

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ/CONSTRUCTION STRUCTURES,
BUILDINGS AND STRUCTURESDOI: <https://doi.org/10.60797/mca.2025.59.3>АНАЛИЗ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ МОНОЛИТНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ ПРИ
УСТАНОВЛЕНИИ ПРИЧИНЫ ЗАПРЕДЕЛЬНЫХ ПРОГИБОВ НА ЭТАПЕ СТРОИТЕЛЬНОГО ПЕРИОДА

Научная статья

Ли А.В.¹, Васильев А.С.^{2*}, Земляк В.Л.³, Чжоу В.Ю.⁴²ORCID : 0000-0001-7783-0000;¹ Дальневосточный государственный университет путей сообщения, Хабаровск, Российская Федерация
^{2,3,4} Приамурский государственный университет имени Шолом-Алейхема, Биробиджан, Российская Федерация

* Корреспондирующий автор (vasil-grunt[at]mail.ru)

Аннотация

В работе исследуется поведение монолитной железобетонной плиты отдельностоящей многоэтажной автопарковки жилого комплекса. На этапе строительных работ плита получила значительные прогибы, превышающие допустимые по 2-й группе предельных состояний. Предложенная в статье методика на основе физически-нелинейного расчёта, позволила доказать, что причина превышения прогибов не в проектных и конструктивных особенностях, а, вероятно, в ошибках на этапе производства и монтажа плиты. Армирование плиты для проверки по прочности и деформациям выполнено в соответствии с проектным, в современном программном комплексе, с применением технологии закладки арматуры. Нелинейность бетона учтена с применением диаграммы напряжения-деформации с учётом кратковременной ползучести бетона. Для учёта нелинейности арматуры использовалась экспоненциальная зависимость с нормативными показателями прочности арматурной стали. Анализируются результаты деформаций плиты на последнем шаге, результаты подбора арматуры и проверки плиты по двум группам предельных состояний, результаты ширины раскрытия трещин и максимальные напряжения.

Ключевые слова: монолитная железобетонная плита, физическая нелинейность, армирование, прогибы.

ANALYSIS OF STRUCTURAL SOLUTIONS OF MONOLITHIC CAST REINFORCED CONCRETE SLAB IN
DETERMINING THE CAUSE OF EXTREME SAGS AT THE STAGE OF CONSTRUCTION PERIOD

Research article

Li A.V.¹, Vasilev A.S.^{2*}, Zemlyak V.L.³, Chzhou V.Y.⁴²ORCID : 0000-0001-7783-0000;¹ Far Eastern State Transport University, Khabarovsk, Russian Federation
^{2,3,4} Sholom-Aleichem Priamursky State University, Birobidzhan, Russian Federation

* Corresponding author (vasil-grunt[at]mail.ru)

Abstract

The work studies the behaviour of a monolithic cast reinforced concrete slab of a detached multi-storey car park of a residential complex. At the stage of construction works, the slab suffered significant sags exceeding the permissible deflections according to the 2nd group of limit states. The methodology proposed in the article on the basis of physically non-linear calculation allowed to prove that the cause of sags exceeding the allowable limit states is not in design and construction features, but probably in errors at the stage of production and installation of the slab. The reinforcement of the slab for strength and deformation testing was carried out in accordance with the design, in a modern software package, using reinforcement placement technology. The nonlinearity of the concrete was taken into account using a stress-strain diagram with regard to short-term creep of concrete. To account for the nonlinearity of the reinforcement, an exponential relationship with the normative strength values of the reinforcing steel was used. The results of slab deformations at the last step, the results of reinforcement selection and slab testing for two groups of limit states, the results of crack opening widths and maximum stresses are analysed.

Keywords: monolithic cast reinforced concrete slab, physical nonlinearity, reinforcement, sags.

Введение

Расчёт монолитных железобетонных систем — зачастую не самая тривиальная задача, выполняемая с применением программно-вычислительных комплексов на основе МКЭ (метода конечных элементов). При этом результаты линейных расчётов железобетонных конструкций часто имеют большие погрешности по сравнению с реальным поведением железобетонных элементов — усилия там могут быть значительно завышены по сравнению с нелинейными расчётами, а перемещения в линейных наоборот заметно ниже. Это обусловлено прежде всего перераспределением усилий между частями железобетонной конструкции, а также между арматурой и бетоном, которое не учитывают линейные расчёты. Такие задачи более точно можно решить на основе шагово-итерационных процедур и общих принципов механики деформируемого твёрдого тела, с учётом физической нелинейности.

При этом линейные жёсткости плиты связывают усилия с упругими (линейными) деформациями, которые определяются как для сплошного упругого тела. В то время как нелинейные жёсткости железобетонного элемента определяют по высоте поперечного сечения элементов, с учетом возможного образования трещин и развития

неупругих (нелинейных) деформаций в бетоне и арматуре, соответствующих кратковременному и длительному действиям нагрузки.

В статье А.А. Дьячковой и В.Д. Кузнецова [4] представлен программный метод расчёта усиливаемых железобетонных конструкций плит на основе упругой связи в МКЭ, моделирующей сцепление между бетоном и углепластиком. В.С. Сафронов [10] рассматривал в своей работе деформирование составных сборно-монолитных конструкций. Д.А. Страхов и Д.З. Гизатуллина [11], [12] исследовали поведение и напряжённо-деформированное состояние балок из высокопрочного бетона. В работе [1] рассмотрены конструктивные данные и особенности расчётов монолитных плит по профилированному стальному листу, использованному в качестве опалубки. Методы расчёта монолитных железобетонных конструкций представлены в работах [2], [6], [7], [9]. Известен ряд работ, где задача поведения монолитных железобетонных конструкций решалась в физически-нелинейной постановке [3], [5], [8].

В работе рассматривается монолитная железобетонная плита второго этажа, принадлежащая отдельно стоящей парковке жилого комплекса. На этапе строительного периода максимальный прогиб плиты составил 55 мм, также вблизи колонн появились трещины.

Цель: необходимо установить причину высокого прогиба плиты на этапе строительного периода и появления трещин. Предполагаемых причин может быть две:

- прогибы плиты обусловлены конструктивными и проектными ошибками (недостаточная толщина плиты, недостаточное количество арматуры или неграмотное её размещение в плите);

- технологические ошибки на строительной площадке при создании и монтаже плиты и соседних конструктивных элементов.

Для достижения поставленной цели в рамках данного исследования были решены следующие задачи:

1. Выполнен нелинейный расчёт монолитной плиты перекрытия в современном программном комплексе.

2. На основе анализа расчётов определена вероятная причина превышений допустимых прогибов плиты на строительной площадке.

Методы и принципы исследования

При возведении каркаса здания К1 применена каскадная технология раннего распалубливания плит перекрытий. В этой связи из анализа проекта производства работ и хронологии возведения перекрытий по материалам исполнительной документации установлено следующее.

Каждая из плит возводимых перекрытий при укладке бетонной смеси в опалубку, передавала нагрузку вниз через леса опалубки и поддерживающие стойки на два нижерасположенных перекрытия. По данным проекта производства работ при достижении прочности бетоном возводимого перекрытия не менее 80% проектной величины производился демонтаж опалубки с лесами с последующим выставлением поддерживающих стоек. В период времени между демонтажем опалубки и выставлением поддерживающих стоек в плите сформировалось напряженно-деформированное состояние от действия собственного веса самой плиты. Вес возводимого этажом выше перекрытия (вес опалубки с лесами, бетонной смеси и монтажная нагрузка) передавались на две плиты: на рассматриваемое перекрытие через леса с опалубкой и на перекрытие, расположенное ниже, через поддерживающие стойки. Вес возводимого двумя этажами выше перекрытия (вес опалубки с лесами, бетонной смеси и монтажная нагрузка) передавались также на две плиты: на плиту этажом выше через леса с опалубкой и на рассматриваемое перекрытие через поддерживающие стойки. В итоге каждая из плит перекрытий в процессе ее возведения испытала на себе максимальную нагрузку, состоящую из собственного веса, из около 50% нагрузки от опалубки с лесами, бетонной смеси и монтажной нагрузки поочередно от одного из двух возводимых выше плит. Сбор нагрузок на плиту представлен в таблице 1.

Таблица 1 - Сбор технологических нагрузок на участок перекрытия толщиной 200(мм) на отметке +7,050

DOI: <https://doi.org/10.60797/mca.2025.59.3.1>

№ п/п	Вид нагружения	Наименование нагрузки	Норм. значение, кг/м ²	Коеф. надежн.	Расч. значение, кг/м ²
1	постоянное	Собственный вес плиты на отм.(+7,050) толщиной 200(мм), плотностью 2500 (кг/м.куб) - (q ₀)	500	1,1	550
2	кратковременное	Собственный вес опалубки вышерасположенного перекрытия - (g)	40	1,3	52

№ п/п	Вид нагружения	Наименование нагрузки	Норм. значение, кг/м ²	Коэф. надежн.	Расч. значение, кг/м ²
3	кратковременное	Нагрузка от людей	75	1,3	97,5
4	кратковременное	Собственный вес плиты (бетонной смеси) на отм. (+7,050) толщиной 200(мм), плотностью 2500 (кг/м.куб) - (q_n)	500	1,1	550
Всего: технологические нагрузки на перекрытие			1115	–	1249,5
В том числе нагрузки, за исключением собственного веса			615	–	699,5

В результате геодезического обследования было установлено, что прогиб плиты на этапе строительных работ существенно выше допустимого (рис. 1).

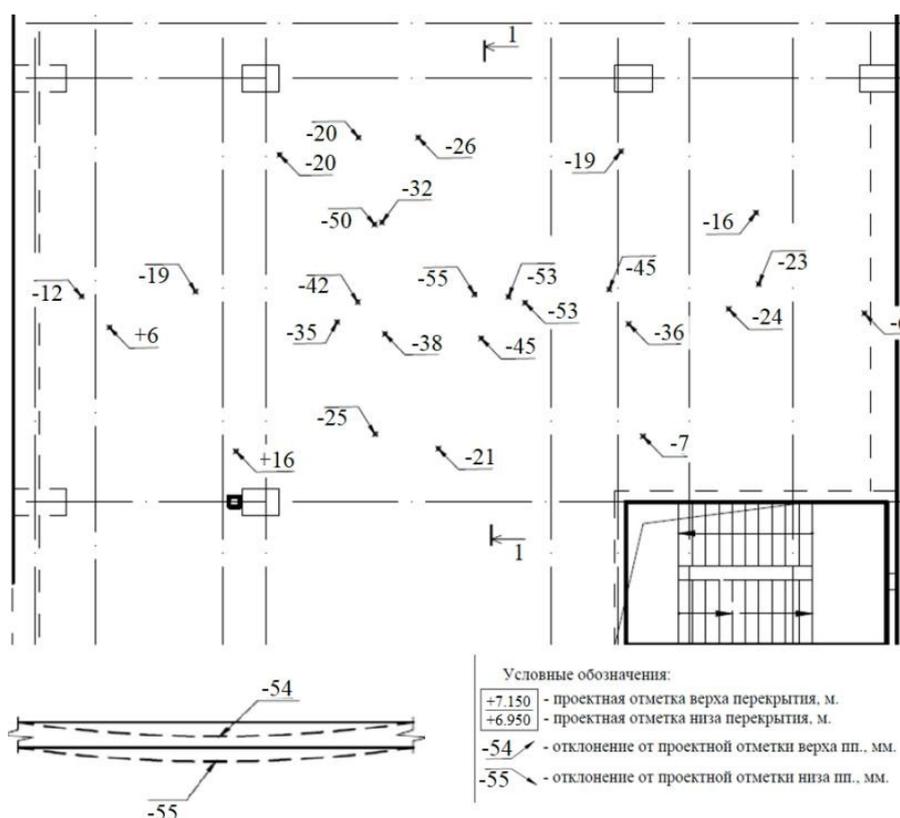


Рисунок 1 - Фактические прогибы в контрольных точках плиты перекрытия 2-го этажа
DOI: <https://doi.org/10.60797/mca.2025.59.3.2>

Из результатов обработки данных инженерно-геодезической съемки отклонений от проектного положения пролетных и опорных зон плит перекрытий следует, что на момент обследования фактические максимальные прогибы плит, полученные от нагрузки в строительный период, на отдельных пролетных участках перекрытий превышают допустимый прогиб согласно СП 20.13330. 2016 Нагрузки и воздействия.

Допустимый прогиб для пролета в 8 метров (максимальный пролёт в плите): $L/216=8\text{м}/217=8000\text{мм}/217=38,86\text{мм}$

В качестве расчётной модели выступает монолитное железобетонное здание – наземная автостоянка. Расчётная схема плиты фрагментирована из этого здания, и опирается как на колонны и стены здания. Толщина плиты 200 мм.

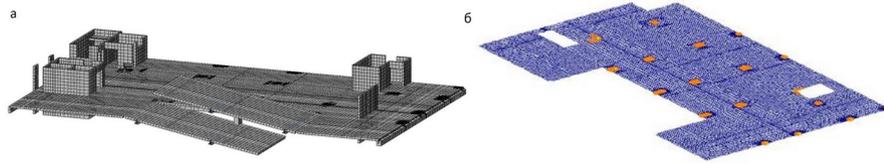


Рисунок 2 - Плита в составе монолитного каркаса здания
DOI: <https://doi.org/10.60797/mca.2025.59.3.3>

Примечание: а – пространственная 3D модель; б – дискретная модель

Плита конструктивно связана с вертикальными элементами – стенами и колоннами, а также с наклонными элементами — рампамы (рис. 2а).

Для нивелирования концентрации напряжений при расчёте, в местах опирания плиты на колонны и часть стен, внедрены абсолютно жёсткие тела (рис. 2б).

Основное армирование (верхнее и нижнее) выполнено сетками арматуры А500, $d=10$, с шагом 200 мм в вертикальном и горизонтальном направлениях. Дополнительное верхнее и нижнее армирование технологического отверстия в плите выполнено арматурой А500С, $d=20$ мм. На рисунке 3 представлено нижнее дополнительное армирование плиты: конструктивная схема (рис. 3а), а также армирование в ПК ЛИРА САПР — площади нижней арматуры вдоль осей X и Y (рис. 3 б,в). На рисунке 4 представлено верхнее армирование плиты.

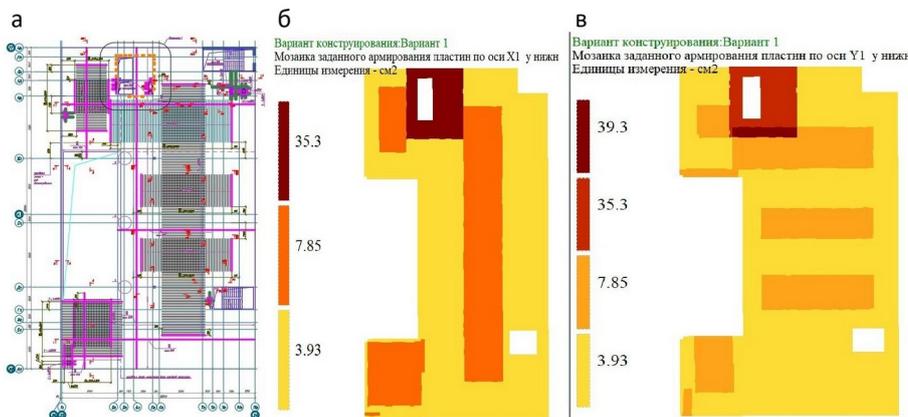


Рисунок 3 - Нижнее армирование плиты
DOI: <https://doi.org/10.60797/mca.2025.59.3.4>

Примечание: а – нижние дополнительные сетки арматуры А500С, $d=10÷20$ мм; б – площадь нижней арматуры (технология заданного армирования) вдоль оси X в ПК ЛИРА САПР; в – площадь нижней арматуры (технология заданного армирования) вдоль оси Y в ПК ЛИРА САПР

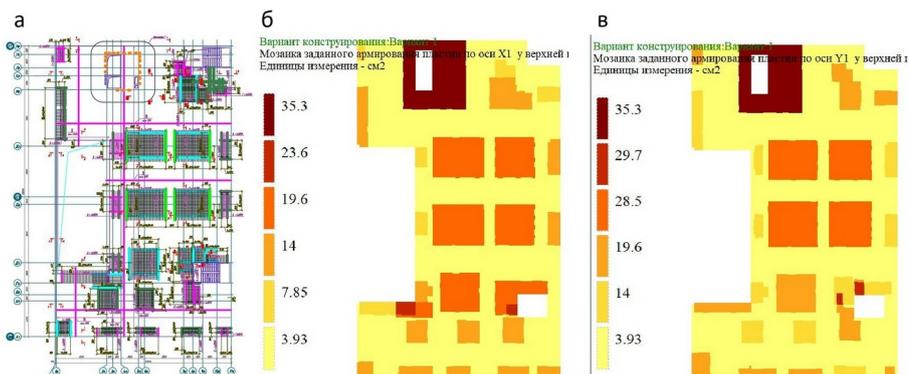


Рисунок 4 - Верхнее армирование плиты
DOI: <https://doi.org/10.60797/mca.2025.59.3.5>

Примечание: а – верхние дополнительные сетки арматуры А500С, $d=10\div 25$ мм; б – площадь верхней арматуры (технология заданного армирования) вдоль оси X в ПК ЛИРА САПР; в – площадь нижней арматуры (технология заданного армирования) вдоль оси Y в ПК ЛИРА САПР

Рассмотрим характеристики бетона с учётом кратковременной ползучести. Для строительного периода, прочностные и деформационные характеристики бетона при описании закона нелинейного деформирования бетона принимаются с показателями прочности бетона, соответствующими возрасту бетона, при котором происходило нагружение плит технологической нагрузкой, и предельными деформациями для условий кратковременного действия нагрузок.

Учёт кратковременной ползучести бетона подразумевает изменение модуля деформации, на участке без трещин, согласно п.8.2.26 из СП 63.13330:

при непродолжительном действии нагрузки секущий модуль равен:

$$Eb1 = 0,85 * Eb \quad (1)$$

где Eb — начальный модуль упругости бетона.

Поскольку в ПК ЛИРА САПР, диаграмма напряжения-деформации строится без непосредственного использования модуля деформаций, учёт кратковременной ползучести будет выполняться путём умножения относительных деформаций ϵ_{b1} и ϵ_{bt1} на коэффициент $1/0,85$.

Значения относительных деформаций ϵ_{b2} , ϵ_{bt2} , ϵ_{b0} , ϵ_{bt0} представлены в таблице 2. При кратковременной ползучести относительные деформации, остаются неизменными, т.к. ползучесть для них следует учитывать только при продолжительном действии нагрузок.

Таблица 2 - Диаграмма напряжения-деформации с учётом кратковременной ползучести бетона

DOI: <https://doi.org/10.60797/mca.2025.59.3.6>

Деформация	Напряжения, МПа	Как определить
$\epsilon_{b2} = -0,0035$	-22	Из исходной диаграммы СП 63.13330
$\epsilon_{b0} = -0,002$	-22	Из исходной диаграммы СП 63.13330
$\epsilon_{b1} = -0,00048$	-13,2	П. 8.2.26. $\epsilon_{b1} = 0,00041 * (1/0,85) = 0,00048$ $\sigma_{b1} = 0,6 * R_{bn} = 0,6 * 22 = 13,2$
0	0	Переход между сжатым и растянутым состоянием
$\epsilon_{bt2} = -0,00038$	1,05	П. 8.2.26. $\epsilon_{bt1} = 0,000032 * (1/0,85) = 0,000038$ $\sigma_{bt1} = 0,6 * R_{btn} = 0,6 * 1,75 = 1,05$
$\epsilon_{bt0} = -0,0001$	1,75	Из исходной диаграммы СП 63.13330
$\epsilon_{bt2} = -0,00015$	1,75	Из исходной диаграммы СП 63.13330

Рассмотрим закон нелинейного деформирования арматуры. В связи с тем, что в качестве определяющего сочетания нагрузок принято сочетание нормативных постоянных и длительно действующих нагрузок, в качестве закона нелинейного деформирования армирующего материала — стержневой арматуры — из библиотеки ВК «Лира-САПР» принят закон №11 – экспоненциальная зависимость с нормативными показателями прочности арматурной стали.

Арматура — стержневая горячекатанная класса А500С.

– начальное значения модуля упругости на сжатие/растяжение (п.6.2.12): $E_s^- = E_s^+ = 200000$ МПа;

– предельное значение напряжения на сжатие для расчётов по второй группе предельных состояний (табл. 6.13): $\sigma_s^- = R_{scp} = 500$ МПа;

– предельное значение напряжения на сжатие для расчётов по первой группе предельных состояний (табл. 6.14):

$\sigma_s^- = R_{sc} = 435$ МПа;

– предельное значение напряжения на растяжение для расчётов по второй группе предельных состояний (табл. 6.13): $\sigma_s^+ = R_{sn} = 500$ МПа;

предельное значение напряжения на растяжение для расчётов по первой группе предельных состояний (табл. 6.14): $\sigma_s^+ = R_s = 435$ МПа;

– предельная деформация на растяжение и сжатие для первой и второй групп (п.6.2.14): $\epsilon_s^+_{пр} = \epsilon_s^-_{пр} = \epsilon_{s2} = 0,025$

Основные результаты

Рассмотрим результаты расчёта монолитной плиты перекрытия многоэтажного здания. Плита толщиной 200 мм взята на отметке +7,050.

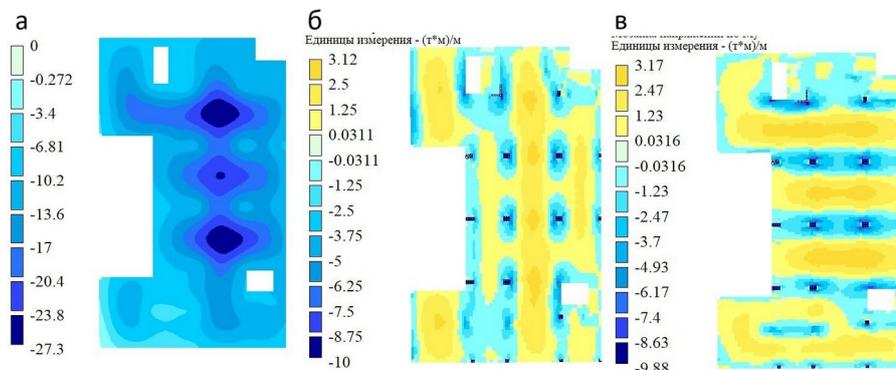


Рисунок 5 - Результаты расчёта монолитной плиты
DOI: <https://doi.org/10.60797/mca.2025.59.3.7>

Примечание: а – перемещений на последнем шаге; б – моментов M_x ; в – моментов M_y

Из рисунка 5 видно, что максимальные прогибы плиты с учётом физической нелинейности, от максимально возможных нагрузок строительного периода, составили 27,3 мм. Моменты M_x и M_y при этом не превысили 10 т*м/м.

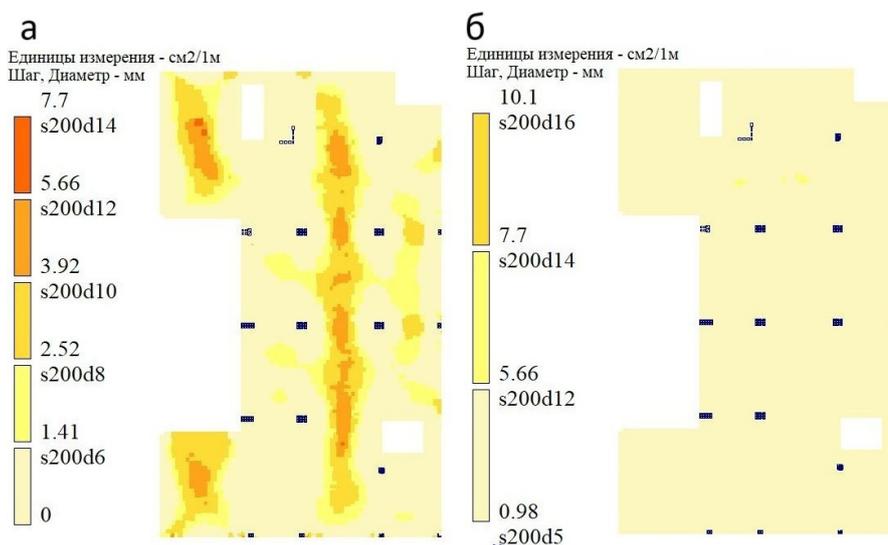


Рисунок 6 - Результаты подбора нижней арматуры
DOI: <https://doi.org/10.60797/mca.2025.59.3.8>

Примечание: а – в направлении оси X; б – в направлении оси Y

Результаты подбора нижней арматуры представлены на рисунке 6. Видно, что максимальная площадь требуемой арматуры составила 7,7 см²/м для нижней арматуры в направлении оси X и 10,1 см²/м в направлении оси Y.

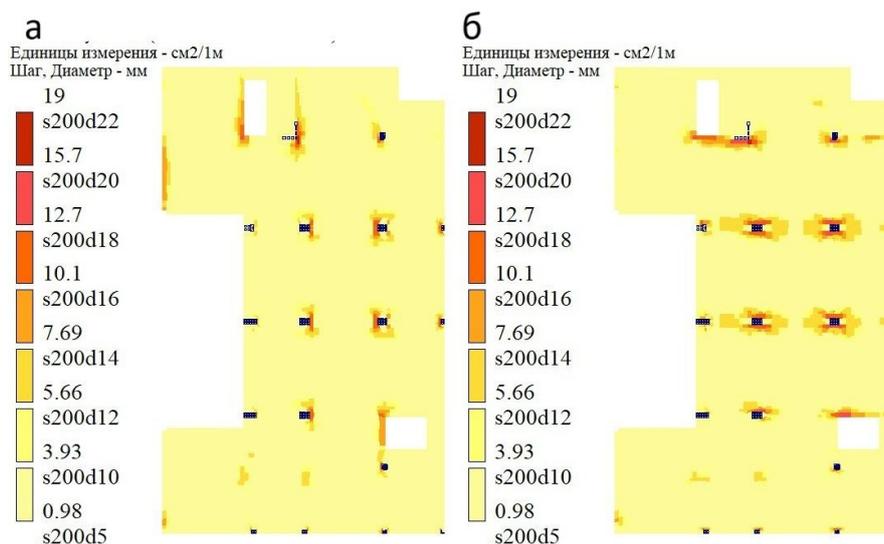


Рисунок 7 - Результаты подбора верхней арматуры
 DOI: <https://doi.org/10.60797/mca.2025.59.3.9>

Примечание: а – в направлении оси X; б – в направлении оси Y

Результаты подбора нижней арматуры представлены на рисунке 7. Видно, что максимальная площадь требуемой арматуры составила 19,0 см²/м для верхней арматуры вдоль осей X и Y.

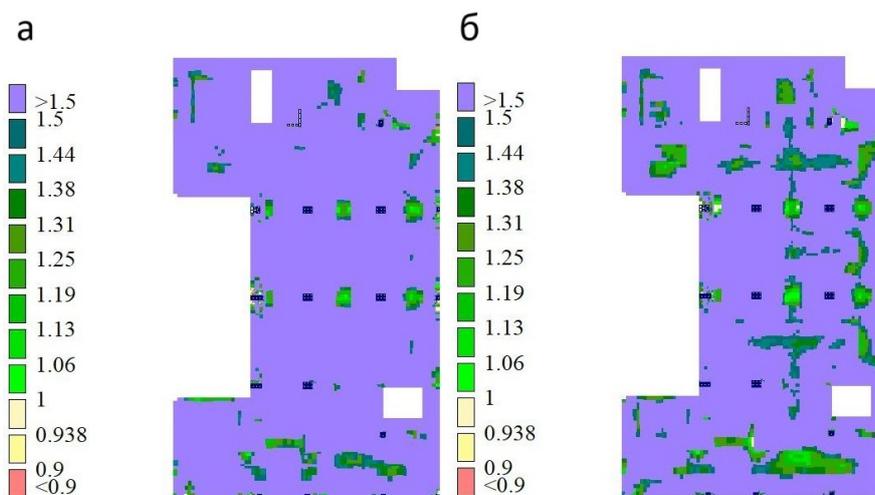


Рисунок 8 - Результаты проверки ТЗА
 DOI: <https://doi.org/10.60797/mca.2025.59.3.10>

Примечание: а – проверка по прочности; б – проверка по раскрытию трещин

В результате проверки по прочности и раскрытию трещин (рис 8) очевидно, что армированная плита отвечает требованиям по прочности и жёсткости. При этом по второй группе предельных состояний плита при заданном армировании показывает больший коэффициент запаса, чем по первой группе.

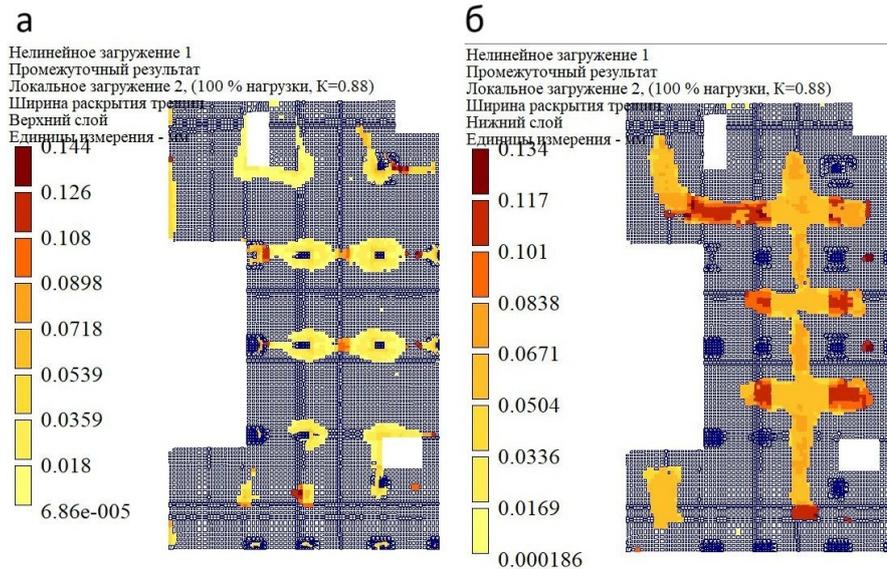


Рисунок 9 - Ширина раскрытия трещин
 DOI: <https://doi.org/10.60797/mca.2025.59.3.11>

Примечание: а – в верхнем слое; б – в нижнем слое

На рисунке 9 представлены результаты ширины раскрытия трещин в плите. Максимальная ширина раскрытия трещин на последнем шаге составила 0,144 мм для верхнего слоя и 0,134 мм для нижнего слоя плиты.

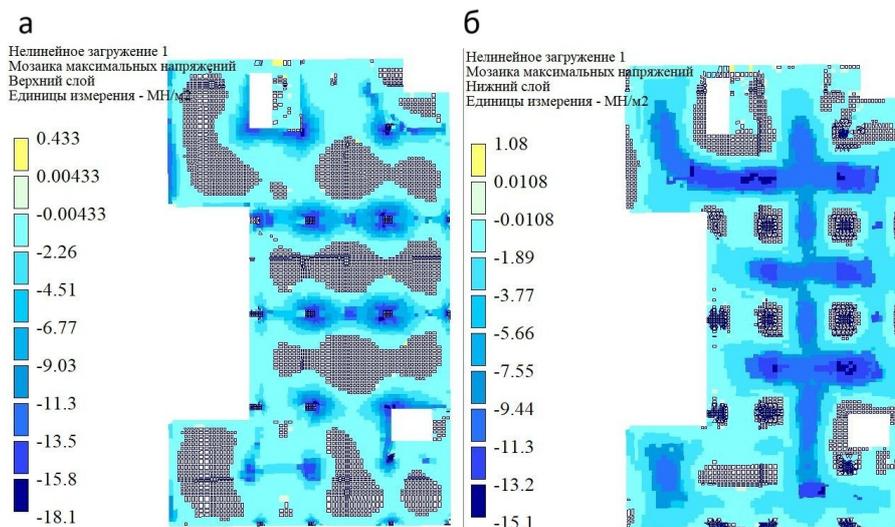


Рисунок 10 - Максимальные напряжения
 DOI: <https://doi.org/10.60797/mca.2025.59.3.12>

Примечание: а – в верхнем слое; б – в нижнем слое

Максимальные напряжения (рис. 10) в сжатом бетоне составили 18,1 МПа для верхнего слоя и 15,1 МПа для нижнего слоя соответственно.

Обсуждение

По результатам анализа проектной, рабочей и исполнительной документации, результатов натурных инструментальных обследований перекрытия на отм. +7,150(м), а также проверочного расчёта этой плиты, можно сделать следующие выводы:

1. Прогобы плиты от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, не превысили допустимого прогиба для пролёта в 8 метров, согласно СП 20.13330.2016.

Допустимый прогиб для пролёта в 8 метров (максимальный пролёт в плите):

$$L/217 = 8_M/232 = 8000_{\text{мм}}/216 = 38,86 \text{ мм}$$

Максимальный проектный прогиб в результате расчёта от технологических нагрузок составил 27,3 мм, что составляет около 30% от допустимого и удовлетворяет условиям расчёта по жёсткости. Очевидно, что геометрические характеристики плиты, граничные условия, характеристики материалов и конструктивная схема, согласно проекту, соответствует условиям по допустимым прогибам. При этом, фактический прогиб составил 55 мм, что почти вдвое превысило величину расчётного прогиба, и на 30% превысило допустимый прогиб по СП.

Расчётные моменты M_x и M_y близки по значениям между собой, что говорит об эффективном использовании геометрии и закреплений плиты.

2. Требуемое армирование плиты не превышает значений проектного. При этом области дополнительного армирования, предложенные расчётом, совпадают с аналогичными областями проектного дополнительного армирования.

3. Ширина раскрытия трещин также не превышает допустимой 0,3 мм при кратковременном нагружении.

Заключение

Таким образом, в статье решается физически-нелинейная задача по определению напряжённо-деформированного состояния (НДС) плиты при нагрузках строительного периода. Основная цель этого этапа состоит в определении деформаций плиты при максимально неблагоприятном нагружении от нагрузок строительного периода, сравнив эти деформации с фактически возникшими от технологических нагрузок.

Результатом статьи является определение деформаций плиты и формирование выводов об их природе и причинах возникновения. Также определяется армирование плиты и выполняется проверка по двум группам ПС с уже существующим в плите проектным армированием.

В целом подтверждается вывод о том, что плита испытала на себе фактически максимальную нагрузку, состоящую из собственного веса самой плиты и приблизительно 100% нагрузки от опалубки с лесами, бетонной смеси и монтажной нагрузки плиты перекрытия третьего этажа, при не более чем 70% прочности — и это явилось вероятной причиной появления трещин и деформаций 60мм и более.

При действии нагрузок строительного периода:

- картина и величина расчетного продолжительного раскрытия трещин в плите говорит о том, что механические характеристики бетона (прочность на растяжение, прочность на сжатие, модуль упругости), не соответствуют бетону класса В30. Очевидно, что на момент распалубки, бетон набрал менее 70% своей прочности. Это подтверждается результатами расчётов;

- расчетные максимальные прогибы плиты в строительный период не превышают допустимых нормами значений для условий действия полной нагрузки эксплуатационного периода;

- несущая способность плиты при действии нагрузок строительного периода обеспечена.

Конфликт интересов

Не указан.

Рецензия

Все статьи проходят рецензирование. Но рецензент или автор статьи предпочли не публиковать рецензию к этой статье в открытом доступе. Рецензия может быть предоставлена компетентным органам по запросу.

Conflict of Interest

None declared.

Review

All articles are peer-reviewed. But the reviewer or the author of the article chose not to publish a review of this article in the public domain. The review can be provided to the competent authorities upon request.

Список литературы / References

1. Айрумян Э.Л. Особенности расчета монолитных плит сталежелезобетонных перекрытий по профилированному стальному настилу / Э.Л. Айрумян, Н.И. Каменщиков, И.А. Румянцева // Промышленное и гражданское строительство. — 2015. — 9. — С. 21–26.
2. Бабушкина Д.Р. Проектирование монолитных железобетонных плит перекрытий высотного жилого комплекса с применением ПК Мономах-САПР / Д.Р. Бабушкина, С.Ю. Грязнов, В.Н. Уткина // Огарёв-Online. — 2020. — 3(140). — С. 1–9.
3. Бабушкина Д.Р. Расчет монолитных железобетонных плит перекрытий высотного жилого комплекса с учетом физической нелинейности / Д.Р. Бабушкина, С.Ю. Грязнов, В.Н. Уткина // Огарёв-Online. — 2021. — 6(159).
4. Дьячкова А.А. Расчет усиления железобетонных плит углеродными композиционными материалами / А.А. Дьячкова, В.Д. Кузнецов // Инженерно-строительный журнал. — 2009. — 3. — С. 25–28.
5. Евсеев Н.А. Метод расчета зданий из монолитного железобетона во взаимодействии с основанием при учете физически нелинейной работы железобетонных конструкций / Н.А. Евсеев // Жилищное строительство. — 2019. — 11. — С. 41–45.
6. Королев С.А. Анализ методов расчета монолитных железобетонных конструкций / С.А. Королев, П.И. Егоров // Дальний Восток: проблемы развития архитектурно-строительного комплекса. — 2016. — 1. — С. 368–374.
7. Малахова А.Н. Проектирование монолитных плит перекрытий с капителями / А.Н. Малахова // Вестник МГСУ. — 2011. — 8. — С. 151–155.
8. Малахова А.Н. Расчет плоских плит перекрытий монолитного каркасного здания с учетом нелинейной работы материалов / А.Н. Малахова // Системные технологии. — 2022. — 2(43). — С. 41–47.

9. Никитин К.Е Сравнительное исследование конечно-элементных методик расчета ребристых железобетонных перекрытий / К.Е Никитин, О.А. Кирсанов // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. — 2022. — 18(3). — С. 242–254.
10. Сафронов В.С. Деформационный расчет составных изгибаемых железобетонных стержневых элементов / В.С. Сафронов, А.В. Черников // Строительная механика и конструкции. — 2018. — 18. — С. 81–92.
11. Страхов Д.А. Применение высокопрочного бетона в балках прямоугольного сечения / Д.А. Страхов, Д.З. Гизатуллина // Современное строительство и архитектура. — 2022. — 3(27). — С. 44–52.
12. Страхов Д.А. Применение высокопрочного бетона в балках с предварительным напряжением арматуры / Д.А. Страхов, Д.З. Гизатуллина, К.И. Молев // Современное строительство и архитектура. — 2023. — 2(33). — С. 4–10.

Список литературы на английском языке / References in English

1. Airumyan E.L. Osobennosti rascheta monolitnikh plit stalezhelezobetonnikh perekritii po profilirovannomu stalnomu nastilu [Features of design of monolithic slabs for steel concrete ceiling on profiled steel decking] / E.L. Airumyan, N.I. Kamenshchikov, I.A. Romyantseva // Promishlennoe i grazhdanskoe stroitelstvo [Industrial and civil engineering]. — 2015. — 9. — P. 21–26. [in Russian]
2. Babushkina D.R. Proektirovanie monolitnikh zhelezobetonnikh plit perekritii visotnogo zhilogo kompleksa s primeneniem PK Monomakh-SAPR [Design of monolithic reinforced concrete slabs of high-rise residential complex by using pc monomakh-cad] / D.R. Babushkina, S.Yu. Gryaznov, V.N. Utkina // Ogaryov-Online [Ogarev-Online]. — 2020. — 3(140). — P. 1–9. [in Russian]
3. Babushkina D.R. Raschet monolitnikh zhelezobetonnikh plit perekritii visotnogo zhilogo kompleksa s uchetom fizicheskoi nelineinosti [Calculation of monolithic reinforced concrete slabs of high-rise residential complex taking into account physical nonlinearity] / D.R. Babushkina, S.Yu. Gryaznov, V.N. Utkina // Ogaryov-Online [Ogarev-Online]. — 2021. — 6(159). [in Russian]
4. Dyachkova A.A. Raschet usileniya zhelezobetonnikh plit uglerodnimi kompozitsionnimi materialami [Calculation of reinforcement of reinforced concrete slabs with carbon composite materials] / A.A. Dyachkova, V.D. Kuznetsov // Inzhenerno-stroitel'nyy zhurnal [Engineering and Construction Magazine]. — 2009. — 3. — P. 25–28. [in Russian]
5. Yevseev N.A. Metod rascheta zdaniy iz monolitnogo zhelezobetona vo vzaimodeistvii s osnovaniem pri uchete fizicheskoi nelineinoy raboty zhelezobetonnikh konstruktсий [Method of calculation of monolithic reinforced concrete buildings in interaction with the base with due regard for physically nonlinear work of reinforced concrete structures] / N.A. Yevseev // Zhilishchnoe stroitelstvo [Housing construction]. — 2019. — 11. — P. 41–45. [in Russian]
6. Korolev S.A. Analiz metodov rascheta monolitnikh zhelezobetonnikh konstruktсий [Analysis of results of calculation of two-hinged arches by method of extreme balance] / S.A. Korolev, P.I. Yegorov // Dalnii Vostok: problemi razvitiya arkhitekturno-stroitel'nogo kompleksa [The Far East: problems of the architectural and construction complex development]. — 2016. — 1. — P. 368–374. [in Russian]
7. Malakhova A.N. Proektirovanie monolitnikh plit perekritii s kapitelyami [The design of monolithic slabs of ceilings with capitals] / A.N. Malakhova // Vestnik MGSU [Bulletin of MGSU]. — 2011. — 8. — P. 151–155. [in Russian]
8. Malakhova A.N. Raschet ploskikh plit perekritii monolitnogo karkasnogo zdaniya s uchetom nelineinoy raboty materialov [Calculation of flat floor slabs of a monolithic frame building taking into account the nonlinear operation of materials] / A.N. Malakhova // Sistemnie tekhnologii [System technologies]. — 2022. — 2(43). — P. 41–47. [in Russian]
9. Nikitin K.E. Sravnitel'noe issledovanie konechno-elementnykh metodik rascheta rebristikh zhelezobetonnikh perekritii [Comparative study of finite element methods of calculation of ribbed reinforced concrete floors] / K.E. Nikitin, O.A. Kirsanov // Stroitel'naya mekhanika inzhenernykh konstruktсий i sooruzhenii [Construction mechanics of engineering structures and structures]. — 2022. — 18(3). — P. 242–254. [in Russian]
10. Safronov V.S. Deformatsionnyi raschet sostavnykh izgibaemykh zhelezobetonnikh sterzhnevikh elementov [Deformative calculation of composite bending reinforced concrete rod elements] / V.S. Safronov, A.V. Chernikov // Stroitel'naya mekhanika i konstruktсий [Construction mechanics and structures]. — 2018. — 18. — P. 81–92. [in Russian]
11. Strakhov D.A. Primenenie visokoprochnogo betona v balkakh pryamougol'nogo secheniya [The application of high-quality concrete in beams with rectangular sections] / D.A. Strakhov, D.Z. Gizatullina // Sovremennoe stroitelstvo i arkhitektura [Modern construction and architecture]. — 2022. — 3(27). — P. 44–52. [in Russian]
12. Strakhov D.A. Primenenie visokoprochnogo betona v balkakh s predvaritel'nim napryazheniem armatury [Application of high-strength concrete in beams with pre-stressed accessor] / D.A. Strakhov, D.Z. Gizatullina, K.I. Moлев // Sovremennoe stroitelstvo i arkhitektura [Modern construction and architecture]. — 2023. — 2(33). — P. 4–10. [in Russian]