка підтримується трубчастим кільцем, що забезпечує плавучість.

Плавучі споруди протягом свого життя піддаються різним навантаженням: постійним, експлуатаційним, екологічним, монтажним

та випадковим. Більшість цих навантажень генеруються умовами навколишнього середовища і можуть бути спрогнозовані на основі історичних даних з відкритих баз даних. Основними елементами, які слід враховувати, є наступні: вітер, сніг, хвилі і течії, температура і сонячне випромінювання:

- вітер: є домінуючим зовнішнім фактором, створює підйомну силу і силу лобового опору на систему FPV, а також динамічні навантаження;

- снігове навантаження, яке залежить як від снігової зони, так і над висотою над рівнем моря;

- хвилі: хвилі нерозривно пов'язані з вітром: коли дме вітер, він збуджує поверхню моря через тертя і коливання тиску, створюючи хвилі. У випадку великої FPV-системи, через значну кількість з'єднаних між собою поплавків, гідродинамічну взаємодію між окремими поплавками необхідно враховувати гідродинамічну взаємодію;

- течії: течії пов'язані з бічними навантаженнями або силами опору, які можуть викликати вихрові індуквані коливання;

- сонячне випромінювання: виробництво енергії можна класифікувати на дві основні форми: глобальне горизонтальне опромінення і пряме нормальне опромінення, що вимірюється в кВт-год/м². Виходячи з цих даних та враховуючи ефективність панелі, можна можна оцінити річний обсяг виробленої енергії;

- температура: температура навколишнього середовища впливає на втрати передачі через вироблене тепло.

Основними вимогами для розрахунку є норми ДБН та ЕС3 та національні додатки для кожної країни. Зважаючи на те, що конструкція має клас СС2, ми проводимо розрахунок PC2 замість PC1, що дозволяє використовувати комбінацію навантаження:

- власна вага + снігове навантаження;

- власна вага снігове навантаження + вітрове навантаження з коефіцієнтом 0,6;

- власна вага + вітрове навантаження + снігове навантаження з коефіцієнтом 0,5.

Плаваюча сонячна енергія, яка зараз на 10-15% дорожча, ніж проекти наземного монтажу, є привабливою пропозицією в районах та країнах, де земля дефіцитна. Міжнародна група дослідників підрахувала потенціал «плаваючої» сонячної енергії по всьому світу. Результати показують потенціал генерації 9434 ТВт-год на рік у 114 555 глобальних водосховищах, охоплюючи 30% їх площі. Сполучені Штати лідирують з потенціалом 1911 ТВт-год на рік, за ними йдуть Китай з 1107 ТВт-год на рік і Бразилія з 865 ТВт-год на рік.

РОЗРАХУНОК НАДІЙНОСТІ МЕТАЛЕВИХ СПІРАЛЬНО-ФАЛЬЦЕВИХ СИЛОСІВ

*Пічугін С.Ф., д.т.н., професор,
Оксененко К.О., аспірантка*

*Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія
Кондратюка»*

Одним з важливих техніко-економічних параметрів будівельних конструкцій є їхня надійність. Відповідно до будівельних норм ДБН, надійність об'єкта визначається як властивість виконувати задані функції протягом розрахункового строку експлуатації, вона включає основні компоненти – безвідмовність, довговічність, ремонтпридатність, живучість. Для сталевих силосів найбільше значення має безвідмовність – властивість об'єкта виконувати потрібні функції в певних умовах протягом заданого інтервалу часу чи наробітку.

Сучасні норми проектування будівельних конструкцій враховують імовірнісний характер навантажень та несучої здатності конструкцій тільки в частині обробки вихідних даних. Метод граничних станів, який закладений в нормах проектування є напів-ймовірнісним, при цьому надійність конструкцій при проектуванні забезпечується за допомогою використання відповідних коефіцієнтів запасу. Деякі з цих коефіцієнти не мають достатнього теоретичного та експериментального обґрунтування.

Методи теорії надійності найбільш точно відображають імовірнісну природу основних розрахункових величин та взаємозв'язок між зовнішніми впливами та міцністю конструкцій.

Треба відмітити, що на сьогодні розрахунок надійності конструкцій сталевих спірально-фальцевих силосів залишається актуальною областю досліджень. Оцінювання надійності металевого спірально-фальцевого силосу буде проводитися на основі аналізу резерву міцності, який будемо визначати в просторі напружень наступним чином:

$$\tilde{Y} = \tilde{R} - \tilde{S} = \tilde{\sigma}_y - \tilde{\sigma}_i \geq 0 \quad (1)$$

Випадковими величинами у поставленій задачі оцінювання надійності є: $\tilde{\sigma}_y$ – випадкова величина межі текучості сталі, $\tilde{\sigma}_i$ – випадкова величина фібрових напружень в стінці силосу. Основні навантаження на силосну ємність – це випадковий тиск сипучого матеріалу, тому випадковий характер приведених напружень є

наслідком імовірнісної природи тиску, обумовленої статистичним розкидом характеристик сипучого матеріалу. Ці напруження є функцією випадкових аргументів, таких як $\tilde{\gamma}$ – питома вага сипучих матеріалів; $\tilde{\lambda}$ – коефіцієнт бокового тиску сипучого матеріалу; $\tilde{\varphi}$ – кут внутрішнього тертя, град; $\tilde{\mu}$ – коефіцієнт тертя сипучих матеріалів об стіни силосу.

Фіброві напруження в стінці визначаються за формулою:

$$\tilde{\sigma}_i = \sqrt{\tilde{\sigma}_u^2(\xi) - \tilde{\sigma}_u(\xi)\tilde{\sigma}_k(\xi) + \tilde{\sigma}_k^2(\xi)}, \quad (2)$$

де $\tilde{\sigma}_u(\xi)$, $\tilde{\sigma}_k(\xi)$ – відповідно випадкові величини фібрових поздовжніх та кільцевих напружень в середині обичайки, які визначаються за формулами:

$$\tilde{\sigma}_u(\xi) = \pm \frac{6\tilde{M}(\xi)}{t^2} - \frac{\tilde{N}_1}{t}, \quad \tilde{\sigma}_k(\xi) = \tilde{\omega}(\xi) \frac{E}{r} - \nu \frac{\tilde{N}_1}{t}, \quad (3)$$

де $\tilde{\omega}(\xi)$, $\tilde{M}(\xi)$ – відповідно випадкові величини прогину та поздовжнього згинаючого моменту в середині обичайки, \tilde{N}_1 – випадкова величина поздовжніх зусиль, E – модуль пружності

матеріалу оболонки, ν – коефіцієнт Пуассона, t – товщина стінки.

На основі одержаних формул були проведені розрахунки надійності спірально-фальцевого силосу. Для розрахунків була прийнята реальна силосна конструкція з наступними вихідними даними: h – висота корпусу 20 м, d – діаметр силосу 8 м, t – товщина стінки нижніх ярусів 0,004 м, сталь класу DX51D+Z140. Силосна конструкція завантажувалась різними сипучими матеріалами.

За результатами розрахунку було отримано, що характеристика безпеки β для вказаного силосу набуває наступних значень: при завантаженні кукурудзою $\beta=5,85$; при завантаженні соєю $\beta=5,82$; при завантаженні пшеницею $\beta=5,43$; при завантаженні ячменем $\beta=5,64$. Відповідно до ДБН В.1.2-14:2018, табл. Б.2 рекомендована величина характеристики безпеки (дальності відмови) β для розрахованого силосу (клас наслідків СС2, категорія відповідальності конструкції А, усталена розрахункова ситуація) повинна відповідати значенню $\beta=4,27$, таким чином, за результатами проведених розрахунків можна стверджувати, що надійність розглянутої силосної ємності забезпечена.

АВАРІЇ НА ОГОРОДЖУВАЛЬНИХ СПОРУДАХ ХВОСТОСХОВИЩ: АНАЛІЗ СТАТИСТИЧНИХ ДАНИХ

Радчук О.Д., аспірант
ДІ «УкрНДІводоканалпроект»
Махінько А.В., д.т.н., професор
Національний авіаційний університет

На сучасному етапі розвитку гірничо-добувної промисловості України та за кордоном широкого розповсюдження набуло будівництво промислових наливних гідротехнічних споруд – хвостосховищ, призначених для складування мінеральних відходів збагачення (хвостів) та для освітлення води. При проектуванні, будівництві та експлуатації хвостосховищ найбільше уваги приділяється їх надійності та безпеці, оскільки руйнування таких об'єктів може призвести до катастрофічних наслідків.

У світі налічується приблизно 18000 хвостосховищ, з яких 3500 є активними. За останні 100 років частота руйнувань дамб хвостосховищ становить приблизно 1,2%. Рівень аварійності дамб хвостосховищ значно вищий, ніж у традиційних водонапірних гребель з ґрунтових матеріалів (0,01%). Ґрунтові водонапірні греблі зазвичай будуються відразу на повну висоту і надалі експлуатуються у відносно стабільних проектних режимах. Будівництво огороджувальних споруд хвостосховища виконується, як правило, поетапно, по мірі заповнення ємності хвостосховища. Тобто здійснюється одночасне будівництво і експлуатація хвостосховища. При цьому в процесі будівництва і експлуатації хвостосховища фізико-механічні характеристики тіла дамби і основи зазнають суттєвих змін, що ускладнює забезпечення високих стандартів якості таких гідротехнічних споруд. Крім того мають місце значні відмінності в конструктивних рішеннях, вибору матеріалів при будівництві дамб та процесів, що протікають в тілі та основі ґрунтових водонапірних гребель та дамб хвостосховищ.

В рамках даного дослідження узагальнено статистичну інформацію по аварії, пошкодження та руйнування 373 дамб хвостосховищ різних країн світу в період 1915-2024 рр. Згідно з оновленою базою даних, частота аварійних ситуацій на хвостосховищах за звітний період складає приблизно 3,42 аварії на рік. Зокрема, у період з 1915 по 1960 рік трапилося 25 аварій з частотою в середньому 0,55 на рік. Відмічено значні сплески збільшенням аварій з 1960 року, що пов'язано зі збільшенням світового видобутку руди в другій половині ХХ століття,

і відповідно об'ємів та інтенсивності складування хвостів в хвостосховища. Так в період з 1960 по 2000 рік загалом сталося 230 пошкоджень і руйнувань дамб хвостосховищ, що становить приблизно 62% від загальної кількості аварій (5,75 аварій на рік). У 2000-х роках спостерігається зменшення кількості випадків порівняно з минулими десятиліттями, в той час як після 2010 року спостерігається тенденція до зростання кількості інцидентів (5,9 аварій на рік).

Географія аварій на хвостосховищах показує, що найбільше аварійних ситуацій відбулося в Північній Америці (41%), де країнами з найбільшою кількістю аварій є США (33%) та Канада (8%). У Південній Америці кількість аварій на хвостосховищах є високою в Чилі (11%), Бразилії (5%) та в Перу (5%). В Азії Китай (6%) та Філіппіни (5%) є також країнами з частими аваріями на дамбах хвостосховищ (5%). В Європі кількість пошкоджень і аварій дамб хвостосховищ є найвищою у Великій Британії (5%).

Аналіз статистичних даних в період 1915-2024 рр. свідчить, що основними причинами руйнувань і пошкоджень дамб хвостосховищ є перелив води через гребінь дамби (21%), порушення стійкості дамби (16%) та сейсмічні впливи (15%). Висота дамби хвостосховища є ще одним важливим фактором. В розглянутих даних статистичних аварій хвостосховищ доступна інформація про висоту дамб для 195 випадків. Приблизно 90% аварій пов'язано з дамбами висотою до 50 м, в той час як при висоті дамб понад 100 м – 2%. Найбільш вразливими щодо відмов у роботі виявилися дамби хвостосховищ заввишки 10-20 м – приблизно 28%, 0-10 м – 21% та 20-30 м – 20%.

Дослідженнями виявлено середній кореляційний зв'язок між об'ємом хвостів, що заскладовано в хвостосховище, та об'ємом виліву хвостів в навколишнє середовище після аварії. Згідно з регресійним аналізом, зі збільшення об'єму складування хвостів в хвостосховищі на 1% об'єм виліву збільшується на 0,25%.

Підводячи підсумки даного дослідження, варто відзначити, що опрацювання статистичної інформації про основні пошкодження і руйнування дамб хвостосховищ дозволило виявити найбільш вразливі і найменш надійні елементи конструкцій огорожувальних споруд хвостосховищ, що дозволить застосувати їх при виконанні розрахунків щодо визначення ймовірностей виникнення аварій на даних спорудах.

ВОГНЕЗАХИСТ ДЕРЕВИНИ КОМПОЗИЦІЯМИ НА ОСНОВІ НЕОРГАНІЧНИХ ТА ОРГАНІЧНИХ РЕЧОВИН

Цапко Ю.В., *д.т.н., професор*

Український державний науково-дослідний інститут “Ресурс”, м. Київ

Бондаренко О.П., *к.т.н., доцент*

Київський національний університет будівництва і архітектури

Цапко О.Ю., *к.т.н., доцент, с.н.с.*

Київський національний університет будівництва і архітектури

Український державний науково-дослідний інститут “Ресурс”, м. Київ

Каверин К.О., *к.т.н., доцент*, **Семігран Д.Ю.**, *студент*

Київський національний університет будівництва і архітектури

Деревина, як будівельний матеріал, широко застосовується в будівництві й архітектурі завдяки своїм механічним та експлуатаційним властивостям, але у зв'язку з підвищеною горючістю є пожежонебезпечним матеріалом. Підвищити рівень пожежної безпеки об'єктів, де використовуються будівельні конструкції з деревини, можливо за допомогою її вогнезахисного оброблення, суть якого полягає в наданні деревині здатності протистояти дії полум'я, поширенню полум'я поверхнею, в запобіганні вільному доступу кисню, який сприяє деструкції деревини і прискоренню процесу горіння.

Для встановлення ефективності захисту деревини, використовували зразки, необроблений та які обробляли композицією, що утворює на поверхні безбарвну плівку та здатна під дією високої температури створити на поверхні піно коксовий захисний шар. На рис. 1, 2 показано результати випробувань.

Як видно з рис. 1 після впливу полум'я пальника зразок загорівсь, що призвело до його вигорання та значного обвуглювання. При термічній дії на зразки деревини обробленої просочувальними розчинами на основі суміш фосфату амонію з антисептиком “Гембар” показали, що зразок під дією полум'я звуглився, але значного вигорання не було.

Результати досліджень з приросту максимальної температури газоподібних продуктів горіння (Δt , °C) та втрат маси (Δm , %) зразків деревини, які було проведено в лабораторних умовах, наведено на рис. 2, 3.

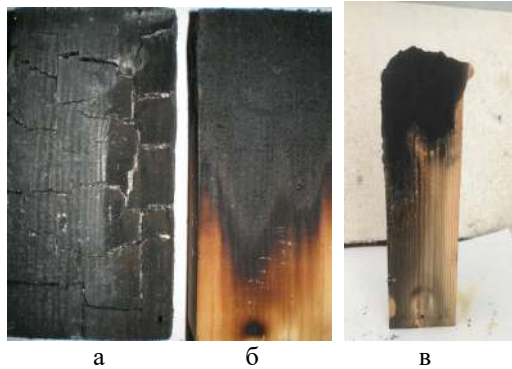


Рис. 1 - Результати визначення горючості деревини: а – необроблена; б – зразок, оброблений просочувальними розчинами на основі суміш фосфату амонію з антисептиком “Гембар”; в – зразок, оброблений композицією з карбаміду, фосфорних кислот та крохмалю

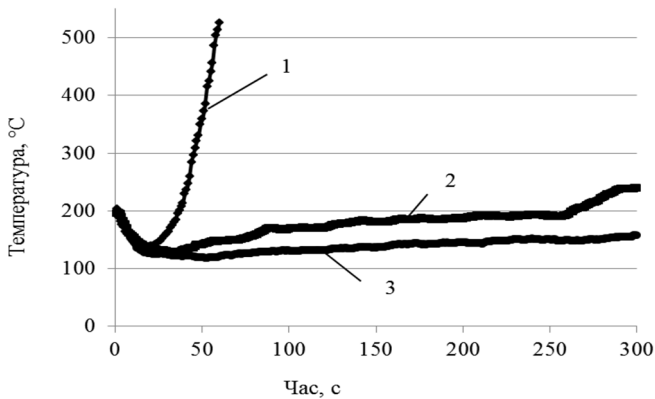


Рис. 2 - Динаміка наростання температури димових газів вогнезахисленої деревини: 1 – необроблена; 2 – зразок, оброблений просочувальними розчинами на основі суміш фосфату амонію з антисептиком “Гембар”; 3 – зразок, оброблений композицією з карбаміду, фосфорних кислот та крохмалю

Дослідження показали (рис. 2), що необроблена деревина відноситься до горючих матеріалів. Просочена деревина витримала температурний вплив і відноситься до важкогорючих матеріалів за показником втрати маси (рис. 3). При початковій температурі газоподібних продуктів горіння $T=200^{\circ}\text{C}$, при дії полум'я пальника на

захищений зразок, оброблений просочувальними розчинами на основі суміш фосфату амонію з антисептиком “Гембар”, температура газоподібних продуктів горіння становила $T_{\delta 260^{\circ}\text{C}}$ (рис. 2, крива 2), а втрата маси не перевищила 9% (рис. 3). Ще більшу ефективність показали зразки, які було оброблено композицією з карбаміду, фосфорних кислот та крохмалю (рис. 2, крива 3). При цьому втрата маси становила 3,6% (рис. 3).

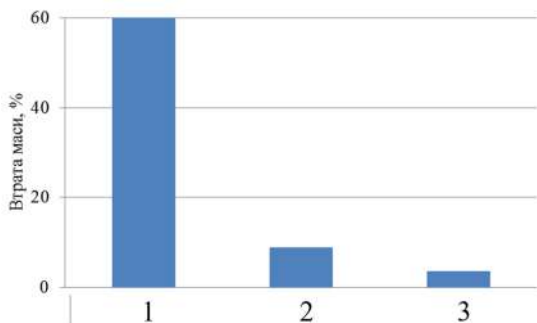


Рис. 3 - Результати втрати маси зразків \otimes m, % вогнезахисної деревини: 1 – необроблена; 2 – зразок, оброблений просочувальними розчинами на основі суміш фосфату амонію з антисептиком “Гембар”; 3 – зразок, оброблений композицією з карбаміду, фосфорних кислот та крохмалю

У результаті проведених досліджень встановлено ефективність вогнезахисту деревини просочувальним засобом та композицією спучувального типу на основі карбаміду, фосфорних кислот та крохмалю. Зокрема, випробування на модельних зразках вогнезахисної деревини показали, що просочення характеризується розкладом антипіренів під дією температури з поглинанням тепла та виділенням негорючих газів, відбувається гальмування окислення в газовій і конденсованій фазі. Натомість покриття при дії високої температури утворює значний коефіцієнт спучення, сприяє утворенню теплоізоляційного шару коксу, що запобігає вигоранню деревини і проходженню високої температури до матеріалу.

БІОПОЗИТИВНА БУДІВЛЯ РЕАБІЛІТАЦІЙНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ

Шехоркіна С.Є., *д.т.н., професор, Мерилова І.О.,* *к.арх., доцент,*
Нікіфорова Т.Д., *д.т.н., професор, Косячевська С.М.,* *к.т.н.,*
доцент, Ковтун К.А., *аспірант, Голубсва-Судакіна В.А.,*
студентка

Український державний університет науки і технологій

В умовах військової агресії проти України окремої уваги потребує розробка інноваційних рішень в різних галузях, які за рахунок синергетичного ефекту дозволять ефективно реабілітувати ветеранів та цивільних. Будівля як штучне середовище є невід'ємною частиною того, як людина переживає травму, і потенційно здатна заспокоїти реакцію організму на сприйняті стресори, модулюючи та нівелюючи навколишні подразники. Розробка проектних рішень за концепцією біопозитивного дизайну передбачає врахування критеріїв біофільної архітектури, використання «зелених» екологічно безпечних матеріалів та ресурсоефективних конструктивних рішень. Для умов нашої країни актуальною є розробка типових рішень, що будуть відповідати критеріям біопозитивності та забезпечувати швидке будівництво реабілітаційних комплексів в різних регіонах. Тому метою роботи є розробка та обґрунтування конструктивного рішення біопозитивної будівлі реабілітаційного призначення зі збірних модульних елементів з використанням екологічних матеріалів.

Для експериментального проектування біопозитивної будівлі було прийнято архітектурне рішення проекту-прототипу житлового блоку реабілітаційного комплексу. При розробці конструктивних рішень основними критеріями було прийнято відповідність вимогам несучої здатності та експлуатаційної придатності, застосування матеріалів з мінімальним обсягом шкідливих викидів протягом усього життєвого циклу, придатних до переробки у вторинну сировину або до повторного використання та відповідних підходам біофільного дизайну. Серед будівельних конструкційних матеріалів всім наведеним вимогам відповідає деревина та інженерні вироби на її основі. Тому всі несучі конструкції пропонується виготовляти з клеєної та перехресно-клеєної деревини (CLT). Завдяки регулярним розмірами координаційної сітки осей запропоноване конструктивне рішення складається з окремих модульних елементів – стінових панелей, панелей перекриття та покриття.

Запропоноване конструктивне рішення біопозитивної будівлі-прототипа, що складається з модульних збірних елементів:

- тришарових панелей для стін та покриття, що складаються з двох шарів з перехресно-клеєної деревини, з'єднаних між собою гнучкими зв'язками, та влаштованої між шарами тепло- та звукоізоляція з ефективного екологічно безпечного матеріалу;

- ребристих панелей перекриття, що складаються з балок з клеєної деревини та плити з перехресно-клеєної деревини, з'єднаних між собою за допомогою високоміцного неформальдегідного клею на біологічній основі.

На основі архітектурно-планувальних рішень та запропонованих конструктивних рішень були розроблені концептуальні креслення будівельних конструкцій та основних вузлів сполучень біопозитивної будівлі.

Для обґрунтування запропонованого конструктивного рішення біопозитивної будівлі було проведено дослідження напружено-деформованого стану з використанням програмного комплексу ЛПРА-САПР. Сформульовані теоретичні положення та виконано оцінку ступеня використання несучої здатності конструктивних елементів з перехресно-клеєної та клеєної деревини, проведено аналіз прогинів і переміщень.

В результаті статичного розрахунку були отримані дані про прогини та переміщення конструктивних елементів, а також розрахункові зусилля, що виникають у них при найбільш невідповідних комбінаціях прикладених навантажень. Ступінь використання несучої здатності панелі перекриття за нормальними напруженнями від дії згинального моменту становила 45%, за напруженнями сколювання – 18%. Для стінових панелей та панелей покриття за одночасної дії напружень стиску та згину ступінь використання несучої здатності складає 58%. Розрахунковий прогин перекриття з урахуванням деформацій повзучості становить 25,8 мм, що не перевищує гранично допустиму величину $1/250$ від розрахункового прольоту $L=9.0$ м. Максимальні горизонтальні переміщення у верхній точці покрівлі складають 44 мм і не перевищують $1/250$ від загальної висоти будівлі $H=11.4$ м.

Виконане дослідження напружено-деформованого стану несучих конструкцій, що формують конструктивну систему будівлі, показало відповідність поставленим критеріям щодо несучої здатності та експлуатаційної придатності.

За рахунок модульності розроблені рішення можуть бути відтворені в різних умовах, що дозволить в стислі терміни створити розгалужену систему реабілітаційних центрів для відновлення фізичного та психологічного здоров'я ветеранів та цивільних, постраждалих внаслідок війни.

Зміст

| | |
|--|----|
| Dziuba S.V., Korobko, O.O., Bepalova, A.V. <i>EFFECTIVENESS OF STRENGTHENING CASES OF METALLIC CYLINDRICAL TANKS BY FRP REINFORCEMENT BASED ON FIBERS OF DIFFERENT TYPES</i> | 3 |
| Maslyanenko Y.V. <i>COMPARISON OF GENERAL TECHNICAL PARAMETERS, WORKABILITY AND FIRE PROTECTION OF ROLLED PROFILES VS. RHS STEEL FRAMES OF 3D-VOLUMETRIC MODULES</i> | 6 |
| Somina Yu.A. <i>TEST METHOD FOR STRENGTH IN BENDING OF 3D PRINTED PLASTIC PRODUCTS</i> | 9 |
| Talavira G.M., Talavira O.G. <i>ANALYTICAL REVIEW OF THE METHODS OF INSPECTION AND PLANNING THE REPAIR OF REINFORCED CONCRETE AND METAL BRIDGES</i> | 11 |
| Wojnar A., Chernieva O., Ślęczka L. <i>DESIGN OF INDUSTRIAL HALLS WITH A STEEL STRUCTURE DUE TO AN ACCIDENTAL DESIGN SITUATION - THE IMPACT OF A VEHICLE ON A FRAME COLUMN</i> | 13 |
| Wojnar A., Szewczyk A. <i>DESIGN OF INDUSTRIAL HALLS WITH A STEEL STRUCTURE DUE TO A FIRE DE-SIGN SITUATION</i> | 15 |
| Бакулін Є.А., Усенко М.В., Бакуліна В.М. <i>ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ПОСИЛЕННЯ СТАЛЕВОГО ПІДЗЕМНОГО ЦИЛІНДРИЧНОГО РЕЗЕРВУАРУ</i> | 17 |
| Банніков Д.О., Клочко Л.І. <i>ВИПРОБУВАННЯ СТАЛЕВИХ ЦВЯХІВ ДЛЯ КОНСТРУКЦІЙ З ДЕРЕВИНИ</i> | 20 |
| Банніков Д.О., Клочко Л.І. <i>ВИПРОБУВАННЯ СТАЛЕВИХ САМОРІЗІВ ДЛЯ КОНСТРУКЦІЙ З ДЕРЕВИНИ</i> | 22 |

| | |
|---|----|
| Білик С.І., Білик А.С. <i>ПОРІВНЯННЯ МЕТОДИК ПРОНИКНЕННЯ ДІЇ ЗАСОБІВ ПОВІТРЯНОГО НАПАДУ ПРОТИВНИКА В ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ СПОРУД ЗАХИСТУ ОБ'ЄКТІВ КРИТИЧНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ</i> | 24 |
| Вознюк Л.І., Баб'як В.І., Мазур Д.В., Лейбич С.Р., Кійко С.Ю., Іваськів Я.Я., Мищик О.С. <i>ПРОЄКТ РЕАБІЛІТАЦІЙНОГО ЦЕНТРУ ДЛЯ ВІЙСЬКОВОСЛУЖБОВЦІВ ТА ВЕТЕРАНІВ ВІЙНИ В м. ЖИТОМИР, ЯКИЙ ЗАЙНЯВ ПЕРШЕ МІСЦЕ В АРХІТЕКТУРНОМУ КОНКУРСІ «STEEL FREEDOM»</i> | 26 |
| Гаркуша М.В. <i>СУЧАСНІ ЗАХИСНІ ПОКРИТТЯ ДЛЯ ДОРОЖНІХ ВОДОПРОПУСКНИХ СПОРУД З МЕТАЛЕВИХ ГОФРОВАНИХ КОНСТРУКЦІЙ</i> | 29 |
| Гібаленко О.М., Гібаленко В.А., Терещенко С.А., Ткаченко Є.Ю. <i>ТЕХНОГЕННІ РИЗИКИ НА ЕТАПІ ДЕМОНТАЖУ КРАНОВИХ МЕТАЛОКОНСТРУКЦІЙ</i> | 32 |
| Гілодо О.Ю., Арсірій А.М., Арсірій О.І. <i>ОСОБЛИВОСТІ ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНОГО РІШЕННЯ МОБІЛЬНОГО КУПОЛЬНОГО БУДИНКУ З ДЕРЕВИНИ</i> | 35 |
| Голоднов О.І., Ткачук І.А. <i>РЕКОНСТРУКЦІЯ ВИРОБНИЧОЇ БУДІВЛІ ЗІ СТАЛЕВИМ КАРКАСОМ</i> | 37 |
| Гомон С.С., Гомон Св.Св., Пугач Ю.В. <i>ПІДСИЛЕННЯ БАЛОК ІЗ ДЕРЕВИНИ ПІД ЧАС ЕКСПЛУАТАЦІЇ ЗА РАХУНОК АРМУВАННЯ</i> | 39 |
| Дауров М.К. <i>КІЛЬКІСНИЙ ПОКАЗНИК ЖИВУЧОСТІ СТАЛЕВИХ КАРКАСІВ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ ПРИ ПОЖЕЖІ</i> | 43 |
| Дмитренко Є.А., Андрієвська М.А., Яковенко І.А. <i>УРАХУВАННЯ СУМІСНОЇ РОБОТИ ДИСКІВ ПОКРИТТІВ ЗІ ЗБІРНОГО ЗАЛІЗОБЕТОНУ У СКЛАДІ ПРОЛІТНИХ ЗГІНАЛЬНИХ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ</i> | 45 |

| | |
|---|----|
| Єгоров Є.А., Івченко Ю.В., Івченко О.М. <i>ОСОБЛИВОСТІ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ТА СТІЙКІСТЬ ЦИЛІНДРИЧНИХ РЕЗЕРВУАРІВ ПРИ ВІТРОВОМУ ТИСКУ</i> | 48 |
| Махінько Н.О. <i>СТВОРЕННЯ НАДІЙНИХ ТА ЖИВУЧИХ ЗЕРНОСХОВИЩ В УМОВАХ ВІЙНИ ТА СВІТОВОЇ ПРОДОВОЛЬЧОЇ КРИЗИ</i> | 50 |
| Мовшович Ю.Д., Євдокімов Ю.В. <i>ПЕРЕВІРКА ЗАГАЛЬНОЇ СТІЙКОСТІ СТАЛЕВИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗМІННОГО ПЕРЕРІЗУ ЗГІДНО З ДБН В.2.6-198:2014 З ВИКОРИСТАННЯМ ЗМІННОЇ РОЗРАХУНКОВОЇ ДОВЖИНИ У ПРОГРАМНОМУ КОМПЛЕКСІ «ЛІРА 10»</i> | 52 |
| Ніруманд М.М. <i>КЛАСИФІКАЦІЯ ТА НАВАНТАЖЕННЯ СТАЛЕВИХ ПЛАВУЧИХ ФОТОЕЛЕКТРИЧНИХ СИСТЕМ</i> | 54 |
| Пічугін С.Ф., Оксененко К.О. <i>РОЗРАХУНОК НАДІЙНОСТІ МЕТАЛЕВИХ СПРАЛЬНО- ФАЛЬЦЕВИХ СИЛОСІВ</i> | 56 |
| Радчук О.Д., Махінько А.В. <i>АВАРІЇ НА ОГОРОДЖУВАЛЬНИХ СПОРУДАХ ХВОСТОСХОВИЩ: АНАЛІЗ СТАТИСТИЧНИХ ДАНИХ</i> | 58 |
| Цапко Ю.В., Бондаренко О.П., Цапко О.Ю., Каверин К.О., Семігран Д.Ю. <i>ВОГНЕЗАХИСТ ДЕРЕВИНИ КОМПОЗИЦІЯМИ НА ОСНОВІ НЕОРГАНІЧНИХ ТА ОРГАНІЧНИХ РЕЧОВИН</i> | 60 |
| Шехоркіна С.Є., Мерилова І.О., Нікіфорова Т.Д., Косячевська С.М., Ковтун К.А., Голубєва-Судакіна В.А. <i>БІОПОЗИТИВНА БУДІВЛЯ РЕАБІЛІТАЦІЙНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ</i> | 63 |

Наукове видання

ТЕЗИ ДОПОВІДЕЙ
міжнародної науково-технічної конференції
«Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини»
13-15 червня 2024 р.

Підписано до друку _____ 2024 р.
Формат 60/84/16 Папір офісний Гарнітура Times
Цифровий друк. Ум.-друк. арк. _____.
Наклад __ прим. Зам. № _____

Видавець і виготовлювач:
Одеська державна академія будівництва та архітектури
Свідоцтво ДК № 4515 від 01.04.2013 р.
Україна, 65029, м. Одеса, вул. Дідріхсона, 4.
тел.: (048) 729-85-34, e-mail: rio@ogasa.org.ua

Надруковано в авторській редакції з готового оригінал-макету
в редакційно-видавничому відділі ОДАБА