

№1 (16)
2024

Инженерные --- ИССЛЕДОВАНИЯ

ISSN 2782-5582

СОДЕРЖАНИЕ

УЧЕТ ТЕПЛО ВЫДЕЛЕНИЯ БЕТОНА В РАСЧЁТАХ ТЕРМИЧЕСКОЙ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ МАССИВНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ К.В. Семенов, Н.С. Титов	3-12
ФИЗИЧЕСКАЯ НЕЛИНЕЙНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА В ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТАХ С УЧЁТОМ ДЛИТЕЛЬНОСТИ ДЕЙСТВИЯ НАГРУЗКИ С.Ф. Дьяков, Л.В. Мустафина	13-22
ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ТЕХНОЛОГИЙ ИНФОРМАЦИОННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ПРИ ОБСЛЕДОВАНИИ ОБЪЕКТОВ КУЛЬТУРНОГО НАСЛЕДИЯ А.О. Попов, И.Н. Гарькин, Л.С. Сабитов, Э.Ю. Абдуллазянов	23-29
АЛГОРИТМ ПОСТРОЕНИЯ ОБЩЕГО РЕШЕНИЯ УРАВНЕНИЙ РАВНОВЕСИЯ В СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ ФЕРМАХ Т.Р. Ибрагимов, В.В. Лалин	30-36
ВЛИЯНИЕ ТОЧНОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ПЕРЕУПЛОТНЕНИЯ НА РАСЧЕТНЫЕ ПАРАМЕТРЫ ГРУНТОВ М.П. Свенторжицкий	37-44

CONTENTS

ACCOUNTING THE HEAT GENERATION OF CONCRETE WHEN CALCULATING THERMAL CRACK RESISTANCE OF MASSIVE REINFORCED CONCRETE STRUCTURES K.V. Semenov, N.S. Titov	3-12
AN ANALYSIS OF THE REINFORCED CONCRETE STRUCTURE CONSIDERING PHYSICAL NONLINEARITY AND LOAD DURATION S.F. Dyakov, L.V. Mustafina	13-22
USING INFORMATION MODELING TECHNOLOGIES IN INVESTIGATION OF CULTURAL HERITAGE OBJECTS A.O. Popov, I.N. Garkin, L.S. Sabitov, E.Yu. Abdullazyanov	23-29
ALGORITHM FOR OBTAINING A GENERAL SOLUTION OF EQUILIBRIUM EQUATIONS IN STATICALLY INDETERMINATE TRUSSES T.R. Ibragimov, V.V. Lalin	30-36
THE EFFECT OF THE ACCURACY OF DETERMINING THE VALUE OF THE OCR COEFFICIENT ON THE CALCULATED SOIL PARAMETERS M.P. Sventorzhiiski	37-44

УДК 693.557

УЧЕТ ТЕПЛО ВЫДЕЛЕНИЯ БЕТОНА В РАСЧЁТАХ ТЕРМИЧЕСКОЙ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ МАССИВНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

К.В. Семенов, Н.С. Титов

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

Аннотация. Статья посвящена учету тепловыделения бетона в расчётах термической трещиностойкости массивных железобетонных конструкций, это является очень важной и актуальной задачей в строительный период для различных объектов, от жилых и административных высотных зданий до объектов атомной отрасли и строительства гидротехнических сооружений. В работе проведены расчеты и исследования по совершенствованию методики определения термической трещиностойкости массивных железобетонных конструкций на основании экспериментальных и теоретических данных. Исследовалось термонапряженное состояние фундаментных плит высотой 1, 2, 3 и 4 метра. Проведена сравнительная оценка результатов расчёта термонапряженного состояния массивной бетонной конструкции, возникающего в результате реакции гидратации цемента, с использованием уравнения И.Д. Запорожца в первоначальном и откорректированном виде, разница между расчетами показала снижение максимальных температур в ядре конструкции на 20,6%, а максимальных растягивающих напряжений на ее поверхности на 8,4%.

Ключевые слова: термонапряженное состояние, термическая трещиностойкость, массивные железобетонные конструкции, массивные бетонные конструкции, гидратация цемента; строительный период, тепловыделение бетона.

Ссылка для цитирования: Семенов К.В., Титов Н.С. Учет тепловыделения бетона в расчётах термической трещиностойкости массивных железобетонных конструкций // Инженерные исследования. 2024. №1 (16). С. 3-12. EDN: BMDLER.

ACCOUNTING THE HEAT GENERATION OF CONCRETE WHEN CALCULATING THERMAL CRACK RESISTANCE OF MASSIVE REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

K.V. Semenov, N.S. Titov

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

Abstract. The article is devoted to taking into account the heat release of concrete in the calculations of the thermal crack resistance of massive reinforced concrete structures; this is a very important and urgent task during the construction period for various objects, from residential and administrative high-rise buildings to nuclear industry facilities and the construction of hydraulic structures. The work carried out calculations and research to improve the methodology for determining the thermal crack resistance of massive reinforced concrete structures based on experimental and theoretical data. The thermally stressed state of foundation slabs with a height of 1, 2, 3 and 4 meters was studied. A comparative assessment of the results of calculating the thermally stressed state of a massive concrete structure resulting from the cement hydration reaction was carried out using the equation I.D. Zaporozhets in its original and corrected form, the difference between the calculations showed a decrease in the maximum temperatures in the core of the structure by 20.6%, and the maximum tensile stresses on its surface by 8.4%.

Keywords: thermal stressed state, thermal cracking resistance, massive concrete structures, massive reinforced concrete structures, hydration of cement; building period, heat dissipation of concrete.

For citation: Semenov K.V., Titov N.S. Accounting the heat generation of concrete when calculating thermal crack resistance of massive reinforced concrete structures // Inzhenernyye issledovaniya [Engineering Research]. 2024. No.1 (16). Pp. 3-12. EDN: BMDLER.

ВВЕДЕНИЕ

В массивных бетонных и железобетонных конструкциях в строительный период возможно появление трещин в результате неравномерной усадки бетона при высыхании, или перепада температур между ядром и поверхностью конструкции в результате реакции гидратации цемента [1]. Изменение температуры бетона зависит от его исходной температуры, соотношения объема и площади поверхности [2]. Кроме того, химический состав цемента, в частности соединения С3А (алюминат трикальция) и С3S (трехкальциевый силикат), оказывает основное влияние на изменение температуры. Водно-цементное соотношение, размер частиц цемента, температура бетонной смеси и твердения также влияют на выделение тепла. При увеличении водно-цементного соотношения, размера частиц или температуры отверждения, увеличивается тепловыделение при гидратации [3,4]. Важными параметрами являются скорость и количество выделяемого тепла в бетонных конструкциях большого размера. Накопленное тепло должно быть быстро рассеяно, чтобы избежать значительного повышения температуры внутри конструкции. Излишнее повышение температуры бетона не желательно, так как это может привести к быстрому затвердению бетона, а любое неравномерное охлаждение бетонной конструкции может создать напряжения из-за чего возможно возникновение трещин.

Поэтому еще на этапе проектирования и строительства разрабатываются конструктивные и технологические меры по предотвращению возникновения температурных трещин [5-7].

Выведенная Запорожцем И.Д. зависимость хорошо описывает кинетику тепловыделения бетонов того времени в зависимости от температуры и времени твердения. Эксперименты [8], проведенные для современных бетонов в лаборатории «Политех-СКИМ-Тест» наглядно показали расхождение значений тепловыделения на участке от 0 до 40 часов, между экспериментальными результатами и результатами на основе зависимости И.Д. Запорожца. Эта разница в результатах дает погрешность в расчетах термонапряжённого состояния бетона.

Поэтому целью данного исследования является разработка нового подхода к определению тепловыделения с использованием экспериментальных данных для более точного определения мер защиты бетона от образования трещин.

В настоящей работе исследовалось термонапряжённое состояние монолитных железобетонных фундаментных плит различной высоты, непрерывно бетонируемых на всю одним блоком.

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

Массивные железобетонные фундаментные плиты имеют высоту 1, 2, 3 и 4 метра, характеристики и расчётные параметры представлены в табл.1.

Таблица 1. Исходные данные
Table 1. Initial data

№	Параметры конструкции	Свойство
1	Класс прочности бетона	В60
2	Расход цемента для бетона, С	230 кг/м ³
3	Модуль деформации бетона, E_p	45 ГПа
4	Температура окружающей среды	20 °С
5	Температура бетонной смеси перед заливкой	25 °С
7	Максимальное тепловыделение бетона, Q_{max}	184 МДж/м ³
8	Коэффициент роста скорости тепловыделения, A_{20}	0,49 1/сут
9	Порядок реакции гидратации по воде, m	2,2

МЕТОДОЛОГИЯ РАСЧЕТА

Для вычисления термонапряжённого состояния фундаментных плит применялось программное обеспечение TERM, разработанное в высшей школе промышленно-гражданского и дорожного строительства СПбПУ. Данная программа учитывает влияние температуры на деформационные и теплофизические свойства бетона.

Программа разделена на три блока. Первый блок отвечает за анализ и определение нестационарных температурных полей в бетонной конструкции, контактирующей с окружающей средой и. С помощью метода конечных разностей решается неоднородное дифференциальное уравнение теплопроводности (1):

$$c\gamma \frac{\partial t}{\partial \tau} = \lambda \left(\frac{\partial^2 t}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 t}{\partial y^2} \right) + \frac{\partial Q}{\partial \tau}, \quad (1)$$

где:

Q – теплота экзотермической реакции гидратации цемента, кДж/м³;

c – удельная теплоёмкость бетона кДж/(кг·°C);

λ – коэффициент внутренней теплопроводности бетона, Вт/(м·°C);

γ – плотность бетона, кг/м³;

t – температура, °C;

τ – время, ч.

Скорость тепловыделения бетона, происходящего в результате реакции гидратации цемента определяется уравнением И.Д. Запорожца [9], рассматривается как функция температуры и времени и не зависит от координат рассчитываемого тела (2):

$$Q(\tau) = Q_{max} \left[1 - (1 + A_T \tau)^{\frac{1}{m-1}} \right], \quad (2)$$

где:

Q_{max} – предел, к которому стремится тепловыделение бетона, кДж/м³;

A_T – коэффициент темпа роста тепловыделения при постоянной во времени температуре $T=20$ °C, 1/сут;

m – порядок реакции гидратации по воде.

Учет влияния температуры твердения бетона производится с помощью гипотезы приведенного времени. Смысл гипотезы следующий: текущее (реальное) время зависимости (2) заменяется на некоторое приведенное, являющееся функцией температур. Температурная функции принята в следующем виде (3):

$$f(t) = 2^{\frac{t_1 - t_2}{\varepsilon}}, \quad (3)$$

где:

ε – характерная температурная разность представляет собой показатель изменения скорости выделения тепла при изменении температуры на ε градусов, °C. Значение характерной температурной разности зависит от текущей температуры.

На внешнем контуре конструкции принимаются граничные условия III рода, предполагающие, что теплообмен между поверхностью бетона и воздушной средой происходит по закону конвективного теплообмена Ньютона-Рихмана. При этом поток тепла, поступающий из внутренних слоёв бетона к поверхности, должен быть воспринят средой. Взаимодействие между исследуемым объектом и основанием рассматривается на их границе как граничное условие IV рода.

Второй блок разработан с целью нахождения термонапряжений при помощи полученных температурных полей. В нем решается с помощью МКР и численного интегрирования, система интегро-дифференциальных уравнений с учетом зависимостей описанных гипотезой Бернулли. В решении учитывается влияние температуры на деформационные характеристики бетона. Для связи между напряжениями и деформациями применяется линейная наследственная теория ползучести.

В третьем блоке при помощи деформационного критерия (сформулированного Васильевым П.И.) оценивается термическая трещиностойкость массивной бетонной конструкции [10].

Для повышения точности расчета термонапряженного состояния конструкции к зависимости Запорожца применена некоторая корректирующая функция, которая позволяет учесть при твердении бетона замедляющее действия гипса, суперпластификаторов и других добавок в уравнении.

Корректирующая функция была получена на основании экспериментальных данных приведенных в табл.2.

Таблица 2. Экспериментальное тепловыделение бетона

Table 2. Experimental heat dissipation of concrete

n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Time τ , ч.	4,0	8,0	12,1	16,0	20,3	24,2	28,2	32,4	35,8	40,0
q_{test} кДж/кг	6,0	12,6	32,5	62,2	97,3	125,5	149,6	169,0	181,5	194,4

Алгоритм ее нахождения был следующим:

1. Изначально были проанализированы различные графики функций, с целью выявить наиболее приближенный по виду к экспериментальному. Самым близким из всех оказался график функции кубической регрессии, так как имеет несколько точек перегиба, как и график, полученный на основе экспериментальных данных.

2. Таким образом есть неизвестная функция $q=f(\tau)$, заданная табличными значениями, которые были получены в ходе опытных измерений. Следовательно, необходимо найти кубическую функцию $q=F(\tau)$, которая в соответствующих точках принимает значения, как можно более близкие к табличным.

Для нахождения параметров функции F применялся метод наименьших квадратов. В данном методе используется сумма квадратов разностей между табличными значениями q и значениями, рассчитанными по уравнению регрессии, в качестве критерия близости приближающей функции к совокупности точек. Таким образом, необходимо найти функцию F , которая минимизирует сумму квадратов (4):

$$S = \sum_{i=1}^n (q_i - F(\tau_i))^2 \rightarrow \min, \quad (4)$$

3. Чтобы получить кубическую функцию вида $q=a\tau^3+b\tau^2+c\tau+d$, надо найти минимум функции S для четырех переменных a, b, c и d (5) для этого применяется условие экстремума, а именно, равенство нулю частных производных (6).

$$S(a,b,c,d) = \sum_{i=1}^n (a\tau_i^3 + b\tau_i^2 + c\tau_i + d - q_{test,i})^2 \rightarrow \min, \quad (5)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S'_a = \sum_{i=1}^n 2(a\tau_i^3 + b\tau_i^2 + c\tau_i + d - q_{test,i}) \cdot \tau_i^3 = 0 \\ S'_b = \sum_{i=1}^n 2(a\tau_i^3 + b\tau_i^2 + c\tau_i + d - q_{test,i}) \cdot \tau_i^2 = 0 \\ S'_c = \sum_{i=1}^n 2(a\tau_i^3 + b\tau_i^2 + c\tau_i + d - q_{test,i}) \cdot \tau_i = 0 \\ S'_d = \sum_{i=1}^n 2(a\tau_i^3 + b\tau_i^2 + c\tau_i + d - q_{test,i}) \cdot 1 = 0 \end{array} \right., \quad (6)$$

4. Далее эта система уравнений преобразуется в следующий вид (7) с четырьмя неизвестными a, b, c и d , все остальные значения находятся при помощи таблицы 2 и сведены в таблицу вспомогательных величин (табл. 3).

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\sum_{i=1}^n \tau_i^6 \right) a + \left(\sum_{i=1}^n \tau_i^5 \right) b + \left(\sum_{i=1}^n \tau_i^4 \right) c + \left(\sum_{i=1}^n \tau_i^3 \right) d = \sum_{i=1}^n \tau_i^3 \cdot q_{test,i} \\ \left(\sum_{i=1}^n \tau_i^5 \right) a + \left(\sum_{i=1}^n \tau_i^4 \right) b + \left(\sum_{i=1}^n \tau_i^3 \right) c + \left(\sum_{i=1}^n \tau_i^2 \right) d = \sum_{i=1}^n \tau_i^2 \cdot q_{test,i} \\ \left(\sum_{i=1}^n \tau_i^4 \right) a + \left(\sum_{i=1}^n \tau_i^3 \right) b + \left(\sum_{i=1}^n \tau_i^2 \right) c + \left(\sum_{i=1}^n \tau_i \right) d = \sum_{i=1}^n \tau_i \cdot q_{test,i} \\ \left(\sum_{i=1}^n \tau_i^3 \right) a + \left(\sum_{i=1}^n \tau_i^2 \right) b + \left(\sum_{i=1}^n \tau_i \right) c + d \cdot n = \sum_{i=1}^n q_{test,i} \end{array} \right., \quad (7)$$

Таблица 3. Вспомогательные величины
Table 3. Auxiliary values

i	τ_i	$q_{\text{test},i}$	τ_i^2	τ_i^3	τ_i^4	τ_i^5	τ_i^6	$\tau_i \cdot q_{\text{test},i}$	$\tau_i^2 \cdot q_{\text{test},i}$	$\tau_i^3 \cdot q_{\text{test},i}$
1	4,0	6,0	16,00	64,00	256,0	1024	4096	24,00	96,00	384,0
2	8,0	12,6	64,00	512,0	4096	$32,77 \cdot 10^3$	$26,21 \cdot 10^4$	100,8	806,4	6451
3	12,1	32,5	146,4	1772	$21,44 \cdot 10^3$	$25,94 \cdot 10^4$	$313,8 \cdot 10^4$	393,3	4758	$57,56 \cdot 10^3$
4	16,0	62,2	256,0	4096	$65,54 \cdot 10^3$	$10,49 \cdot 10^5$	$167,8 \cdot 10^5$	995,2	$15,92 \cdot 10^3$	$254,8 \cdot 10^3$
5	20,3	97,3	412,1	8365	$16,98 \cdot 10^4$	$34,47 \cdot 10^5$	$699,8 \cdot 10^5$	1975	$40,10 \cdot 10^3$	$814,0 \cdot 10^3$
6	24,2	125,5	585,6	$14,17 \cdot 10^3$	$34,30 \cdot 10^4$	$83,00 \cdot 10^5$	$200,9 \cdot 10^6$	3037	$73,50 \cdot 10^3$	$177,9 \cdot 10^4$
7	28,2	149,6	795,2	$22,43 \cdot 10^3$	$63,24 \cdot 10^4$	$178,3 \cdot 10^5$	$502,9 \cdot 10^6$	4219	$11,90 \cdot 10^4$	$335,5 \cdot 10^4$
8	32,4	169,0	1050	$34,01 \cdot 10^3$	$11,02 \cdot 10^5$	$357,0 \cdot 10^5$	$115,7 \cdot 10^7$	5476	$17,74 \cdot 10^4$	$574,8 \cdot 10^4$
9	35,8	181,5	1282	$45,88 \cdot 10^3$	$16,43 \cdot 10^5$	$588,1 \cdot 10^5$	$210,5 \cdot 10^7$	6498	$23,26 \cdot 10^4$	$832,8 \cdot 10^4$
10	40,0	194,4	1600	$64,00 \cdot 10^3$	$25,60 \cdot 10^5$	$1024 \cdot 10^5$	$4096 \cdot 10^6$	7776	$31,10 \cdot 10^4$	$124,4 \cdot 10^5$
Σ	221	1031	6207	$1953 \cdot 10^2$	$65,41 \cdot 10^5$	$227,8 \cdot 10^6$	$815,2 \cdot 10^7$	$30,49 \cdot 10^3$	$97,52 \cdot 10^4$	$327,8 \cdot 10^5$

Примечание: τ_i – время, ч; $q_{\text{test},i}$ – экспериментальное тепловыделение бетона, кДж/кг.

5. После этого вычисляются коэффициенты полинома третьей степени a , b , c и d из системы уравнений:

$$\begin{cases} 195300a + 6207b + 221c + 11d = 1031 \\ 65,41 \cdot 10^5 a + 195300b + 6207c + 221d = 30490 \\ 227,8 \cdot 10^6 a + 65,41 \cdot 10^5 b + 195300c + 6207d = 975200 \\ 8152 \cdot 10^7 a + 227,8 \cdot 10^6 b + 65,41 \cdot 10^5 c + 195300d = 327,8 \cdot 10^5 \end{cases}$$

Которая решается методом Крамера:

$$\Delta = \begin{vmatrix} 195300 & 6207 & 221 & 11 \\ 65,41 \cdot 10^5 & 195300 & 6207 & 221 \\ 227,8 \cdot 10^6 & 65,41 \cdot 10^5 & 195300 & 6207 \\ 815,2 \cdot 10^7 & 227,8 \cdot 10^6 & 65,41 \cdot 10^5 & 195300 \end{vmatrix} \approx 106988 \cdot 10^{12}$$

$$\Delta a = \begin{vmatrix} 1031 & 6207 & 221 & 11 \\ 30490 & 195300 & 6207 & 221 \\ 97,52 \cdot 10^4 & 65,41 \cdot 10^5 & 195300 & 6207 \\ 327,8 \cdot 10^5 & 227,8 \cdot 10^6 & 65,41 \cdot 10^5 & 195300 \end{vmatrix} \approx -70523 \cdot 10^{10}$$

$$\Rightarrow a = \frac{\Delta a}{\Delta} = \frac{-70523 \cdot 10^{10}}{106988 \cdot 10^{12}} \approx -0.006592$$

$$\Delta b = \begin{vmatrix} 195300 & 1031 & 221 & 11 \\ 65,41 \cdot 10^5 & 30490 & 6207 & 221 \\ 227,8 \cdot 10^6 & 97,52 \cdot 10^4 & 195300 & 6207 \\ 815,2 \cdot 10^7 & 327,8 \cdot 10^5 & 65,41 \cdot 10^5 & 195300 \end{vmatrix} \approx 435322 \cdot 10^{11}$$

$$\Rightarrow b = \frac{\Delta b}{\Delta} = \frac{435322 \cdot 10^{11}}{106988 \cdot 10^{12}} \approx 0.406888$$

$$\Delta c = \begin{vmatrix} 195300 & 6207 & 1031 & 11 \\ 65,41 \cdot 10^5 & 195300 & 30490 & 221 \\ 227,8 \cdot 10^6 & 65,41 \cdot 10^5 & 97,52 \cdot 10^4 & 6207 \\ 815,2 \cdot 10^7 & 227,8 \cdot 10^6 & 327,8 \cdot 10^5 & 195300 \end{vmatrix} \approx -102154 \cdot 10^{11}$$

$$\Rightarrow c = \frac{\Delta c}{\Delta} = \frac{-102154 \cdot 10^{11}}{106988 \cdot 10^{12}} \approx -0.95482$$

$$\Delta d = \begin{vmatrix} 195300 & 6207 & 221 & 1031 \\ 65,41 \cdot 10^5 & 195300 & 6207 & 30490 \\ 227,8 \cdot 10^6 & 65,41 \cdot 10^5 & 195300 & 97,52 \cdot 10^4 \\ 815,2 \cdot 10^7 & 227,8 \cdot 10^6 & 65,41 \cdot 10^5 & 327,8 \cdot 10^5 \end{vmatrix} \approx 342019 \cdot 10^{11}$$

$$\Rightarrow d = \frac{\Delta d}{\Delta} = \frac{342019 \cdot 10^{11}}{106988 \cdot 10^{12}} \approx 0.31968$$

6. В результате проделанных вычислений, искомое уравнение кубической регрессии имеет следующий вид (8):

$$q_{cor} = -0.006592 \cdot \tau^3 + 0.406888 \cdot \tau^2 - 0.95482 \cdot \tau + 0.31968 \quad (8)$$

где:

q_{cor} – корректирующая функция удельного тепловыделения, кДж/кг;
 τ – время, ч.

Полученная формула $q=F(\tau)$, которую называют эмпирической формулой, или уравнением регрессии q на τ , или приближающей (аппроксимирующей) функцией, позволяет находить значения $f(\tau)$ для нетабличных значений τ , сглаживая результаты измерений величины q .

РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ И ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ЗНАЧЕНИЙ ТЕПЛОВЫДЕЛЕНИЯ БЕТОНА

Значения тепловыделения бетона, полученные в ходе лабораторных испытаний и с использованием уравнения Запорожца [8], а также вычисленные с применением корректирующей функции представлены на рис.1.

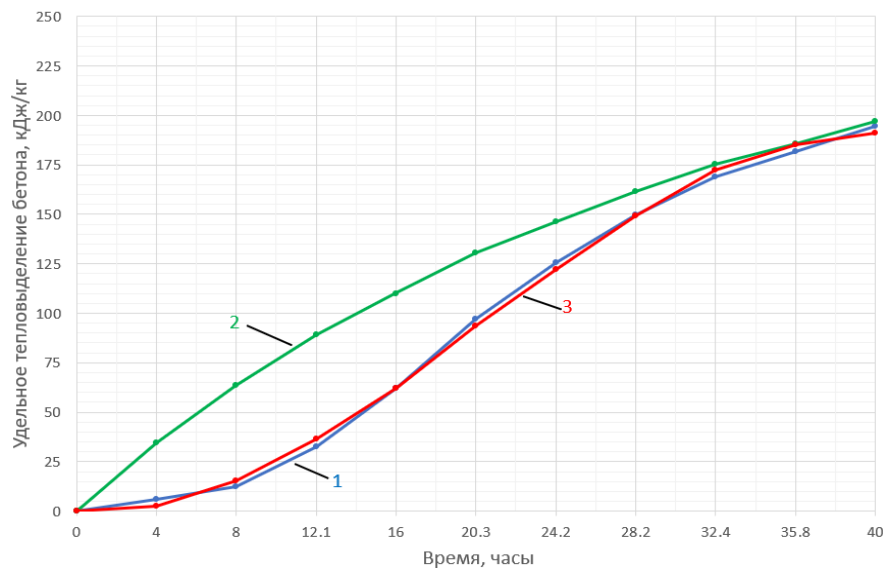


Рис. 1. Удельное тепловыделение бетона: 1 – экспериментальное; 2 – по уравнению Запорожца; 3 – с применением корректирующей функции

Fig. 1. Specific heat generation of concrete: 1 – experimental; 2 – according to the Zaporozhets equation; 3 – with the use of a corrective function

Расхождения результатов с использованием корректирующей функции и экспериментальных данных не превысили 5%.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Корректирующая функция (8) была апробирована на четырех расчетных случаях, для фундаментных плит различной толщины. Результаты сведены в таблицу 6.

Таблица 6. Результаты расчетов термонапряженного состояния
Table 6. The results of calculations of the thermally stressed state

№	Расчетный случай		Время, сут.	Максимальная температура центра/поверхности, °С	Максимальная температура перепада, °С	Максимальные растягивающие напряжения в центре, МПа
1	Тепловыделение плиты толщиной 1 м	а) по зависимости Запорожца	2	61,40/39,93	22,39	2,71
		б) с корректирующей функцией	3	46,20/32,3	14,57	1,53
2	Тепловыделение плиты толщиной 2 м	а) по зависимости Запорожца	3	79,56/40,4	39,93	4,74
		б) с корректирующей функцией	4	62,56/34,0	29,12	4,07
3	Тепловыделение плиты толщиной 3 м	а) по зависимости Запорожца	4	85,48/40,0	48,97	6,7
		б) с корректирующей функцией	5	69,51/33,9	37,45	5,96
4	Тепловыделение плиты толщиной 4 м	а) по зависимости Запорожца	6	88,07/39,5	54,00	7,61
		б) с корректирующей функцией	7	73,03/33,6	42,37	7,02

Из таблицы следует вывод, что значения температур и напряжений на поверхности и ядре конструкции, независимо от ее толщины, при применении корректирующей формулы будут меньше значений с использованием уравнения Запорожца. Графически данное различие (сплошная линия – зависимость Запорожца, пунктирная линия – корректирующая функция) представлено на примере плиты высотой 4 м на рис.2 и рис.3. Значения и графики для низа плиты не представлены, поскольку растягивающие напряжения на нижней поверхности плиты не превышают 10% напряжений от верхней поверхности.

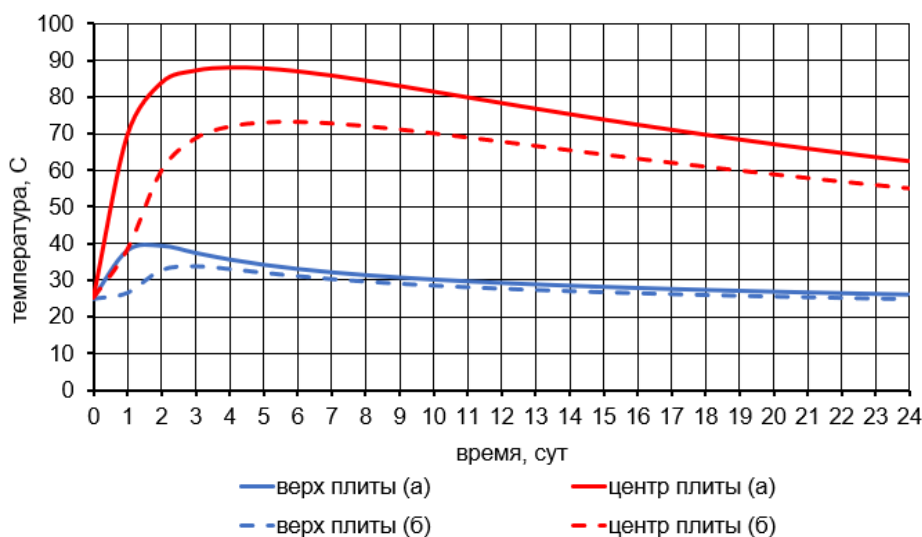


Рис. 2. Изменение температур в центре, на верхней и нижней поверхностях плиты фундамента с учетом теории Запорожца – (а) и с учетом корректирующей функции – (б)

Fig. 2. Temperature changes in the center, on the upper and lower surfaces of the foundation slab, taking into account the theory of Zaporozhets – (a) and taking into account the corrective function – (b)

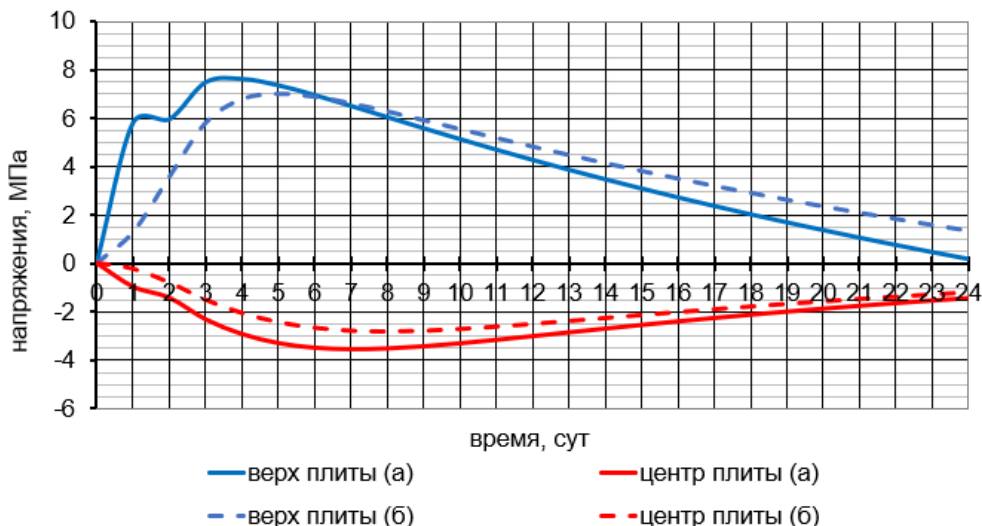


Рис. 3. Изменение термонапряжений в центре, на верхней и нижней поверхностях плиты фундамента с учетом теории Запорожца – (а) и с учетом корректирующей функции – (б)

Fig. 3. Changes in thermal stresses in the center, on the upper and lower surfaces of the foundation slab, taking into account the theory of Zaporozhets – (a) and taking into account the corrective function – (b)

В обоих случаях характер изменения температурных полей и эпюр напряжений в центре и на поверхности плиты во времени одинаков.

На рис.4 показано изменение перепада максимальных температур между центром и верхней поверхностью (сплошная линия – зависимость Запорожца, пунктирная линия – корректирующая функция) фундаментной плиты во времени. Наибольшая разница между значениями расчетных случаев наблюдается у плиты толщиной 1 м, она составляет 53,7%, а наименьшая у плиты толщиной 4 м равная 27,45%.

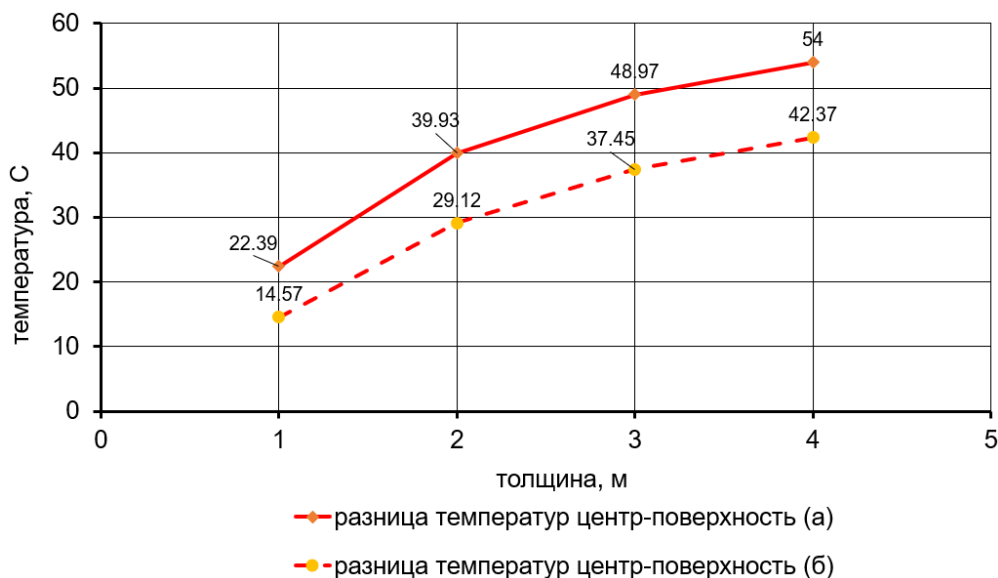


Рис. 4. Графики изменения максимальных перепадов температур в зависимости от толщины плиты с учетом теории Запорожца – (а) и с учетом корректирующей функции – (б)

Fig. 4. Graphs of changes in maximum temperature differences depending on the thickness of the slab, taking into account the Zaporozhets theory - (a) and taking into account the correction function - (b)

Рис.5 демонстрирует рост значений (сплошная линия – зависимость Запорожца, пунктирная линия – корректирующая функция) напряжений в ядре конструкции с увеличением толщины фундаментной плиты с течением времени. Максимальная разница между результатами наблюдается у плиты высотой 1 м, равная 77,12%, а минимальная составляет 8,4% для плиты толщиной 4м.

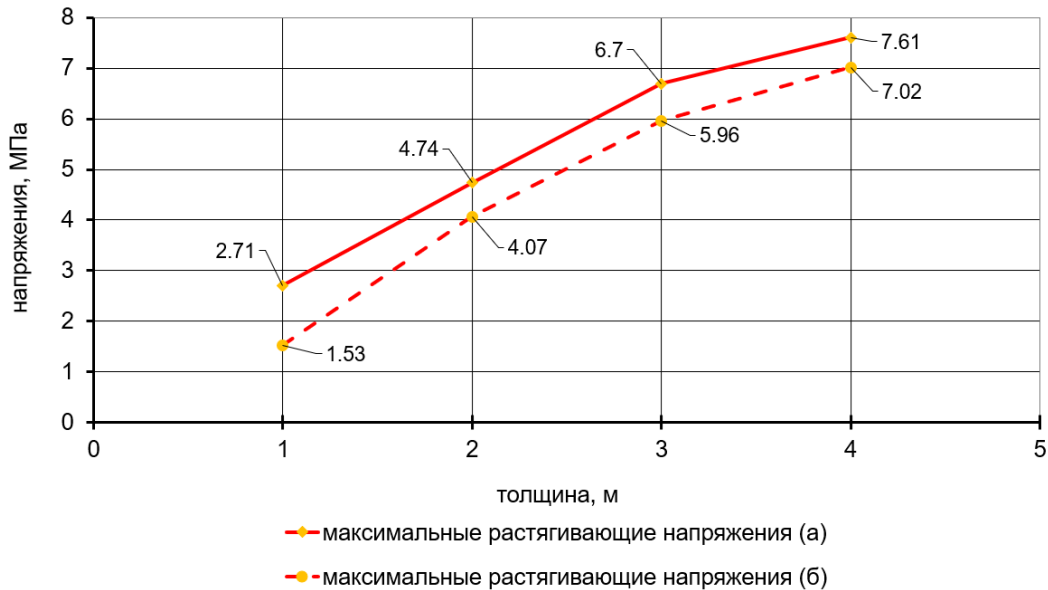


Рис. 5. Графики изменения максимальных напряжений в ядре конструкции в зависимости от толщины плиты, с учетом теории Запорожца – (а) и с учетом корректирующей функции – (б)

Fig. 5. Graphs of changes in maximum stresses in the core of the structure depending on the thickness of the slab, taking into account the Zaporozhets theory - (a) and taking into account the correction function - (b)

Характер изменения графиков температурных полей (рис. 4) и термонапряжений (рис. 5) одинаков с течением времени. При использовании корректирующей функции наблюдается отсрочка разницы значений максимальных температур и напряжений на сутки для большинства случаев. Применение корректирующей функции поможет в разработке более подходящих мер по защите конструкции от образования трещин.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

По результатам расчетов и исследований были сформированы следующие выводы:

1. Получено описание функции изменения выделения тепла со временем, которая близка к экспериментальным данным, с использованием корректирующей функции $s = f(\tau)$. Было показано графически, что расхождение результатов с использованием корректирующей функции и экспериментальных данных не превысили 5%.
2. Корректирующая функция была применена при расчетах термонапряженного состояния и термической трещиностойкости массивных железобетонных конструкций. Выполненные расчеты показали снижение максимальных температур в ядре конструкции на 20,6%, и максимальных растягивающих напряжений на верхней поверхности на 8,4%.
3. Выявленное снижение опасных растягивающих напряжений на верхней поверхности конструкции должно привести к снижению затрат необходимых для обеспечения термической трещиностойкости строительных конструкций в строительный период. Конкретные результаты предполагается получить в дальнейших исследованиях.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Трапезников Л.П. Температурная трещиностойкость массивных бетонных сооружений. М.: Энергоатомиздат, 1986. 272 с.
2. Cherpurnenko A., Nesvetaev G., Koryanova Yu., Modeling non-stationary temperature fields when constructing mass cast-in-situ reinforced-concrete foundation slabs // Architecture and Engineering. 2022. № 2(7). С. 66-78. EDN AKGXYN.
3. Анишкин Н.А., Шайтанов А.М. Натурный эксперимент по тепловыделению бетона и использование его результатов для верификации программного комплекса ANSYS // Вестник МГСУ. 2022. № 6(17). С. 727-737. EDN: FPHFCK.
4. Srimook P., Maruyama I., Shibuya K., Tomita S., Igarashi G., Hibino Y., Yamada K. Evaluation of thermal crack width and crack spacing in massive reinforced concrete structures subject to external restraints using RBSM // Engineering Fracture Mechanics. 2022. Т. 274. С. 108800. EDN: CLPTBM.
5. Aniskin N.A., Nguyen T.C. Predictive Model of Temperature Regimes of a Concrete Gravity Dam during Construction: Reducing Cracking Risks // Buildings. 2023. №. 8(13). С. 1954.

6. Wang D.B., Song X.B., Nie H.Y. Cracking analysis of massive concrete with large diameter pipes during construction // Construction and Building Materials. 2022. Т. 338. С. 127636. EDN: QJQUJE
7. Ho N.T., Nguyen T.C., Bui A.K., Huynh T.P. Temperature field in mass concrete at early-age: Experimental research and numerical simulation // International Journal on Emerging Technologies. 2020. № 3(11). С. 936-941. EDN SQBXJG.
8. Ivanov E.N., Semenov K.S., Barabanshchikov Yu.G., Akimov S.V., Kuleshin A.S., Titov N.S. Concrete heat liberation in thermal stressed state analysis // Magazine of Civil Engineering. 2023. №8(124). С. 12409.
9. Запорожец И.Д., Огороков С.Д., Парийский А.А. Тепловыделение бетона / И.Д. Запорожец. - Л.-М.: Стройиздат, 1966. 314 с.
10. Васильев П.И. Связь между напряжениями и деформациями в бетоне при сжатии с учетом влияния времени // Известия ВНИИГ. 1951. Т. 45. С. 78-92.

ОБ АВТОРАХ

Кирилл Владимирович Семенов – к.т.н., доцент Высшей школы промышленно-гражданского и дорожного строительства. Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ). 195251, Россия, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д.29. E-mail: kvsemenov@bk.ru

Никита Сергеевич Титов – студент магистратуры. Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ). 195251, Россия, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д.29. E-mail: tns93@mail.ru

ABOUT THE AUTHORS

Kirill V. Semenov – Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Higher School of Industrial, Civil and Road Construction. Peter the Great St.Petersburg Polytechnic University (SPbPU). 195251, Russia, St.Petersburg, Polytechnicheskaya st., 29. E-mail: kvsemenov@bk.ru

Nikita S. Titov – master's degree student. Peter the Great St.Petersburg Polytechnic University (SPbPU). 195251, Russia, St.Petersburg, Polytechnicheskaya st., 29. E-mail: tns93@mail.ru

УДК 69.04

ФИЗИЧЕСКАЯ НЕЛИНЕЙНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА В ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТАХ С УЧЁТОМ ДЛИТЕЛЬНОСТИ ДЕЙСТВИЯ НАГРУЗКИ

С.Ф. Дьяков, Л.В. Мустафина

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

Аннотация. В данной статье, посвящённой вопросам физической нелинейности железобетона, проводится сравнительный анализ прогибов и требуемого армирования, полученных для монолитной безбалочной пятипролётной в обоих направлениях плиты в результате линейного и нелинейного расчётов методом конечных элементов в программном комплексе SCAD OFFICE. Нелинейное деформирование плиты принимается по модели Друкера-Прагера (теория пластического течения). Приводится подробное описание алгоритма расчёта с точки зрения действий исполнителя (инженера-расчётчика), включая перечисление требуемых расчётных моделей и пояснение способов расчёта необходимых для нелинейного решения задачи характеристик материалов и коэффициентов шагового процесса, задаваемых в программу. Также приведена блок-схема, описывающая алгоритм подбора требуемой схемы армирования в нелинейной постановке задачи. Вышеуказанные вопросы разобраны для двух тестовых моделей – модели «А» и модели «Б», различающихся только значением постоянной нагрузки от веса кровли. Приведены и проанализированы полученные прогибы, сделаны выводы о применимости предложенных в отечественных нормах (для расчёта в первом приближении) коэффициентов снижения жёсткости железобетонных элементов для оценки напряжённо-деформированного состояния железобетонного изгибаемого элемента с учётом трещинообразования и пластических деформаций.

Ключевые слова: физическая нелинейность железобетона, модель Друкера-Прагера, зависимость напряжение-деформация, изгиб, безбалочная плита, пластические деформации, метод конечных элементов, ПК SCAD Office.

Ссылка для цитирования: Дьяков С.Ф., Мустафина Л.В. Физическая нелинейность железобетона в изгибаемых элементах с учётом длительности действия нагрузки // Инженерные исследования. 2024. №1 (16). С. 13-22. EDN: BXYBY.

AN ANALYSIS OF THE REINFORCED CONCRETE STRUCTURE CONSIDERING PHYSICAL NONLINEARITY AND LOAD DURATION

S.F. Dyakov, L.V. Mustafina

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

Abstract. In this article, devoted to the issues of physical nonlinearity of reinforced concrete, a comparative analysis of the deflections and the required reinforcement obtained for a monolithic girderless five-span (in both directions) slab as a result of linear and nonlinear finite element calculations in the SCAD OFFICE software package have been performed. Nonlinear deformation of the plate is assumed according to the Drucker-Prager model (theory of plastic yielding). A detailed description of the calculation algorithm is given from the point of view of the design engineer, including a list of the required design schemes and an explanation of the methods of calculation of necessary material's characteristics and the coefficients of the step process for the nonlinear solution of the problem. A flowchart describing the algorithm for selecting the required reinforcement scheme in a nonlinear formulation of the problem is also provided. The above questions are analyzed for two test models – model "A" and model "B", which differ only in the value of the constant load from the weight of the roof. The obtained deflections are presented and analyzed, conclusions about the applicability (applicability to assessment the stress-strain state of a reinforced concrete bent element, taking into account cracking and plastic deformations) of the coefficients of stiffness reduction for reinforced concrete elements (proposed in domestic standards for calculation in the first approximation) are drawn.

Keywords: physical-nonlinear reinforced concrete, Drucker-Prager model, stress-strain dependence, bending, girderless plate, plastic flow, finite element method, SCAD Office.

For citation: Dyakov S.F., Mustafina L.V. An analysis of the reinforced concrete structure considering physical nonlinearity and load duration // Inzhenernyye issledovaniya [Engineering Research]. 2024. No.1 (16). Pp. 13-22. EDN: BXYBY.

ВВЕДЕНИЕ

В настоящее время проблема физической нелинейности железобетона многогранно рассмотрена и изучена, поскольку актуальность данной проблемы трудно переоценить: уже на ранних стадиях загрузки этот материал показывает значительные отклонения от деформаций по закону Гука, реализуются пластические деформации, учёт которых позволяет более точно предсказывать поведение (напряженно-деформированное состояние, образование и раскрытие трещин) элемента железобетонного каркаса под эксплуатационной нагрузкой, а следовательно – позволяет более экономично проектировать конструкции на практике, полностью используя ресурс их несущей способности.

Разработаны различные модели расчёта нелинейного поведения железобетона под нагрузкой. Один из наиболее подробно описанных в научных работах методов расчёта – предложенный и разработанный Карпенко Н.И., Карпенко С.Н. и другими авторами расчёт в конечных приращениях [1, 2]. Отдельное внимание в научных работах уделяется вопросам трещинообразования [3, 4] и ползучести [5, 6] как факторам, значительно влияющим на жёсткость железобетона. Широкоизвестна также нелинейная деформационная модель железобетона (НДМ), нашедшая отражения как в научных работах [7-9], так и в отечественных нормах строительного проектирования.

Несмотря на значительные научные успехи в сфере нелинейных расчётов конструкций, в реальной инженерной практике в настоящий момент ввиду трудоёмкости и времязатратности решения нелинейной задачи (а также ввиду множества других факторов, описанных исследователями проблемы) большинство многоэтажных зданий рассчитывается в линейной постановке [10]. Цель данного исследования - при помощи программы SCAD Office сравнить результаты линейного расчёта многопролётной неразрезной плиты с результатами её нелинейного расчёта по модели Друкера-Прагера (модель Друкера-Прагера выбрана в соответствии с рекомендациями разработчиков ПК SCAD Office, как наиболее точно описывающая поведение изгибаемых железобетонных элементов). В работе рассматривается случай пониженной влажности окружающей среды, поскольку именно в данных условиях наиболее полно реализуются реологические свойства железобетона.

ОПИСАНИЕ ЛИНЕЙНЫХ РАСЧЁТНЫХ МОДЕЛЕЙ

В качестве тестовой модели «А» принята пятипролётная в обоих направлениях монолитная безбалочная плита, жёстко опёртая на колонны. Капители отсутствуют. Пролёт в направлении X равен пролёту в направлении Y и составляет 6 метров. Тип конечного элемента (для линейного расчёта) – КЭ №44, 4-х угольный КЭ оболочки (рис.1). Толщина плиты принята 200мм, класс бетона В25, класс арматуры А500, защитный слой бетона 50мм как для верхней, так и для нижней арматуры. Модуль упругости бетона снижен: $E = 0,2E_b = 6000$ МПа для расчёта прогиба, согласно рекомендациям норм¹. Значения нагрузок (табл.1) и схемы приложения временной нагрузки (рис. 2) представлены ниже.

Таблица 1. Принятые в расчётных моделях нагрузки
Table 1. Loads, considered in design schemes

№	Вид нагрузки	Наименование нагрузки	Нормативное значение, кПа	Коэффициент надёжности, γ_f	Расчётное значение, кПа
1	Постоянная	Собственный вес плиты	4,9	1,1	5,4
2		Вес слоёв пирога кровли: -для модели «А»	4	1,15	4,6
		-для модели «Б»	16	1,15	18,4
3	Временная кратковременная (коэф.длительности – 0,35)	Нагрузка от людей (полезная нагрузка)	4	1,2	4,8

Тестовая модель «Б» отличается от модели «А» только значением нагрузки от веса слоёв пирога кровли – оно подобрано таким образом, чтобы прогиб плиты превышал предельный. В моделях (здесь, а также далее, в нелинейных расчётах) прикладываются расчётные значения нагрузок.

Для моделей «А» и «Б» был проведен линейный расчёт, по результатам которого для схем было получено значение прогиба (занесено в табл.3) и подобрано армирование (рис.3, табл.2), удовлетворяющее требованиям прочности плиты в линейном расчёте и используемое для первой итерации нелинейного расчёта, описанного в следующем разделе статьи.

¹ СП 430.1325800.2018 «Монолитные конструктивные системы. Правила проектирования».

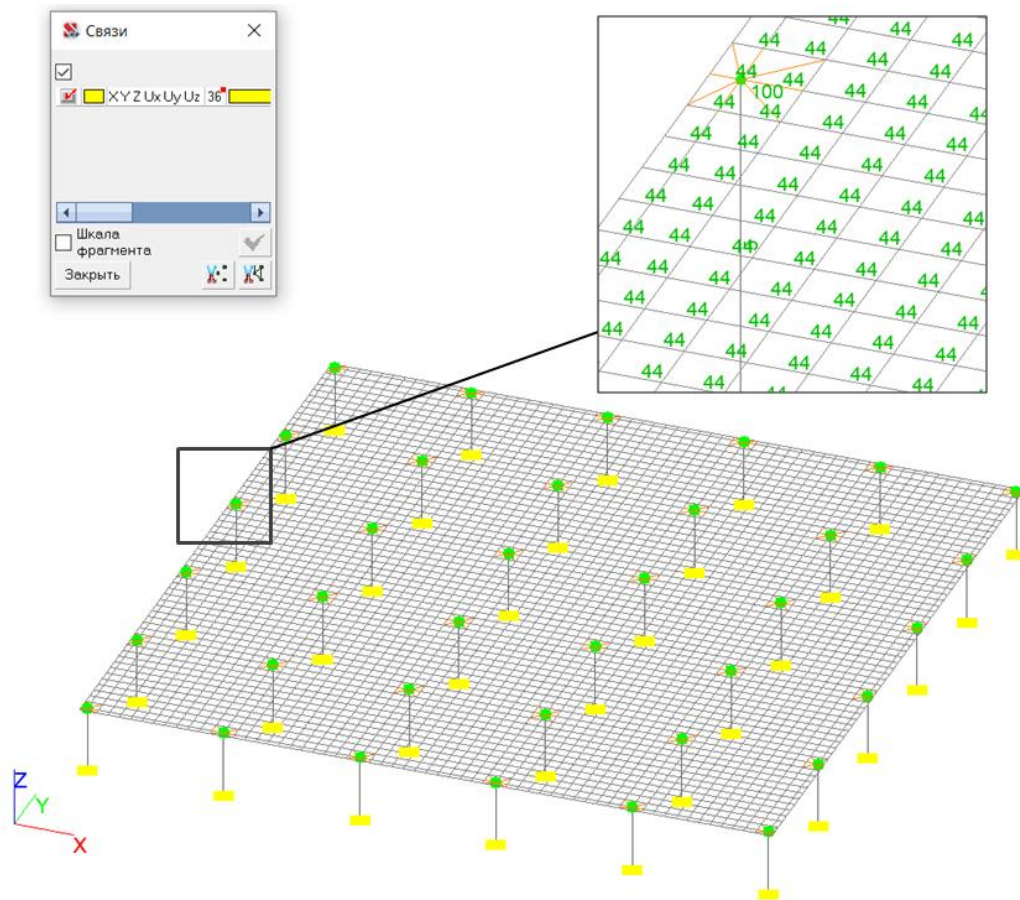


Рис. 1. Расчётная схема монолитной безбалочной пятипролётной плиты для линейного расчёта
Fig. 1. Design scheme of monolithic flat slab five-span plate for linear calculation

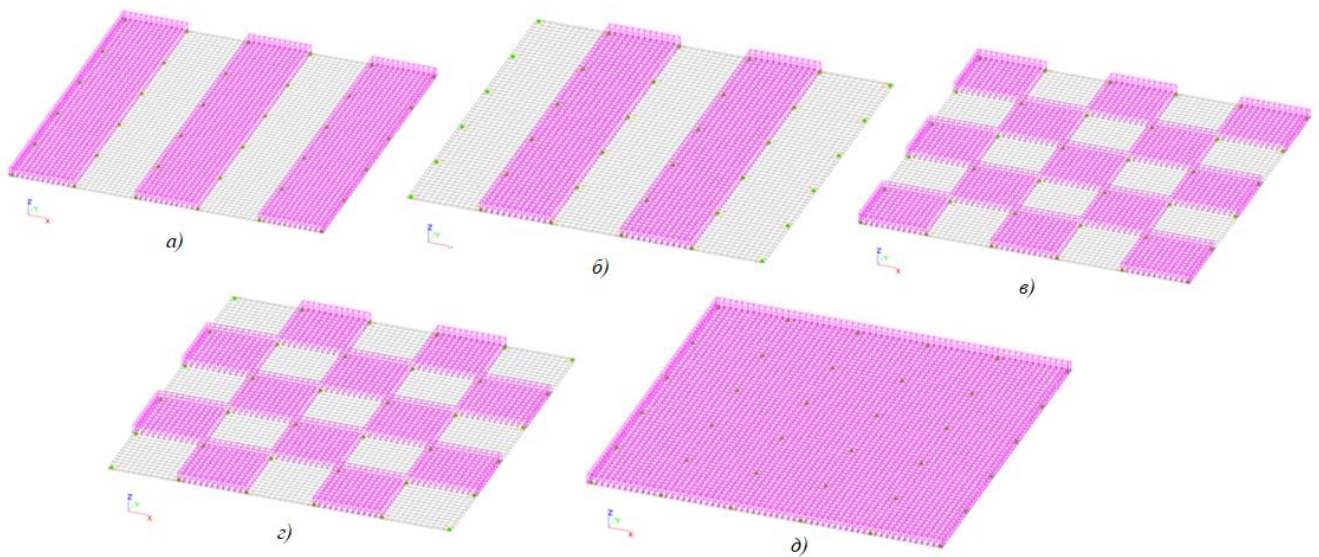


Рис. 2. Рассмотренные варианты приложения временной нагрузки от людей
Fig. 2. Considered versions of temporary load from people

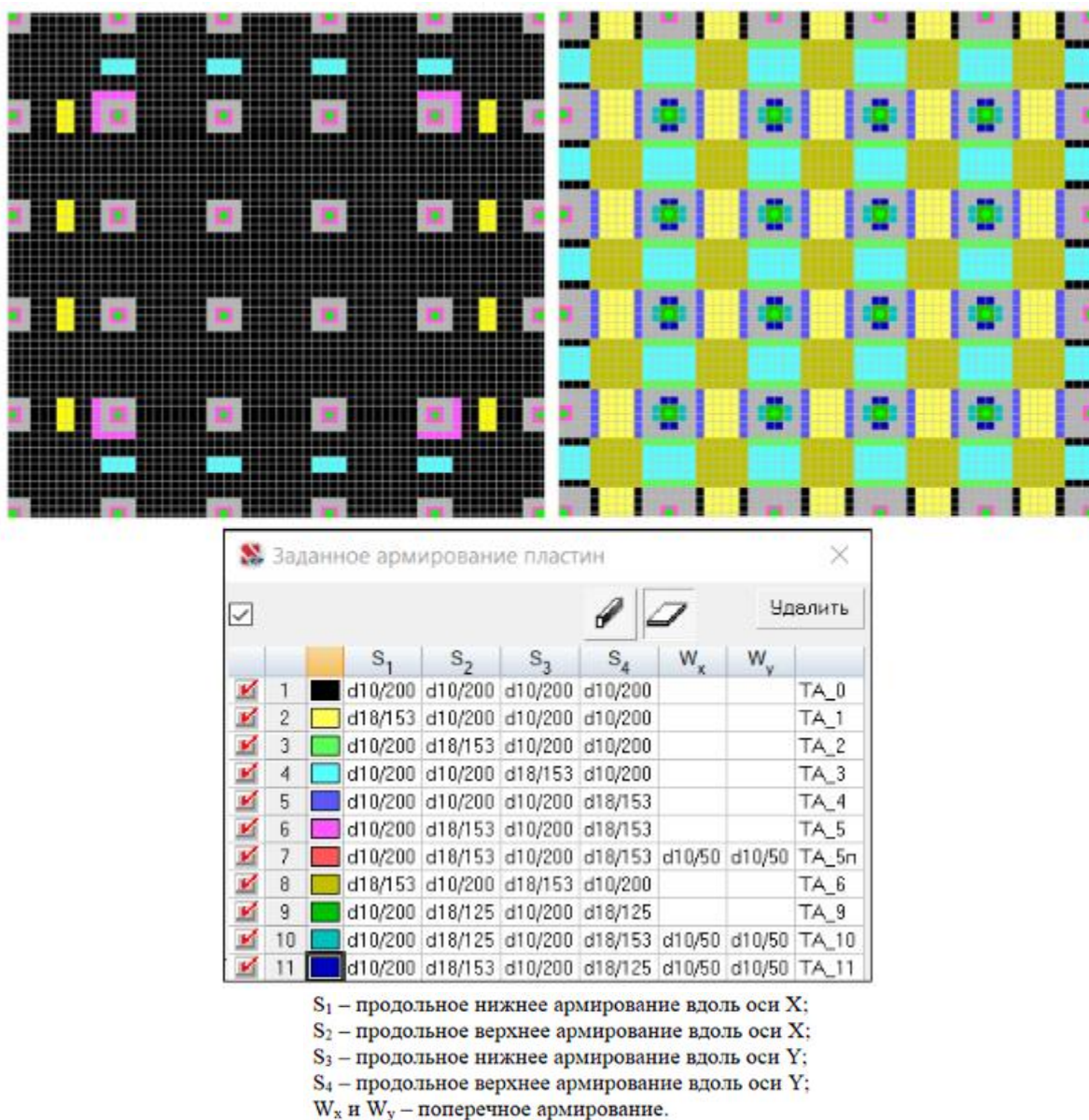


Рис. 3. Принятое из линейного расчёта армирование для модели «А» (слева) и модели «Б» (справа)
Fig. 3. Reinforcement taken from linear calculation for model "A" (left) and model "B" (right)

ОПИСАНИЕ НЕЛИНЕЙНЫХ РАСЧЁТНЫХ МОДЕЛЕЙ И АЛГОРИТМА РАСЧЁТА

Прежде всего, для нелинейных моделей, созданных из моделей «А» и «Б», изменены тип элементов плиты (вместо КЭ№44 принят КЭ№444, 4-х угольный КЭ оболочки с учётом физической нелинейности). Кроме того, для каждого из случаев (А и Б) создано 4 различных (по нагрузке и характеристикам бетона, арматуры) модели, согласно блок-схеме (рис.4), где длительной нагрузкой названа часть кратковременной, с коэффициентом длительности, равным 0,35. В моделях 1 и 2 были приложены расчётные нагрузки (отмечено сокращением «расч» в блоксхеме), в моделях 3 и 4 были приложены нормативные нагрузки (отмечено сокращением «норм» в блоксхеме). Подробнее о нахождении характеристик материала, задаваемых в программу (рис.5) в каждой из четырёх моделей сказано непосредственно после рис.5.

Принятое по линейному расчёту армирование (как в случае модели «А», так и в случае модели «Б») не удовлетворило условию прочности плиты при её расчёте в нелинейной постановке, в связи с чем необходимо изменить заданное армирование плиты, после чего повторить нелинейный расчёт, поскольку с изменением жёсткости плиты изменяется и распределение усилий в ней. Таким образом, после повторного нелинейного расчёта может оказаться, что нужно снова изменять армирование – до тех пор, пока прочность плиты не будет обеспечена по модели 1. Далее, полученное по модели 1 армирование рассчитывалось в модели 2. Также важно после изменения армирования, полученного по

модели 2, вернуться к модели 1 и проверить прочность плиты по ней. Таким образом, необходимо центрально-симметрично изменять схему заданного армирования, проходя по циклам, приведённым на блок-схеме, пока некая единая схема армирования не удовлетворит требованиям прочности как по модели 1, так и по модели 2. Лишь после нахождения такого варианта армирования возможно перейти к моделям с нормативной нагрузкой – моделям 3 и 4 – и найти прогиб плиты по приведённой на рис.4 формуле.

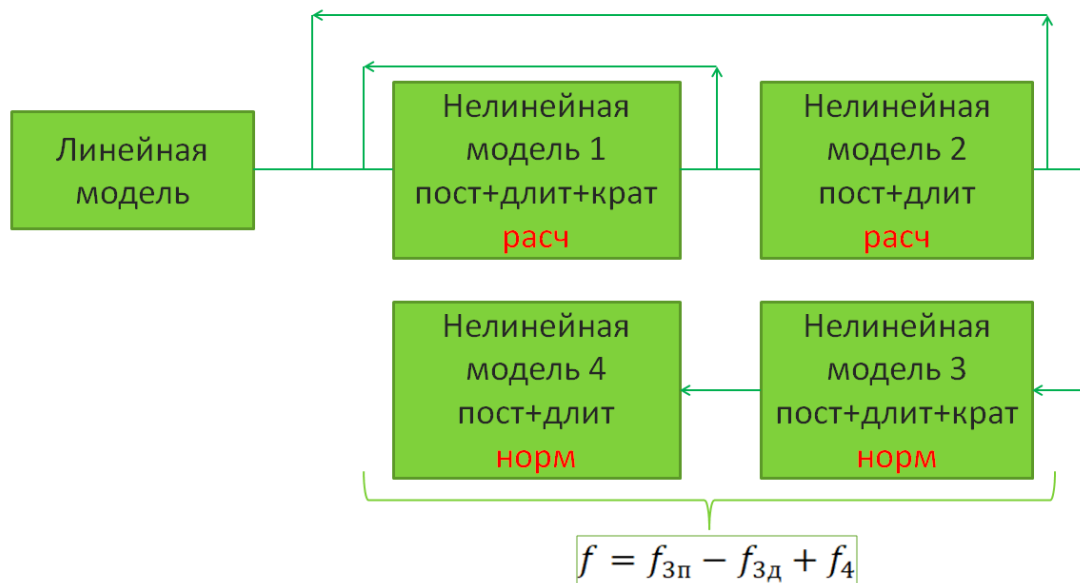


Рис. 4. Блок-схема алгоритма подбора схемы армирования плиты и последующего нахождения для неё прогиба, f – искомый прогиб для плиты в нелинейной постановке, $f_{3п}$ – прогиб по модели 3 на этапе приложения полной нагрузки, $f_{3д}$ – прогиб по модели 3 на этапе приложения только постоянных и длительных нагрузок, f_4 – прогиб по модели 4.

Fig. 4. Flowchart algorithm for selection of slab reinforcement and following estimation of its deflection, f – required deflection in nonlinear determination, $f_{3п}$ – deflection from the third model at the full load application stage, $f_{3д}$ – deflection from the third model at the stage of application of only constant and long-term loads, f_4 – deflection from the fourth model.

Изотропия		Материал				
Общие данные						
<input type="radio"/>	Деформационная теория пластичности					
<input checked="" type="radio"/>	Теория пластического течения Друкера - Прагера					
<input type="radio"/>	Теория пластического течения Гениева					
Свойства бетона						
<input checked="" type="checkbox"/>	Учитывать деградацию бетона					
	Начальный модуль упругости бетона	модель 1	модель 2	модель 3	модель 4	
		30000000	6521739	30000000	6521739	кН/м ²
	Предел прочности бетона на сжатие	14500	14500	18500	18500	кН/м ²
	Предел прочности бетона на растяжение	1050	1050	1550	1550	кН/м ²
	Относительный модуль(раз)упрочнения билинейной диаграммы при растяжении	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2	
	Относительный модуль(раз)упрочнения билинейной диаграммы при сжатии	-0,2	-0,2	-0,2	-0,2	
	Остаточная прочность	1,е-004	1,е-004	0,0001	0,0001	
	Отношение деформации в точке U и деформации, соответствующей пределу при 1,732		2,772	1,732	2,772	
Свойства арматуры						
<input checked="" type="radio"/>	Билинейная диаграмма					
	Модуль упругости арматуры	200000000	200000000	200000000	200000000	кН/м ²
	Коэффициент Пуассона арматуры	0,3	0,3	0,3	0,3	
	Предел текучести арматуры на растяжение	435000	435000	500000	500000	кН/м ²
	Предел текучести арматуры на сжатие	400000	435000	500000	500000	кН/м ²
	Относительный модуль(раз)упрочнения в зоне растяжения для арматуры	0,05	0,05	0,05	0,05	
	Относительный модуль(раз)упрочнения в зоне сжатия для арматуры	0,05	0,05	0,05	0,05	
	Предельная деформация для растянутой арматуры	0,023	0,023	0,023	0,023	
	Предельная деформация для сжатой арматуры	-0,023	-0,023	-0,023	-0,023	
<input checked="" type="checkbox"/>	Учесть эффект Баушингера					

Рис. 5. Характеристики железобетона для расчёта по нелинейным моделям 1-4.
Fig. 5. Characteristics of reinforced concrete for calculation using a nonlinear models 1-4

Начальный модуль упругости бетона для продолжительного действия нагрузки, с учётом ползучести, вычисляется согласно п.6.1.15¹ по формуле:

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} = \frac{30000 \text{ МПа}}{1 + 3,6} = 6521,739 \text{ МПа}$$

где:

E_b – начальный модуль упругости бетона, принимаемый по табл.6.11¹, для класса В25 $E_b=30000$ МПа;
 $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести, принимаемый по табл.6.12¹, для пониженной влажности $\varphi_{b,cr}=3,6$.

Пределы прочности бетона брались по табл.6.7¹ или по табл.6.8¹, в зависимости от случая расчёта (нормативный/расчётный), аналогично для пределов текучести арматуры. Относительные модули разупрочнения бетона и арматуры приняты по рекомендациям². Предельные деформации арматуры также приняты по рекомендациям². Отношение деформации в точке U (точке наибольших напряжений, см.рис.6, $|\varepsilon_b|$) и деформации, соответствующей пределу прочности вычисляется следующим образом:

$$|\varepsilon_b| = \frac{B}{E_b} \cdot \lambda \cdot \frac{1 + 0,75\lambda B / 60 + 0,2\lambda / B}{0,12 + B / 60 + 0,2 / B} = \frac{25}{30000} \cdot 1 \cdot \frac{1 + 0,75 \cdot 25 / 60 + 0,2 \cdot 1 / 25}{0,12 + 25 / 60 + 0,2 / 25} = 0,00202$$

- для моделей М1 и М3:

$$\varepsilon_{b2} = 0,0035 \rightarrow \frac{\varepsilon_{b2}}{\varepsilon_b} = \frac{0,0035}{0,00202} = 1,732$$

- для моделей М2 и М4:

$$\varepsilon_{b2} = 0,0056 \rightarrow \frac{\varepsilon_{b2}}{\varepsilon_b} = \frac{0,0056}{0,00202} = 2,772$$

где:

$|\varepsilon_b|$ – значение относительной деформации бетона в точке U, формула по приложению Г¹;

B – класс бетона;

λ – безразмерный коэффициент, принимаемый равным 1 для тяжёлых бетонов;

E_b – начальный модуль упругости бетона;

ε_{b2} – значение предельной относительной деформации бетона, принятое по п.6.1.20 и табл 6.10¹,

После задания всех характеристик материалов был вручную задан последовательный процесс загрузки (на каждом шаге программа вычисляла напряжённо-деформированное состояние конечных элементов модели, и в соответствии с полученными данными изменяла жёсткость материала). Для моделей 1, 2 и 4 было задано 22 шага приложения полной нагрузки (за 2 шага прикладывается собственный вес, за 10 шагов прикладывается вес пирога кровли, и также за 10 шагов – временная нагрузка от людей и оборудования), а для модели 3 задано 32 шага ввиду того, что для вычисления прогиба необходимо отдельно вычислить значение прогиба для случая приложения только длительной части нагрузки, а затем вычислить прогиб на этапе приложения всей временной нагрузки (за 2 шага прикладывается собственный вес, за следующие 10 шагов прикладывается вес пирога кровли, за следующие 10 шагов – длительная часть временной нагрузки от людей и оборудования, и за финальные 10 шагов – кратковременная часть временной нагрузки). Задание шагового процесса в программу представлено на рис.7. Коэффициенты приводят заданную расчётную нагрузку к нормативной в случаях, где это необходимо (модели 3, 4), а также учитывают длительность нагрузок (модели 2, 3, 4).

Важно отметить: в раскрытом на рисунке 7 выпадающем списке 5 позиций – в соответствии с вариантами приложения временной нагрузки (таких вариантов именно 5 - рис 2); каждая из пяти позиций задаётся вручную (наименования нагрузок, коэффициенты, количества шагов), что довольно трудозатратно для проектировщика даже в случае простейшей, рассматриваемой в данном исследовании, модели. На практике же вариативность загрузок зачастую больше, а количество разных нагрузок гораздо большее чем три, приведённых в данной экспериментальной задаче

¹ СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».

² Нелинейные расчёты на МРЗ в SCAD++ Вебинар А.В. Теплых, зам.ген.директора ООО «СКАД СОФТ»

[Электронный ресурс]. - URL: https://www.youtube.com/watch?v=OFlu69_fCHw (дата обращения: 12.01.2024).

(собственный вес, вес пирога кровли, временная от людей и оборудования), следовательно, для реального многоэтажного здания от проектировщика потребуется кратно больше времени, что отодвигает перспективу в непосредственно ближайшем будущем перейти на физически нелинейные расчёты всех проектируемых зданий.

После задания шагового процесса необходимо было задать нелинейные расчётные сочетания усилий (НРСУ) и перемещений, чтобы программа автоматически выбирала наихудшее из сочетаний нагрузок для расчёта требуемого армирования и получаемого прогиба. Коэффициенты для НРСУ вычисляются также вручную. На рисунках 8 и 9 приведены примеры задания НРСУ для модели 1 и модели 3.

Все описанные выше операции, производимые в программном комплексе, совершенно идентичны для моделей «А» и «Б», отличаются лишь значением коэффициентов НРСУ.

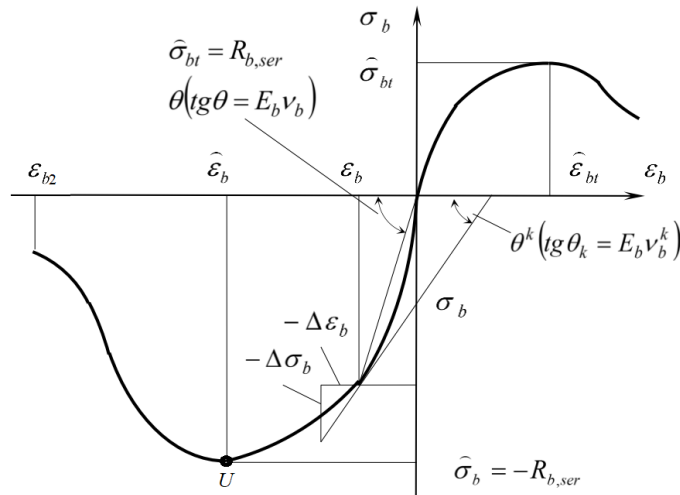


Рис. 6. Криволинейные диаграммы деформирования бетона по приложению G¹
 Fig. 6. Curvilinear diagrams of concrete deformations according to exhibit G¹

The screenshot shows the 'Управление шаговым процессом' (Step-by-step process management) window. On the left, a tree view shows the project structure with 'Моделирование нелинейных нагрузок' (Non-linear load modeling) selected. The main window contains four tables, one for each model (M1, M2, M3, M4). Each table lists load types, coefficients, and step counts.

Номер загрузки	Коэффициент загрузки	Количество шагов	Сохранение результатов
1: СВ	0,5	2	☑
2: Пол_перегородки	0,1	10	☑
8: Полезная_ш1	0,1	10	☑

Номер загрузки	Коэффициент загрузки	Количество шагов	Сохранение результатов
1: СВ	0,5	2	☑
2: Пол_перегородки	0,1	10	☑
8: Полезная_ш1	0,035	10	☑

Номер загрузки	Коэффициент загрузки	Количество шагов	Сохранение результатов
1: СВ	0,455	2	☑
2: Пол_перегородки	0,087	10	☑
8: Полезная_ш1	0,02905	10	☑
8: Полезная_ш1	0,05395	10	☑

Номер загрузки	Коэффициент загрузки	Количество шагов	Сохранение результатов
1: СВ	0,455	2	☑
2: Пол_перегородки	0,087	10	☑
8: Полезная_ш1	0,02905	10	☑

Рис. 7. Задание шагового процесса в ПК SCAD OFFICE
 Fig. 7. Setting a step-by-step process in SCAD OFFICE SP

¹ СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».

Расчетные сочетания усилий и перемещений

	Активное нагружение	Активное нагружение в РСР	Наименование	Загружения	
				Коеф. надежности	Доля длительности
1	☑	☑	загружение 1, шаг 2 - L1	1,1	1
2	☑	☑	загружение 1, шаг 12 - L1+L2	1,138	1
3	☑	☑	загружение 1, шаг 22 - L1+L2+L10	1,145	0,929
4	☑	☑	загружение 2, шаг 2 - L1	1,1	1
5	☑	☑	загружение 2, шаг 12 - L1+L2	1,138	1
6	☑	☑	загружение 2, шаг 22 - L1+L2+L11	1,143	0,952
7	☑	☑	загружение 3, шаг 2 - L1	1,1	1
8	☑	☑	загружение 3, шаг 12 - L1+L2	1,138	1
9	☑	☑	загружение 3, шаг 22 - L1+L2+L8	1,144	0,938
10	☑	☑	загружение 4, шаг 2 - L1	1,1	1
11	☑	☑	загружение 4, шаг 12 - L1+L2	1,138	1
12	☑	☑	загружение 4, шаг 22 - L1+L2+L9	1,143	0,943
13	☑	☑	загружение 5, шаг 2 - L1	1,1	1
14	☑	☑	загружение 5, шаг 12 - L1+L2	1,138	1
15	☑	☑	загружение 5, шаг 22 - L1+L2+L12	1,148	0,891

Рис. 8. Пример задания НРСУ для модели 1

Fig. 8. Example of the assignment nonlinear assumed combination of stresses for the first model

Расчетные сочетания усилий и перемещений

	Активное нагружение	Активное нагружение в РСР	Наименование	Загружения	
				Коеф. надежности	Доля длительности
1	☑	☑	загружение 1, шаг 2 - 0.91*L1	1	1
2	☑	☑	загружение 1, шаг 12 - 0.91*L1+0.87*L2	1	1
3	☑	☑	загружение 1, шаг 22 - 0.91*L1+0.87*L2+0.2905*L10	1	1
4	☑	☑	загружение 1, шаг 32 - 0.91*L1+0.87*L2+0.5395*L10	1	0,932
5	☑	☑	загружение 2, шаг 2 - 0.91*L1	1	1
6	☑	☑	загружение 2, шаг 12 - 0.91*L1+0.87*L2	1	1
7	☑	☑	загружение 2, шаг 22 - 0.91*L1+0.87*L2+0.2905*L11	1	1
8	☑	☑	загружение 2, шаг 32 - 0.91*L1+0.87*L2+0.5395*L11	1	0,954
9	☑	☑	загружение 3, шаг 2 - 0.91*L1	1	1
10	☑	☑	загружение 3, шаг 12 - 0.91*L1+0.87*L2	1	1
11	☑	☑	загружение 3, шаг 22 - 0.91*L1+0.87*L2+0.2905*L8	1	1
12	☑	☑	загружение 3, шаг 32 - 0.91*L1+0.87*L2+0.5395*L8	1	0,941
13	☑	☑	загружение 4, шаг 2 - 0.91*L1	1	1
14	☑	☑	загружение 4, шаг 12 - 0.91*L1+0.87*L2	1	1
15	☑	☑	загружение 4, шаг 22 - 0.91*L1+0.87*L2+0.2905*L9	1	1
16	☑	☑	загружение 4, шаг 32 - 0.91*L1+0.87*L2+0.5395*L9	1	0,945
17	☑	☑	загружение 5, шаг 2 - 0.91*L1	1	1
18	☑	☑	загружение 5, шаг 12 - 0.91*L1+0.87*L2	1	1
19	☑	☑	загружение 5, шаг 22 - 0.91*L1+0.87*L2+0.2905*L12	1	1
20	☑	☑	загружение 5, шаг 32 - 0.91*L1+0.87*L2+0.5395*L12	1	0,896

Рис. 9. Пример задания НРСУ для модели 3

Fig. 9. Example of the assignment nonlinear assumed combination of stresses for the third model

АНАЛИЗ ПОЛУЧЕННЫХ РЕЗУЛЬТАТОВ

Прежде всего, следует отметить времязатратность нелинейного расчёта по сравнению с линейным. Например, в данном исследовании для простейшей плиты с простейшей схемой нагружения линейный расчёт длился 10 секунд, в то время как нелинейный (суммарно для моделей 1, 2, 3 и 4) – порядка 3000 секунд.

Результат подбора продольной и поперечной арматуры (на плиту в целом, кг) представлен в табл. 2. Как мы можем заметить, ни для нелинейного расчёта модели «А», ни для нелинейного расчёта модели «Б» не оказалось достаточным армирование, подобранное из линейного расчёта. В случае модели «А» требуемое продольное армирование с переходом из линейного расчёта в нелинейный возросло на 5,2%, а в случае модели «Б» - на 3,9%. Данный вывод говорит о том, что линейно рассчитываемые в реальной практике конструкции могут не обеспечивать требуемую надёжность, занижая требуемое армирование в сравнении с нелинейным расчётом, более точно описывающим реальное поведение железобетонной плиты под нагрузкой. Это ещё раз подчёркивает необходимость развития нелинейных решателей (и их быстродействия) в расчётных программных комплексах, чтобы у инженеров-проектировщиков была возможность учёта физической нелинейности железобетона в повседневной практике расчёта конструкций нормального уровня ответственности.

Таблица 2. Результат подбора продольного и поперечного армирования

Table 2. The result of the selection of longitudinal and shear reinforcement

Показатели	Модели		Модель «Б» - нагрузка от веса кровли 16кПа	
	Модель «А» - нагрузка от веса кровли 4кПа	Модель «Б» - нагрузка от веса кровли 16кПа	Продольное армирование, кг	Поперечное армирование, кг
Линейный расчёт (E=0,2E _b)	14163,52	3943,84	25225,16	10352,58
Нелинейный расчёт	14901,79	7739,79	26201,51	18388,15

Результат расчёта наибольшего прогиба плиты представлен в табл. 3. Рассчитав лишь модель А, исследователь может заметить небольшое (порядка 11,5%), но всё же снижение прогиба, что позволяет предположить, что нелинейный расчёт позволит не усиливать плиту «Б», несмотря на то, что в линейном расчёте её деформативность не удовлетворяет требованиям норм (в линейном расчёте по модели «Б» получен прогиб 30,52 мм, что превышает допустимый для 6-метрового пролёта прогиб 30мм). Однако, данное предположение оказывается неверным – результат нелинейного расчёта модели «Б» показал, что прогиб не только не стал удовлетворять нормам, а даже, напротив, увеличил своё значение на 25%. Выявленный факт доказывает, что нелинейный расчёт не всегда снижает деформативность конструкции – всё зависит от соотношения геометрии изгибаемой конструкции, её армирования и нагрузки на неё.

Таблица 3. Результат расчёта наибольшего прогиба плиты
Table 3. The result of the calculating of the largest plate deflection

Показатели	Прогиб, мм	
	Модель «А» - нагрузка от веса кровли 4кПа	Модель «Б» - нагрузка от веса кровли 16кПа
Линейный расчёт ($E=0,2E_b$)	15,89	30,52
Нелинейный расчёт	$f_{3п} = 6,45, f_{3д} = 4,10, f_4 = 11,69$ $f = f_{3п} - f_{3д} + f_4 = 14,04$	$f_{3п} = 29,48, f_{3д} = 24,38, f_4 = 33,05$ $f = f_{3п} - f_{3д} + f_4 = 38,15$
Вывод	Линейный расчёт, по сравнению с нелинейным, показывает завышенное на $(15,89-14,04) \cdot 100/14,04=13\%$ значение прогиба.	Линейный расчёт, по сравнению с нелинейным, показывает заниженное на $(38,15-30,52) \cdot 100/38,15=20\%$ значение прогиба.

ВЫВОДЫ

1. Армирование, подобранное в плите по результатам линейного расчёта (с учётом снижения модуля упругости по рекомендациям СП 430.1325800.2018) не обеспечивает прочность плиты при его задании в нелинейную расчётную модель, основанную на теории пластического течения Друкера-Прагера. Для рассчитанных в работе плит потребовалось увеличение продольного армирования на 3-6%.

2. Результат расчётов прогиба в линейной постановке (с $E=0,2E_b$) может показывать как завышенные (случай модели «А», завышение на 13%) значения прогибов по сравнению с расчётами в нелинейной постановке, так и заниженные (случай модели «Б», занижение на 20%). Однозначного вывода сделать нельзя, поскольку направление отклонения зависит от неочевидного соотношения задаваемых в расчёт характеристик.

3. Трудоёмкость и времязатратность расчёта с учётом физической нелинейности железобетона не позволяют применять существующие методы в повседневной инженерной практике; необходима методика, которая позволила бы это сделать.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Карпенко Н. И., Карпенко С. Н. О формировании физических соотношений для бетонных элементов в напряженном состоянии в приращениях // Жилищное строительство. 2015. № 3. С. 10-13. EDN TLRTKX.
- Karpenko N. I., Karpenko S. N., Kadiev D. Z., Moiseenko G. A. The construction of the diagrammatic deformation model for calculating the core reinforced-concrete structures in finite increments under joint action of load increments and variable by cross sections low and ultra low subzero temperatures // Key Engineering Materials. 2021. Vol. 887 KEM. P. 665-671. EDN QWILTJN.
- Kolchunov V. I., Karpenko S. N. Rigidity of reinforced concrete structures under complex resistance // Russian Journal of Building Construction and Architecture. 2022. № 1(53). P. 7-20. EDN WQNTEN.
- Радайкин О.В., Сабитов Л.С., Король О.А. [и др.] Допущения математических моделей трещиностойкости стержневых железобетонных элементов // Инженерный вестник Дона. 2023. № 7(103). С. 516-533. EDN VJIRJU.
- Санжаровский Р.С., Манченко М.М. Нелинейная теория ползучести бетона и железобетона и современные нормы // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2017. № 1. С. 23-35. EDN XRNZIX.
- Sanjarovsky R, Manchenko M. Creep of concrete and its instantaneous nonlinearity of deformation in the structural calculations // Scientific Israel - Technological Advantages. 2015. Vol. 17, № 1-2. P. 180-187. EDN XVLLKH.
- Шевченко А.В., Баглаев Н.Н., Зеленев Е.А., Курбатов В.Л. Определение остаточных прогибов изгибаемых железобетонных элементов на основе нелинейной деформационной модели // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2023. № 8. С. 31-40. EDN AQMAUE.
- Исаков И.А. Нелинейная деформационная модель сечения для расчета железобетонных балок // Вестник гражданских инженеров. 2012. № 6(35). С. 28-32. EDN QZATQN.
- Маркович А.С., Абу Махади М.И., Милосердова Д.А. [и др.] Проблема численного анализа жесткости изгибаемых железобетонных элементов // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2018. Т. 14. № 3. С. 233-241. EDN XTUZET.
- Перельмутер А.В., Тур В.В. Готовы ли мы перейти к нелинейному анализу при проектировании // Международный журнал по расчету гражданских и строительных конструкций. 2017. Т. 13. № 3. С. 86-102. EDN ZRKJPX.

ОБ АВТОРАХ

Станислав Фёдорович Дьяков – к.т.н., доцент Высшей школы промышленно-гражданского и дорожного строительства. Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ). 195251, Россия, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д.29. E-mail: dyakov_sf@spbstu.ru

Людмила Витальевна Мустафина – студент магистратуры. Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ). 195251, Россия, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д.29. E-mail: ludamust76@yandex.ru

ABOUT THE AUTHORS

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

Liudmila V. Mustafina – master's degree student. Peter the Great St.Petersburg Polytechnic University (SPbPU). 195251, Russia, St.Petersburg, Polytechnicheskaya st., 29. E-mail: ludamust76@yandex.ru

УДК 624.971

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ТЕХНОЛОГИЙ ИНФОРМАЦИОННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ПРИ ОБСЛЕДОВАНИИ ОБЪЕКТОВ КУЛЬТУРНОГО НАСЛЕДИЯ

А.О. Попов¹, И.Н. Гарькин², Л.С. Сабитов^{1,3}, 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. В работе авторами показано решение сложной опытно-конструкторской работы в рамках проведения противоаварийных мероприятий на объекте историко-культурного наследия «Архитектурный комплекс «Вовнушки» с использованием технологий информационного моделирования. В рамках разработки проекта первоочередных противоаварийных мероприятий получено решение по разработке комплексных научных исследований и разработке конструктивных решений по усилению. Доказывается, что лишь использования программно-вычислительных комплексов (в данном случае PLAXIS) может дать объективную картину состояния объекта, и в дальнейшем, только с помощью технологий информационного моделирования, возможно выработать наиболее оптимальный вариант проект сохранения объекта культурного наследия. Статья написана на основе выполненной научно-исследовательской работы по сохранению объекта культурного наследия федерального значения.

Ключевые слова: объекты историко-культурного наследия, инженерная реставрация, противоаварийные мероприятия, усиление, технологии информационного моделирования, техническая экспертиза.

Ссылка для цитирования: Попов А.О., Гарькин И.Н., Сабитов Л.С., Абдуллазянов Э.Ю. Использование технологий информационного моделирования при обследовании объектов культурного наследия // Инженерные исследования. 2024. №1 (16). С. 23-29. EDN: DCFAQZ.

USING INFORMATION MODELING TECHNOLOGIES IN INVESTIGATION OF CULTURAL HERITAGE OBJECTS

A.O. Popov¹, I.N. Garkin², L.S. Sabitov^{1,3}, 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. In the work, the authors show a solution to complex development work within the framework of emergency response measures at the historical and cultural heritage site “Vovnushki Architectural Complex” using information modeling technologies. As part of the development of a project for priority emergency measures, a decision was received on the development of comprehensive scientific research and the development of constructive solutions for strengthening. The article is written on the basis of completed research work.

Keywords: objects of historical and cultural heritage, engineering restoration, emergency measures, strengthening, information modeling technologies, technical expertise.

For citation: Popov A.O., Garkin I.N., Sabitov L.S., Abdullazyanov E.Yu. Using information modeling technologies in investigation of cultural heritage objects // Inzhenernyye issledovaniya [Engineering Research]. 2024. No.1 (16). Pp. 23-29. EDN: DCFAQZ.

ВВЕДЕНИЕ

Существует большое количество объектов культурного наследия, расположенных в горной и скалистой местности и представляющих собой комплексы оборонительных зданий и сооружений (сторожевые башни, крепости, валы и др). Многие из этих памятников находятся в аварийном состоянии, и сохранение данных памятников истории и архитектуры, несомненно, является актуальной задачей отечественной науки. Разработка проектов противоаварийных мероприятий подобных объектов является задачей, требующей неординарного и творческого подхода т.к. данные объекты представляют собой сложные в архитектурном и инженерном плане объекты. В настоящей работе авторы на реальном примере показывают, что для выработки оптимального решения по сохранению подобных объектов требуется использовать технологии цифрового моделирования (в частности авторы предлагают использовать программу PLAXIS). Рассмотрим ход работ по сохранению объекта культурного наследия «Архитектурный комплекс «Вовнушки».

ОПИСАНИЕ ОБЪЕКТА ИССЛЕДОВАНИЯ

В административном отношении скалы выявленного объекта культурного наследия «Архитектурный комплекс «Вовнушки», располагаются по адресу: Республика Ингушетия, Джейрахский район, с. Вовнушки. В геоморфологическом отношении «Архитектурный комплекс «Вовнушки» располагается на утесах складчатых гор Северного Кавказа. Вблизи комплекса протекает река Гулойхи и сеть ручьев (рис. 1).



Рис. 1. Ситуационный план расположения с. Вовнушки
Fig. 1. Situational plan for the location of the village. Vovnushki



Рис. 2. Общий вид архитектурного комплекса «Вовнушки»
Fig. 2. General view of the architectural complex “Vovnushki”

В архитектурный комплекс входят боевые, полубоевые, жилые башни и вспомогательные башни хозяйственного назначения [1-3], которые располагаются на двух утесах, между которыми проходит ущелье, сформированное складками гор Северного Кавказа.

Утесы разделены трещинами на отдельные блоки, в соответствии с размерами которых (свыше 800 мм) - относятся к крупноглыбовым, плитчатой (горизонтальные) и столбчатой (вертикальные или

слабонаклонные) разновидностью отдельностей (частей). Также встречаются мелкоглыбовые (до 800 мм) и щебневые разновидности отдельности (до 200 мм). Утесы сложены метаморфическими и осадочными породами с прослойками кварца [4, 5].

В связи с тем, что скальное основание имеет дефекты и повреждения, приведшие к значительному снижению несущей способности, при этом присутствует опасность внезапного разрушения, руководствуясь п.п. 3.13 ГОСТ 31937-2011, техническое состояние оценивается, как аварийное. В связи с чем необходима разработка противоаварийных мероприятий, которая осложняется сложностью рельефа, а также наличием дефектов и повреждений [6, 7].

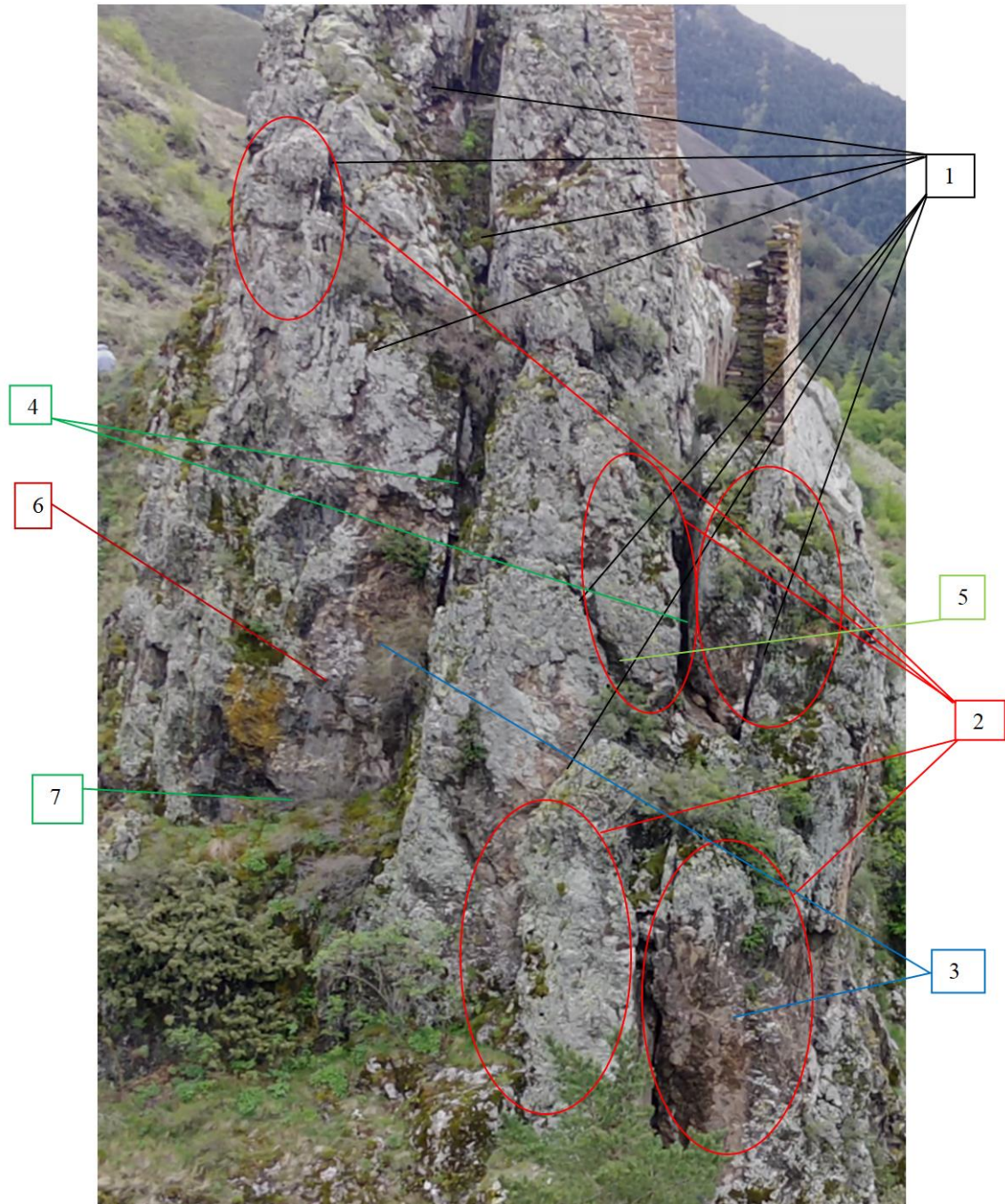


Рис. 4. Наиболее характерный вид утеса
Fig. 4. The most characteristic type of cliff

Наиболее характерные дефекты (рис.4):

1. Анизотропия скального массива - трещины группируются в системы;
2. По степени сплошности массив скального грунта – сильнотрещиноватый, между отдельными блоками еще имеются целики скального грунта;

3. Экзогенные изменения. Массив скального грунта относится к зоне «А» - сильного изменения. Отдельные блоки массива сложены преимущественно сильновыветрелыми и средневыветрелыми скальными грунтами;

4. Субвертикальные трещины $\beta > 80^\circ$ (очень широкие, широкие, средние, узкие, ламинарные);
5. Крутые трещины $80^\circ > \beta > 60^\circ$ (очень широкие, широкие, средние, узкие, ламинарные);
6. Наклонные трещины $60^\circ > \beta > 30^\circ$ (очень широкие, широкие, средние, узкие, ламинарные);
7. Субгоризонтальные трещины $\beta < 10^\circ$ (очень широкие, широкие, средние, узкие, ламинарные)

Горные породы и минералы сформировавшие тела утесов архитектурного комплекса «Вовнушки»:

- брекчии – средней прочности, плотные, слабывветрелые, неразмгчаемые;
- брекчии – низкой прочности, средней плотности, сильновыветрелые, размгчаемые);
- сланец – малопрочный, плотный, сильновыветрелый, неразмгчаемый;
- песчаник – средней прочности, плотный, сильновыветрелый, неразмгчаемый;
- кварц.

Существующие технологии информационного моделирования позволяют с высокой точностью формировать облака точек, которые, в последствии, могут являться как дефектными картами (рис. 2.) и опорным планом, так и расчетной (конечно-элементной) моделью, которая в свою очередь может быть выгружена в графический редактор.

Для получение текстурной модели высокого качества зачастую необходимо проводить более детальную съемку, как правило, это касается средних и узких субвертикальных трещин, а также крутых, наклонных и субгоризонтальных трещин вне зависимости от их раскрытия.

Имеющееся облако точек, возможно, преобразовать в текстурную модель (рис. 4), на которой в качестве в виде полигонов и линий можно выделить дефекты и повреждения объекта, которые будут зафиксированы в геодезической системе координат.

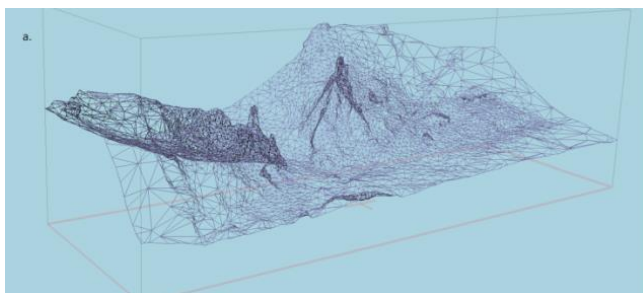


Рис. 5. Общее облако точек
Fig. 5. General point cloud

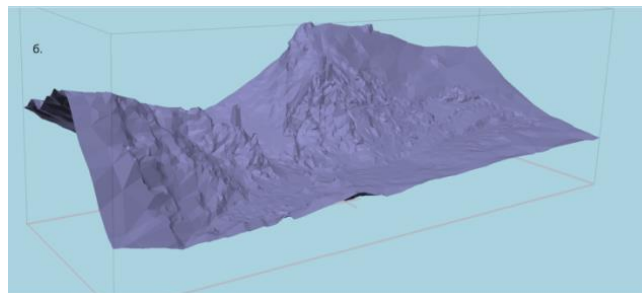


Рис. 6. Текстурная модель
Fig. 6. Texture model

Современные расчетные программные комплексы, реализующие метод конечных элементов, в целом могут подгрузить как облако точек, так и текстурную модель, однако распаковка облака точек для проведения поверочных расчетов осложняется наличием слишком «малых» конечных элементов. В этом случае намного эффективнее экспортировать.



а



б

Рис. 7. Обработанная модель без деревьев и кустарников: а - каркасная сетка; б - криволинейная поверхность.
Fig. 7. Processed model without trees and bushes: a - frame mesh; b - curved surface.

Объект при его первоначальном обследовании находился в аварийном состоянии (вследствие таких неблагоприятных факторов как климат, отсутствие периодических ремонтов, разрушение оснований). Но реальную картину состояния объекта удалось получить лишь создав цифровую модель объекта в программном комплексе PLAXIS, смоделировав состояния горного склона и воздействия на объекты на нем. Было доказано, что при отсутствии мероприятий по усилению откосов, объект разрушится. Криволинейную поверхность склона, возможно, загрузить в программные комплексы, реализующие метод конечных элементов для проведения расчетов, связанных с усилением. На рис.8 показаны последовательные этапы усиления откоса до достижения коэффициента устойчивости $K > 1.2$ [8-10].

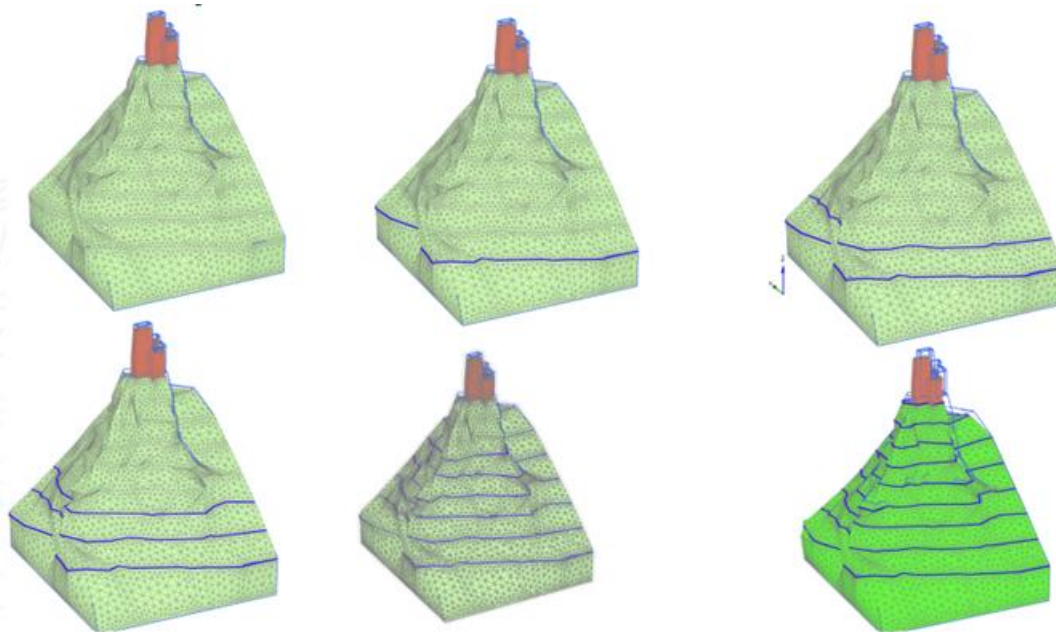


Рис. 8. Последовательные этапы расчета усиления утеса
Fig. 8. Consecutive stages of calculation of cliff reinforcement

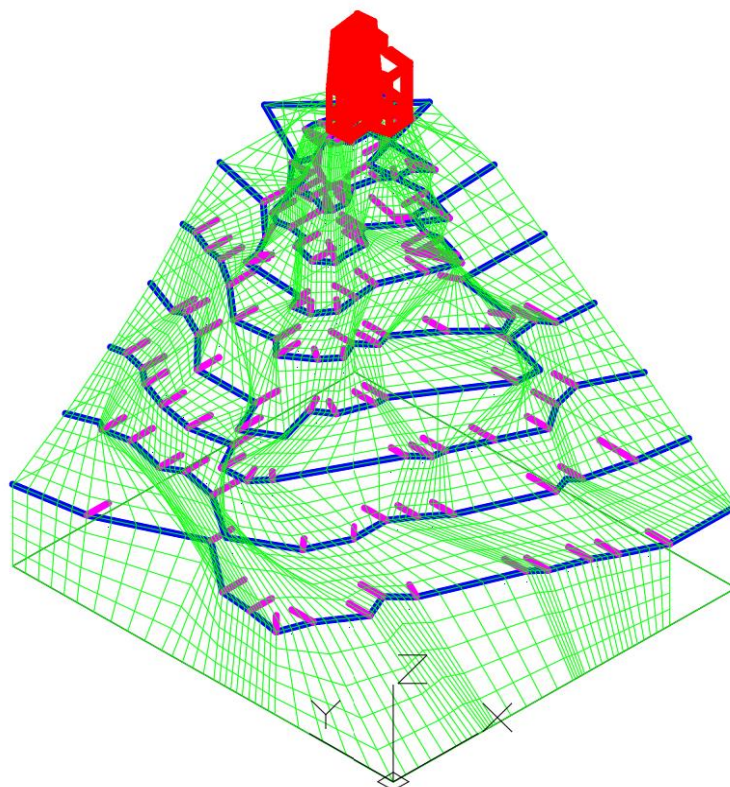


Рис. 9. Выгрузка расчетной модели в графические редакторы
Fig. 9. Downloading the calculation model to graphic editors

Выгруженная в графические редакторы расчетная модель обладает всеми исходными геодезическими привязками, а производство работ на объектах историко-архитектурного наследия, несмотря на сложность площадки, может быть выполнено с точностью вплоть до 1-го класса.

ВЫВОДЫ

В рамках разработки проекта первоочередных противоаварийных мероприятий получено решение по разработке комплексных научных исследований и разработке конструктивных решений по усилению. Таким образом, было остановлено саморазрушение объекта, усилены откосы, восстановлена несущая способность конструкций объекта. Значимость работы заключается в том, что авторами приводятся ранее не известные алгоритмы использования технологий информационного моделирования, которая позволяет, с более высокой точностью, решать сложные инженерно-технические задачи. Доказано, что без использования программно-вычислительных комплексов работа по противоаварийным мероприятиям не смогла бы быть реализована.

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. Снегирева А.И., Мурашкин В.Г. К вопросу обследования строительных конструкций, зданий и сооружений // Эксперт: теория и практика. 2021. №6 (15). С. 45-51.
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. № 1. Pp. 27-36.
8. Кузин Н.Я., Багдоев С.Г. Оценка внешних факторов на несущую способность конструкций гражданских зданий // Региональная архитектура и строительство. 2012. №2. С.79-82.
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

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

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 69.04

АЛГОРИТМ ПОСТРОЕНИЯ ОБЩЕГО РЕШЕНИЯ УРАВНЕНИЙ РАВНОВЕСИЯ В СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ ФЕРМАХ

Т.Р. Ибрагимов, В.В. Лалин

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

Аннотация. Предложен алгоритм расчета статически неопределимых шарнирно-стержневых конструкций (ферм) на основе метода сил. Предлагаемый метод основан на получении общего решения уравнений равновесия конструкции путем транспонирования матрицы уравнений совместности деформаций. Столбец неизвестных определяется автоматически и не требует выбора основной системы. Предложен способ получения уравнений совместности деформаций путем рассмотрения изменения площади контуров конструкции. Показано, что изменение площади независимого один раз статически неопределимого контура можно линейно выразить через деформации стержней. Матрица совместности деформаций конструкция составлена из строк для отдельных независимых контуров. Предложенный метод снимает неопределенность в формировании матрицы разрешающих уравнений метода сил, структура матрицы податливости конструкции однозначно определяется нумерацией стержней и независимых статически неопределимых контуров.

Ключевые слова: метод сил, статически неопределимые конструкции, фермы, статически неопределимые фермы, уравнение совместности деформаций, алгоритм, алгоритм метода сил, матрица податливости.

Ссылка для цитирования: Ибрагимов Т.Р., Лалин В.В. Алгоритм построения общего решения уравнений равновесия в статически неопределимых фермах // Инженерные исследования. 2024. №1 (16). С. 30-36. EDN: GNYUTN.

ALGORITHM FOR OBTAINING A GENERAL SOLUTION OF EQUILIBRIUM EQUATIONS IN STATICALLY INDETERMINATE TRUSSES

T.R. Ibragimov, V.V. Lalin

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

Abstract. An algorithm for the calculation of statically indeterminate rod structures (trusses) based on the force method is proposed. The proposed method is based on obtaining a general solution of the equilibrium equations of the structure by transposing the matrix of strain compatibility equations. The vector of unknowns is determined automatically and does not require the selection of the primary system. A method for obtaining strain compatibility equations by considering the change in the area of the structure loops is proposed. It is shown that the change in the area of an independent statically indeterminate loop can be linearly expressed through the deformations of the rods. The joint deformation matrix of the structure is composed of rows for separated independent loops. The proposed method removes the uncertainty of the matrix of governing equations of the force method, the structure of the structure flexibility matrix is determined by the numbering of rods and independent statically indeterminate loops.

Keywords: force method, statically indeterminate structures, trussed, statically indeterminate trusses, algorithm, force method algorithm, flexibility matrix.

For citation: Ibragimov T.R., Lalin V.V. Algorithm for obtaining a general solution of equilibrium equations in statically indeterminate trusses // Inzhenernyye issledovaniya [Engineering Research]. 2024. No.1 (16). Pp. 30-36. EDN: GNYUTN.

ВВЕДЕНИЕ

Классические методы решения задачи расчета статически неопределимых стержневых конструкций, такие как метод сил и метод перемещений, обладают примерно одинаковой трудоемкостью для «ручных» расчетов и удобны в различных классах задач, что делает оба метода равноправными.

В настоящее время подавляющее большинство задач расчета строительных конструкций выполняется с использованием компьютерных систем анализа, где равноправность методов теряется, абсолютное большинство программ основаны на методе перемещений.

Преимущество метода перемещений обусловлено относительной простотой алгоритмизации. Так, нумерация узлов конструкции однозначно определяет матрицу разрешающих уравнений. При этом, матрица разрешающих уравнений имеет ленточную структуру и, как правило, хорошую обусловленность. В свою очередь, матрица разрешающих уравнений в методе сил может быть построена не единственным образом. С точки зрения классической строительной механики, это объясняется возможностью выбора основной системы бесконечным количеством способов.

Известные способы алгоритмизации метода сил могут быть разделены на три основных группы – алгебраические, топологические и смешанные.

Алгебраические методы, как правило, сводятся к построению общего решения однородных уравнений равновесия путем анализа матрицы равновесия узлов конструкции. Одной из первых работ, посвященных алгоритмизации метода сил, является статья [1], где для выбора «лишних» неизвестных усилий предлагается использовать метод исключения неизвестных Жордана-Гаусса. В дальнейшем, помимо использования метода Жордана-Гаусса, предлагалось использовать LU разложение [2] и сингулярное разложение [3]. Более эффективные вариации предложенных методов представлены, например, в работах [4, 5]. К алгебраическим можно отнести и метод, предложенный в работе [6]. Недостатком алгебраических методов является то, что помимо решения разрешающей системы уравнений, предварительно необходимо провести алгебраические операции с матрицей равновесия узлов конструкции. Попытки получить удобную (обладающую ленточной структурой, слабой заполненностью и проч.) матрицу разрешающих уравнений приводят к еще более сложным алгоритмам.

Топологические методы основаны на анализе геометрических свойств системы, таких как симметрия или цикличность. Так, в работах [7, 8] показано, как при помощи базиса циклов эквивалентного для стержневой конструкции графа выбрать основную систему метода сил. В дальнейшем были предложены алгоритмы [9, 10] выбора циклов для формирования матрицы разрешающих уравнений диагональной структуры. Разработаны методы, удобные для анализа конструкций, обладающих циклической структурой [11]. Недостатком топологических методов является их привязанность к конструкциям, обладающим определенной структурой. Использование предложенных методов для расчета конструкций произвольной геометрии неэффективно.

Отдельно можно отметить метод, получивший название интегрированного метода сил, предложенного в работе [12]. Интегрированный метод сил предполагает совместное решение уравнений равновесия и уравнений совместности деформаций. В настоящий момент интегрированный метод сил обобщен на плоские и пространственные задачи теории упругости, нелинейные задачи и задачи вероятностного анализа [13-15]. Однако полученная таким образом система уравнений существенно проигрывает по количеству неизвестных и структуре матрицы в сравнении с классическим методом сил и перемещений.

В свою очередь, метод сил может быть эффективен в задачах оптимального проектирования, проектирования адаптивных конструкций [16-18].

В настоящей работе предлагается алгоритм расчета плоских шарнирно-стержневых систем, основанный на методе сил.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМЫ АЛГОРИТМИЗАЦИИ МЕТОДА СИЛ

Систему уравнений строительной механики шарнирно-стержневых систем можно записать в следующем виде:

$$A^T N = P, \quad (1)$$

$$AU = \varepsilon = \varepsilon^0 + \varepsilon^y, \quad (2)$$

$$\varepsilon^y = AN, \quad (3)$$

где N – столбец усилий в стержнях конструкции;

P – столбец заданных узловых нагрузок;

A^T – заданная матрица уравнений равновесия узлов конструкции;

$[\dots]^T$ – операция транспонирования матрицы;
 U – столбец узловых перемещений;
 ε – столбец деформаций стержней (удлинений);
 ε^0 – столбец заданных начальных деформаций стержней;
 ε^y – столбец упругих деформаций стержней;
 A – диагональная матрица коэффициентов податливости стержней системы.

В системе (1) – (3) уравнение (1) представляет собой уравнения равновесия узлов системы, уравнение (2) – геометрические уравнения связывающие перемещения и деформации, а уравнение (3) – физические уравнения, связывающие усилия и деформации.

Решение системы (1) складывается из суммы общего решения однородных уравнений равновесия и какого-либо частного решения. В статически неопределимых стержневых конструкциях ранг матрицы A^T заведомо меньше числа её столбцов, соответственно, система соответствующих однородных уравнений равновесия нетривиально совместна. Построение общего решения и является основной трудностью в алгоритмизации метода сил.

Допустим, что построена фундаментальная система решений однородных уравнений равновесия. Возьмем столбцы фундаментальной системы в качестве строк некоторой матрицы B . Согласно определению фундаментальной системы справедливо:

$$A^T B^T = 0, \quad (4)$$

следовательно, для любого столбца F справедливо:

$$A^T B^T F = 0.$$

Таким образом, $B^T F$ является общим решением системы однородных уравнений равновесия. Общее решение системы (1) можно записать в следующем виде:

$$N = B^T F + N_q, \quad (5)$$

где N_q – любое частное решение.

Транспонируя (4), получаем:

$$BA = 0, \quad (6)$$

Умножая теперь (2) на B , получаем:

$$BAU = B(\varepsilon^0 + \varepsilon^y), \quad (7)$$

с учетом (6) справедливо:

$$B(\varepsilon^0 + \varepsilon^y) = 0. \quad (8)$$

Подставив (3) с учетом (5) в (8), приходим к системе разрешающих уравнений:

$$BAB^T F + B\varepsilon^0 + BAN_q = 0. \quad (9)$$

Матрицу $L = BAB^T$ можно назвать матрицей податливости системы.

Рассмотрим теперь подробнее выражение (8). По физическому смыслу уравнение (8) является уравнением совместности деформаций системы. Таким образом, построив матрицу совместности деформации системы, с алгебраической точки зрения, транспонированием B можно получить матрицу общего решения однородных уравнений равновесия.

В свою очередь, как это будет показано далее, матрицу совместности деформаций можно получить только из геометрических соображений, не прибегая к алгебраическим операциям над матрицей A^T .

Построив матрицу совместности деформаций системы B , дальнейшее решение сводится к вычислению столбца неизвестных F , пользуясь уравнением (9). Усилия в стержнях конструкции вычисляются при помощи (5).

ПОСТРОЕНИЕ МАТРИЦЫ СОВМЕЩНОСТИ ДЕФОРМАЦИЙ СИСТЕМЫ

Ключевой идеей предлагаемого метода построения уравнений совместности деформаций является связь между деформациями стержней и площадью контура, построенного на данных стержнях. Для иллюстрации предлагаемого метода рассмотрим один раз статически неопределимую конструкцию, представленную на рис. 1а.

Так, представленная конструкция состоит из 6 стержней, пронумерованных цифрами 1-6, четырех узлов, обозначенных буквами i, k, m, s . Определим направление стержней, обозначенное стрелками. Направление стержней может быть произвольным, принятые направления не влияют на конечный результат.

Введем для каждого стержня, в соответствии с его направлением, два вектора – единичный вектор, направленный вдоль оси стержня $t = [t_x, t_y]^T$ и ортогональный к нему $n = [n_x, n_y]^T$, так, чтобы t, n, z составляли тройку векторов, аналогичную системе координат x, y, z .

Конструкция состоит из трех треугольных контуров, обозначенных обведенными цифрами, которые составляют четвертый треугольный контур (рис. 1б), построенный на узлах i, k, m .

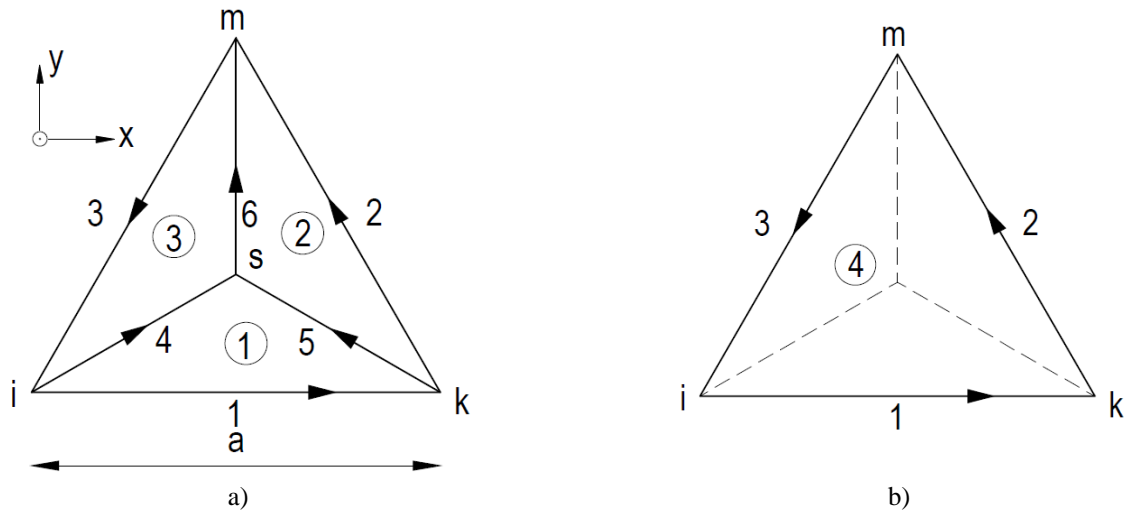


Рис. 1. Схема рассматриваемой фермы: а – контуры 1, 2, 3; б – контур 4
 Fig. 1. Truss scheme: a – loops 1, 2, 3; b – loop 4

Для площадей указанных контуров 1 – 4 справедливо следующее соотношение:

$$S_4 = S_1 + S_2 + S_3,$$

где S_j – начальная площадь j -го контура.

После приложения внешних нагрузок, стержни конструкции получают некоторые деформации и площади контуров изменятся, однако, в силу неразрывности конструкции, для новых площадей так же будет справедливо аналогичное равенство:

$$S'_4 = S'_1 + S'_2 + S'_3,$$

где S'_j – площадь j -го контура после деформации.

Обозначая теперь как $\Delta S_j = S_j^i - S_j$ изменение площади j -го контура, получим соотношение

$$\Delta S_4 = \Delta S_1 + \Delta S_2 + \Delta S_3. \tag{10}$$

Выражение (10) имеет физический смысл «неразрывности» площади конструкции. Записанное через деформации стержней конструкции выражение (10) и будет являться уравнением совместности деформаций.

Введем понятие смешанного произведения двух векторов, $a = [a_x, a_y]^T, b = [b_x, b_y]^T$, лежащих в плоскости x, y . Внешнее произведение может быть записано как [19]:

$$a \wedge b = \det[a, b] = \begin{vmatrix} a_x & b_x \\ a_y & b_y \end{vmatrix},$$

где $\det[\dots]$ – определитель матрицы.

Основные свойства внешнего произведения [19]:

$$a \wedge b = -b \wedge a,$$

$$a \wedge (\lambda b) = \lambda(a \wedge b) = (\lambda a) \wedge b, \quad \lambda \in \mathbb{R},$$

$$a \wedge (b + c) = a \wedge b + a \wedge c,$$

$$a \wedge b = 0 \leftrightarrow a \parallel b \quad a, b \neq 0.$$

Внешнее произведение представляет собой ориентированную площадь параллелограмма, построенного на перемножаемых векторах, т.е. равно площади параллелограмма со знаком плюс или минус в зависимости от того, совпадают или не совпадают тройки осей x, y, z и a, b, z по ориентации.

Деформация (удлинение) произвольного стержня, с единичным вектором t , направленным от узла i к узлу k , может быть записана в виде:

$$\varepsilon = t^T (U_k - U_i), \quad (11)$$

где U_j - вектор перемещений j -го узла, $U_j = [U_{jx}, U_{jy}]^T$.

Обозначим:

$$\omega = n^T (U_k - U_i), \quad (12)$$

ω представляет собой поворот стержня как жесткого целого.

Из уравнений (11) и (12) следует:

$$U_k - U_i = \varepsilon t + \omega n. \quad (13)$$

Рассмотрим теперь изменение площади, например, контура 4. Пусть r_i, r_k, r_m радиус-векторы узлов контура i, k, m проведенные из произвольного полюса. Пользуясь внешним произведением изменение площади может быть записано как:

$$2\Delta S_4 = S_4 - S'_4 = \{(r_k - r_i) \wedge (r_m - r_i)\} - \{(r_k + U_k - r_i - U_i) \wedge (r_m + U_m - r_i - U_i)\}$$

Раскрывая скобки и группируя слагаемые, получаем:

$$2\Delta S_4 = U_i \wedge U_k + U_k \wedge U_m + U_m \wedge U_i + \\ + (U_m - U_k) \wedge r_i + (U_k - U_i) \wedge r_m + (U_i - U_m) \wedge r_k. \quad (14)$$

Не обращая пока внимания на первую группу квадратичных по перемещениям слагаемых, рассмотрим вторую группу. В соответствии с (13) перепишем разность перемещений узлов для каждого из стержней контура:

$$U_k - U_i = \varepsilon_1 t_1 + \omega_1 n_1, \\ U_m - U_k = \varepsilon_2 t_2 + \omega_2 n_2, \\ U_i - U_m = \varepsilon_3 t_3 + \omega_3 n_3. \quad (15)$$

Подставив (15) в (14), можно заметить, что слагаемые второй группы представляют собой внешнее произведение деформаций стержня (и его жесткого поворота) и радиус-вектора к противоположному узлу.

Заметим, что при условии, что радиус-вектор будет ортогонален к стержню, составляющая, учитывающая жесткий поворот, будет равна нулю. Для любого треугольного контура такое возможно, если в качестве полюса для радиус-вектора принять ортоцентр треугольника.

Таким образом, выражение (14) с учетом (15) может быть представлено в виде:

$$2\Delta S_4 = U_i \wedge U_k + U_k \wedge U_m + U_m \wedge U_i + \varepsilon_1 t_1 \wedge r_m^{ikm} + \varepsilon_2 t_2 \wedge r_i^{ikm} + \varepsilon_3 t_3 \wedge r_k^{ikm}, \quad (16)$$

В выражении (16) верхний индекс ikm означает, что радиус-вектор проведен из ортоцентра треугольника ikm . Прделаем аналогичные операции для правой части выражения (10) и приведем результат:

$$2\Delta S_1 = U_s \wedge U_k + U_k \wedge U_i + U_i \wedge U_s + \\ + (U_k - U_i) \wedge r_s^{ski} + (U_s - U_k) \wedge r_i^{ski} + (U_i - U_s) \wedge r_k^{ski} = \quad (17)$$

$$= U_s \wedge U_k + U_k \wedge U_i + U_i \wedge U_s + \varepsilon_1 t_1 \wedge r_s^{ski} + \varepsilon_5 t_5 \wedge r_i^{ski} - \varepsilon_4 t_4 \wedge r_k^{ski}, \\ 2\Delta S_2 = U_s \wedge U_m + U_m \wedge U_k + U_k \wedge U_s + \\ + (U_m - U_k) \wedge r_s^{smk} + (U_s - U_m) \wedge r_k^{smk} + (U_k - U_s) \wedge r_m^{smk} =, \quad (18)$$

$$= U_s \wedge U_m + U_m \wedge U_k + U_k \wedge U_s + \varepsilon_2 t_2 \wedge r_s^{smk} - \varepsilon_6 t_6 \wedge r_k^{smk} - \varepsilon_5 t_5 \wedge r_m^{smk}, \\ 2\Delta S_3 = U_s \wedge U_m + U_m \wedge U_i + U_i \wedge U_s + \\ + (U_i - U_m) \wedge r_s^{smi} + (U_s - U_i) \wedge r_m^{smi} + (U_m - U_s) \wedge r_i^{smi} = \quad (19) \\ = U_i \wedge U_k + U_k \wedge U_m + U_m \wedge U_i + \varepsilon_3 t_3 \wedge r_s^{smi} + \varepsilon_4 t_4 \wedge r_m^{smi} + \varepsilon_6 t_6 \wedge r_i^{smi}.$$

Подставляя теперь выражения (16) – (19) в (10) можно убедиться, что квадратичные по перемещениям слагаемые тождественно сокращаются. Оставшиеся слагаемые и представляют собой уравнение совместности деформации для рассматриваемой конструкции (20).

$$\begin{aligned} & \varepsilon_1 t_1 \wedge r_i^{ikn} + \varepsilon_2 t_2 \wedge r_m^{ikn} + \varepsilon_3 t_3 \wedge r_k^{ikn} = \\ & = \varepsilon_1 t_1 \wedge r_s^{ski} + \varepsilon_5 t_5 \wedge r_i^{ski} - \varepsilon_4 t_4 \wedge r_k^{ski} + \\ & + \varepsilon_2 t_2 \wedge r_s^{smk} - \varepsilon_6 t_6 \wedge r_k^{smk} - \varepsilon_5 t_5 \wedge r_m^{smk} + \\ & + \varepsilon_3 t_3 \wedge r_s^{smi} + \varepsilon_4 t_4 \wedge r_m^{smi} + \varepsilon_6 t_6 \wedge r_i^{smi}. \end{aligned} \quad (20)$$

Выражение (20) годится для любого четырехузлового контура с 6 стержнями, за исключением вырожденных случаев. Так, узел s может быть и вне треугольника ikm . В таком случае, одно из слагаемых выражения (10) будет получено со знаком минус.

Продельвая аналогичные операции, можно получить уравнение совместности деформации для любого произвольного контура.

Возьмем коэффициенты при деформациях стержней β_j в качестве элементов строки $B_j = [\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n]$, где j - номер рассматриваемого контура.

Матрица совместности деформации конструкции, состоящей из нескольких контуров, теперь может быть определена как.

$$B = \begin{bmatrix} B_1 \\ B_2 \\ \vdots \\ B_n \end{bmatrix}.$$

Транспонирование полученной матрицы и будет общим решением однородных уравнений равновесия конструкции. Формирование матрицы податливости конструкции теперь однозначно определяется нумерацией стержней и независимых статически неопределимых контуров и снимает проблему выбора основной системы метода сил.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Таким образом, предложенный алгоритм метода сил исключает неопределенность в выборе основной системы и «лишних» неизвестных. Аналогично методу перемещений, структура матрицы податливости однозначно определяется нумерацией стержней и независимых статически неопределимых контуров фермы.

При этом, библиотека «конечных элементов» может быть заменена на библиотеку «статически неопределимых» контуров различной топологии. В инженерной практике обычно используются типовые, решетки ферм, следовательно, библиотека «независимых контуров» может быть составлена всего из нескольких наиболее распространенных вариантов.

В отличие от ранее предложенных методов построения алгоритма метода сил, предлагаемый метод не требует проведения каких-либо операций над матрицей уравнений равновесия узлов конструкции. Нет, строго говоря, никакой необходимости в хранении уравнений равновесия в памяти компьютера.

Указанные свойства уравнивают метод сил с методом перемещений с точки зрения вычислительной эффективности.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Przemieniecki J. S., Denke P. H. Joining of complex substructures by the matrix force method // Journal of Aircraft. 1966. № 3(3). С. 236–243. DOI:10.2514/3.43731.
2. Thierauf G., Topgu A. Structural optimization using the force method // World Congress on Finite Element Methods in Structural Mechanics, Bournemouth, England, 1975.
3. Pellegrino S. Structural computations with the singular value decomposition of the equilibrium matrix // International Journal of Solids and Structures. 1993. № 21(30). С. 3025–3035.
4. Topqu A. A contribution to the systematic analysis of finite element structures using the force method (in German), Doctoral dissert., Univ. of Essen. 1979.
5. Soyer E., Topçu A. Sparse self-stress matrices for the finite element force method // International Journal for Numerical Methods in Engineering. 2001. № 9(50). С. 2175–2194.
6. Розин Л.А. Стержневые системы как системы конечных элементов. Ленинград: Издательство ЛГУ, 1976. 237 с.

7. Henderson J.C. Topological Aspects of Structural Linear Analysis // Aircraft Engineering and Aerospace Technology. 1960. № 5(32). С. 137–141.
8. Henderson J.C., Maunder E.A. A Problem in Applied Topology: on the Selection of Cycles for the Flexibility Analysis of Skeletal Structures // IMA Journal of Applied Mathematics. 1969. № 2(5). С. 254–269.
9. Kaveh A. Subminimal Cycle Bases for the Force Method of Structural Analysis // Communications in Applied Numerical Methods. 1987. № 4(3). С. 277–280.
10. Kaveh A. Suboptimal cycle bases of graphs for the flexibility analysis of skeletal structures // Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering. 1988. (71). С. 259–271.
11. Koohestani K. An orthogonal self-stress matrix for efficient analysis of cyclically symmetric space truss structures via force method // International Journal of Solids and Structures. 2011. № 2(48). С. 227–233.
12. Patnaik S.N. An integrated force method for discrete analysis // International Journal for Numerical Methods in Engineering. 1973. № 2(6). С. 237–251.
13. Patnaik S.N., Pai S.S., Hopkins D.A. Compatibility condition in theory of solid mechanics (elasticity, structures, and design optimization) // Arch. Comput. Methods Eng. Springer, 2007. № 4(14). С. 431–457.
14. Wang Y., Senatore G. Extended integrated force method for the analysis of prestress-stable statically and kinematically indeterminate structures // Int. J. Solids Struct. 2020. № 202. С. 798–815.
15. Wei X.F. Extension of Integrated Force Method into Stochastic Domain // Int. J. Comput. Methods Eng. Sci. Mech. Taylor & Francis Group, 2009. № 3(10). С. 197–208.
16. Kaveh A., Shabani Rad A. Metaheuristic-based optimal design of truss structures using algebraic force method // Structures. Elsevier, 2023. №50. С. 1951–1964.
17. Kaveh A., Zaerreza A. An Improved PSO Using the SRM of the ESSOA for Optimum Design of the Frame Structures via the Force Method // Stud. Syst. Decis. Control. Springer Science and Business Media Deutschland GmbH, 2023. №463. С. 193–217.
18. Yuan X., Liang X., Li A. Shape and force control of prestressed cable-strut structures based on nonlinear force method // Adv. Struct. Eng. 2016. № 12(19). С. 1917–1926.
19. Постников М.М. Аналитическая геометрия. Москва: Наука, 1979. 336 с.

ОБ АВТОРАХ

Тимур Равилевич Ибрагимов – студент магистратуры. Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ). 195251, Россия, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д.29. E-mail: ibragimov@icestructural.ru

Владимир Владимирович Лалин – д.т.н., профессор Высшей школы промышленно-гражданского и дорожного строительства. Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ). 195251, Россия, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д.29. E-mail: lalin_vv@spbstu.ru

ABOUT THE AUTHORS

Timur R. Ibragimov – graduate student. Peter the Great St.Petersburg Polytechnic University (SPbPU). 195251, Russia, St.Petersburg, Polytechnicheskaya st., 29. E-mail: ibragimov@icestructural.ru

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

УДК 624.131.54

ВЛИЯНИЕ ТОЧНОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ПЕРЕУПЛОТНЕНИЯ НА РАСЧЕТНЫЕ ПАРАМЕТРЫ ГРУНТОВ

М.П. Свенторжицкий

ФГУП СЗБФ РОСМОРПОРТ, г. Санкт-Петербург (Российская Федерация)

Аннотация. Коэффициент переуплотнения грунтов является одним из основных компонентов современной механики грунтов, начиная с 20-х годов XX века и работ Карла Терцаги, коэффициент переуплотнения и связанные с ним параметры такие как: давление предуплотнения, бытовое давление прочно и повсеместно применяются во всем мире, в Российской Федерации нормативным документом регулирующим проведение и обработку компрессионных испытаний является ГОСТ Р 58326-2018, в нем описаны основные методы обработки лабораторных испытаний: Методы Беккера и Казагранде, но стоит принять во внимание, тот факт, что этим методам более 50 лет, а значит в них предполагался графо-аналитический, более того ручной характер обработки данных, что в 2023 году, при наличии мощных ЭВМ не может являться современным, а значит и конкурентно способным. При этом несмотря на довольно большое количество научных работ по данной теме, авторы обходят вопрос создания новой методики для обработки испытаний стороной, что дает обоснованную почву для проведения научных изысканий в выбранной для анализа и исследований области. В данной статье рассматриваются методики обработки результатов компрессионных испытаний по методу Беккера: нормативная и линейно-интерполяционная предложенная автором в тезисах. Выполняется моделирование железобетонной фундаментной плиты, и определяется зависимость осадок от значения коэффициента переуплотнения.

Ключевые слова: коэффициент переуплотнения, Метод Беккера, погрешность вычислений, осадки зданий и сооружений.

Ссылка для цитирования: Свенторжицкий М.П. Влияние точности определения значения коэффициента переуплотнения на расчетные параметры грунтов // Инженерные исследования. 2024. №1 (16). С. 37-44. EDN: GUCESU.

THE EFFECT OF THE ACCURACY OF DETERMINING THE VALUE OF THE OCR COEFFICIENT ON THE CALCULATED SOIL PARAMETERS

M.P. Sventorzhiitskiy

*Federal State Unitary Enterprise Northwestern Basin Federal Branch of ROSMORPORT,
St.Petersburg (Russian Federation)*

Abstract. The OCR coefficient is one of the main components of modern soil mechanics, since the 20s of the twentieth century and the works of Karl Terzaghi, the re-compaction coefficient and related parameters such as: pre-compaction pressure, household pressure are firmly and universally used all over the world, in the Russian Federation a regulatory document regulating the conduct and processing of compression The test is GOST R 58326-2018, it describes the main methods of processing laboratory tests: Becker and Kazagrande methods, but it is worth taking into account the fact, that these methods are more than 50 years old, which means that they assumed a grapho-analytical, moreover manual nature of data processing, which in 2023, in the presence of powerful computers, cannot be modern, and therefore competitively capable. At the same time, despite a fairly large number of scientific papers on this topic, the authors avoid the issue of creating a new methodology for processing tests by the side, which provides a reasonable basis for conducting scientific research in the field chosen for analysis and research. This article discusses 2 methods of processing the results of compression tests using the Becker method: normative and linear interpolation proposed by the author in the theses. The simulation of a reinforced concrete foundation plate is performed, and the dependence of the sediment on the value of the re-compaction coefficient is determined.

Keywords: overcompaction coefficient, Becker's method, calculation error, precipitation of buildings and structures.

For citation: Sventorzhiitskiy M.P. The effect of the accuracy of determining the value of the ocr coefficient on the calculated soil parameters // Inzhenernyye issledovaniya [Engineering Research]. 2024. No.1 (16). Pp. 37-44. EDN: GUCESU.

ВВЕДЕНИЕ

Определение коэффициента переуплотнения и учет влияния данного коэффициента в 2023 году является одной из перспективных областей развития геотехники [1-4]. На данный момент наиболее используемыми методами обработки лабораторных испытаний, описанными в нормативной литературе, а именно в ГОСТ Р 58326-2018 «Грунты. Метод лабораторного определения параметров переуплотнения», считаются методы Беккера [5-8] и Казагранде [9, 10]. В данной статье будет рассматриваться только метод Беккера, поскольку он является менее трудоемким с точки зрения апробации инновационных методик.

Оба метода являются графическими, что означает наличие погрешность при обработке испытаний. Важно отметить, что точность проведения испытания на современном дорогостоящем оборудовании выдает точность получения экспериментальных точек до 0,000001 мм. Такой точности достаточно для проведения испытаний, но недостатки в методике обработки приводят к итоговой погрешности около 0,50, что в современных реалиях мало применимо.

Исходными материалами результатов лабораторных испытаний является Excel таблица с результирующими значениями каждой ступени нагружения образца грунта в которой указаны основные параметры необходимые для обработки.

В данной статье будут рассматриваться две методики обработки результатов лабораторных испытаний:

1. Нормативная по ГОСТ Р 58326-2018 «Грунты. Метод лабораторного определения параметров переуплотнения»;
2. Линейно интерполяционная.

Таким образом, предложив более совершенную, в первую очередь математически, методику с помощью, которой будет возможно без дополнительных затрат повысить точность данного вида испытаний, а также попробовать выявить закономерности, объединяющие значение коэффициента переуплотнения и другие расчетные характеристики грунтов.

В связи с вышесказанным была сформулирована цель настоящей работы: определить влияние коэффициента переуплотнения на осадку фундаментной плиты, используя различные методики для определения коэффициента переуплотнения.

Объектом исследования является осадка фундаментной плиты условного здания.

Предметом исследования влияние точности определения коэффициента переуплотнения по методу Беккера.

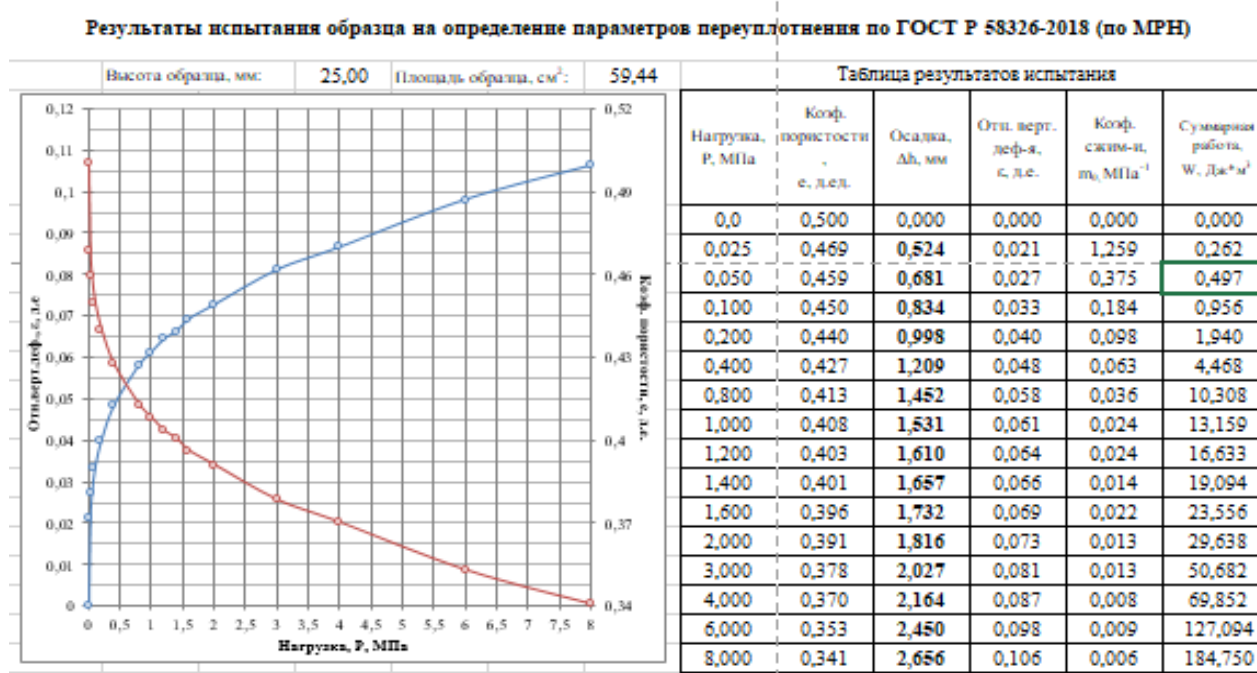


Рис.1 Таблица с результатами компрессионных испытаний график взаимосвязи нагрузки и относительной деформации образца

Fig.1 Table with the results of compression tests graph of the relationship between the load and the relative deformation of the sample

В качестве исходных данных для обработки результатов компрессионных испытаний используются результаты испытания суглинка (Плотность $\rho=2,13$ г/см³; Природная влажность $W=0,174$ д.ед; Пластичность $I_p=0,071$ д.ед.), нижекембрийские отложения из скважины №26 на глубине 28,0-28,2 метра, скважина расположена на территории г. Санкт-Петербург, ул. Евгеньевская д.2. Исходные данные представлены на (рис.1).

ПЕРВАЯ МЕТОДИКА

Первая методика подробно расписана в ГОСТ Р 58326-2018 «Грунты. Метод лабораторного определения параметров переуплотнения», однако нормативный документ не раскрывает как именно необходимо проводить касательные, что открывает эту область открытой для проведения исследований. Результаты, указанные на рис.2 и рис.3, более подробно разобраны в тезисах, к данной статье приведены как отправная точка научных исследований автора по данному вопросу.

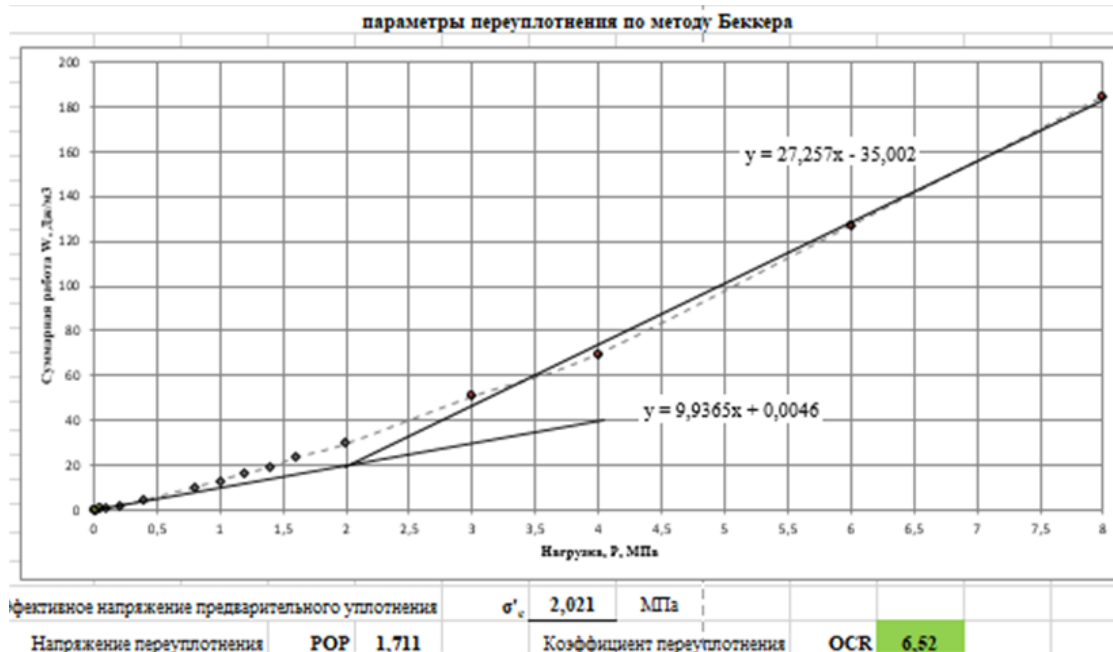


Рис. 2. Определение значения коэффициента переуплотнения по методу Беккера
Fig. 2. Determination of the value of the OCR coefficient by the Becker method

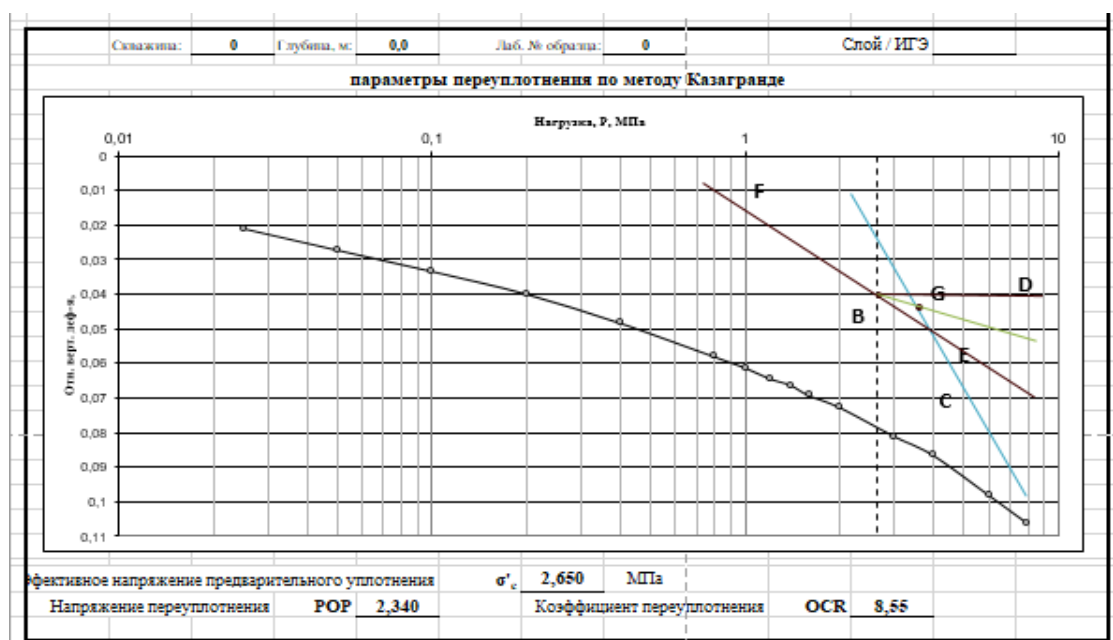


Рис. 3. Определение значения параметра переуплотнения по методу Казагранде
Fig. 3. Determination of the value of the recompression parameter by the Kazagrande method

ВТОРАЯ МЕТОДИКА

Вторая методика была предложена автором в тезисах к данной статье в марте 2023 года, она представлена в виде линейной интерполяции взаимосвязи между двумя основными параметрами и осями на графиках, также приведены в данной статье для сохранения хронологии исследования и придания работе целостности.

Поскольку в результате проведения испытания прибор выдает значения суммарной работы (W , дж/м^3) – в дальнейшем будем использовать параметр «у», т.к. это вертикальная ось; а для значения нагрузки (P , МПа) – использовать параметр «х» из аналогичных соображений. Значения, полученные в результате эксперимента по осям x и y , даны с точностью до тысячных, что позволяет использовать следующие соотношения разности координат для каждой двух последовательных точек и уравнения прямой получаем:

$$\frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} = k \quad (1)$$

где: k - среднее значение тангенса угла наклона прямой, которую можно продлить из линейного участка; x_1 - значение координаты для предыдущей точки по оси абсцисс; y_1 - значение координаты для предыдущей точки по оси ординат; x_2 - значение координаты для следующей точки по оси абсцисс; y_2 - значение координаты для следующей точки по оси ординат.

Определение предварительного положения показано на рис.4.

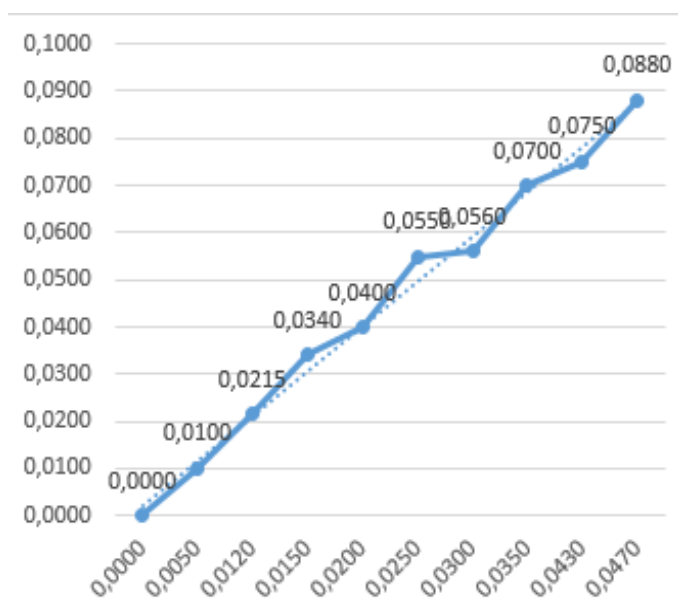


Рис. 4 Определение среднего значения параметра k с отклонением точек (сплошной линией соединены точки численного моделирования, пунктиром результирующее значение касательной по второй методике).

Fig. 4. Determination of the average value of the parameter k with the deviation of points (a solid line connects the points of numerical simulation, a dotted line is the resulting tangent value according to the second method).

Таблица 1. Значения координат точек и тангенса угла наклона прямой

Table 1. The values of the coordinates of the points and tangent of the angle of inclination of the straight line

№ точки	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Координата x	0,000	0,010	0,022	0,034	0,040	0,055	0,056	0,070	0,075	0,088
Координата y	0,000	0,005	0,012	0,015	0,020	0,025	0,030	0,035	0,043	0,047
Значение тангенса угла наклона	-	2,00	1,64	4,17	1,20	3,00	0,20	2,80	0,62	3,25

Примечание: Среднее значение тангенса угла наклона составило 2,10.

Результаты обработки по первой методике сравниваются на рис.5 с результатами по второй методике, красной линией проведено итоговое значение эффективного переуплотнения 2,061 МПа, для новой методики это значение будет равно 2,58 МПа. Что ближе к значениям, полученным по методу Казагранде для этого образца.

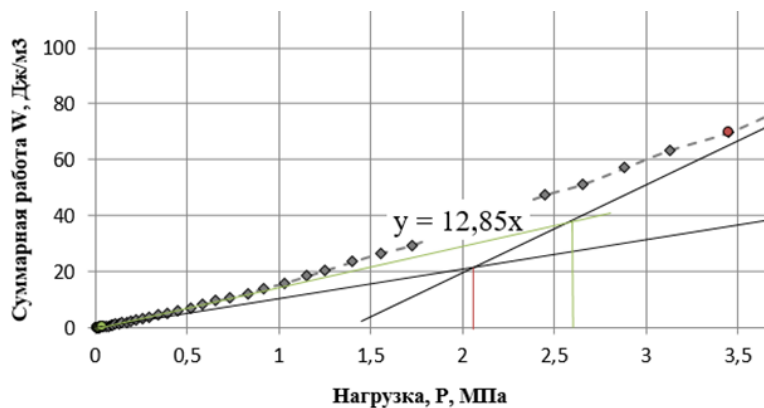


Рис. 5. Сравнение результатов проведения касательной по первой и второй методике
Fig. 5. Comparison of the results of the tangent using the first and second methods

В качестве примера рассмотрим задачу определения осадки железобетонной фундаментной плиты с габаритами 20x10x0,2 м. На плиту воздействует равномерно распределенная нагрузка равная 200 кН/м. Шаг сетки примем 1x1 м. Проведение численного моделирования в сателлите программном комплексе SCAD Office («Кросс»). Предварительно моделируем плиту в программном комплексе SCAD Office. Назначаем материал пластины (фундаментной плиты) тяжелый бетон В 30.

На рисунке ниже показана расчетная схема плиты в сателлите Кросс, также указано расположение скважин. Для упрощения расчетов и снижения погрешностей считаем, что все скважины имеют одинаковое геологическое сложение: верхний слой от 0 до 2 метров сложен мелким песком, с -2 до -20 исследуемый слой суглинка. Более подробно характеристики грунта указаны в табл.2 – табл.4.

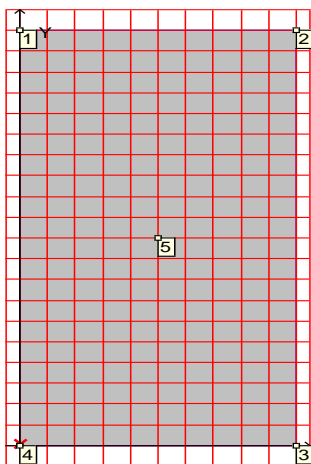


Рис. 6. Расчетная схема фундаментной плиты
Fig. 6. Calculation scheme of the foundation plate

Таблица 2. Расчетные параметры грунтов
Table 2. Calculated soil parameters

Наименование	Удельный вес, кН/м ³	Модуль деформации, кН/м ²	Модуль упругости, кН/м ²	Коэффициент Пуассона	Коэффициент переуплотнения	Давление переуплотнения, кН/м ²
Песок	19,98	8200	318333,333	0,3	1	0
Суглинок	21,33	25400	211666,667	0,3	1	0

Ниже представлены протоколы расчета, экспортированные из сателлита «Кросс» осадки фундаментной плиты при коэффициенте переуплотнения равной 1; 2,061; 2,58.

Нагрузка

Нагрузка на фундаментную плиту 200 кН/м²

Отметка подошвы фундаментной плиты 0 м.

Нижняя отметка сжимаемой толщи определяется в точке с координатами: (0,5,0;10,0) м.

Результаты расчета при коэффициенте переуплотнения равном 1,0.

Нижняя отметка сжимаемой толщи в данной точке -5 м.

Толщина слоя сжимаемой толщи в данной точке 5 м.

Максимальная осадка 6,823 см

Средняя осадка 5,529 см.

Крен фундаментной плиты 0,006 град.

Суммарная нагрузка 4077,472 кН/м².

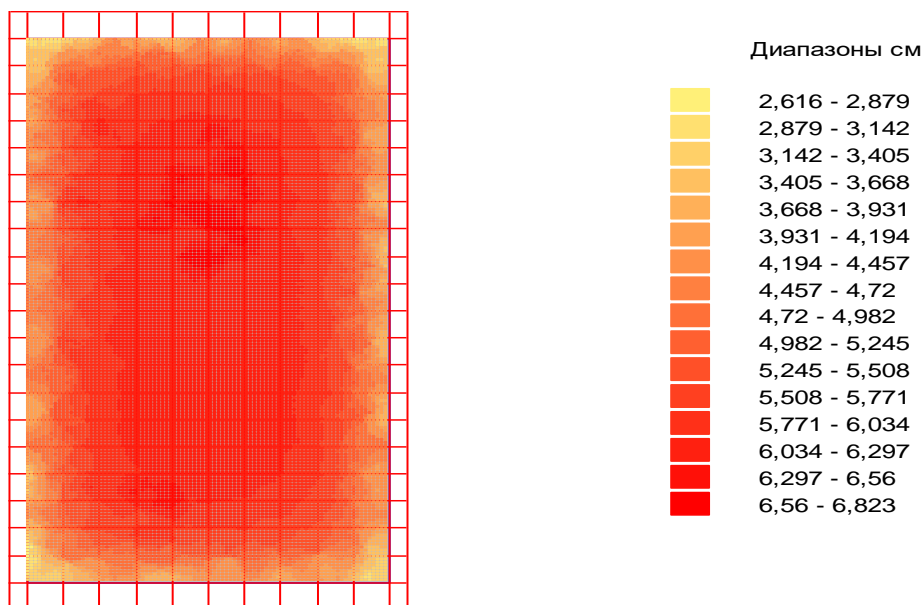


Рис. 7. Распределение осадок фундаментной плиты при коэффициенте переуплотнения равном 1,0

Fig. 7. Distribution of the sediment of the foundation plate with OCR coefficient of 1.0

Таблица 3. Расчетные параметры грунтов

Table 3. Calculated soil parameters

Наименование	Удельный вес, кН/м ³	Модуль деформации, кН/м ²	Модуль упругости, кН/м ²	Коэффициент Пуассона	Коэффициент переуплотнения	Давление переуплотнения, кН/м ²
Песок	19,98	8200	318333,333	0,3	1	0
Суглинок	21,33	25400	211666,667	0,3	2,061	0

Результаты расчета при коэффициенте переуплотнения равном 2,061.

Нижняя отметка сжимаемой толщи в данной точке -5 м.

Толщина слоя сжимаемой толщи в данной точке 5 м.

Максимальная осадка 6,041 см.

Средняя осадка 4,719 см.

Крен фундаментной плиты 0,006 град.

Суммарная нагрузка 407,747 кН/м².

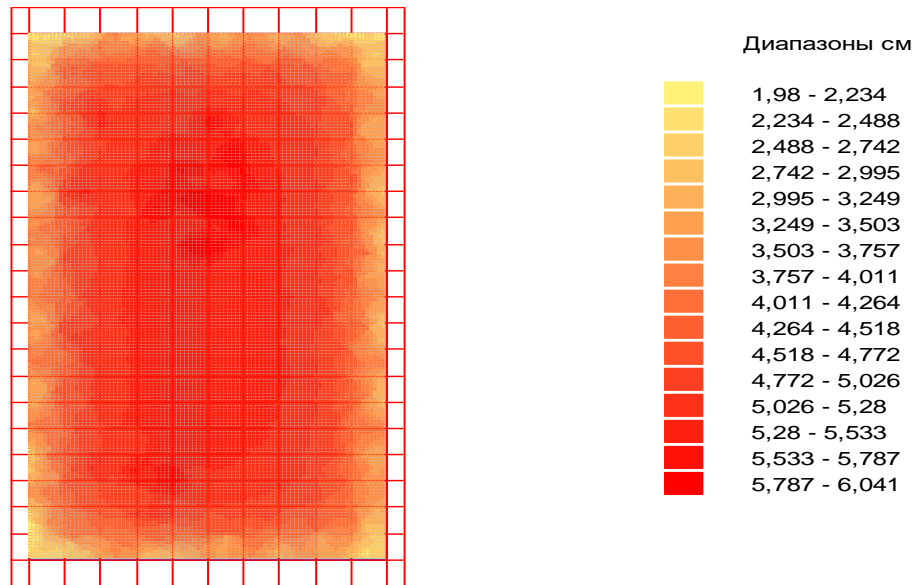


Рис. 8. Распределение осадок фундаментной плиты при коэффициенте переуплотнения равном 2,061.
Fig. 8. Distribution of the sediment of the foundation plate with OCR coefficient of 2,061.

Таблица 4. Расчетные параметры грунтов
Table 4. Calculated soil parameters

Наименование	Удельный вес, кН/м ³	Модуль деформации, кН/м ²	Модуль упругости, кН/м ²	Коэффициент Пуассона	Коэффициент переуплотнения	Давление переуплотнения, кН/м ²
Песок	19,98	8200	318333,333	0,3	1	0
Суглинок	21,33	25400	211666,667	0,3	2,58	0

Результаты расчета при коэффициенте переуплотнения равном 2,58.

Нижняя отметка сжимаемой толщи в данной точке -5 м.

Толщина слоя сжимаемой толщи в данной точке 5 м.

Максимальная осадка 5,662 см.

Средняя осадка 4,406 см.

Крен фундаментной плиты 0,007 град.

Суммарная нагрузка 407,747 кН/м².

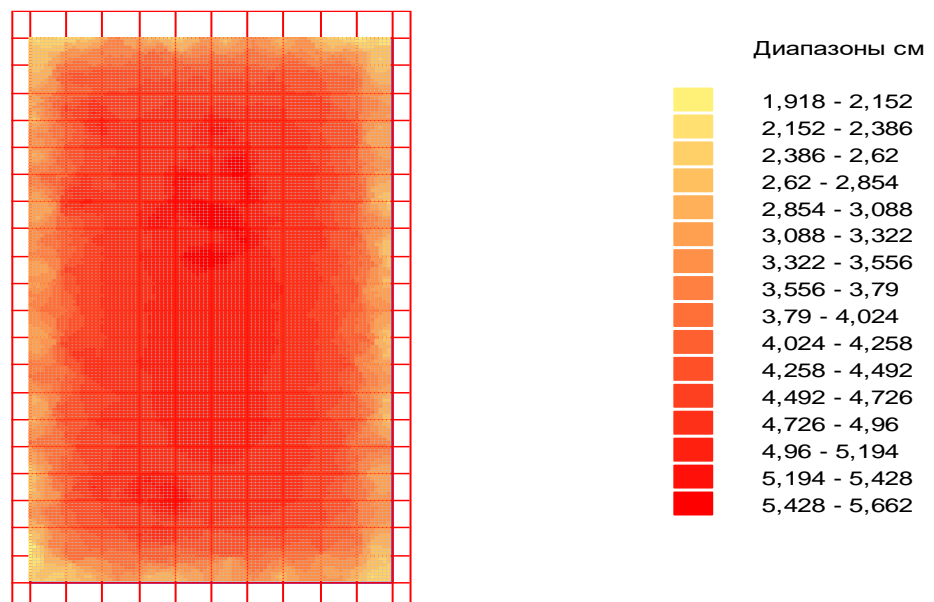


Рис. 9. Распределение осадок фундаментной плиты при коэффициенте переуплотнения равном 2,58.
Fig. 9. Distribution of the sediment of the foundation plate with OCR coefficient of 2,58.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В ходе исследования были установлено, что использование более совершенных методов оценки коэффициента переуплотнения, приводит к уменьшению расчетной осадки фундаментной плиты на 13% при сравнении стандартного расчета при учете коэффициента переуплотнения 2,061; и на 20,5% при сравнении с уточненным значением коэффициента переуплотнения, что позволяет значительно снизить затраты на фундаментную плиту: снизить коэффициент армирования, уменьшить площадь фундамента или увеличить нагрузку на фундаментную плиту.

В особых случаях подобное уточнение может повлиять на характер работы фундамента, и позволит прибегнуть к более простым и дешевым вариантам.

Однако в статье есть ряд важных ограничений и нерешенных задач:

1. Данные методики рассматривались только для одного вида грунтов, полутвердых, тугопластичных суглинков, по видам огибающих кривых можно определить, что для такого вида грунтов методика работает и дальнейшее исследование не требуется, но необходима апробация методики на других типах грунтов, преимущественно супесях и глинах различного генезиса.

2. В данной статье рассматривалась идеализированная модель сложения грунтов, в реальных практических задачах это может увеличить неравномерность осадок здания, что в свою очередь может как снизить, так и повысить влияние коэффициента переуплотнения.

3. Коэффициент переуплотнения несущего слоя грунта, даже находясь под другим слоем, не имеющим эффекта переуплотнения, оказывает влияния на осадку здания, поэтому в практических задачах важно точно определять параметр переуплотнения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бычков Д.А. Методы определения параметров переуплотнения грунтов // Наука в информационном обществе. 2018. С. 85-90.
2. Болдырев Г.Г., Арефьев Д.В., Гордеев А.В. Определение деформационных характеристик грунтов различными лабораторными методами // Инженерные изыскания. 2010. № 8. С. 16-23.
3. Vasenin V. A. The method of determining the overconsolidation pressure based on the statistical dependencies of the distribution of the compression index. Part 1. Justification of the method // Inzhenernaya geologiya. 2019. Vol. 14, No. 3, Pp. 37-57. [In Russ]. DOI: 10.25296/1993- 5056-2019-14-3-37-57
4. Строкова Л.А. Учет переуплотненных грунтов в расчетах оседания земной поверхности при сооружении туннелей // Известия Томского политехнического университета. 2010. Т. 316. №1. С. 147-151.
5. Труфанов А.Н. [и др.]. Методы определения параметров переуплотнения грунтов и их практическое применение в условиях Санкт-Петербурга. Инженерные изыскания. 2014. № 11. С. 26-32.
6. Мирный А.Ю. Определение параметров переуплотнения // Geoinfo.ru информационный ресурс для инженеров изыскателей. 2016. №10. С 11-15.
7. Komolov V., Belikov A., Demenkov P. Research on load-bearing constructions behavior during pit excavation under «Slurry Wall» protection // Lecture Notes in Civil Engineering. 2022. V. 1. 180. Pp. 313-323. DOI: 10.1007/978-3-030-83917-8_29
8. Becker D. E. [и др.]. Work as a criterion for determining in- situ and yield stresses in clays // Canadian Geotechnical Journal. 1987. Pp. 549-565.
9. Свенторжицкий М.П. Снижение погрешности обработки компрессионных испытаний методом Беккера // Неделя науки ИСИ, 3–9 апреля 2023 г. В 3 ч. Ч. 2. СПб. ПОЛИТЕХ-ПРЕСС, 2023. С. 450-452.
10. Casagrande A. The determination of the pre-consolidation load and its practical significance // Proceedings of the 1st International SoilMechanics and Foundation Engineering Conference. Cambridge, Massachusetts, USA, 22-26 June 1936. V.3. P. 60-64.

ОБ АВТОРАХ

Михаил Павлович Свенторжицкий – ведущий инженер. ФГУП СЗБФ РОСМОРПОРТ. 198035, Россия, г. Санкт-Петербург, ул. Двинская, д.1. E-mail: sventor1974@mail.ru

ABOUT THE AUTHORS

Mikhail P. Sventorzhiitskiy – a leading engineer of FSUE NWBF ROSMORPORT. 198035, Russia, St.Petersburg, Dvinskaya st., 1. E-mail: sventor1974@mail.ru