

№5 (15)
2023

Инженерные --- ИССЛЕДОВАНИЯ

ISSN 2782-5582

СОДЕРЖАНИЕ

МЕТОД МИНИМИЗАЦИИ УСИЛИЙ В ИЗГИБАЕМЫХ ПЛАСТИНАХ В.В. Лалин, Р.М. Шакирова, А.А. Лебедева	3-11
СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ МЕТОДОВ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПРОФИЛИРОВАННОГО НАСТИЛА В.Т. Бондарь, Т.В. Назмеева	12-20
УЧЕТ ГЕНЕТИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ ПРИ КАПИТАЛЬНОМ РЕМОНТЕ ЗДАНИЙ НА ПРИМЕРЕ МЕТАЛЛИЧЕСКОЙ РАМЫ С.Ф. Дьяков, И.А. Лебедева	21-27
ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ЧИСЛЕННЫХ МЕТОДОВ ПРИ СОХРАНЕНИИ ОБЪЕКТОВ КУЛЬТУРНОГО НАСЛЕДИЯ А.О. Попов, И.Н. Гарькин, Л.С. Сабитов, Б.М. Языев, Э.Ю. Абдуллазянов	28-34
ПРИМЕНЕНИЕ СБОРНО-РАЗБОРНОГО ФУНДАМЕНТА КАК СПОСОБ ОПТИМИЗАЦИИ ВОЗВЕДЕНИЯ БАШЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ Л.А. Токарева, Л.С. Сабитов, А.Д. Зиганшин, Э.Ю. Абдуллазянов	35-40

CONTENTS

METHOD FOR MINIMIZING FORCES IN BENDING PLATES V.V. Lalin, R.M. Shakirova, A.A. Lebedeva	3-11
COMPARATIVE ANALYSIS OF METHODS FOR DETERMINING THE BEARING CAPACITY OF PROFILED FLOORING V.T. Bondar, T.V. Nazmeeva	12-20
CONSIDERATION OF GENETIC NONLINEARITY IN CAPITAL REPAIR OF BUILDINGS ON THE EXAMPLE OF A METAL FRAME S.F. Dyakov, I.A. Lebedeva	21-27
USING NUMERICAL METHODS IN THE PRESERVATION OF CULTURAL HERITAGE OBJECTS A.O. Popov, I.N. Garkin, L.S. Sabitov, B.M. Yaziev, E.Yu. Abdullazyanov	28-34
APPLICATION OF PREFABRITABLE FOUNDATION AS A WAY TO OPTIMIZE THE CONSTRUCTION OF TOWER STRUCTURES L.A. Tokareva, L.S. Sabitov, A.D. Ziganshin, E.Yu. Abdullazyanov	35-40



УДК 69.05

МЕТОД МИНИМИЗАЦИИ УСИЛИЙ В ИЗГИБАЕМЫХ ПЛАСТИНАХ

В.В. Лалин, Р.М. Шакирова, А.А. Лебедева

*Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого,
г. Санкт-Петербург (Российская Федерация)*

Аннотация. В строительной механике изучается множество вопросов по регулированию напряженного состояния конструкций различными методами. Одним из таких методов оптимального управления напряженно-деформированного состояния конструкции является минимизация напряжений (усилий) в элементах конструкций. В данной работе предлагается метод минимизации усилий при изгибе пластин за счет использования дополнительных нагрузок, приложенных на определенных участках контура пластины. Таким образом достигается экономический эффект за счет уменьшения толщины плиты и как следствие снижения материалоемкости конструкции. Главная трудность решения задачи зависит от выбора целевой функции. В данной работе предлагается использовать энергию деформации как целевую функцию для решения задачи оптимизации. Этот метод позволил получить относительно простой алгоритм решения оптимизационной задачи, так как целевая функция (энергия деформации) использована в вариационной постановке задачи изгиба пластины. Основным преимуществом разработанного алгоритма является то, что он может быть реализован с использованием существующих программных комплексов без необходимости использования математического программирования. В статье доказано, что решение, полученное с помощью предложенного алгоритма, минимально в энергетической норме, связанной с энергией деформации. Приведен пример решения задачи с использованием разработанного алгоритма.

Ключевые слова: оптимальное проектирование, энергия деформации, целевая функция, энергетическая норма, краевая нагрузка, стержневая система, изогнутая пластина, напряженное состояние.

Ссылка для цитирования: Лалин В.В., Шакирова Р.М., Лебедева А.А. Метод минимизации усилий в изгибаемых пластинах // Инженерные исследования. 2023. №5 (15). С. 3-11. EDN: DKKWBV

METHOD FOR MINIMIZING FORCES IN BENDING PLATES

V.V. Lalin, R.M. Shakirova, A.A. Lebedeva

Peter the Great St.Petersburg Polytechnic University, St.Petersburg (Russian Federation)

Abstract. In structural mechanics, many issues are studied on regulating the stressed state of structures using various methods. One of such methods for optimal control of the stress-strain state of a structure is to minimize stresses (forces) in structural elements. This paper proposes a method for minimizing the forces when bending plates by using additional loads applied in certain areas of the plate contour. In this way, an economic effect is achieved by reducing the thickness of the slab and, as a result, reducing the material consumption of the structure. The main difficulty in solving the problem depends on the choice of the objective function. This paper proposes to use strain energy as an objective function to solve the optimization problem. This method made it possible to obtain a relatively simple algorithm for solving the optimization problem, since the objective function (strain energy) was used in the variational formulation of the plate bending problem. The main advantage of the developed algorithm is that it can be implemented using existing software systems without the need for mathematical programming. The article proves that the solution obtained using the proposed algorithm is minimal in the energy norm associated with the deformation energy. An example of solving a problem using the developed algorithm is given.

Keywords: optimal design, strain energy, energy norm, control action, rods system, bending plate, stress-strain state.

For citation: Lalin V.V., Shakirova R.M., Lebedeva A.A. Method for minimizing forces in bending plates // Inzhenernyye issledovaniya [Engineering Research]. 2023. No.5 (15). Pp. 3-11. EDN: DKKWBV

ВВЕДЕНИЕ

Вопрос оптимального проектирования конструкций исследуется с давних времен и получил особое внимание в 70-80-х годах прошлого века [1–5]. С тех пор эта область остается актуальной областью строительной науки, о чем свидетельствует большой объем научно-технических публикаций на эту тему [6, 7]. Актуальность задач объясняется тем, что проектирование конструкций методами оптимизации снижает их материалоемкость (экономический эффект).

Одной из актуальных задач оптимизации конструкций являются задачи получения конструкций минимального веса (минимальной материалоемкости) [8–12] и тесно связанные с ними задачи получения наименее напряженных конструкций, т. е. задачи достижения минимально возможного уровня напряжений (усилий) в сооружении при заданной внешней нагрузке [1, 5, 7]. Последние задачи являются частью широкой области управления напряженно-деформированным состоянием строительных конструкций [13, 14].

Уменьшая напряженно-деформированное состояние (НДС) конструкции, можно добиться уменьшения толщин и сечений конструкции и как следствие уменьшение общего веса конструкции.

Одним из способов регулирования НДС сооружений является использование дополнительных нагрузок, прикладываемых к отдельным частям конструкции [13, 14, 17, 18]. Таким образом, задача сводится к поиску такой оптимальной нагрузки, которая обеспечит минимизацию НДС конструкции.

Основная трудность решения задач оптимизации является поиск целевой функции. Целевая функция – это такая функция, которую нужно минимизировать за счет выбора управляющих воздействий. Как правило, в задачах оптимизации целевую функцию принимают в виде среднеквадратичного отклонения решения от оптимального [1, 5, 7]. Эта функция не требует математической постановки задачи и при решении необходимо воспользоваться методом математического программирования.

В настоящей работе применительно к изгибаемым пластинам предлагается использовать целевую функцию в виде энергетической нормы [14]. Наименее напряженным состоянием пластины считается состояние, в котором энергетическая норма является минимальной. Такая целевая функция напрямую связана с вариационной постановкой исходной задачи, что упрощает алгоритм решения задачи оптимизации. При этом решение задачи оптимизации может быть получено на любом существующем программном комплексе по расчету конструкций.

МЕТОДЫ

Постановка задачи.

Рассмотрим поставленную задачу на примере упругой системы (пластины), занимающей плоскую область Ω , ограниченную контуром $\Gamma = \Gamma_1 + \Gamma_2$, где Γ_1 – зашлепленная часть контура, Γ_2 – свободная часть контура, на которой предполагается возможность задания краевых нагрузок: p – распределенных вертикальных сил и m – распределенного изгибающего момента. Любая из указанных краевых нагрузок может быть принята равной нулю.

Материал, из которого состоит пластина, будем считать линейно-упругим, однородным и изотропным с характеристиками: E – модуль Юнга, ν – коэффициент Пуассона. Толщина h пластины – постоянна.

Задача изгиба пластины описывается следующими дифференциальным уравнением и граничными условиями:

$$\begin{cases} \Omega : D\Delta u = q \\ \Gamma_1 : u = 0; \frac{\partial u}{\partial n} = 0 \\ \Gamma_2 : M_m = m; Q_n - \frac{\partial M_m}{\partial \Gamma} = p \end{cases} \quad (1)$$

где $D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}$ – цилиндрическая жесткость пластины, $u(x, y)$ – прогиб пластины, q –

распределенная нагрузка, $\Delta\Delta = \frac{\partial^4}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4}{\partial x^2\partial y^2} + \frac{\partial^4}{\partial y^4}$ – бигармонический оператор,

$\frac{\partial}{\partial n} = n_x \frac{\partial}{\partial x} + n_y \frac{\partial}{\partial y}$ – производная по нормали к контуру пластины,

$n^T = (n_x \quad n_y)$ – вектор единичной внешней нормали к контуру пластины,

n_x, n_y – проекции вектора n на оси координат,

$M_{mn} = n_x n_y (M_x - M_y) + (n_y^2 - n_x^2) M_{xy}$ – крутящий момент на контуре пластины,

$M_{nt} = n_x^2 M_x + 2n_x n_y M_{xy} + n_y^2 M_y$ – изгибающий момент на контуре пластины,

$Q_n = n_x Q_x + n_y Q_y$ – перерезывающая сила на контуре пластины,

$\frac{\partial}{\partial \Gamma} = n_x \frac{\partial}{\partial y} - n_y \frac{\partial}{\partial x}$ – производная по дуге контура Γ .

Напряженное состояние пластины характеризуется пятью силовыми величинами: изгибающими моментами M_x, M_y , крутящим моментом M_{xy} , перерезывающими силами Q_x, Q_y . Эти величины выражаются через прогиб следующими зависимостями:

$$\begin{aligned} M_x &= -D \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right), \\ M_y &= -D \left(\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right), \\ M_{xy} &= -D(1-\nu) \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial y}, \\ Q_x &= -D \frac{\partial(\Delta u)}{\partial x}, \\ Q_y &= -D \frac{\partial(\Delta u)}{\partial y}, \end{aligned} \tag{2}$$

где $\Delta = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}$ – оператор Лапласа на плоскости.

С учетом формул (2) граничные условия на части контура Γ_2 , выраженные через функцию u имеют вид:

$$\Gamma_2 : \begin{cases} -D \left[(1-\nu) \frac{\partial^2 u}{\partial n^2} + \nu \Delta u \right] = m \\ -D \left[\frac{\partial(\Delta u)}{\partial n} - (1-\nu) \frac{\partial}{\partial \Gamma} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial n \partial \Gamma} - \frac{1}{R} \frac{\partial u}{\partial \Gamma} \right) \right] = p \end{cases} \tag{3}$$

где R – радиус кривизны контура пластины.

Введем энергетическое скалярное произведение:

$$[u, v] = \int_{\Omega} \left[\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \left(\frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right) + 2(1-\nu) \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial y} \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} \right] d\Omega \quad (4)$$

и энергетическую норму:

$$\|u\| = [u, u]^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

Отметим, что выражение (4) симметрично относительно u, v , т. е. $[u, v] = [v, u]$, как и должно быть для скалярного произведения.

Запишем постановку задачи (1) в операторной форме:

$$\begin{cases} \Omega : Au = q \\ \Gamma_1 : Cu = 0 \\ \Gamma_2 : Bu = f \end{cases} \quad (6)$$

где $Au = D\Delta\Delta u$,

$Cu = \begin{pmatrix} u \\ \frac{\partial u}{\partial n} \end{pmatrix}$ – оператор кинематических граничных условий,

$Bu = \begin{pmatrix} -D \left[\frac{\partial(\Delta u)}{\partial n} - (1-\nu) \frac{\partial}{\partial \Gamma} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial n \partial \Gamma} - \frac{1}{R} \frac{\partial u}{\partial \Gamma} \right) \right] \\ -D \left[(1-\nu) \frac{\partial^2 u}{\partial n^2} + \nu \Delta u \right] \end{pmatrix}$ – оператор статических граничных условий,

$f = \begin{pmatrix} p \\ m \end{pmatrix}$ – столбец краевых нагрузок.

Как известно, решение задачи (6) единственно, или, что равносильно, однородная задача (6) (при $q = 0, f = 0$) имеет только нулевое решение.

При постановке задачи оптимизации распределенную нагрузку q будем считать заданной, а столбец краевых нагрузок f будет являться управляющим воздействием.

С помощью введенных операторных обозначений, интегрируя по частям, можно получить следующее равенство:

$$[w_1, w_2] = \int_{\Omega} w_1 A w_2 d\Omega - \int_{\Gamma} \langle C w_1, B w_2 \rangle d\Gamma \quad (7)$$

где использовано обозначение покомпонентного (скалярного) произведения столбцов h и g :

$$\langle h, g \rangle = h_1 g_1 + h_2 g_2 \quad (8)$$

Целевую функцию для задачи минимизации НДС выберем в виде [27]:

$$\Pi(u) = \frac{1}{2} [u, u] \quad (9)$$

то есть наименее напряженным состоянием пластины будем считать состояние, в котором энергия деформации (9) является минимальной.

Таким образом, предлагается следующая постановка задачи оптимизации:

Найти f (нагрузку на части контура Γ_2) такую, чтобы решение задачи (6) при фиксированной нагрузке q минимизировало функционал (9).

Метод решения.

Сформулированную задачу будем рассматривать, как задачу условной минимизации функционала (9) при дополнительных условиях (6). С помощью метода неопределенных множителей Лагранжа перейдем к задаче безусловной минимизации функционала G

$$G(u, f, \mu, \mu_1, \mu_2) = \Pi(u) + \int_{\Omega} \mu(Au - q) d\Omega + \int_{\Gamma_1} \langle \mu_1, Cu \rangle d\Gamma + \int_{\Gamma_2} \langle \mu_2, Bu - f \rangle d\Gamma \quad (10)$$

где μ, μ_1, μ_2 – множители Лагранжа.

Вычислив вариацию функционала G , получим:

$$\begin{aligned} \delta G = & \int_{\Omega} [\delta\mu(Au - q) + \delta u A(u + \mu)] d\Omega + \\ & + \int_{\Gamma_1} [\langle \delta\mu_1, Cu \rangle + \langle C\delta u, \mu_1 + B(u + \mu) \rangle - \langle B\delta u, C\mu \rangle] d\Gamma + \\ & + \int_{\Gamma_2} [\langle \delta\mu_2, Bu - f \rangle - \langle \mu_2, \delta f \rangle + \langle C\delta u, B(u + \mu) \rangle - \langle B\delta u, \mu_2 + C\mu \rangle] d\Gamma \end{aligned} \quad (11)$$

Условие стационарности функционала $G: \delta G = 0$ приводит к следующим уравнениям и граничным условиям:

$$\Omega: Au = q \quad A(u + \mu) = 0 \quad (12)$$

$$\Gamma_1: Cu = 0 \quad \mu_1 + B(u + \mu) = 0 \quad C\mu = 0 \quad (13)$$

$$\Gamma_2: Bu = f \quad \mu_2 = 0 \quad B(u + \mu) = 0 \quad \mu_2 + C\mu = 0 \quad (14)$$

Из (13) следует, что на $\Gamma_1: C(u + \mu) = 0$, следовательно, сумма $u + \mu$ удовлетворяет следующим уравнениям и граничным условиям:

$$\begin{aligned} \Omega: A(u + \mu) &= 0 \\ \Gamma_1: C(u + \mu) &= 0 \\ \Gamma_2: B(u + \mu) &= 0 \end{aligned} \quad (15)$$

Задача (15) есть однородная задача (6), которая, как отмечалось, имеет только нулевое решение: $u + \mu \equiv 0$.

Тогда из (14) следует: $0 = \mu_2 = -C\mu = Cu$ на Γ_2 .

Таким образом, получаем, что функцию u можно найти из следующей задачи:

$$\begin{aligned} \Omega: Au &= q \\ \Gamma_1: Cu &= 0 \end{aligned} \quad (17)$$

После решения задачи (17) искомую краевую нагрузку f можно найти из равенства:

$$\Gamma_2: f = Bu \quad (18)$$

В итоге можно сформулировать следующий алгоритм нахождения наименее напряженного состояния пластины при помощи дополнительных краевых нагрузок:

1. На части контура пластины, на которые можно прикладывать нагрузки, ставим связи по направлению искомых нагрузок.
2. Полученную систему нагружаем заданными нагрузками и решаем задачу.
3. Реакции во введенных связях и есть искомая краевая нагрузка.

Изложенный алгоритм может быть реализован на любом программном комплексе по расчету строительных конструкций и не требует использования дополнительных программных модулей, реализующих методы математического программирования.

Докажем, что решение, получаемое в п. 2 алгоритма, и есть оптимальное решение, то есть это решение имеет минимальную энергетическую норму.

Определим:

1. Линейное пространство Π_1 функций w , как множество функций, удовлетворяющих условиям:

$$\Pi_1 : \begin{cases} \Omega : Aw = 0 \\ \Gamma_1 : Cw = 0 \\ \Gamma_2 : Bw = f \end{cases} \quad (19)$$

где краевая нагрузка f может быть произвольной.

2. Линейное многообразие Π_2 , как сдвиг пространства Π_1 , заданный функцией q , т. е. множество функций, удовлетворяющих условиям:

$$\Pi_2 : \begin{cases} \Omega : Aw = q \\ \Gamma_1 : Cw = 0 \\ \Gamma_2 : Bw = f \end{cases} \quad (20)$$

В условиях (20) краевая нагрузка f может быть произвольной, а нагрузка q является фиксированной. В дальнейшем доказательстве считается, что функция f в (19) и (20) является одной и той же.

Из (17) следует, что предлагаемое решение (обозначим его u_0) принадлежит многообразию Π_2 . Функция u_0 будет искомым оптимальным решением, если она обладает минимальной энергетической нормой:

$$\|u_0\| = \min \|w\|, \quad (21)$$

для любой функции $w \in \Pi_2$.

Докажем, что функция u_0 , определенная из задачи (17), ортогональна в энергетической метрике пространству Π_1 , то есть удовлетворяет равенству:

$$[u_0, w] = 0, \quad (22)$$

для любой функции $w \in \Pi_1$.

Пусть u_0 – решение задачи (17), w – любая функция, принадлежащая пространству Π_1 . Положим в равенстве (7) $w_1 = u_0$, $w_2 = w$. Тогда учитывая (17) и (19), получим (22). Условие (22) означает, что функция u_0 есть «кратчайшее расстояние» в энергетической норме от Π_2 до Π_1 , то есть она имеет наименьшую форму.

РЕЗУЛЬТАТЫ

В качестве примера приведем решение задачи.

Рассматривается шарнирно-опертая квадратная плита с пролетом $l = 6$ м, и консолями длиной 1 м с двух сторон плиты (рис. 1). Плита загружена равномерно-распределенной нагрузкой $q = 500$ кН/м². Толщина плиты – 20 см, модуль упругости материала – 9000 МПа, коэффициент Пуассона – 0,2. Расчеты проводились с использованием программного комплекса «ЛИРА САПР 2020».

Расчетная схема показана на рис. 1. Исходное напряженное состояние системы представлено на рис. 2.

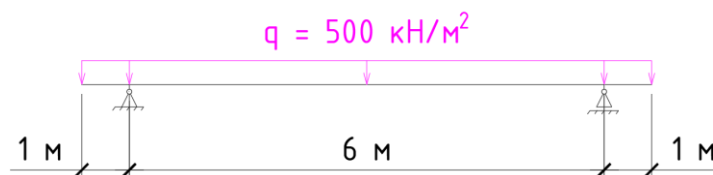


Рис. 1. Расчетная схема плиты
Fig. 1. Design scheme of the plate

Задача: требуется подобрать такую дополнительную распределенную по линии вертикальную нагрузку на концах консолей, чтобы минимизировать энергию деформации системы. Согласно предложенному алгоритму решения задачи необходимо: поставить шарнирные опоры вдоль концов консолей, приложить ту же нагрузку q и найти реакции в поставленных опорах. Полученные реакции и есть искомая величина оптимальной нагрузки (рис. 3).

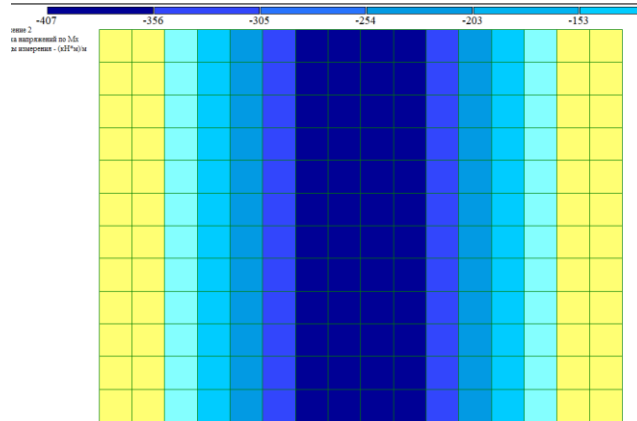


Рис. 2. Изополюса моментов исходной схемы, максимальное значение момента в центре – 407 кНм/м
Fig. 2. Isofield of moments of the initial scheme, the maximum value of the moment in the center is 407 kNm/m

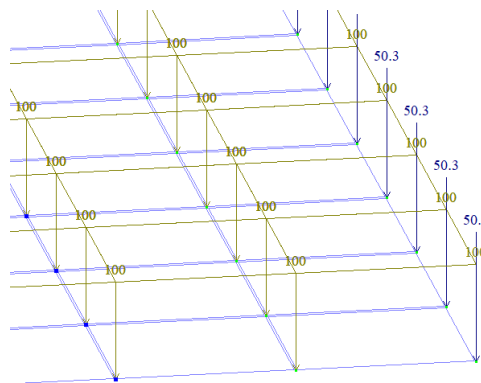


Рис. 3. Нагрузка на консоль (оптимальная)
Fig. 3. Console load (optimal)

Оптимальное решение получим, приложив в исходной расчетной схеме заданную равномерно-распределенную нагрузку q и полученную нагрузку на концах консолей. Оптимальное решение приведено на рис. 4.

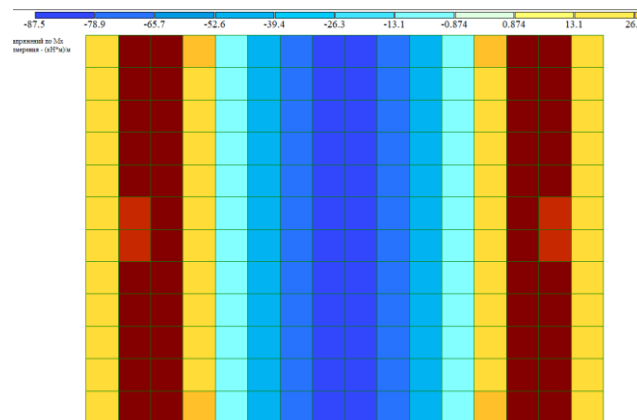


Рис. 4. Оптимальное решение, максимальное значение момента в центре – 87,5 кНм/м
Fig. 4. The optimal solution, the maximum value of the moment in the center is 87.5 kNm/m

Необходимо отметить, что произошло уменьшение максимального значения изгибающего момента в данной плите, который в исходной схеме составлял $M_1 = 407$ кНм, а в оптимальной – $M_2 = 87,5$ кНм.

Уменьшение изгибающего момента в пролете составило $\frac{407 - 87,5}{407} \cdot 100\% = 78,5\%$.

ОБСУЖДЕНИЕ

Приведенный пример показывает, что разработанный алгоритм решения оптимизационной задачи, основанный на минимизации энергии деформации, не требует использования специализированных методов математического программирования, которые обычно используются при оптимальном проектировании изгибаемых пластин [3,4], и может быть реализован на любом существующем программном комплексе по расчету строительных конструкций. Пример решения с стержневой системой рассмотрен в [18].

При практическом применении полученных результатов в качестве управляющих оптимальных нагрузок могут быть использованы как специальные дополнительные грузы, так и собственный вес вышележащих стен и перекрытий верхних этажей сооружения. Это может дать экономический эффект за счет увеличения полезной площади при незначительном увеличении стоимости конструкции.

Как показывают приведенные примеры решения задач, минимизация общей энергии деформации позволяет также значительно снизить максимальные значения изгибающих моментов в конструкции. Понижение уровня НДС плиты может позволить достичь экономического эффекта за счет уменьшения толщины плиты и снижения материалоемкости конструкции [8].

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Основные результаты настоящей работы заключаются в следующем:

1. Сформулирована вариационная постановка задачи о достижении наименее напряженного состояния изгибаемой пластины, основанная на выборе энергии деформации пластины в качестве целевой функции.
2. В предложенной постановке управляющими воздействиями являются дополнительные распределенные по линиям нагрузки (распределенные силы и моменты).
3. Разработан алгоритм нахождения оптимальных дополнительных нагрузок и оптимального (наименее напряженного) состояния изгибаемой пластины. Отличительной особенностью алгоритма является то, что он может быть реализован на любом существующем программном комплексе по расчету строительных конструкций.
4. Приведено доказательство оптимальности решения, получаемого с помощью разработанного алгоритма.
5. Приведен пример решения задачи, который показывает, что оптимальное решение, минимизирующее энергию деформации пластины, одновременно является решением с минимальными изгибающими моментами.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Prager W. Introduction to Structural Optimization // Springer. 1974. 110 p. DOI: 10.1007/978-3-7091-2644-8
2. Rozvany G., Masur E. Optimal Design of Flexural Systems // Pergamon Press Ltd. 1976. 316 p. DOI:10.1115/1.3424124
3. Prasad B., Haftka R. Optimal Structural Design with Plate Finite Elements // Journal of the Structural Division. 1979. 105(ST11). Pp. 2367-2382. DOI: 10.1061/JSDEAG.0005282
4. Cheng K.-T., Olhoff N. An Investigation Concerning Optimal Design of Solid Elastic Plates // Pergamon Press, Preprint. 1980. 36 p. DOI: 10.1016/0020-7683(81)90065-2
5. Komkov V. Variational principles of continuum mechanics with engineering applications. V.2. Introduction to optimal design theory. // Kluwer Academic Publishers. 1988. 276 p.
6. Tamrazyan A.G., Alekseytsev A.V. Review of modern optimization methods for bearing systems of buildings and structures // Vestnik MGSU. 2020. 15(1). Pp. 12-30.
7. Lyakhovich L.S., Perelmuter A.V. Some problems of building constructions optimal projection // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2014. 10(2). Pp. 14-23.
8. Rees D.W.A. Mechanics of Optimal Structural Design: Minimum Weight Structures // John Wiley & Sons. 2009. 560 p. DOI: 10.1002/9780470749784
9. Kaveh A., Boland Gerami A. Optimal design of large-scale space steel frames using cascade enhanced colliding body optimization // Structural and Multidisciplinary Optimization. 2017. 55(1). Pp. 237-256. DOI: 10.1007/s00158-016-1494-2

10. Artar M., Daloğlu A.T. Optimum weight design of steel space frames with semi-rigid connections using harmony search and genetic algorithms // *Neural Computing and Applications*. 2018. 29(11). Pp. 1089-1100. DOI: 10.12989/sem.2015.55.2.299
11. Ho-Huu V., Vo-Duy T., Duong-Gia D., Nguyen-Thoi T. An efficient procedure for lightweight optimal design of composite laminated beams // *Steel and Composite Structures*. 2018. 27(3). Pp. 297-310. DOI: 10.12989/scs.2018.27.3.297
12. Lyakhovich L.S., Akimov P.A., Tukhfatullin B.A. Criterion of minimum material consumption of flange of i-shaped bar with a variation in its thickness and outline of the width, with restriction to the value of the critical force or restriction to the value of the first natural frequency in two principal planes of inertia of the section // *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2018. 14(2). Pp. 96-108. DOI:10.22337/2587-9618-2018-14-2-96-108
13. Перельмутер А.В. Управление поведением несущих конструкций // Изд. 2-е, доп. и испр. - Москва : Изд-во АСВ, 2011. 183 с.
14. Lalin V., Savchenko A., Dyakov S., Lalina I. The optimal control of the elastic stress state using boundary loads // *Applied Mechanics and Materials*. 2015. Pp. 836-841. DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMM.725-726.836
15. Михлин С.Г. Вариационные методы в математической физике // М.: Наука. 1970. 512 с.
16. Лионс Ж.-Л. Оптимальное управление системами, описываемыми уравнениями с частными производными // М.: Мир, 1972. 414с.
17. Ghasemof A., Mirtaheri M., Karami Mohammadi R. A new swift algorithm for bi-objective optimum design of steel moment frames // *Journal of Building Engineering*. 2021. № 39 (5). С. 1-18 DOI:10.1016/J.JOBE.2021.102162
18. Лалин В. В., Лалина И. И., Головченко Ю. Ю., Шакирова Р. М., Лебедева А. А. Метод минимизации усилий в стержневых системах с помощью узловых нагрузок // *Вестник евразийской науки*. 2022. Т. 14. No 2.

ОБ АВТОРАХ

Владимир Владимирович Лалин – доктор технических наук, профессор Высшей школы промышленного и гражданского строительства ИСИ. Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ). 195251, Россия, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д.29. E-mail: vllalin@yandex.ru

Рената Маратовна Шакирова – студент магистратуры. Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ). 195251, Россия, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д.29. E-mail: renshaxxx99@gmail.com

Анна Александровна Лебедева – магистр. Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ). 195251, Россия, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д.29. E-mail: anyaleb99@gmail.com

ABOUT THE AUTHORS

Vladimir V. Lalin – Doctor of Technical Sciences, Professor of the Higher School of Industrial and Civil Engineering, Institute of Civil Engineering. Peter the Great St.Petersburg Polytechnic University (SPbPU). 195251, Russia, St.Petersburg, Polytechnicheskaya st., 29. E-mail: vllalin@yandex.ru

Renata M. Shakirova – graduate student. Peter the Great St.Petersburg Polytechnic University (SPbPU). 195251, Russia, St.Petersburg, Polytechnicheskaya st., 29. E-mail: renshaxxx99@gmail.com

Anna A. Lebedeva – Master's degree. Peter the Great St.Petersburg Polytechnic University (SPbPU). 195251, Russia, St.Petersburg, Polytechnicheskaya st., 29. E-mail: anyaleb99@gmail.com

УДК 69.07

СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ МЕТОДОВ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПРОФИЛИРОВАННОГО НАСТИЛА

В.Т. Бондарь, Т.В. Назмеева

ООО «НТП «СтройСофтКонсалтинг», г. Уфа (Российская Федерация)

Аннотация. Статья посвящена особенностям различных методик определения несущей способности профилированного настила. Рассмотрены методики, описанные в нормативно-технической документации, экспериментальные методы и методы математического моделирования. В статье показаны особенности и достоинства и недостатки каждого метода определения несущей способности профилированного настила на конкретных примерах. В ходе анализа результатов определения несущей способности профилированного настила по разным методам было получено расхождение 20% - 30%, в качестве эталона для сравнения принята несущая способность, определенная в соответствии с экспериментом. Качественное схождение с экспериментом дают метод расчета по СП 260.1325800.2016 и МКЭ.

Ключевые слова: профилированный настил, напряженно-деформированное состояние, метод конечных элементов, несущая способность.

Ссылка для цитирования: Бондарь В.Т., Назмеева Т.В. Сравнительный анализ методов определения несущей способности профилированного настила // Инженерные исследования. 2023. №5 (15). С. 12-20. EDN: MUGFMH

COMPARATIVE ANALYSIS OF METHODS FOR DETERMINING THE BEARING CAPACITY OF PROFILED FLOORING

V.T. Bondar, T.V. Nazmeeva

LLC NTP StroySoftConsulting, Ufa (Russian Federation)

Abstract. The article is devoted to the peculiarities of various methods for determining the bearing capacity of profiled flooring. The methods described in the normative and technical documentation, experimental methods and methods of mathematical modeling are considered. The article shows the features and advantages and disadvantages of each method for determining the bearing capacity of profiled flooring using specific examples. During the analysis of the results of determining the bearing capacity of profiled flooring by different methods, a discrepancy of 20% - 30% was obtained, and the bearing capacity determined in accordance with the experiment was used as a reference for comparison. Qualitative convergence with the experiment is given by the calculation method according to SP 260.1325800.2016 and FEM.

Keywords: profiled flooring, stress-strain state, finite element method, bearing capacity.

For citation: Bondar V.T., Nazmeeva T.V. Comparative analysis of methods for determining the bearing capacity of profiled flooring // Inzhenernyye issledovaniya [Engineering Research]. 2023. No.5 (15). Pp. 12-20. EDN: MUGFMH

ВВЕДЕНИЕ

Согласно ГОСТ 24045-2016 «Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Технические условия» профилированный настил (профлист, гофрированные листы) представляет собой холодногнутые листовые профили с трапециевидной формой гофра, изготовленные из тонколистового оцинкованного проката путем холодного профилирования на профилегибочных станках. Как правило профилированный настил используют в составе несущих и ограждающих конструкций - кровли и стен. Также данный вид изделий используется при устройстве монолитных железобетонных перекрытий в качестве несъемной опалубки и в составе сталежелезобетонных перекрытий как составная часть перекрытия. Из профилированного настила возводят также арочные конструкции [1, 2].

Для изготовления профилированного настила используют оцинкованный прокат по ГОСТ 14918-2020 «Прокат листовой горячеоцинкованный. Технические условия» толщиной от 0,4 до 1,5 мм с пределом текучести стали от 220 до 420 МПа при относительном удлинении от 14% до 22%.

Широкое применение профилированного настила обусловлено сочетанием в нем таких качеств как: небольшой вес квадратного метра, достаточно высокая жесткость, антикоррозионная стойкость, при условии сохранения цинкового покрытия, и несущая способность. При использовании в перекрытиях профилированный настил за счет геометрии гофров позволяет создать необходимый диск жесткости, обладая сам при этом малым весом, что отличает его от монолитных железобетонных перекрытий.

Как правило под определением несущей способности профилированного настила понимают определение предельной нагрузки (Н/мм^2 , кг/м^2 , Н/м^2), которую сможет воспринять профлист в зависимости от типа профиля (геометрия гофра), шага опор и варианта укладки (однопролетная, двухпролетная или многопролетная схема), шаг опор может варьироваться от 1 до 6 м.

На данный момент существует три основных метода определения несущей способности профилированного настила: а) расчетный, расчет несущей способности по методикам, приведенным в действующих нормативно-технических документах; б) экспериментальный, определение несущей способности по результатам натурных испытаний, в) численный, определение несущей способности в результате моделирования при помощи программных комплексов.

В настоящее время методика расчета несущей способности профилированного настила (профнастил, профлист) описана в двух действующих сводах правил добровольного применения СП 260.1325800.2016 «Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов. Правила проектирования» (СП 260) и СП 294.1325800.2017 «Конструкции стальные. Правила проектирования» (СП 294). Оба нормативных документа равноправны по значению и выбор остается на стороне проектировщика.

В связи с тем, что профилированный настил изготавливают как правило толщиной не более 1,5 мм, конструкции из профнастила по напряженно-деформированному состоянию согласно СП 260.1325800 относят к 4-му классу НДС, когда потеря местной устойчивости элементов происходит раньше потери прочности. Поэтому конструкции из профнастила относят к тонкостенным конструкциям и расчет таких конструкций следует вести в соответствии с требованиями СП 260.1325800. Согласно методике СП 260 выполняется определение эффективных характеристик сечений путем редуцирования сечения за счет участков, теряющих местную устойчивость. Был разработан ГОСТ Р 58901-2020 «Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Методика расчета несущей способности», который содержит пример расчета по методике СП 260.

Согласно методике СП 294 геометрические характеристики профнастила определяются с учетом особенностей работы тонколистовых конструкций в сжатых волокнах сечений, сжатые полки учитываются в расчете в значении $60t$ при определении моментов инерции и $40t$ при определении моментов сопротивления, где t - толщина листа. Получается, что определить несущую способность настила по данному документу возможно только для ограниченного количества типоразмеров настила.

Таким образом целью данного исследования является сравнение существующих на данный момент методов определения несущей способности профилированного листа. Соответственно необходимо описать используемые методы определения несущей способности, а также сравнить качественные и количественные результаты определения несущей способности по указанным выше методам друг с другом и с неким эталонным методом. В качестве результатов эталонного (точного) метода определения несущей способности примем результаты несущей способности профилированного листа, определенные экспериментальным путем.

СРАВНЕНИЕ НОРМАТИВНЫХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПРОФИЛИРОВАННОГО НАСТИЛА

Авторами статьи проводится научно-исследовательская работа по сравнению и гармонизации методик определения несущей способности профнастила, выполняется сравнительный анализ результатов, полученных по разным методикам. В данной статье приводится часть результатов НИР.

Так, в ходе выполнения работы был проведен сравнительный анализ несущей способности профнастила марки СТ 144-860 российского производителя профлиста компании «Сталлин». Результаты расчета приведены в табл. 1 и табл. 2. По результатам расчета расхождение составило от 11 до 19%. Расхождение в результатах расчета для двухпролетной схемы профилированного настила марки СТ 144-860 стали С280 представлено в таблице 1. Длина пролета в схеме составляет 6 м, соответственно полная длина профилированного настила составляет 12 м. Отметим, что сравнивались результаты расчета несущей способности при расчете элементов на изгиб. Наибольший изгибающий момент наблюдается в опоре, а значит сравнивается результат расчета на изгибающий момент в опоре.

Таблица 1. Результаты расчета несущей способности по двум методикам СП 260 и СП 294 при расчете профилированных настилов на изгиб.

Table 1. The results of the calculation of the bearing capacity according to two methods SP 260 and SP 294 in the calculation of profiled flooring for bending

Профиль	Несущая способность, кПа, по:		Расхождение, %
	СП 260	СП 294	
СТ144-860-0,8	2,12	2,57	17,51
СТ144-860-0,9	2,67	2,88	7,29
СТ144-860-1,0	2,94	3,20	8,13
	Среднее:		10,97

Из табл. 1 можно заметить, что расхождение тем меньше, чем толще профлист и соответственно меньше редуция сечения.

Как было указано выше СП 294.1325800.2017 имеет ограниченный ряд рассчитываемых профилей. Так по СП 294 невозможен расчет стенки профлиста на устойчивость в опоре для данной конфигурации сечения профлиста. В СП 260.1325800.2016 такой расчет возможен, причем для большого количества профилированных настилов. В табл. 2 приведено сравнение несущей способности по п.23.3.2 СП 294.1325800.2017 и по п.7.7.12 СП 260.1325800.2016.

Таблица 2. Результаты расчета несущей способности по двум методикам по п.23.3.2 СП 294.1325800.2017 и по п.7.7.12 СП 260.1325800.2016.

Table 2. The results of the calculation of the bearing capacity according to two methods according to clause 23.3.2 of SP 294.13258.2017 and clause 7.12 of SP 260.1325800.2016.

Профиль	Несущая способность, кПа, по		Расхождение, %
	СП 260	СП 294	
СТ144-860-0,8	1,96	2,57	23,74
СТ144-860-0,9	2,39	2,88	17,01
СТ144-860-1,0	2,62	3,20	18,13
	Среднее:		19,62

НАТУРНЫЕ ИСПЫТАНИЯ

Не все изготавливаемые марки профилированных настилов подходят для решения возникающих задач в строительстве. Область применения конструктивных элементов с использованием профлиста растет [3]. Например, за последние 5 лет выросло использование профилированного настила в качестве

несъемной опалубки для перекрытий и покрытий. В таких перекрытиях и покрытиях профилированный настил укладывают по балкам, пролет которых может варьироваться, поэтому требуется увеличение жесткости настила и уменьшение высоты гофр. Большая эффективность таких решений достигается при условии, что жесткость настила достаточна и не требует установки телескопических стоек при монтаже. Поэтому производители профлиста разрабатывают новые, более эффективные решения, для внедрения которых предприятиям-изготовителям требуется подтвердить несущую способность их продукта. В данном случае расчетная методика не всегда оправдана и производитель использует метод натуральных испытаний. Правила проведения натуральных испытаний профилированного настила приведены в ГОСТ Р 58900-2020 «Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Метод испытаний на несущую способность», в котором рассматривается шесть основных схем испытаний по разрезной и неразрезной схемам, от равномерной и сосредоточенной нагрузок. Описан подробно алгоритм испытаний и правила оценки результатов испытаний.

Для определения несущей способности нового типа профнастила компания «ЛИНО» (Россия) совместно с ЦНИИСК им В.А. Кучеренко в 2023 году провели согласно ГОСТ Р 58900-2020 испытания профилированного настила марки СТ с различной высотой гофры по двухпролетной схеме с одной неподвижной и двумя подвижными опорами, длина одного пролета 6 м. Конструкция загружалась равномерно распределенной нагрузкой посредством тарированных мешков с песком, (рис. 1.) Нагружение производилось поэтапно ступенями, показания приборов считывались в начале и конце каждой ступени. Потеря несущей способности профилированного настила в данном испытании характеризовалась двумя этапами: потеря устойчивости стенки гофрированного листа от местной нагрузки на средней опоре, (рис. 2) и потеря прочности гофрированного листа в середине пролета при увеличении нагрузки. Что подтверждает, что установка профлиста в конструкции по двухпролетной схеме является самой нежелательной, так как потеря устойчивости стенки профилированного настила на опоре происходит раньше, чем другие виды потери несущей способности, рекомендована однопролетная или многопролетная установка. Согласно п. 9.6 ГОСТ Р 58901-2020 рекомендуется применять неразрезную трехпролетную схему работы профлиста.



Рис. 1. Испытательный образец при определении несущей способности профилированного настила компании «ЛИНО» (Россия)

Fig. 1. A test sample for determining the bearing capacity of profiled flooring from LINO (Russia)



Рис. 2. Испытательный образец после локальной потери устойчивости на опоре
Fig. 2. Test sample after local loss of stability on the support

В ходе выполнения работы авторами статьи проведен численный анализ и созданы численные модели для определения несущей способности профлиста. Численные модели выполнены в нелинейной постановке в ПК ANSYS для профилированного листа марки СТ144-860-1,0 из стали С280. На (рис.3.) представлена конечно-элементная (КЭ) схема исследуемого профилированного настила. Данная схема соответствует экспериментальному образцу (рис.1., рис.2).

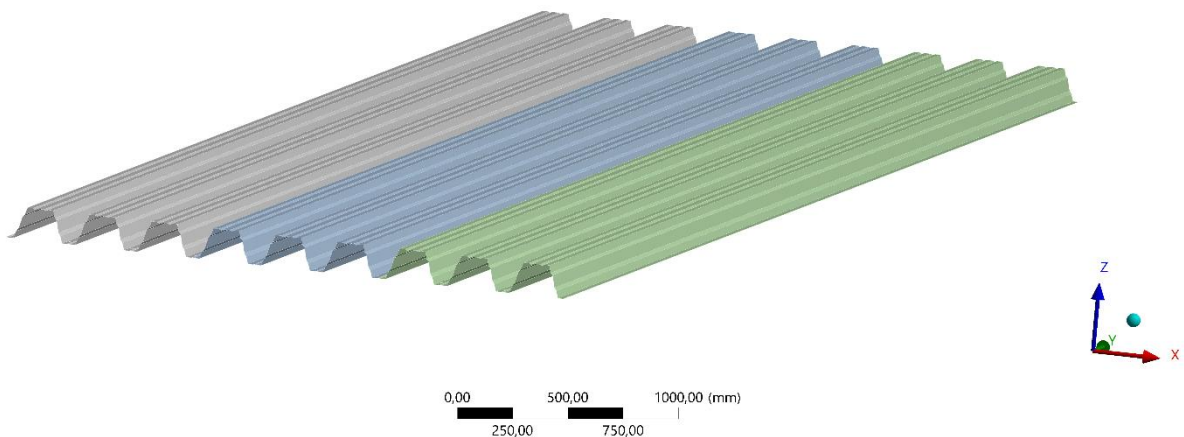


Рис. 3. Геометрия участка профилированного листа в ПК ANSYS
Fig. 3. Geometry of the section of the profiled sheet in the ANSYS

В КЭ схеме разрушение образца происходит вследствие потери устойчивости стенки профилированного настила в средней опоре. Деформация стенки профилированного настила в средней опоре представлена на (рис.4). Данный факт подтверждается графиком зависимости суммарной приложенной нагрузки от перемещения элемента стенки в опоре (рис.5.)

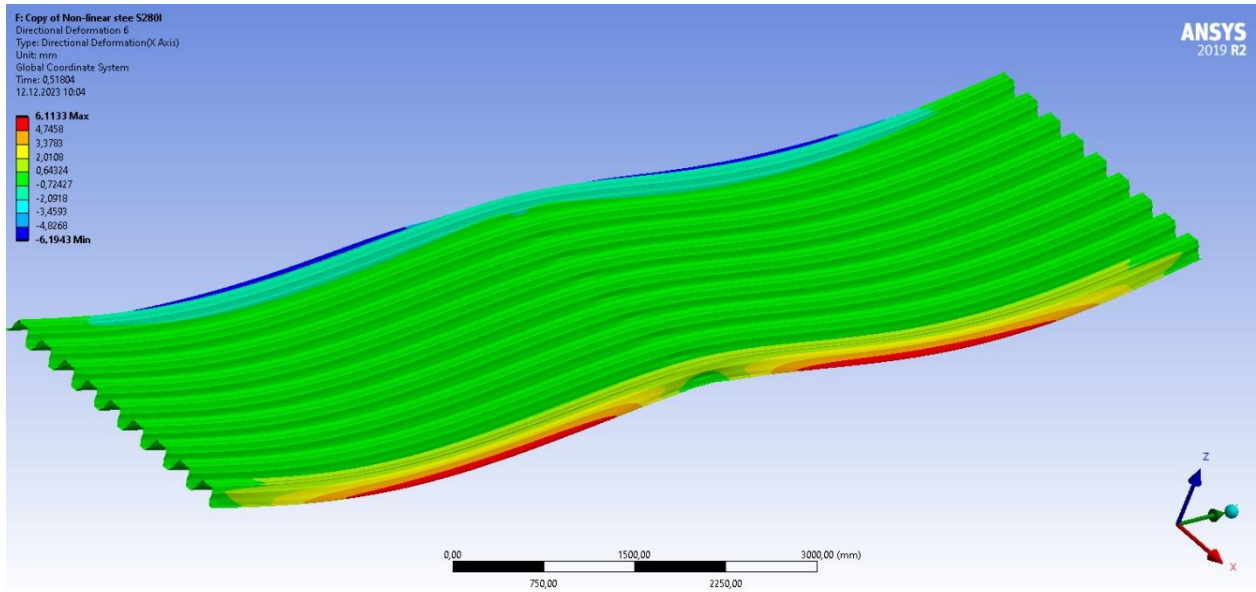


Рис. 4. Перемещение в КЭ схеме вдоль оси X
Fig. 4. Moving in the KE scheme along the X axis

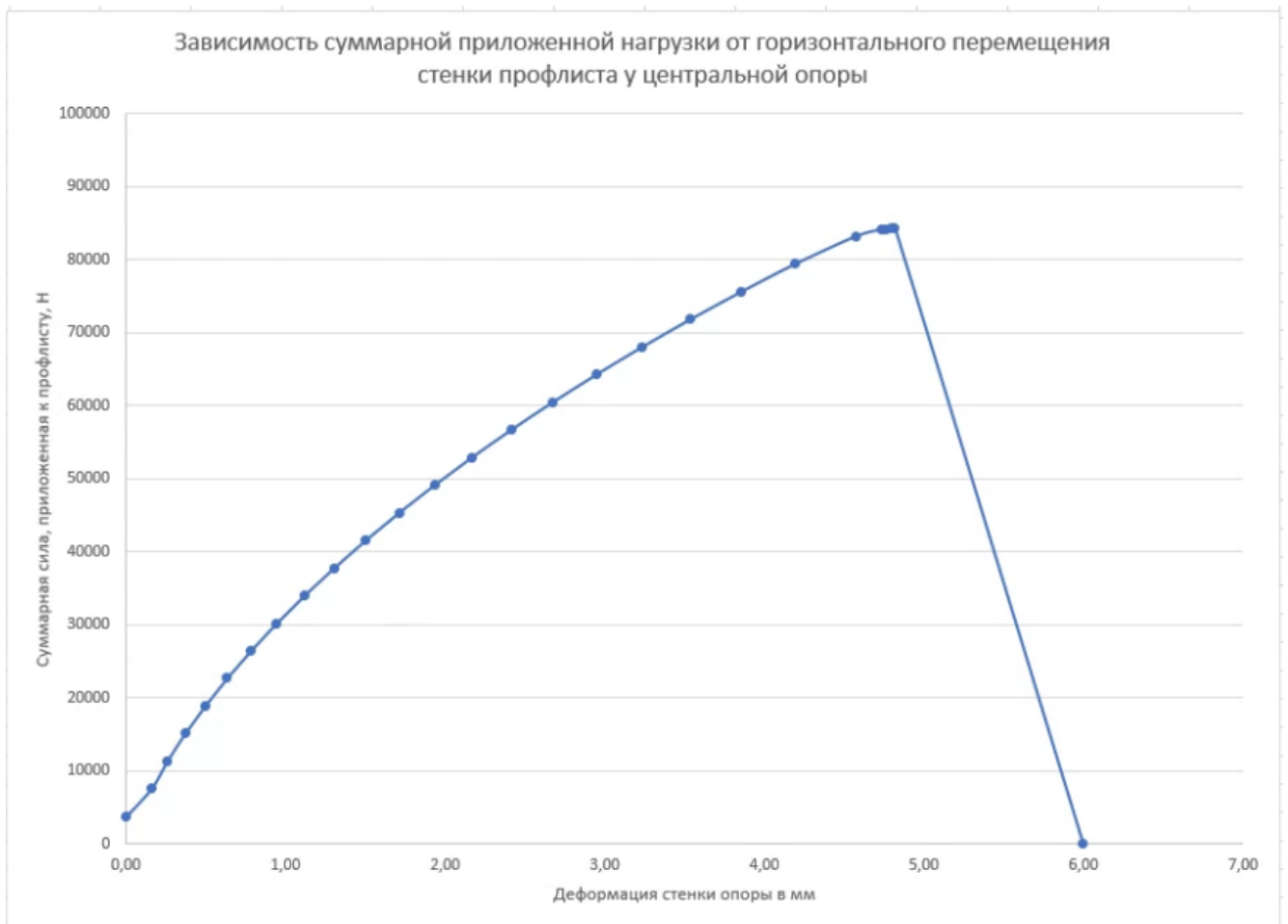


Рис. 5. Зависимость суммарной приложенной нагрузки от горизонтального перемещения стенки профлиста у центральной опоры

Fig. 5. Dependence of the total applied load on the horizontal movement of the wall of the profiled sheet at the central support

На рис.4. Заметно, что при достижении определенной нагрузки, происходит потеря устойчивости образца. Так при задании общей нагрузки в 189000Н на 9 гофров расчет прерывается на нагрузке в

84300 Н, т.е. распределенной нагрузке в 7025 Н/м или 716,1 кг/м происходит потеря устойчивости в профилированном листе, а именно в стенке опоры. Для участка, состоящего из 3х листов профнастила с шириной каждого листа 0,86 м общая ширина составляет 2,58 м. Данная распределенная нагрузка в 716,1 кг/м соответствует нагрузке 277,6 кг/м² (2,73 кПа), что, на 5 % выше расчета по пособию, утверждающему, что $p_2=266.7$ кг/м² (2,62 кПа).

В общем и целом, погрешность КЭ схемы и расчета по СП 260.1325800.2016 не существенная. Расхождение наблюдается со значениями, полученными экспериментальным путем. Указаны значения критической нагрузки, полученные по формулам СП 260, СП 294, МКЭ, экспериментом (табл. 3). Расхождение значений потери устойчивости эксперимента от значений, полученных по СП 260.1325800.2016 или от МКЭ, можно объяснить большим пределом текучести стали в эксперименте, а также раскреплением гофров профлиста, которое обеспечивается грузом через трение.

Таблица 3. Значения несущей способности профлиста с маркой стали С280

Table 3. The values of the bearing capacity of the profiled sheet with the C280 steel grade

Параметр	СП 260	СП 294	ПК ANSYS	Эксперимент
Распределенная нагрузка, при которой происходит разрушение образца кПа	2,62	3,73	2,73	3,93
Погрешность % с экспериментом	33,4	5,11	30,6	0

Основной недостаток экспериментального метода заключается в высокой стоимости натуральных испытаний, которые достаточно трудоемки и требуют больших площадей под испытательные стенды. Поэтому для минимизации расходов можно использовать метод численного моделирования. Также проблема заключается в том, что сложно гарантировать релевантность проведенных испытаний.

В строительном проектировании часто используют различные программные продукты, которые позволяют выполнить ряд исследований без проведения натуральных испытаний. В основном используется метод конечных элементов [8-13], но есть и ряд исследований, которые посвящены методу конечных разностей [14]. Так для расчета на прочность и анализа жесткости профилированного настила марки СТ1414-860 был составлен калькулятор в Excel. Основная сложность при создании данного калькулятора заключалась в определении редукиции и геометрических характеристик редуцированного сечения.

Проблема в данном случае заключается в составлении корректной численной модели, а также способе моделирования, например стержневая или оболочечная модель. Также при разработке расчетной схемы проектировщикам приходится принимать ряд допущений и идеализаций. Выбор вида и размеров конечных элементов, задача сходимости, закрепление профилированного настила очень сильно влияют на результат расчетов [14].

При исследовании сталежелезобетонных перекрытий с профлистом отдельно выделяются задачи сдвиговой жесткости, то есть каким образом обеспечивается передача горизонтальных усилий с перекрытия на балки, а также вопрос возможности сцепления бетона с оцинкованным профилированным настилом.

Отдельно выделяют применение машинного обучения в проектировании тонколистовых строительных конструкций [15]. Данный метод напрямую зависит от количества входной информации, которая используется для «обучения» алгоритма. Поэтому актуально его использовать именно для оценки несущей способности, но не ее точном определении.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Расчет по методикам, представленным в действующих технических документах, дает разные результаты, что в свою очередь влияет на обеспечение надежности профилированного настила, а также общей металлоемкости здания. Среднее отличие между расчетом по СП 260 и СП 294 составляет от 11 до 19%. Это обусловлено принципиально разными подходами в определении геометрических характеристик сечений.

В результате сравнения аналитических методов расчета и конечно-элементного метода расчета с экспериментальным выявлено соответствие способа разрушения конструкции двухпролетной схемы профилированного листа по СП 260.1325800.2016 с МКЭ и с экспериментом. Таким образом именно эти два способа расчета позволяют правильно определить причину потери несущей способности

профилированного листа. Также расчеты по СП 260.1325800.2016 и расчет МКЭ имеют схожие результаты значений критической распределенной нагрузки, при которой происходит разрушение образца, что также подтверждает сходжение с экспериментом. Отличие значений критической распределенной нагрузки, полученной в эксперименте, от нагрузки, полученной методом расчета с помощью конечных элементов и расчета по СП 260.1325800.2016, объясняется в первую очередь большим значением предела текучести испытуемого профилированного настила по сравнению с пределом текучести исследуемого профнастила. Другими словами, марка стали исследуемого профнастила – С280, в то время как его реальный предел текучести превышает значение в 280 МПа

Таким образом, необходимо гармонизировать нормативные документы в части определения несущей способности профнастила и автоматизировать расчет профилированного настила путем разработки сертифицированного программного продукта. При проведении натурных испытаний следует строго соответствовать требованиям нормативных документов для получения релевантного результата.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Носков А.С., Зелинский В.О., Макеев С.А. Исследование несущей способности трехслойных арочных бескаркасных покрытий на базе тонкостенного профилированного проката // Сборник материалов IV Международной научно-практической конференции. 2019. Омск: Сибирский государственный автомобильно-дорожный университет (СибАДИ), 2019. С. 418-421.
2. Красотина Л. В., Робра Й. Арочные своды из профилированного настила: частоты собственных колебаний // Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 12. С. 18-24.
3. Тепин Н.В., Храбров В.А., Князев С.Н. Опыт изготовления и освоения профилегибочных станков для производства профнастила // Вестник ИЖГТУ имени М.Т. Калашникова. 2021. Т. 24. № 4. С. 35-44.
4. Драган В.И., Люстибер В.В. Натурное испытание металлической структурной плиты покрытия ледовой арены в г. Пружаны // Вестник Брестского государственного технического университета. 2007. №1. С. 17-22.
5. Feyissa A., Kenea G. Performance of shear connector in composite slab and steel beam with reentrant and open trough profiled steel sheeting // Advances in Civil Engineering. 2022. Vol. 1. Pp. 1–14.
6. Rehman N., Lam D., Dai X., Ashour A. F. Experimental study on demountable shear connectors in composite slabs with profiled decking // Journal of Constructional Steel Research. 2016. Vol. 122. Pp. 178–189.
7. Кулешов В.В., Капырин Н.В., Попоудин Д.П. Натурные испытания стального профилированного настила, работающего по двухпролетной схеме, с усиленной опорной зоной на средней опоре // Вестник науки. 2023. №6(63). С. 481-488.
8. Бондарь В.Т., Назмеева Т.В. Сравнительный анализ напряженно-деформированного состояния профилированных листов с-44-1.5, с-21-1.5, c1mc-d02-01a 1.6 // В сборнике: Неделя науки ИСИ. Материалы всероссийской конференции в 3-х частях. Инженерно-строительный институт Санкт-Петербургского политехнического университета Петра Великого. Санкт-Петербург, 2021. 2-я часть. С. 417-419.
9. Rybakov V.A. Conjugate approximation of thin-walled rods internal forces functions in bending torsion // Construction of Unique Buildings and Structures. 2022. № 5 (103). P.4. DOI: 10.4123/CUBS.103.4
10. Кинзябулатова Д.Ф., Порываев И.А., Недосеко И.В. Расчет устойчивости сжатых тонкостенных стержней С-образного сечения // Известия КГАСУ. 2022. №4(62). С.108-117. EDN: JLMWXF
11. Порываев И.А., Семенов А.А., Каравайченко М.Г. Поиск оптимальных геометрических параметров двухконических крыш вертикальных цилиндрических резервуаров при симметричной нагрузке // Нефтегазовое дело. 2016. №3. С. 100-105.
12. Hedaoo N., Raut N., Gupta L. Composite concrete slabs with profiled steel decking: comparison between experimental and simulation study // American Journal of Civil Engineering. 2015. №3(5). P. 250-261.
13. Bogdanic A., Casucci D., Ozbolt J. Numerical and experimental investigation of anchor channels subjected to shear load in composite slabs with profiled steel decking // Engineering Structures. 2021. No.240.
14. Макеев С. А., Комлев А. А., Макаров С.Е., Макарова И.Д. Расчет профилированного настила с использованием уравнения срединной поверхности ортотропной пластины // Материалы V Международной научно-технической конференции. Омск, 2021. 2021. С. 197-204.
15. Degtyarev V.V. Finite element modeling of cold-formed steel deck in bending // Magazine of Civil Engineering. 2020. №94(2). С. 129-144.

ОБ АВТОРАХ

Владимир Тарасович Бондарь – ведущий технический специалист. ООО «НТП «СтройСофтКонсалтинг». 450096, Россия, г. Уфа, ул. Шафиева, д. 44/1. E-mail: doodge1997@gmail.ru

Татьяна Вильсовна Назмеева – кандидат технических наук, доцент. Технический директор. ООО «НТП «СтройСофтКонсалтинг». 450096, Россия, г. Уфа, ул. Шафиева, д. 44/1. E-mail: naztv@mail.ru

ABOUT THE AUTHORS

Vladimir T. Bondar – Leading technical specialist. NTP StroySoftConsulting LLC. 450096, Russia, Ufa, Shafieva st., 44/1. E-mail: doodge1997@gmail.ru

Tatiana V. Nazmeeva – Candidate of Technical Sciences, Associate Professor. Technical Director. NTP StroySoftConsulting LLC. 450096, Russia, Ufa, Shafieva st., 44/1. E-mail: naztv@mail.ru

УДК 69.04

УЧЕТ ГЕНЕТИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ ПРИ КАПИТАЛЬНОМ РЕМОНТЕ ЗДАНИЙ НА ПРИМЕРЕ МЕТАЛЛИЧЕСКОЙ РАМЫ

С.Ф. Дьяков, И.А. Лебедева

*Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого,
г. Санкт-Петербург (Российская Федерация)*

Аннотация. В данной статье рассматривается понятие генетической нелинейности при определении напряженно-деформированного состояния конструкций здания при капитальном ремонте. В настоящее время вопрос учета генетической нелинейности при расчете существующих зданий менее изучаем в сравнении с вопросом учета стадийности возведения новых сооружений, хотя и в данной области расчет конструкций без учета генетической нелинейности может приводить к несоответствию работы расчетной модели с работой реальной конструкции. Таким образом, задача исследования напряженно-деформированного состояния с учетом поэтапного изменения расчетных моделей является актуальной и требует реализации при проведении расчета несущих конструкций не только вновь возводимых сооружений и зданий, но и при расчете существующих объектов, подвергаемых капитальному ремонту. Эта работа исследует влияние учета генетической нелинейности на напряженно-деформированное состояние металлической рамы здания, которое подвергается капитальному ремонту. Проведен расчет НДС рамы без и с учетом генетической нелинейности и проведен сравнительный анализ результатов. Рама рассматривается как часть металлического каркаса здания, где кровля заменяется облегченной конструкцией в процессе ремонта. Результаты показывают, что учет генетической нелинейности существенно влияет на распределение усилий в раме и может привести к изменению проектных решений.

Ключевые слова: генетическая нелинейность, поэтапное изменение расчетной модели, капитальный ремонт, металлическая ферма, напряженно-деформированное состояние.

Ссылка для цитирования: Дьяков С.Ф., Лебедева И.А. Учет генетической нелинейности при капитальном ремонте зданий на примере металлической рамы // Инженерные исследования. 2023. №5 (15). С. 21-27. EDN: NBNGJJ

CONSIDERATION OF GENETIC NONLINEARITY IN CAPITAL REPAIR OF BUILDINGS ON THE EXAMPLE OF A METAL FRAME

S.F. Dyakov, I.A. Lebedeva

Peter the Great St.Petersburg Polytechnic University, St.Petersburg (Russian Federation)

Abstract. This paper considers the concept of genetic nonlinearity in determining the stress-strain state of building structures during major repairs. At present, the issue of genetic nonlinearity in the calculation of existing buildings is less studied compared to the issue of taking into account the stages of erection of new structures, although in this area the calculation of structures without taking into account genetic nonlinearity can lead to inconsistency of the calculation model operation with the operation of the real structure. Thus, the task of studying the stress-strain state taking into account the stage-by-stage change of design models is relevant and requires implementation in the calculation of load-bearing structures not only for newly erected structures and buildings, but also in the calculation of existing facilities undergoing major repairs. This paper investigates the effect of taking into account genetic nonlinearity on the stress-strain state of a metal frame of a building undergoing overhaul. The VAT of the frame without and with consideration of genetic nonlinearity is calculated and the results are comparatively analysed. The frame is considered as a part of the metal frame of the building where the roof is replaced by a lightweight structure during the repair process. The results show that taking into account genetic nonlinearity significantly affects the distribution of forces in the frame and can lead to changes in design solutions.

Keywords: genetic nonlinearity, stepwise modification of the calculation model, capital repair, metal truss, stress-strain state.

For citation: Dyakov S.F., Lebedeva I.A. Consideration of genetic nonlinearity in capital repair of buildings on the example of a metal frame // Inzhenernyye issledovaniya [Engineering Research]. 2023. No.5 (15). Pp. 21-27. EDN: NBNGJJ

ВВЕДЕНИЕ

Классический способ расчета конструкций путем нахождения напряженно-деформированного состояния (НДС) окончательной расчетной схемы здания, как известно, не отражает реальную работу сооружения. Вследствие стадийности возведения и различных возможных режимов эксплуатации, поведение конструкции зачастую отличается от поведения расчетной схемы, что, несомненно, приводит к ошибкам при проектировании. Возникшая из необходимости анализа работы конструктивной системы с изменяемыми во времени и пространстве структурой и жесткостными свойствами задача является нелинейной. Нелинейность, обусловленную историей создания системы, называют генетической [1].

Генетическая нелинейность является важным понятием в инженерном проектировании и строительстве, которое помогает создавать более надежные и безопасные конструкции, учитывая взаимодействие между элементами конструкции и изменения параметров во времени и пространстве [2].

Вопрос о том, как учитывать данный вид нелинейности при расчетах конструкций в программных комплексах широко обсуждался учеными и проектировщиками [3-5]. Так, во многих современных программных комплексах появилась возможность моделирования процесса возведения конструкции путем использования специальных модулей «Монтаж» (SCAD++, ЛИРА10, ANSYS, МОНОМАХ и др.) [6-8].

С момента введения в программные комплексы возможности стадийного проектирования было проведено много исследований по влиянию генетической нелинейности на НДС возводимых зданий [9-12], однако вопрос изменяемой во времени расчетной схемы существующих конструкций, подвергаемых реконструкции или капитальному ремонту, практически не изучается, что формирует научную новизну.

Цель работы – оценить влияние учета генетической нелинейности на напряженно-деформированное состояние металлической рамы здания, подвергаемого капитальному ремонту.

Для достижения поставленной цели требуется выполнить следующие задачи:

- расчет НДС металлической рамы без учета генетической нелинейности;
- расчет НДС металлической рамы с учетом генетической нелинейности.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

В данной работе рассмотрена рама, являющаяся частью металлического каркаса здания (рис. 1), кровля которого в процессе капитального ремонта заменяется облегченным вариантом.

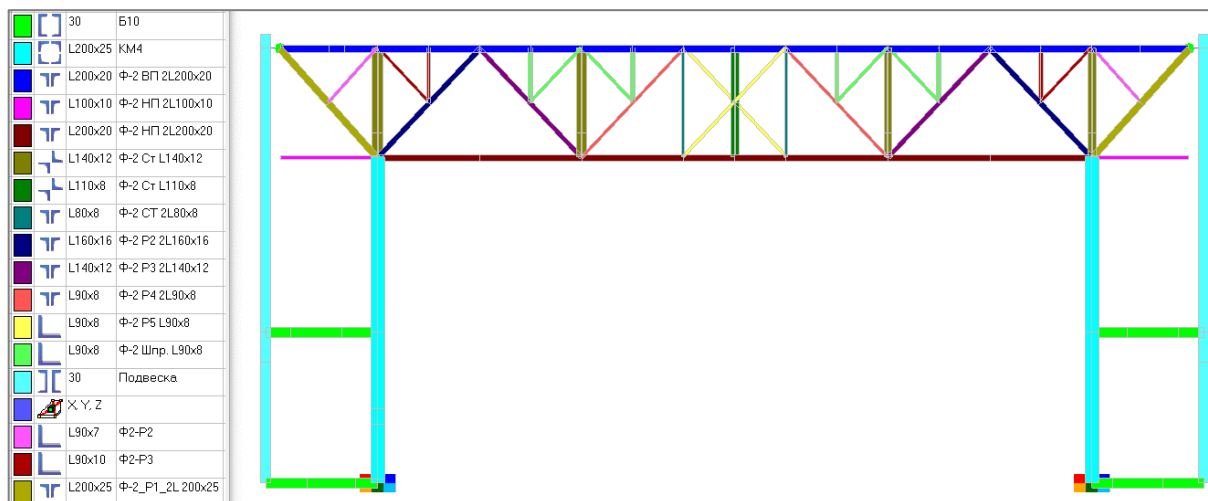


Рис. 1. Расчетная схема металлической рамы
Fig. 1. diagram of the metal frame

Расчет НДС данной конструкции произведен в ПК SCAD++ как с учетом генетической нелинейности, так и без. Список прикладываемых нагрузок представлен в табл. 1. Области приложения данных нагрузок обозначены на рис. 2.

Таблица 1. Нагрузки, прикладываемые к металлической раме
Table 1. Loads applied to the metal frame

№	Наименование	Нормативное значение нагрузки, т/м
1	Собственный вес конструкций	-
2	Пирог кровли (до кап. ремонта)	4,32
3	Подвесной потолок (основная часть)	0,588
4	Подвесной потолок (консоль)	0,0656
5	Вес перегородок	0,178
6	Вес пола	0,383
7	Фасады	4,32
8	Отделка консольных участков	3,12
9	Полезная нагрузка	1,313
10	Нагрузка от службы эксплуатации	0,822
11	Снег	1,278
12	Пирог кровли (облегченный)	2,5

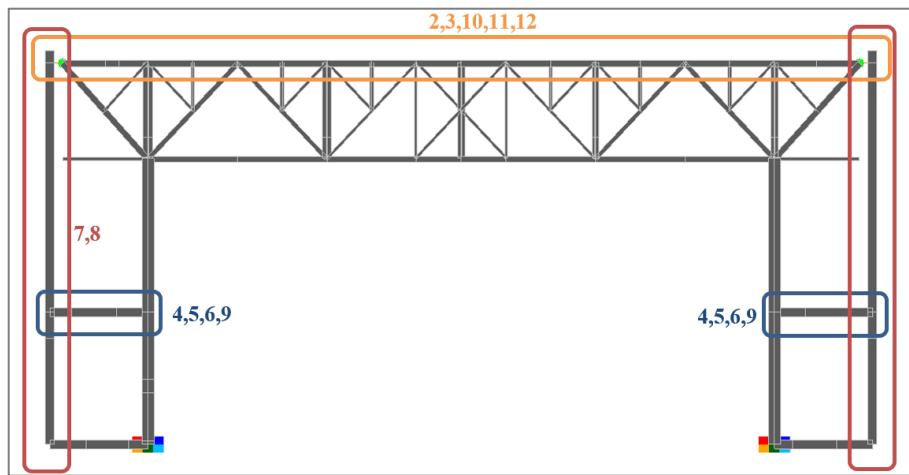


Рис. 2. Области приложения нагрузок
Fig. 2. Load application areas

При предварительном расчете данной рамы на существующую нагрузку были получены усилия, представленные на рис. 3. В центральных элементах нижнего пояса наблюдаются растягивающие усилия, величиной 38,6 тс.

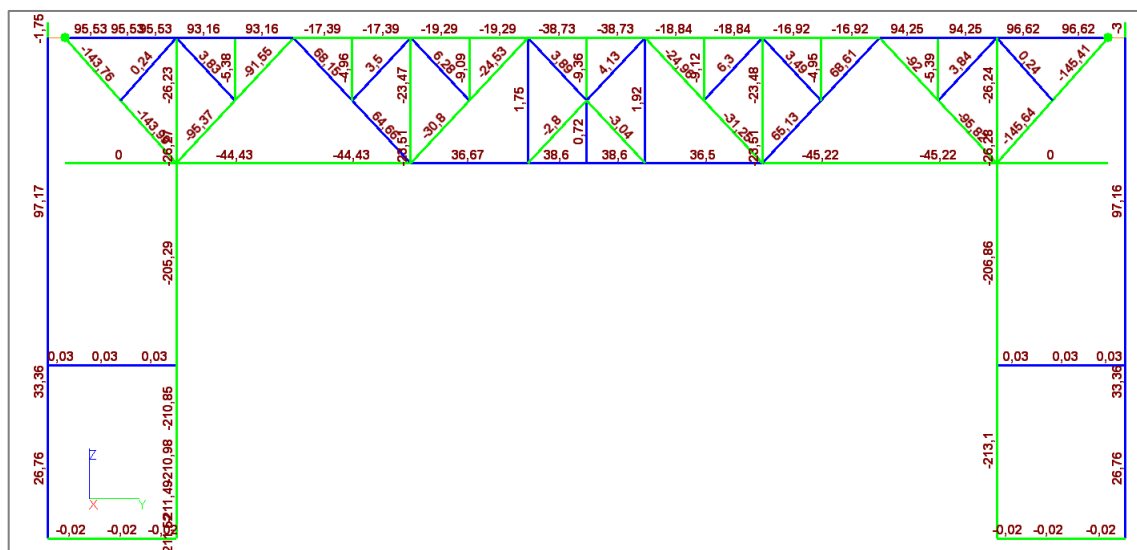


Рис. 3. Распределение продольных усилий в элементах рамы до капитального ремонта (тс)
Fig. 3. Distribution of longitudinal forces in frame elements before overhaul

Во время проведения капитального ремонта рама некоторое время будет находиться без воздействия нагрузки от кровельного пирога. Для этого случая был проведен расчет, по результатам которого (рис. 4) в элементах фермы возникают усилия, значительно превышающие значения, на которые была рассчитана конструкция. Данное распределение усилий может привести к выходу конструкции из строя, следовательно необходимо уменьшить усилия, возникающие при демонтаже кровли.

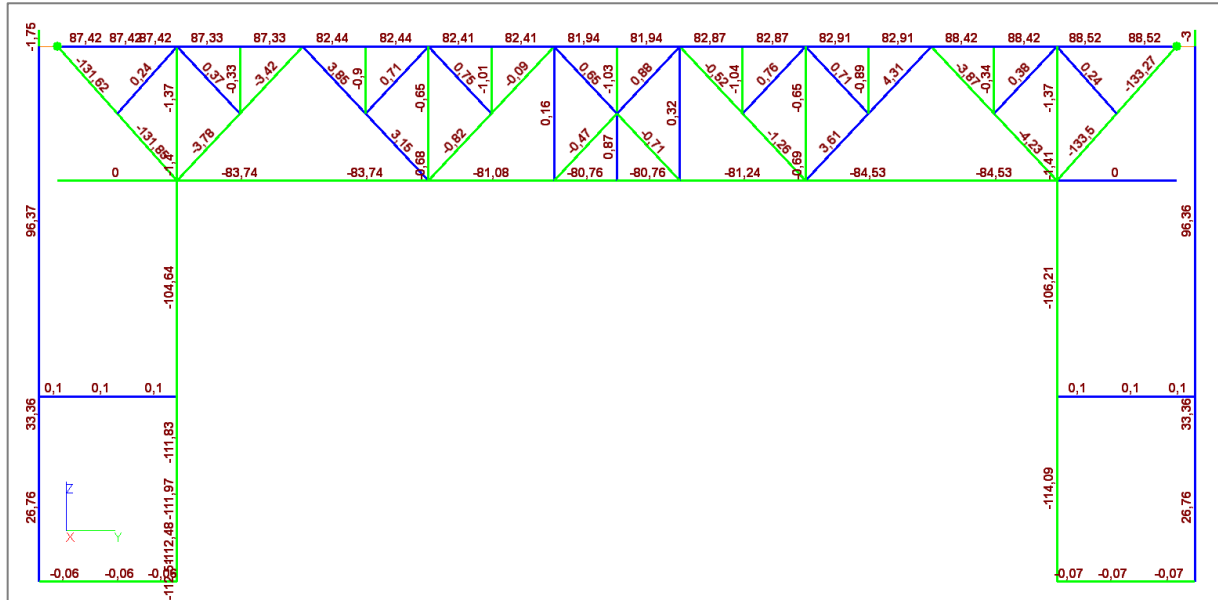


Рис. 4. Распределение продольных усилий в элементах рамы во время капитального ремонта без воздействия нагрузки от кровельного пирога (тс)

Fig. 4. Distribution of longitudinal forces in frame elements during overhaul without load from the roof pie

Для уменьшения усилий, возникающих в элементах фермы при разгрузке конструкции, было принято решение о введении дополнительных опор в центральной части нижнего пояса. Соответствующая расчетная схема представлена на рис. 5.

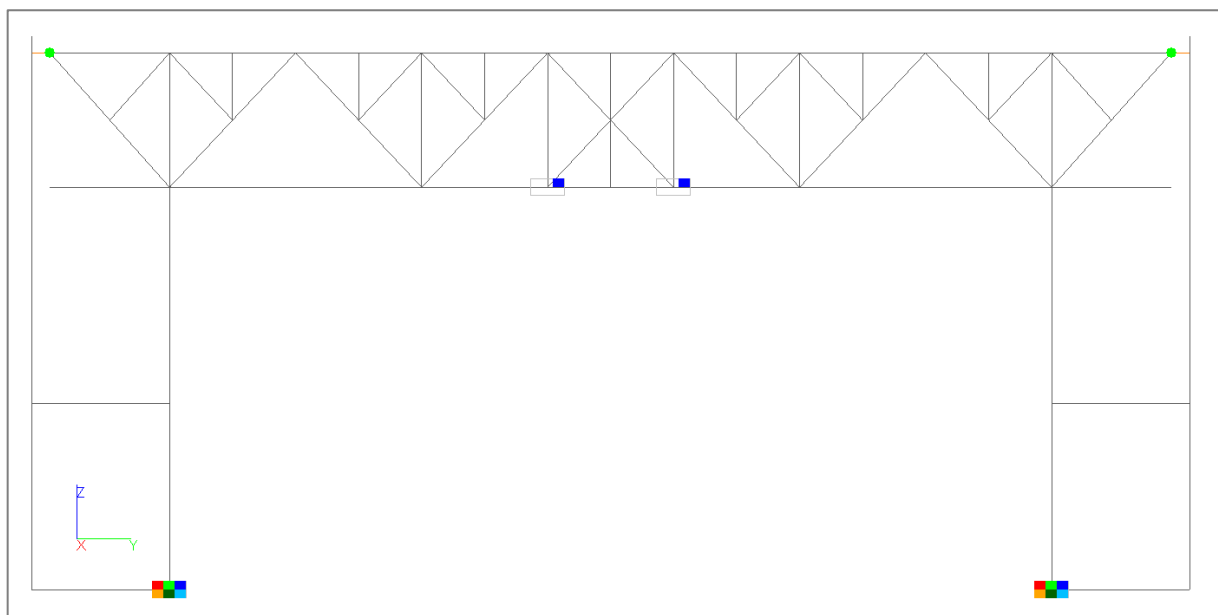


Рис. 5. Расчетная схема металлической рамы с подведенными дополнительными опорами

Fig. 5. Calculation diagram of a metal frame with connected additional supports

Задача о введении дополнительных опор рассчитывалась без учета генетической нелинейности, а также с ее учетом, выполняемым в модуле «Монтаж» путем выделения следующих стадий загрузки:

1. рама без приложенных к ней нагрузок;
2. монтаж кровли (приложена нагрузка 2);
3. монтаж перегородок и фасадных конструкций (приложены нагрузки 3-8);
4. введение в эксплуатацию (приложены нагрузки 9-11);
5. подведение дополнительных опор;
6. снятие кровли (удаление нагрузок 2, 10, 11).

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

На рис. 6 представлена картина распределения продольных усилий в элементах рассматриваемой рамы для случая без учета стадийности загрузки.

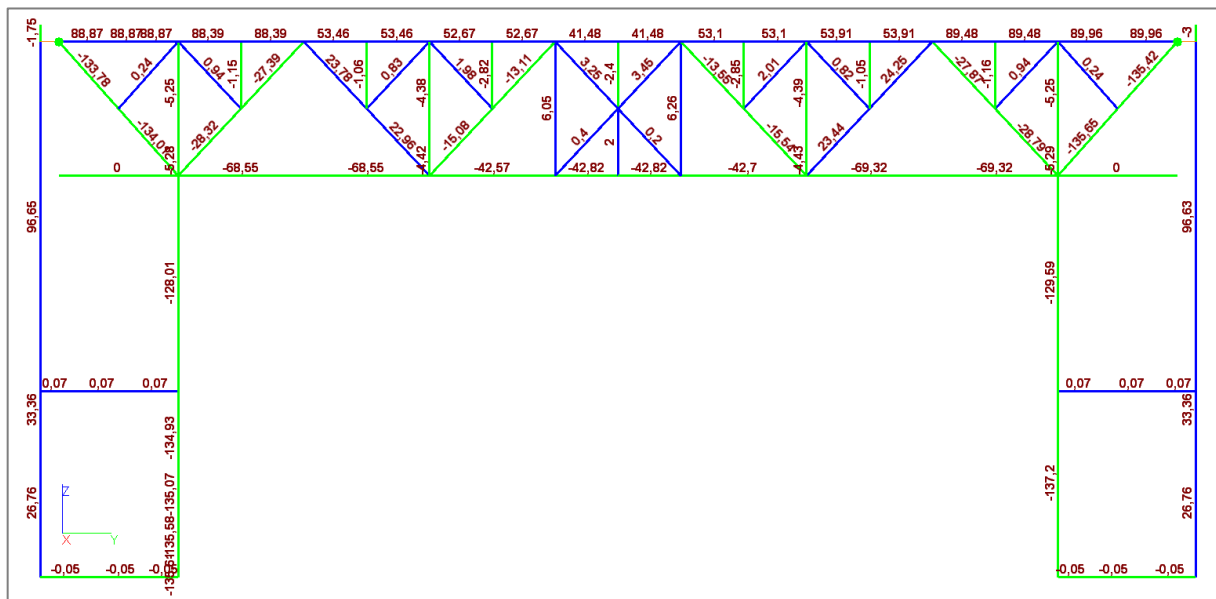


Рис. 6. Распределение продольных усилий в элементах рамы для случая без учета стадийности загрузки
Fig. 6. Distribution of longitudinal forces in frame elements for the case without taking into account loading stages

На рис. 7 представлены результаты, полученные при учете стадийности загрузки.

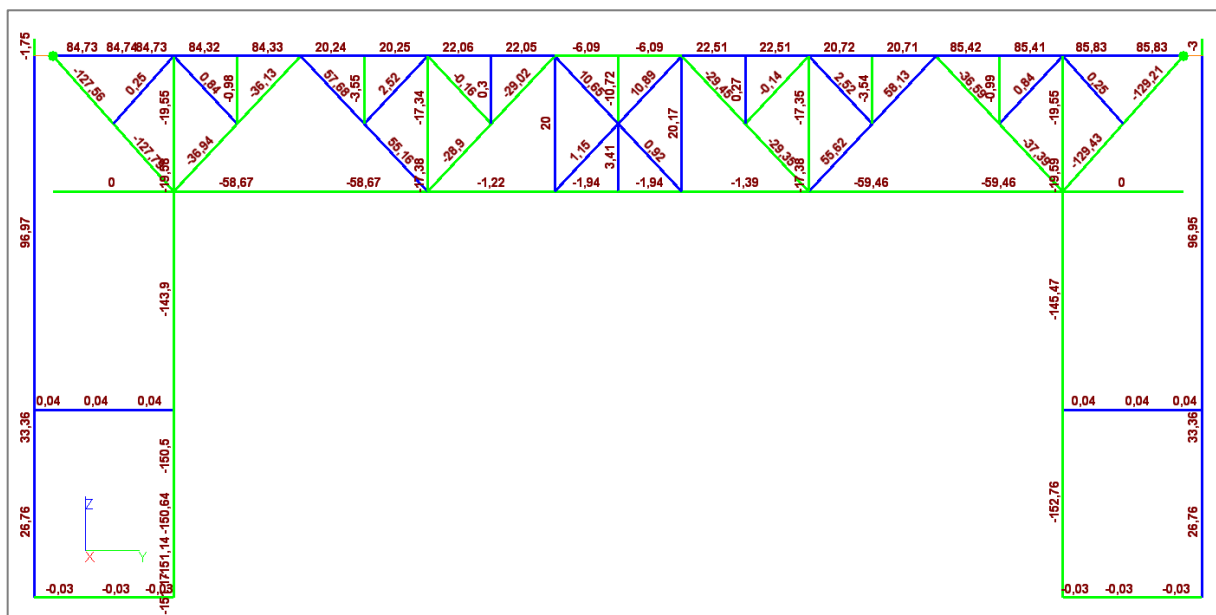


Рис. 7. Распределение продольных усилий в элементах рамы для случая с учетом стадийности загрузки
Fig. 7. Distribution of longitudinal forces in the frame elements for the case with consideration of loading stages

Значения максимальных усилий для основных групп элементов фермы сведены в табл. 2.

Таблица 2. Максимальные усилия для элементов основных конструктивных групп
Table 2. Maximum stresses for elements of the main structural groups

Название группы	Значение максимальных усилий, тс				
	Нижний пояс (край)	Нижний пояс (центр)	Опорный раскос	Верхний пояс (край)	Верхний пояс (центр)
До капитального ремонта	-45,22	38,67	-95,82	96,62	-38,73
Разгрузка конструкции (без доп. опор)	-84,53	-81,24	-4,23	88,52	82,87
Разгрузка конструкции (с доп. опорами) Без учета генетической нелинейности	-69,32	-42,82	-28,87	89,96	53,91
Разгрузка конструкции (с доп. опорами) С учетом генетической нелинейности	-58,67	-1,94	-37,39	85,83	22,51
Расхождение значений макс. усилий, %	15,4	95,5	22,8	14,6	58,3

При проведении расчета конструкции с учетом генетической нелинейности возникает распределение усилий в элементах отличное от классического расчета. В частности, в элементах, составляющих центральную часть верхнего пояса, возникает сжатие, когда при расчете без учета генетической нелинейности, эти элементы, наоборот, испытывали растяжение.

Кроме того, учет генетической нелинейности в процессе анализа нагружения значительно изменил итоговые максимальные усилия. Наиболее заметно это изменение в центральной части нижнего пояса, где наблюдаются самые большие различия в значениях усилий между вариантами расчета с генетической нелинейностью и без нее.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В результате расчета конструкций, подлежащих капитальному ремонту, с учетом генетической нелинейности, были получены результаты, существенно отличающиеся от тех, которые обычно получают при традиционном методе расчета. Генетическая нелинейность оказывает значительное влияние на распределение усилий в элементах фермы. В частности, были отмечены:

- изменение усилий в элементах ферм: 14,6 – 95,5%;
- значительное уменьшение максимальных усилий в элементах поясов фермы;
- растяжение в элементах центральной части верхнего пояса при расчете без учета генетической нелинейности и сжатие при расчете с учетом генетической нелинейности.

Различия в показателях максимальных усилий при использовании разных подходов к учету генетической нелинейности весьма существенны. Таким образом, можно сделать вывод о важности учета генетической нелинейности не только при проектировании новых объектов, но и при проектировании объектов реконструкции или капитального ремонта.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Перельмутер А.В., Кабанцев О.В. Анализ конструкций с изменяющейся расчетной схемой // М.: Издательство СКАД СОФТ, Издательский дом АСВ, 2015. 148 с.
2. Toshin D.S. Perspectives of the application for the nonlinear deformation model in the calculations of reinforced concrete elements // Materials Science Forum. 2020. Vol. 974 MSF. P. 505–509.
3. Рудых О.Л. Нелинейный расчет напряженно-деформированного состояния сооружений при учете последовательности возведения // Вестник ИргТУ. 2010. № 1 (41). С. 239-244.
4. Desai N.M., Vasanwala S. Influence of time period and derivation of critical storey limit for RC frame buildings using construction sequence method of analysis // Res. Eng. Struct. Mater. 2023. Vol. 9, No. 1. P. 195-208.
5. Wankhede D.G., Joshi P.M.M. Staged Construction Analysis for Multistoried Building by using ETABS // International Journal of Research in Advent Technology (IJRAT). 2018. Pp. 12-15.
6. Уткина В.Н. Моделирование процесса возведения высотного каркасно-монолитного здания // Эксперт: теория и практика. 2020. №4 (7). С. 82-88.
7. Elansary A.A., Metwally M.I., El-Attar A. Staged construction analysis of reinforced concrete buildings with different lateral load resisting systems // Eng. Struct. 2021. Vol. 242. Pp. 1-12.
8. Кабанцев О.В., Тамразян А.Г. Учет изменений расчетной схемы при анализе работы конструкции // Инженерно-строительный журнал. 2014. № 5. С. 15–26. EDN:SKHSAV.

9. Мкртычев О.В. Анализ изменения усилий в конструкциях при учете стадийности возведения // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2018. № 14 (4). С. 293-298. EDN: UXZAZK

10. Пантелеев И.А. Оценка влияния генетической нелинейности при определении напряженно-деформированного состояния здания // StudNet. 2022. Т. 5. № 5. С. 3689-3698. EDN: BKVPBB

11. Шейкина К.О. Расчет монолитных железобетонных зданий с учетом генетической нелинейности // Молодежь и наука: актуальные проблемы фундаментальных и прикладных исследований: материалы V Всероссийской национальной научной конференции молодых учёных, Комсомольск-на-Амуре, 11–15 апреля 2022 года. 2022. Т.3. С. 130-132. EDN: JFLGQZ

12. Белостоцкий А.М., Дмитриев Д.С., Петряшев С.О., Нагибович Т.Е. Расчетная оценка влияния геометрических отклонений от проекта на параметры механической безопасности многоярусных промышленных металлоконструкций (этажерок) в рамках научно-технического сопровождения строительства // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. №1. С. 19-29. EDN: AEOWML

ОБ АВТОРАХ

Станислав Федорович Дьяков – кандидат технических наук, доцент. Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ). 195251, Россия, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д.29. E-mail: dyakov_sf@spbstu.ru

Ирина Алексеевна Лебедева – студент магистерской программы «Строительная механика, расчет конструкций и оснований». Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ). 195251, Россия, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д.29. E-mail: lebedeva.irina.al@gmail.com

ABOUT THE AUTHORS

Stanislav F. Dyakov – Candidate of Technical Sciences, Associate Professor. Peter the Great St.Petersburg Polytechnic University (SPbPU). 195251, Russia, St.Petersburg, Polytechnicheskaya st., 29. E-mail: dyakov_sf@spbstu.ru

Irina A. Lebedeva – student of the Master's programme «Structural mechanics, calculation of structures and foundations». Peter the Great St.Petersburg Polytechnic University (SPbPU). 195251, Russia, St.Petersburg, Polytechnicheskaya st., 29. E-mail: lebedeva.irina.al@gmail.com

УДК 624.971

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ЧИСЛЕННЫХ МЕТОДОВ ПРИ СОХРАНЕНИИ ОБЪЕКТОВ КУЛЬТУРНОГО НАСЛЕДИЯ

А.О. Попов¹, И.Н. Гарькин², Л.С. Сабитов^{1,3}, Б.М. Языев³, Э.Ю. Абдуллазянов³

¹ *Казанский (Приволжский) федеральный университет, г. Казань (Российская Федерация)*

² *Московский государственный университет технологий и управления им. К.Г. Разумовского (Первый казачий университет)», г. Пенза (Российская Федерация)*

³ *Казанский государственный энергетический университет, г. Казань (Российская Федерация)*

Аннотация. Сохранение объектов культурного наследия приоритетное направление укрепления культурной идентичности нашей страны. Технически эта задача является сложной в инженерном и архитектурном отношении. Сложность её возрастает в зависимости от статуса объекта. Естественно, наиболее значимые и сложные объекты являются объектами культурного наследия федерального значения. Для их сохранности требуется применять самые передовые технологии и инструменты. В настоящей работе рассмотрим использование программного комплекса Plaxis для создания моделей оснований и фундаментов объекта культурного наследия федерального значения «Конюшенное ведомство г. Санкт-Петербург». Доказывается, что лишь при использовании подобных программ можно достичь наиболее объективной картины состояния конструкций (в конкретном случае фундаментов) подобных объектов. Статья написана на основе выполненной научно-исследовательской работы.

Ключевые слова: объект культурного значения, строительные конструкции, основания, фундаменты, аналитические методы, техническая экспертиза, обследование, сохранение культурного наследия.

Ссылка для цитирования: Попов А.О., Гарькин И.Н., Сабитов Л.С., Языев Б.М., Абдуллазянов Э.Ю. Использование численных методов при сохранении объектов культурного наследия // Инженерные исследования. 2023. №5 (15). С. 28-34. EDN: YSHKVQ

USING NUMERICAL METHODS IN THE PRESERVATION OF CULTURAL HERITAGE OBJECTS

A.O. Popov¹, I.N. Garkin², L.S. Sabitov^{1,3}, B.M. Yaziev³, E.Yu. Abdullazyanov³

¹ *Kazan (Volga Region) Federal University, Kazan (Russian Federation),*

² *Moscow State University of Technology and Management named after. K.G. Razumovsky (First Cossack University),
Penza (Russian Federation),*

³ *Kazan State Energy University, Kazan (Russian Federation)*

Abstract. Preservation of cultural heritage sites is a priority direction for strengthening the cultural identity of our country. Technically, this task is complex in engineering and architectural terms. Its complexity increases depending on the status of the object. Naturally, the most significant and complex objects are objects of cultural heritage of federal significance. To preserve them, it is necessary to use the most advanced technologies and tools. In this work, we will consider the use of the Plaxis software package to create models of foundations and foundations of a cultural heritage site of federal significance "Stables Department of St. Petersburg". It is proven that only by using such programs can one achieve the most objective picture of the state of structures (in the specific case of foundations) of such objects. The article is written on the basis of completed research work.

Keywords: object of cultural significance, building structures, bases, foundations, analytical methods, technical expertise, survey, preservation of cultural heritage.

For citation: Popov A.O., Garkin I.N., Sabitov L.S., Yaziev B.M., Abdullazyanov E.Yu. Using numerical methods in the preservation of cultural heritage objects // Inzhenernyye issledovaniya [Engineering Research]. 2023. No.5 (15). Pp. 28-34. EDN: YSHKVQ

ВВЕДЕНИЕ

Результаты комплексных научных исследований и описания объектов исследований приведем на наиболее сложных и интересных объектах основания, которых устроены с использованием свайных фундаментов [1-10]. Свайные основания использовались как для устройства основания зданий, так и для основания набережных и подпорных стен. Результаты комплексных исследований проведем на примере объектов культурного наследия федерального значения, обеспечение сохранности которого не вызывает сомнения, а именно «Конюшенное ведомство г. Санкт-Петербург» с прилегающей набережной р. Мойка.

ОПИСАНИЕ И ОСНОВНЫЕ ДАННЫЕ, ПОЛУЧЕННЫЕ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ПОВЕРОЧНЫХ РАСЧЕТОВ ПО ОБЪЕКТУ

Конюшенное ведомство г. Санкт-Петербург (рис.1) является объектом культурного наследия федерального значения, строительство проводил арх. Н.Ф. Гербель 1720-1723гг. Перестройка здания проводилась под руководством арх. В.П. Стасова и ск. В.И. Демут-Малиновского в период с 1817-1823 гг.

Фрагмент комплекса вблизи набережной р. Мойка представляет собой прямоугольное в плане, состоящее из двух двусветных галерей, соединенных между собой павильоном, через который осуществляется проезд во внутренний закрытый двор. В плане павильон сложное многоярусное сооружение. Основной объем занимает двусветный зал, перекрытый кирпичным купольным сводом, который опирается на массивные кирпичные пилоны. Вблизи здания располагается р. Мойка и ее облицованная в гранит набережная.

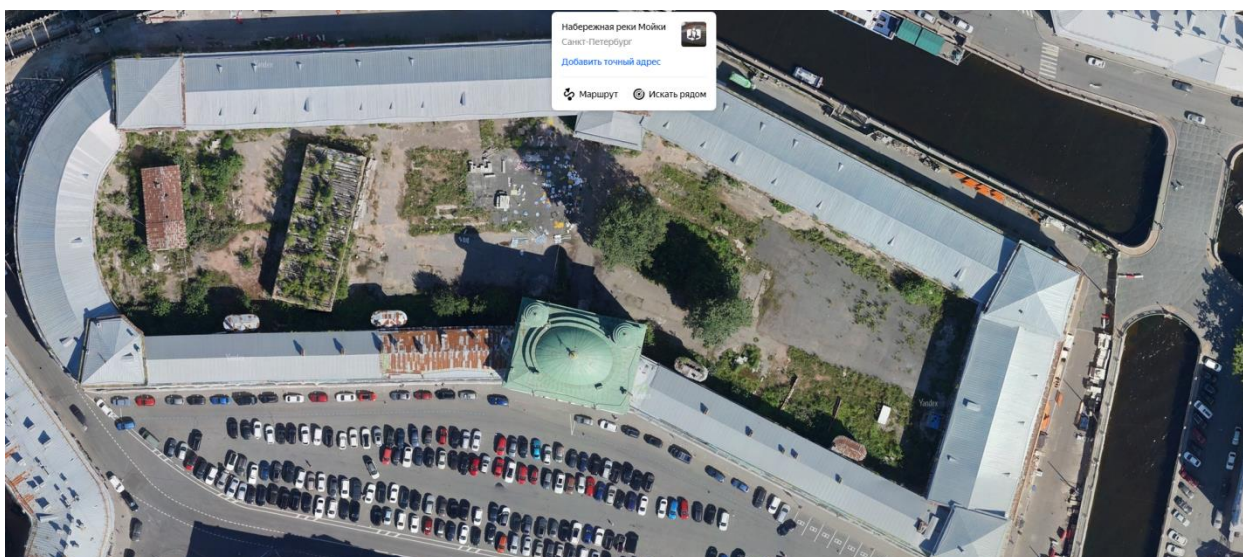


Рис. 1. Конюшенное ведомство с обозначением набережной р.Мойка
Fig. 1. Konyushenny Department with the designation of the Moika River embankment

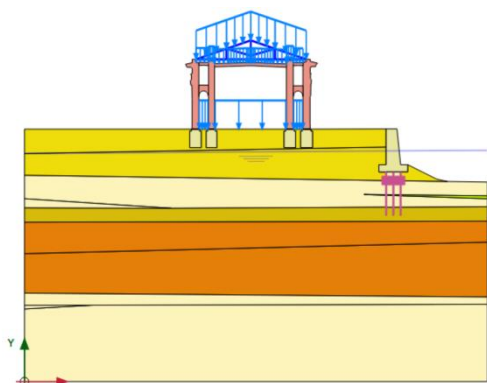


Рис.2. Расчетная схема в 2д постановке
Fig.2. Design diagram in 2D setting

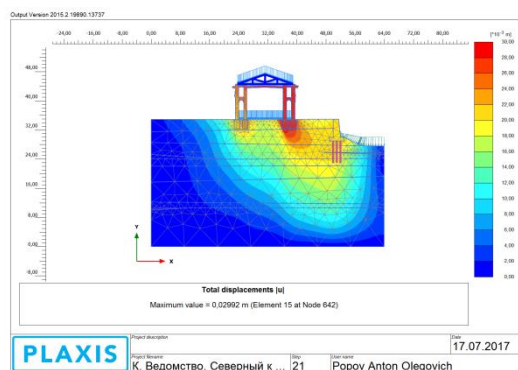


Рис. 3. Изополя общих перемещений показывают систему «строение-набережная»
Fig.3 Isopleths of general displacements show the

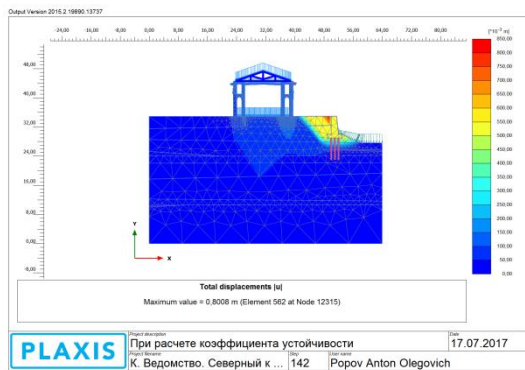


Рис. 4. Наиболее вероятная форма потери устойчивости показывает, что здание конюшенного ведомства не оказывает влияние на устойчивость набережной

Fig.4 The most probable form of loss of stability shows that the building of the stable department does not affect the stability of the embankment

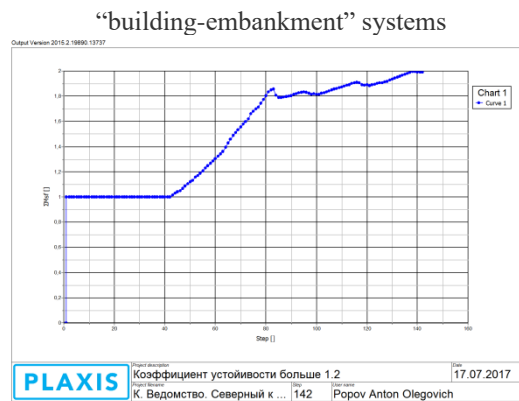


Рис. 5. График-зависимость коэффициента устойчивости системы показывает, что коэффициент устойчивости склона не менее 1,9, что больше значения регламентированного п.5.2.2.

СП 116.13330 [Kst] = 1,0

Fig.5. The dependence graph of the system stability coefficient shows that the slope stability coefficient is at least 1.9, which is greater than the value regulated in clause 5.2.2. SP 116.13330 [Kst] = 1.0

При разработке раздела проектной документации комплексные научные исследования одной в качестве одной из задач по обеспечению сохранности был поставлен вопрос о влиянии здания Конюшенного ведомства на конструкцию набережной, а также прогноз повреждения оголовков свай на общую устойчивость системы. Решение поставленной задачи было получено методом конечных элементов в 2д и 3д постановке и показано на рис. 2. – рис. 12.

Дальнейшее решение задачи сводится к проверке несущей способности и устойчивости конструкции набережной р.Мойка и влияние утраты оголовков свай на устойчивость равновесной системы рис. 6 – рис. 12.

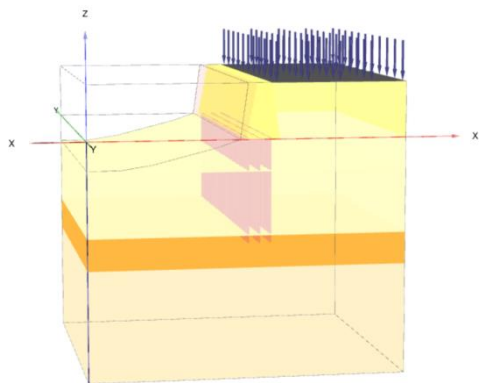


Рис. 6. Расчетная схема устойчивости набережной р.Мойка до утраты оголовков свай
Fig.6. Calculation diagram of the stability of the Moika River embankment before the loss of pile heads

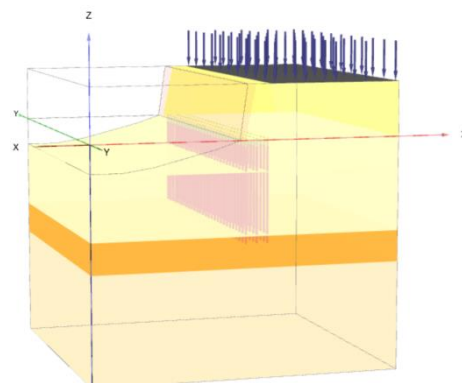


Рис. 7. Расчетная схема устойчивости набережной р.Мойка на этапе утраты оголовков свай
Fig.7. Calculation diagram of the stability of the river embankment. Washing at the stage of loss of pile heads

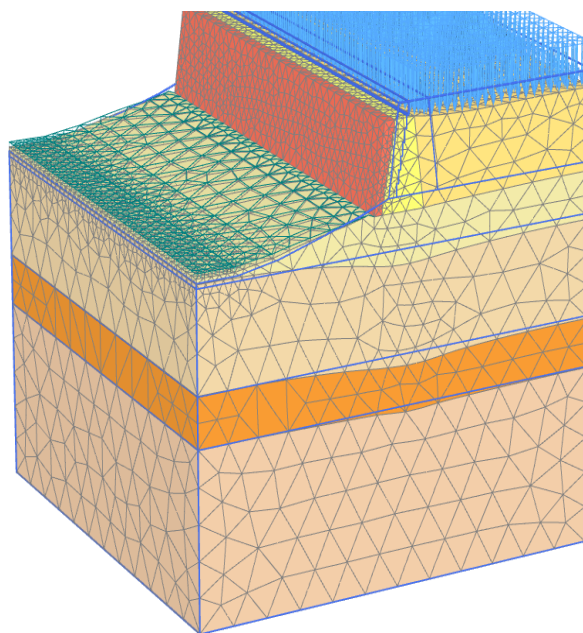


Рис. 8. Деформированная схема до этапа утраты оголовков
Fig.8. Deformed diagram before the stage of loss of heads

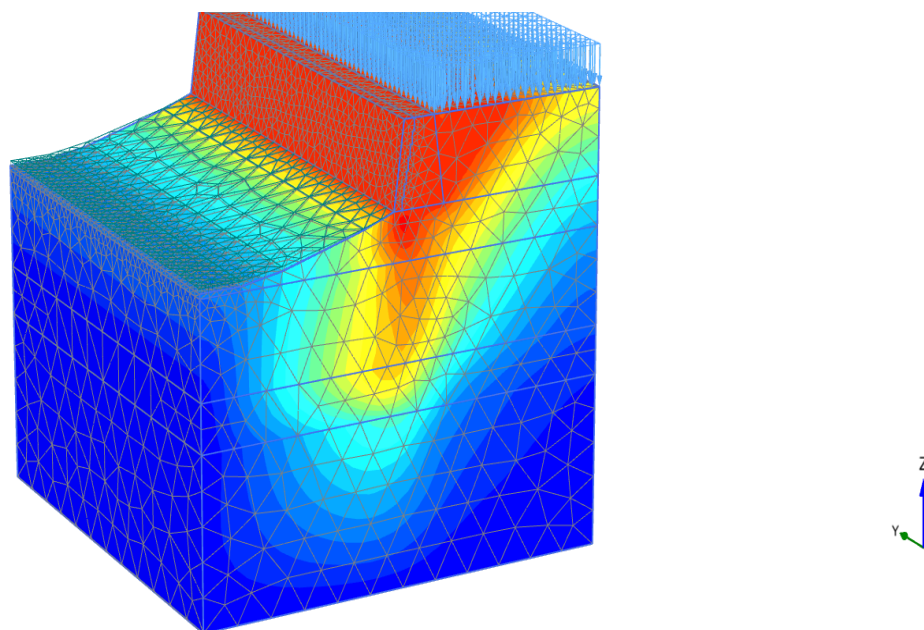


Рис. 9. Изополя перемещений до этапа утраты оголовков
Fig.9. Isofields of displacements before the stage of loss of heads

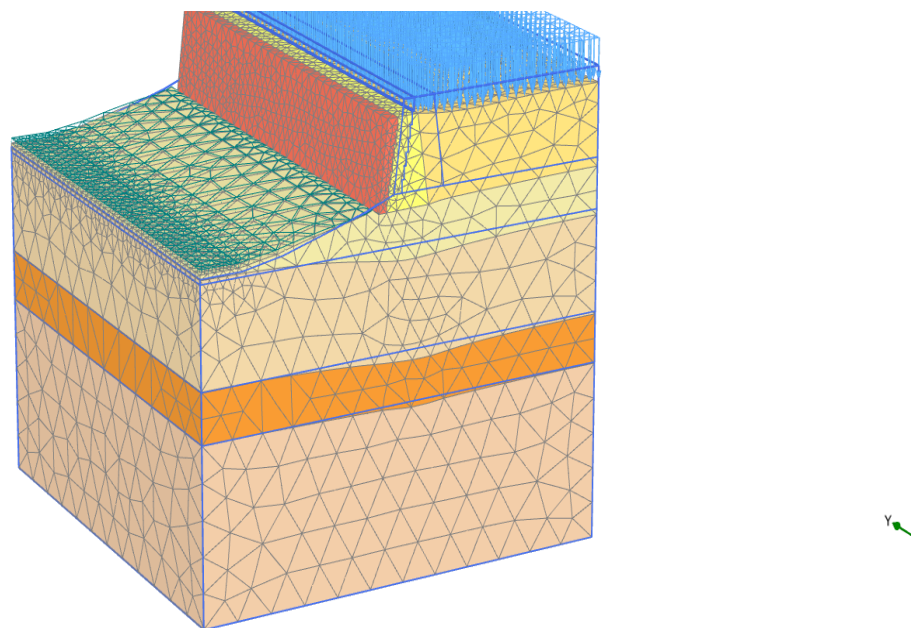


Рис. 10. Деформированная схема на этапе утраты оголовков
Fig. 10. Deformed diagram at the stage of loss of heads

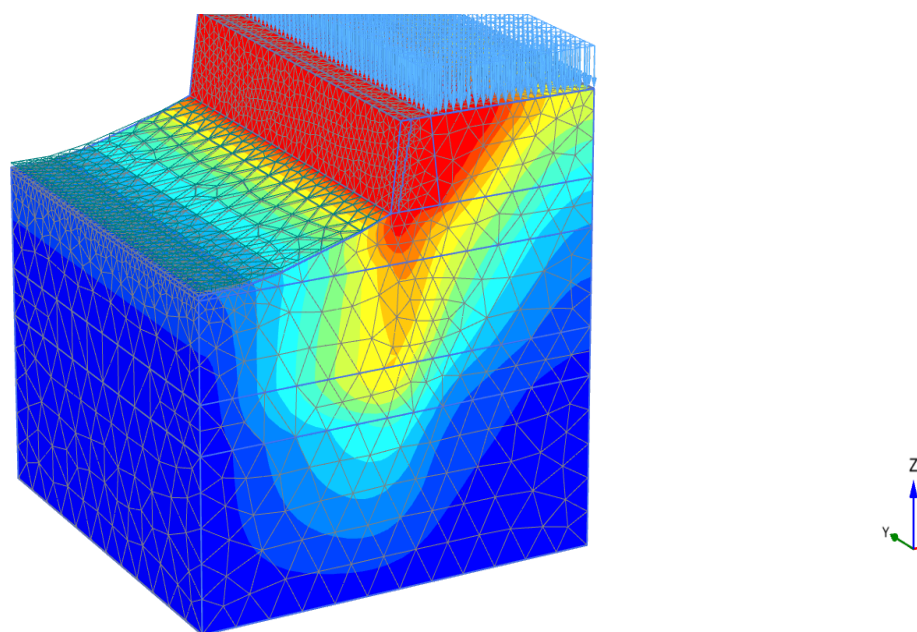


Рис. 11. Изополя перемещений на этапе утраты оголовков
Fig.11. Displacement isofields at the stage of loss of heads

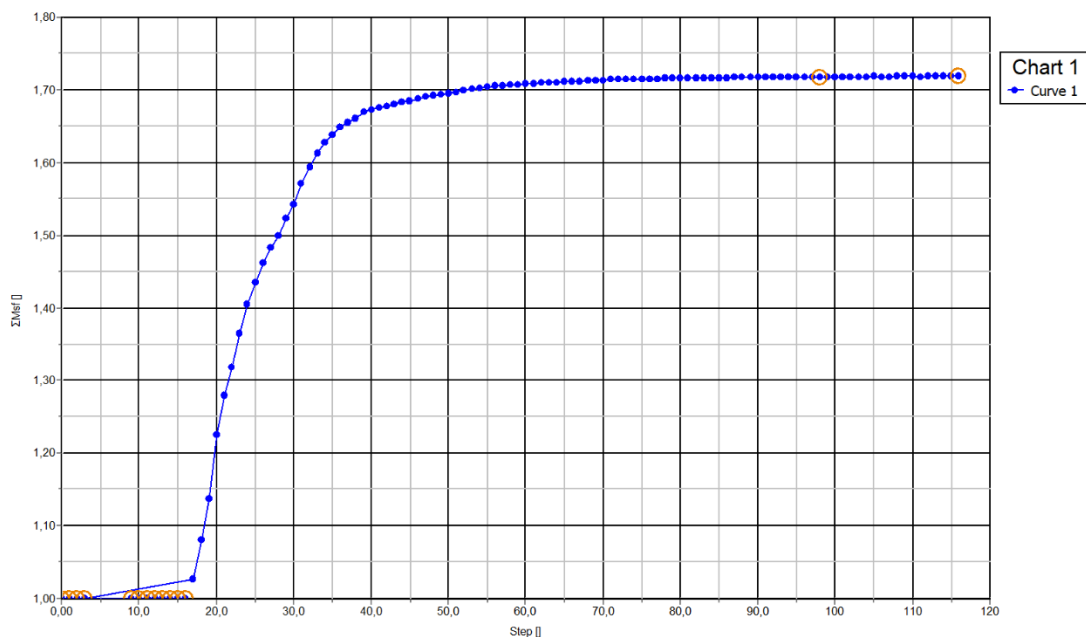


Рис. 12. График-зависимость коэффициента устойчивости системы показывает, что коэффициент устойчивости набережной не менее 1,7, с учетом отсутствия оголовков свай, что больше значения регламентированного п.5.2.2. СП 116.13330 [Kst] = 1,0

Fig.12. The dependence graph of the system stability coefficient shows that the embankment stability coefficient is at least 1.7, taking into account the absence of pile heads, which is greater than the value regulated in clause 5.2.2. SP 116.13330 [Kst] = 1.0

По результатам поверочных расчетов выявлено, что утрата оголовков свай приведет к дополнительным перемещениям до 3 мм, что много меньше регламентированных значений, указанных в рекомендуемом приложении Е СП 22.13330.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Применение расчетного программного комплекса Plaxis может давать наиболее объективную картину состояния оснований и фундаментов сложных в инженерном отношении объектов, к которым относятся объекты культурного наследия «Конюшенное ведомство г. Санкт-Петербург».

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Мирхасанов Р.Ф., Сабитов Л.С., Гарькин И.Н. От «чугунной архитектуры» к металлическому каркасу // Региональная архитектура и строительство. 2023. № 1(54). С. 178-185
2. Макаревич Е.А., Селютина Л.Ф. Объект истории архитектуры и культурного наследия: часовня Николая Чудотворца в Мелойгубе (Республика Карелия) // Региональная архитектура и строительство. 2022. № 2(51). С. 175-183.
3. Каракова Т.В., Данилова А.В. Художественная перфорация как инструмент формообразования архитектуры общественного здания в контексте эмерджентности системы // Региональная архитектура и строительство. 2021. № 1 (46). С. 211-219
4. Соловьев Д.Б., Копотилова В.Г., Катюк Д.П., Пирус А.В., Григорюк В.А., Крылова А.И. Сравнение эффективности использования технологий BIM и CAD с помощью математической модели // Строительные материалы и изделия. 2021. Т. 4. № 1. С. 18 – 26.
5. Селютина Л.Ф., Ратькова Е.И., Корнеев А.А. Анализ состояния и возможностей сохранения объекта культурного наследия в Повенце // Региональная архитектура и строительство. 2023. № 1(54). С. 186-195.
6. Шеина С.Г., Виноградова Е.В., Денисенко Ю.С. Пример применения BIM технологий при обследовании зданий и сооружений // Инженерный вестник Дона. 2021. № 6. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/nby2021/7037
7. Sivakumar N., Muthukumar S., Sivakumar V., Gowtham D., Muthuraj V. Experimental studies on High Strength Concrete by Using Recycled Coarse aggregate // Research Inventy: International Journal of Engineering and Science. 2014. Vol. 4. No. 1. P. 27 – 36.
8. Маилян Л.Р., Языев С.Б., Сабитов Л.С., Коноплев Ю.Г., Радайкин О.В. Напряженно деформированное состояние системы «комбинированная башня – железобетонный фундамент – грунт основания» высотных сооружений // Строительные материалы и изделия. 2019. Т. 2. № 6. С. 29 – 37.

9. Ведяков И.И., Гукова М.И., Фарфель М.И., Кондрашов Д.В., Яровой С.Н. Обследование конструкций зданий и сооружений завода ОАО «Тагмет» // Строительная механика и расчет сооружений. 2013. № 1 (246). С. 58-64.

10. Саденко Д.С., Гарькин И.Н., Маилян Л.Р., Сабитов Л.С. Виброметрические методы диагностики строительных конструкций // Вестник Казанского государственного энергетического университета. 2023. Т. 15. № 3 (59). С. 175-189.

ОБ АВТОРАХ

Антон Олегович Попов – к.т.н., Казанский (Приволжский) федеральный университет (КФУ). 420008, Россия, Республика Татарстан, г. Казань, ул. Кремлевская, д. 18. E-mail: a.o.popov@list.ru

Игорь Николаевич Гарькин – к.т.н, к.и.н, заведующий кафедрой «Защита в чрезвычайных ситуациях» (ЗЧС). Московский государственный университет технологий и управления им. К.Г. Разумовского (Первый казачий университет). 440039, Россия, Пензенская область, г. Пенза, ул. Гагарина, д. 11а, к. 12. E-mail: igor_garkin@mail.ru

Линар Салихзанович Сабитов – д.т.н., профессор кафедры «Энергообеспечение предприятий, строительство зданий и сооружений», Казанский государственный энергетический университет (КГЭУ). 420066, Россия, Республика Татарстан, г. Казань, ул. Красносельская, д.51. Профессор кафедры «Конструктивно-дизайнерское проектирование», Казанский (Приволжский) федеральный университет (КФУ). 420008, Россия, Республика Татарстан, г. Казань, ул. Кремлевская, д. 18. E-mail: sabitov-kgasu@mail.ru

Батыр Меретович Языев – д.т.н., профессор. Казанский (Приволжский) федеральный университет (КФУ). 420008, Россия, Республика Татарстан, г. Казань, ул. Кремлевская, д. 18. E-mail: ps62@yandex.ru

Эдвард Юнусович Абдуллазянов – к.т.н., доцент, ректор КГЭУ. Лауреат премии правительства в области науки и техники РФ. Казанский государственный энергетический университет (КГЭУ). 420066, Россия, Республика Татарстан, г. Казань, ул. Красносельская, д. 51. E-mail: kgeu@kgeu.ru

ABOUT THE AUTHORS

Anton O. Popov – Candidate of Technical Sciences. Kazan (Volga Region) Federal University (KFU). 420008, Russia, Republic of Tatarstan, Kazan, Kremlyovskaya st., 18. E-mail: a.o.popov@list.ru

Igor N. Garkin – Candidate of Technical Sciences, Candidate of Historical Sciences, Head of the department of «Protection in Emergency Situations» (EPS). Moscow State University of Technology and Management named after K.G. Razumovsky (First Cossack University). 440039, Russia, Penza region, Penza, Gagarina st., 11a, bldg. 12. E-mail: igor_garkin@mail.ru

Linar S. Sabitov – Doctor of Technical Sciences, Professor of the Department of Energy Supply of Enterprises, Construction of Buildings and Structures. Kazan State Energy University (KSPEU). 420066, Russia, Republic of Tatarstan, Kazan, Krasnoselskaya st., 51. Professor of the Department of Structural Design. Kazan (Volga Region) Federal University (KFU). 420008, Russia, Republic of Tatarstan, Kazan, Kremlyovskaya st., 18. E-mail: sabitov-kgasu@mail.ru

Batyr M. Yazyev – Doctor of Technical Sciences, Professor, Kazan (Volga Region) Federal University (KFU). 420008, Russia, Republic of Tatarstan, Kazan, Kremlyovskaya st., 18. E-mail: ps62@yandex.ru

Edward Yu. Abdullazyanov – Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Laureate of the Government Prize in the field of science and technology of the Russian Federation, Rector of the KSPEU. Kazan State Energy University (KSPEU). 420066, Russia, Republic of Tatarstan, Kazan, Krasnoselskaya st., 51. E-mail: kgeu@kgeu.ru

УДК 624.971

ПРИМЕНЕНИЕ СБОРНО-РАЗБОРНОГО ФУНДАМЕНТА КАК СПОСОБ ОПТИМИЗАЦИИ ВОЗВЕДЕНИЯ БАШЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

Л.А. Токарева¹, Л.С. Сабитов^{1,2}, А.Д. Зиганшин¹, Э.Ю. Абдуллазянов¹

¹ Казанский государственный энергетический университет, г. Казань (Российская Федерация)

² Казанский (Приволжский) федеральный университет, г. Казань (Российская Федерация)

Аннотация. Башенные конструкции имеют широкое применение в качестве конструкций энергетического назначения в связи с перспективами мировой экономики и устойчивым развитием энергетики. Из-за постоянного развития промышленности, потребление энергии растет, что приводит к увеличению затрат и росту стоимости продукции на предприятиях. Одной из стратегий развития и использования башенных конструкций является повышение их надежности, прочности, эксплуатационной долговечности, а также ресурсоэффективности и снижение стоимости. Это позволит обеспечить оптимальное соотношение между качеством и стоимостью конструкций. В статье рассматривается процесс оптимизации возведения башенных сооружений путем применения сборно-разборного фундамента для данных конструкций. Изделие представляет собой отдельные железобетонные блоки, которые устанавливаются на поверхность основания и связываются горизонтальными связями, и анкерные болты на отдельных блоках для крепления башни. Результат предлагаемого решения - сборно-разборный фундамент, как изделие заводского изготовления - позволяет сооружать объекты в местах с неразвитой строительной индустрией, уменьшить количество рабочего и инженерно-технического персонала, а также уменьшить временные затраты.

Ключевые слова: сборно-разборный фундамент, конструкция, технология, башенное сооружение, оптимизация.

Ссылка для цитирования: Токарева Л.А., Сабитов Л.С., Зиганшин А.Д., Абдуллазянов Э.Ю. Применение сборно-разборного фундамента как способ оптимизации возведения башенных сооружений // Инженерные исследования. 2023. №5 (15). С. 35-40. EDN: ZBWXSE

APPLICATION OF PREFABRICATED FOUNDATION AS A WAY TO OPTIMIZE THE CONSTRUCTION OF TOWER STRUCTURES

L.A. Tokareva¹, L.S. Sabitov^{1,2}, A.D. Ziganshin¹, E.Yu. Abdullazyanov¹

¹ Kazan State Energy University, Kazan (Russian Federation)

² Kazan (Volga Region) Federal University, Kazan (Russian Federation)

Abstract. Tower structures are widely used as energy structures in connection with the prospects of the global economy and sustainable energy development. Due to the constant development of industry, energy consumption is increasing, which leads to an increase in costs and an increase in the cost of products at enterprises. One of the strategies for the development and use of tower structures is to increase their reliability, strength, operational durability, as well as resource efficiency and cost reduction. This will ensure an optimal balance between the quality and cost of structures. The article discusses the process of optimizing the construction of tower structures by using a collapsible foundation for these structures. The product consists of separate reinforced concrete blocks that are installed on the surface of the base and connected by horizontal ties, and anchor bolts on individual blocks for fixing the tower. The result of the proposed solution - a collapsible foundation, as a factory-made product - allows you to build facilities in places with an undeveloped construction industry, reduce the number of workers and engineering and technical personnel, as well as reduce time costs.

Keywords: prefabricated foundation, design, technology, tower structure, optimization.

For citation: Tokareva L.A., Sabitov L.S., Ziganshin A.D., Abdullazyanov E.Yu. Application of prefabricated foundation as a way to optimize the construction of tower structures // Inzhenernyye issledovaniya [Engineering Research]. 2023. No.5 (15). Pp. 35-40. EDN: ZBWXSE

ВВЕДЕНИЕ

Сооружениями башенного типа называют сооружения, высота которых значительно преобладает над стороной или диаметром основания самой конструкции [1]. Башни имеют широкое применение в строительной и энергетической сферах, а именно являются основным конструктивным элементом при строительстве ветроэнергетических установок (ВЭУ), используются в качестве опор воздушных линий электропередачи (ВЛ), а также при возведении телевизионных и телекоммуникационных башен для размещения антенн и оборудования сотовой связи. Самой распространенной и часто используемой конструкцией для башен ветряных турбин является башня со стальной цилиндрической оболочкой из-за ее удобства в монтаже и ограниченных трудозатрат на месте. Башни такого типа выполняются в виде круговой цилиндрической оболочки из металла, которая подкрепляется ребрами жесткости.

Для оптимизации процесса возведения сооружений необходима разработка и применение новых конструктивных решений. Одним из направлений является разработка нового типа сборно-разборного фундамента под башенные конструкции энергетических установок, обладающим необходимой несущей способностью, а также такими немаловажными параметрами, как простота монтажа и эксплуатации, снижение затрат на производство и строительство сооружения. Разрабатываемое изделие позволит достичь такую цель, как уменьшение транспортной нагрузки и упрощение возведения конструкции.

МОДУЛЬНЫЙ ФУНДАМЕНТ ПОД БАШНЮ ВЭУ

В качестве примера рассмотрим ветроэнергетическую установку (ВЭУ), состоящую из таких основных элементов, как рабочее колесо, гондола с редуктором и генератором, башня и фундамент. Последнее два элемента рассматриваются как конструктивные параметры, отвечающие за несущую способность и являющиеся основными опорными элементами. Башня и фундамент должны выдерживать все воздействия, включая нагрузки, создаваемые ветряной турбиной и внешние факторы, к которым относятся сейсмические колебания, обледенение и действие волн (в случае установки сооружения на море).

ВЭУ, ее фундамент и грунтовое основание образуют единую систему «ВЭУ-фундамент-основание», элементы которой взаимодействуют друг с другой при любых статических или динамических воздействиях на них. Выбор фундамента при строительстве зависит от грунтов, типа башни, ее размеров и мощности установки. На практике свайные фундаменты применяют для установок мощностью 1500 кВт, а монолитный при мощности 500 кВт в связи с низкой стоимостью [2, 3].

Фундаменты ветряных турбин, как правило, имеют восьмиугольную форму, диаметр основания составляет 15...20 метров при средней глубине от 1,2 до 1,8 метров. Также используется подставка высотой 2,5...3 метра и диаметром 5-6 метров¹.

В качестве фундамента предлагается использование сборно-разборного фундамента, который состоит из отдельных железобетонных блоков, устанавливаемых на поверхность основания и связываемыми горизонтальными связями, и анкерные болты на отдельных блоках для крепления башни. Отдельные железобетонные блоки выполнены по габаритным размерам в виде полых треугольных или прямоугольных призм, включающие днище и стенки. В стенках вблизи их вершин по верху и низу выполнены отверстия для стяжных болтов [4, 10].

В центральных блоках присутствуют отверстия для крепления мачты к фундаменту, во всех блоках имеется 4 отверстия для стягивания отдельных блоков между собой болтами. В качестве материала конструкций использовать бетон класса В25, арматура А500, А240 [5].

¹STAAD.pro 2007 Design of Wind Turbine [Электронный ресурс]. - URL:https://www.researchgate.net/publication/308521313_Design_of_Foundations_for_Wind_Turbine_with_Analysis_by_Finite_Element_Method (дата обращения: 20.11.2023)

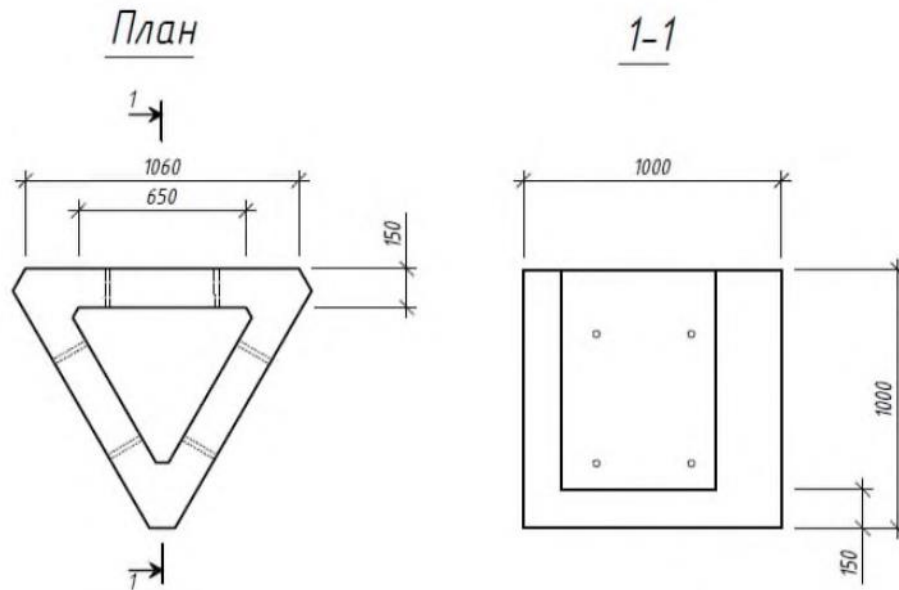


Рис. 1. План, разрез и армирование отдельного модуля [4]
Fig. 1. Plan, section and reinforcement of a separate module

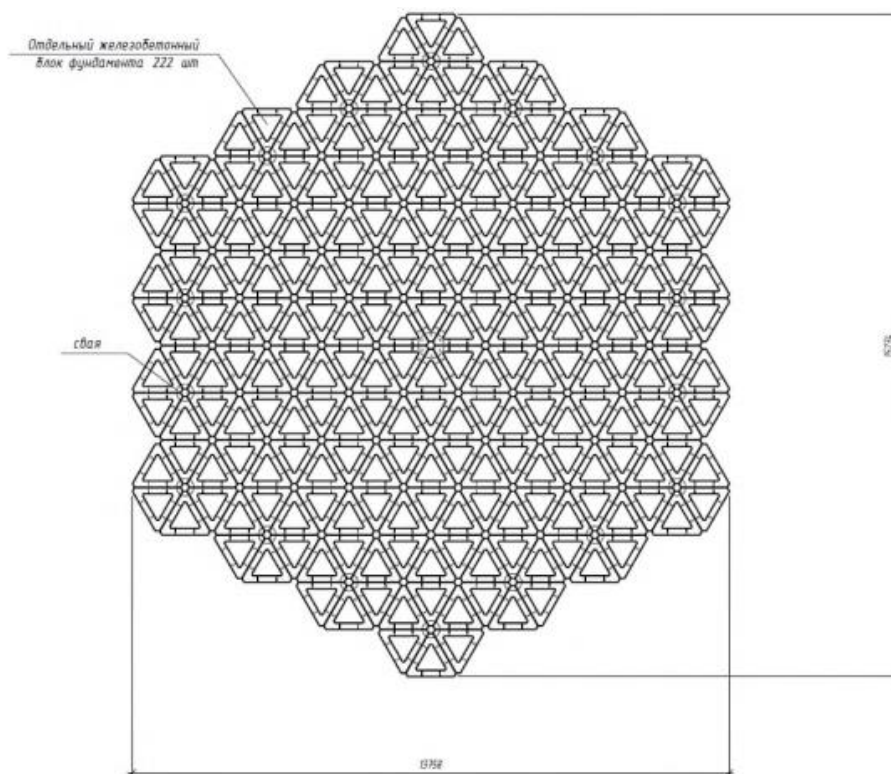


Рис. 2. План фундамента из модулей [4]
Fig. 2. Foundation plan from modules

Мачта передает нагрузки на центральную часть жестко закрепленного фундамента, который состоит из шести сборных железобетонных блоков. Эти нагрузки возникают из-за воздействия ветра на мачту и передаются на ее основание. Вертикальная нагрузка составляет 974 тонны, а горизонтальное усилие, возникшее от ветра на всю длину мачты, равно 48 тоннам. Кроме того, на поверхность фундамента действует нагрузка от грунта, находящегося выше на глубине 1 метра, а на боковую поверхность фундамента действует давление грунта.

Башня ВЭУ жестко крепится на монолитный свайный фундамент с помощью анкерной корзины, установленной в тело ростверка и надежно в нем закрепленной. Конструктивная схема сооружения – свободный сверху жесткий стержень, заземленный в фундаменте, с неуравновешенной массой ветроустановки в верхнем сечении. Пространственная неизменяемость и поперечная жесткость ВЭУ обеспечена собственными техническими параметрами и надежностью закрепления фундамента в грунте.

МОНТАЖ СБОРНО-РАЗБОРНОГО ФУНДАМЕНТА

Для проведения свайных работ, устройству сборно-разборного фундамента, монтажу ветроэнергетической установки используется кран ДЭК-631 А со вспомогательным автомобильным краном 25 тонн, для операций по сборке крана и замене навесного оборудования. При этом все поставляемые элементы и конструкции являются габаритными и не требуют специальных разрешений на провоз по дорогам общего пользования, а также имеют небольшой вес. Максимальный вес 18 тонн. Таким образом, обеспечивается снятие ограничений по транспортной доступности мест организации строительства ВЭУ и ветропарков в целом.

Данный тип фундамента собирается из отдельных железобетонных элементов в соответствии с монтажными чертежами фундаментов ветряных турбин. Перед сборкой фундаментов излишки грунта после выемки (защитный слой) убираются вручную.

Сборка фундаментов из отдельных железобетонных элементов производится по установочным чертежам фундамента под ВЭУ. Перед сборкой фундамента недобор грунта (защитный слой) после экскавации зачищается вручную. Площадка под кран предварительно подготавливается с применением плит.

Монтаж ведется поэлементно с учетом захвата свай с предварительно срубленными оголовками в соответствующие клюза фундаментных элементов для последующей интеграции армокаркасов фундаментов и арматуры забивных свай. Отдельные элементы сборного фундамента стягиваются между собой анкерными болтами соответствующих размеров. Сборка фундамента ведется с постоянным геодезическим сопровождением. Таким образом, фундамент собирается на свайном основании из нескольких элементов в единый комплекс. После связки/сварки армокаркасов свай и элементов фундамента производится заливка анкерных колодцев бетонной смесью на мелком заполнителе либо безусадочными смесями, что определяется проектной документацией для каждого конкретного случая использования фундамента.

В зависимости от назначения фундамента анкерные болты для крепления, монтируемого на фундамент оборудования, интегрируются в тело элементов фундамента в заводских условиях. В нашем случае рассматривается фундамент под типовую ветроэнергетическую установку мощностью 100 кВт для электроснабжения удаленных поселков и предприятий.

ОЖИДАЕМЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ

Получение конструкции сборно-разборного фундамента основывается на следующих принципах:

1. Фундаменты собираются на строительной площадке из отдельных стандартных модулей, изготовленных на заводе.
2. Материалоемкость изделия снижается за счет создания полостей в каждом модуле и заполнения их грунтом, что также обеспечивает устойчивость.
3. Сокращение трудозатрат на этапе производства на заводе за счет использования высокопроизводительных машин и механизмов, не требующих трудоемкого ручного труда.
4. Снижение трудозатрат на этапе монтажа без участия специальных грузоподъемных механизмов [6].

Данные принципы позволяют оптимизировать технологию возведения башенных сооружений, обеспечить реализацию проекта в заданные сроки, повысить эффективность проекта, снизить трудоемкость строительства, при этом повысив качество конструктивно-технологических решений.

Помимо этого, важным является снижение стоимостных показателей возведения башенного сооружения.

Применение сборно-разборных фундаментов обладает рядом преимуществ для районов с неразвитой строительной индустрией и инфраструктурой вообще, за счет изготовления элементов фундамента в заводских условиях, с получением гарантированного качества будущей конструкции. Развертывание полномасштабной инфраструктуры строительной отрасли в труднодоступных районах не только

экономически нецелесообразно, учитывая высокую стоимость временных зданий и сооружений, но и может оказаться технически трудновыполнимой задачей, особенно с учетом сложной логистики, требующей применения специальной техники.

Также применение принципа идентификации строительных конструкций, таких, как сборно-разборный фундамент в качестве объектов движимого имущества, позволит заказчикам сократить стоимость владения объектами на всем жизненном цикле и снизить налоговую нагрузку [8]. Стоит отметить, что после применения этого принципа нет необходимости менять законодательную базу. Это означает, что эффект можно достичь и ощутить «сейчас», не требуя значительных временных ресурсов для внесения таких изменений.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Применение сборно-разборного фундамента в совокупности с забивными сваями, как изделий заводского изготовления, позволяет сооружать объекты в местах с неразвитой стройиндустрией, с применением минимального набора строительной техники, и что крайне важно, без развертывания бетонно-растворного узла на площадке строительства. Это, безусловно, дает ряд преимуществ при сооружении ВЭУ единичной мощностью до 300 кВт в неосвоенных и труднодоступных районах обладающих высоким ветропотенциалом.

Сборно-разборный фундамент при возведении башенных сооружений, в частности башен для ВЭУ, позволит оптимизировать технологический процесс, не снижая прочность конструкции, что является важным аспектом при строительстве и достигает поставленную цель, как упрощение монтажа.

Применение данного типа фундамента позволит достичь следующие преимущества:

- экономия времени составит более 2,5 месяцев за счет заводского изготовления типовых модулей;
- уменьшение затрат на машины и механизмы за счет их оптимального использования и отсутствия специального оборудования для проведения монолитных работ;
- экономический эффект от идентификации фундамента, как объекта движимого имущества, оптимизация и снижением налогооблагаемой базы, что в свою очередь снижает стоимость эксплуатации сооружения в целом.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Металлические конструкции: учебник для вузов / под ред. Ю.И.Кудишина. М.: Издательский центр «Академия», 2007. 688 с.
2. Нестеров А.А., Беляев Н.Д., Карелов А.В., Ефимова В.В., Власов П.П. Основания ветроэнергетических установок на шельфе и их защита от размыва // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2015. №7 (34). С. 41-50. EDN: UKTMRV
3. Umesh K N, Bharath P, Mohamed FarzathIyaz D esign and analysis of 2-MW wind turbine tower // International Journal of Mechanical and Production Engineering. 2016. Vol.4. Issue 10. Pp. 13-17.
4. Стрелков Ю.М., Сабитов Л.С., Клюев С.В., Клюев А.В., Радайкино.В., Токарева Л.А. Технологические особенности конструирования сборно-разборного фундамента под башенные сооружения // Строительные материалы и изделия. 2022. Том 5. № 3. С. 17-26. EDN: URAAOW
5. Пат. 2633604 Рос. Федерация: МПК E02D 27/42. Сборно-разборный фундамент под опоры // Сабитов Л.С., Кузнецов И.Н. Хусаинов Д.М, Сабиров С.И., Ахунова З.Ф., Стрелков Ю.М. - № заявл. 2016134679 24.08.2016; опубл 13.10.2017; Бюл. №29
6. Ахтямова Л.Ш., Сабитов Л.С., Маилян А.Л., Маилян Л.Р., Радайкино О.В. Технологические и конструктивные особенности проектирования модульного железобетонного фундамента под высотное сооружение различного типа // Строительные материалы и изделия. 2019. Т.2. № 6. С. 1-5. EDN: URAAOW
7. Миньков С.Л. Техничко-экономическое обоснование выполнения проекта: методическое пособие // Томск: ТУСУР, 2014. 30 с.
8. Стрелков Ю.М., Сабитов Л.С., Маилян Л.Р., Гарькин И.Н. Оптимизация эксплуатационных расходов при использовании сборно-разборного фундамента для ветроэнергетических установок // Инженерный вестник Дона, 2023. №3. С.409-417. EDN: IQJRJS
9. Sivakumar N., Muthukumar S., Sivakumar V., Gowtham D., Muthuraj V. Experimental studies on High Strength Concrete by Using Recycled Coarse aggregate // Research Inventy: International Journal of Engineering and Science. 2014. Vol. 4. No.1. P. 27 – 36.
10. Маилян Л.Р., Языев С.Б., Сабитов Л.С., Коноплёв Ю.Г., Радайкино О.В. Напряженно деформированное состояние системы «комбинированная башня – железобетонный фундамент – грунт основания» высотных сооружений // Строительные материалы и изделия. 2019. Т. 2. № 6. С. 29 – 37.

ОБ АВТОРАХ

Лия Андреевна Токарева – студент аспирантуры. Казанский государственный энергетический университет (КГЭУ). 420066, Россия, Республика Татарстан, г. Казань, ул. Красносельская, д. 51. E-mail: la_tokareva@mail.ru

Линар Салихзанович Сабитов – д.т.н., профессор кафедры «Энергообеспечение предприятий, строительство зданий и сооружений», Казанский государственный энергетический университет (КГЭУ). 420066, Россия, Республика Татарстан, г. Казань, ул. Красносельская, д.51. Профессор кафедры «Конструктивно-дизайнерское проектирование», Казанский (Приволжский) федеральный университет (КФУ). 420008, Россия, Республика Татарстан, г. Казань, ул. Кремлевская, д. 18. E-mail: sabitov-kgasu@mail.ru

Алмаз Дамирович Зиганшин – соискатель. Казанский государственный энергетический университет (КГЭУ). 420066, Россия, Республика Татарстан, г. Казань, ул. Красносельская, д. 51. E-mail: kgeu.ahr@gmail.com

Эдвард Юнусович Абдуллазянов – к.т.н., доцент, ректор КГЭУ. Лауреат премии правительства в области науки и техники РФ. Казанский государственный энергетический университет (КГЭУ). 420066, Россия, Республика Татарстан, г. Казань, ул. Красносельская, д. 51. E-mail: kgeu@kgeu.ru

ABOUT THE AUTHORS

Liya A. Tokareva – postgraduate student. Kazan State Energy University (KSPEU). 420066, Russia, Republic of Tatarstan, Kazan, Krasnoselskaya st., 51. E-mail: la_tokareva@mail.ru

Linar S. Sabitov – Doctor of Technical Sciences, Professor of the Department of Energy Supply of Enterprises, Construction of Buildings and Structures. Kazan State Energy University (KSPEU). 420066, Russia, Republic of Tatarstan, Kazan, Krasnoselskaya st., 51. Professor of the Department of Structural Design. Kazan (Volga Region) Federal University (KFU). 420008, Russia, Republic of Tatarstan, Kazan, Kremlyovskaya st., 18. E-mail: sabitov-kgasu@mail.ru

Almaz D. Ziganshin – applicant. Kazan State Energy University (KSPEU). 420066, Russia, Republic of Tatarstan, Kazan, Krasnoselskaya st., 51. E-mail: kgeu.ahr@gmail.com

Edward Yu. Abdullazyanov – Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Laureate of the Government Prize in the field of science and technology of the Russian Federation, Rector of the KSPEU. Kazan State Energy University (KSPEU). 420066, Russia, Republic of Tatarstan, Kazan, Krasnoselskaya st., 51. E-mail: kgeu@kgeu.ru