

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 624.04:699.84

DOI: 10.22227/2305-5502.2024.4.39-56

Влияние податливости узлов покрытий заглубленных сооружений на предельное значение ударной нагрузки

Сергей Григорьевич Парфенов¹, Анатолий Викторович Алексейцев²,
Арина Брониславовна Липина², София Романовна Бацан²,
Григорий Викторович Мелихов¹, Михаил Владимирович Бибииков¹

¹ Брянский государственный инженерно-технологический университет (БГИТУ); г. Брянск, Россия;

² Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Выполнен литературный обзор работ в области динамического расчета композитных конструкций, который показал, что исследования в области демпфирования динамических воздействий на покрытия заглубленных сооружений являются актуальными. При этом вопросы несимметричных импульсных воздействий остаются недостаточно проработанными.

Материалы и методы. Рассматривается типовое конструктивное решение плиты покрытия заглубленного в грунт сооружения, на которое действует импульсная нагрузка. Моделирование деформаций осуществляется в объемной постановке методом конечных элементов. Динамическое воздействие представлено в виде совокупности масштабированных временных функций. Такой способ моделирования позволяет учитывать переменное пятно удара и изменение интенсивности ударного воздействия. Учитывается физическая нелинейность материалов на основе моделей пластичности фибробетона и арматуры. Для установления начального импульса нагрузки использовалась модель JWL.

Результаты. Определены предельные значения динамической нагрузки, соответствующей состоянию предразрушения конструкции. При этом варьировалась толщина труб, используемых в опорных узлах в качестве демпфирующих вставок. Проведен ряд расчетов с различными толщинами демпфирующих (сминаемых) вставок при несимметричном импульсном воздействии. В качестве наблюдаемых во времени параметров при симметричном армировании ригельных частей плиты рассматривались эквивалентные по энергетической теории прочности напряжения. Выполнено сопоставление с ранее проведенными исследованиями, посвященными расчету плиты на симметричные воздействия.

Выводы. Установлена высокая эффективность применения демпфирующих вставок, при этом наибольшее значение предельной динамической нагрузки по сравнению с жестким узлом опирания и с цельной трубой удалось получить при толщине вставок, равной 9 мм. Определены перспективы и дальнейшие направления исследований.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: динамическая нагрузка, плита покрытия, демпферы, сталефибробетон, заглубленные сооружения, деформации во времени, импульсное воздействие

Благодарности. Авторы благодарят организаторов Международного научно-практического симпозиума «Будущее строительной отрасли: вызовы и перспективы развития» 2024 и рецензентов за возможность представления и обсуждения исследования.

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Парфенов С.Г., Алексейцев А.В., Липина А.Б., Бацан С.Р., Мелихов Г.В., Бибииков М.В. Влияние податливости узлов покрытий заглубленных сооружений на предельное значение ударной нагрузки // Строительство: наука и образование. 2024. Т. 14. Вып. 4. Ст. 39–56. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2024.4.39-56

Автор, ответственный за переписку: Анатолий Викторович Алексейцев, aalexw@mail.ru.

Influence of ductility of buried pavement nodes of structures at the impact limit value

Sergey G. Parfenov¹, Anatoly V. Alekseytsev², Arina B. Lipina², Sofia R. Batsan²,
Grigory V. Melihov¹, Mikhail V. Bibikov¹

¹ Bryansk State Technological University of Engineering (BSTUE); Bryansk, Russian Federation;

² Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU);
Moscow, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. The literature review of research in the field of dynamic calculation of composite structures is carried out, which shows that research in the field of damping of dynamic impacts on coatings of buried structures is actual. At the same time, the issues of asymmetric impulse impacts remain insufficiently studied.

Materials and methods. A typical structural solution of a pavement slab of a buried structure subjected to impulse loading is considered. The deformation is modelled in the volumetric formulation by the finite element method. The dynamic effect is represented as a set of scaled time functions. This type of modelling allows the variable impact point and the change in impact intensity to be taken into account. The physical non-linearity of the materials is taken into account based on plasticity models of the fibre concrete and reinforcement. The JWL model was used to determine the initial load moment.

Results. Limits of dynamic load corresponding to the pre-failure state of the structure were determined. The thickness of the pipes used as damping inserts in the support nodes was varied. A series of calculations were carried out with different thicknesses of damping (crumpled) inserts under asymmetric impulse loading. The equivalent stresses according to the energy theory of strength were considered as time-observed parameters for symmetrical reinforcement of the transverse parts of the slab. A comparison was made with previous studies dedicated to the calculation of the slab for symmetrical impacts.

Conclusions. The high efficiency of the use of damping inserts was established, and the highest value of the dynamic ultimate load in comparison with a rigid bearing unit and a solid pipe was obtained with the thickness of the inserts equal to 9 mm. Prospects and further research directions are defined.

KEYWORDS: dynamic loading, pavement slab, dampers, steel fibre reinforced concrete, buried structures, time deformation, impulse impact

Acknowledgements. The authors would like to thank the organizers of the International Scientific and Practical Symposium "The Future of the Construction Industry: Challenges and Development Prospects" 2024 and the reviewers for the opportunity to present and discuss the research.

FOR CITATION: Parfenov S.G., Alekseytsev A.V., Lipina A.B., Batsan S.R., Melihov G.V., Bibikov M.V. Influence of ductility of buried pavement nodes of structures at the impact limit value. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2024; 14(4):39-56. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2024.4.39-56

Corresponding author: Anatoly V. Alekseytsev, aalexw@mail.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Здания и сооружения все чаще подвергаются динамическим воздействиям, которые могут носить аварийный характер, например, такой как детонационный взрыв [1–3]. Поэтому большее развитие получают способы защиты конструкций, обеспечивающие снижение динамических усилий [4–8]. Одним из способов уменьшения риска повреждений является применение податливых опор, которые поглощают и смягчают динамические нагрузки за счет эффекта демпфирования [9].

Проведен анализ ряда научных работ, направленных на изучение влияния податливости опор заглубленных плит сооружения на предельное значение ударной нагрузки, где в качестве податливых опор были использованы цельные электросварные трубы.

В статье [2] показано, что конструкция плиты воспринимает нагрузку через толщу грунта при детонационном взрыве с применением схемы Релея. Она позволяет учесть затухание колебаний в среде и затухание колебаний в материале в результате внутреннего трения. Поиск рациональных жесткостей опор при динамической постановке расчетных задач осуществляется с помощью методов оптимизации. При симметричном воздействии оптимальная жесткость трубы достигнута при толщине 8 мм, критическая нагрузка достигает 38 кПа. При жестком опирании критическая нагрузка составляет лишь 25 кПа.

В публикациях [8, 9] исследована высокая эффективность применения податливых опор в виде сминаемых вставок кольцевого сечения при кратковременном динамическом нагружении. Их использование снизило коэффициент динамичности конструкций, перемещений и усилий. Напряжения в цельной

трубе при максимальной нагрузке не достигали предела текучести [2]. Исходя из этого, было принято решение в данной работе использовать сминаемые фрагменты стальной электросварной трубы, располагаемые с шагом по длине опорной кромки, которые деформируются в упругой и упругопластической стадиях.

Представленная работа демонстрирует методику численного анализа железобетонных плит заглубленных сооружений при несимметричном и симметричном импульсном воздействии, также сравнивается способность конструкции к демпфированию при использовании опор в виде фрагментов трубы, сплошной трубы и жесткой опоры.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

В качестве предмета анализа принята железобетонная плита типового решения по серии У01-01-80 «Унифицированные сборно-монолитные конструкции заглубленных помещений с перекрытиями балочного типа». Согласно этим решениям ребра жесткости устанавливаются сверху, а армирование принимается симметричным. Габариты плиты 3×6 м, структура имеет два балочных ребра сверху. Армирование плиты и ее сечение показаны на рис. 1, а. Плита выполнена из фибробетона, который имеет сопротивление растяжению 4 МПа и сопротивление сжатию 22 МПа. Величина эксплуатационной нагрузки — 15 кПа, она состоит из собственного веса плиты 3 кПа и веса грунта 12 кПа.

В программе Femap 2023.1 была разработана конечная элементная модель напряженно-деформированного состояния (НДС) плиты покрытия, заглубленной в грунт и предназначенной для защиты сооружений. Она состоит из связанных интерполя-

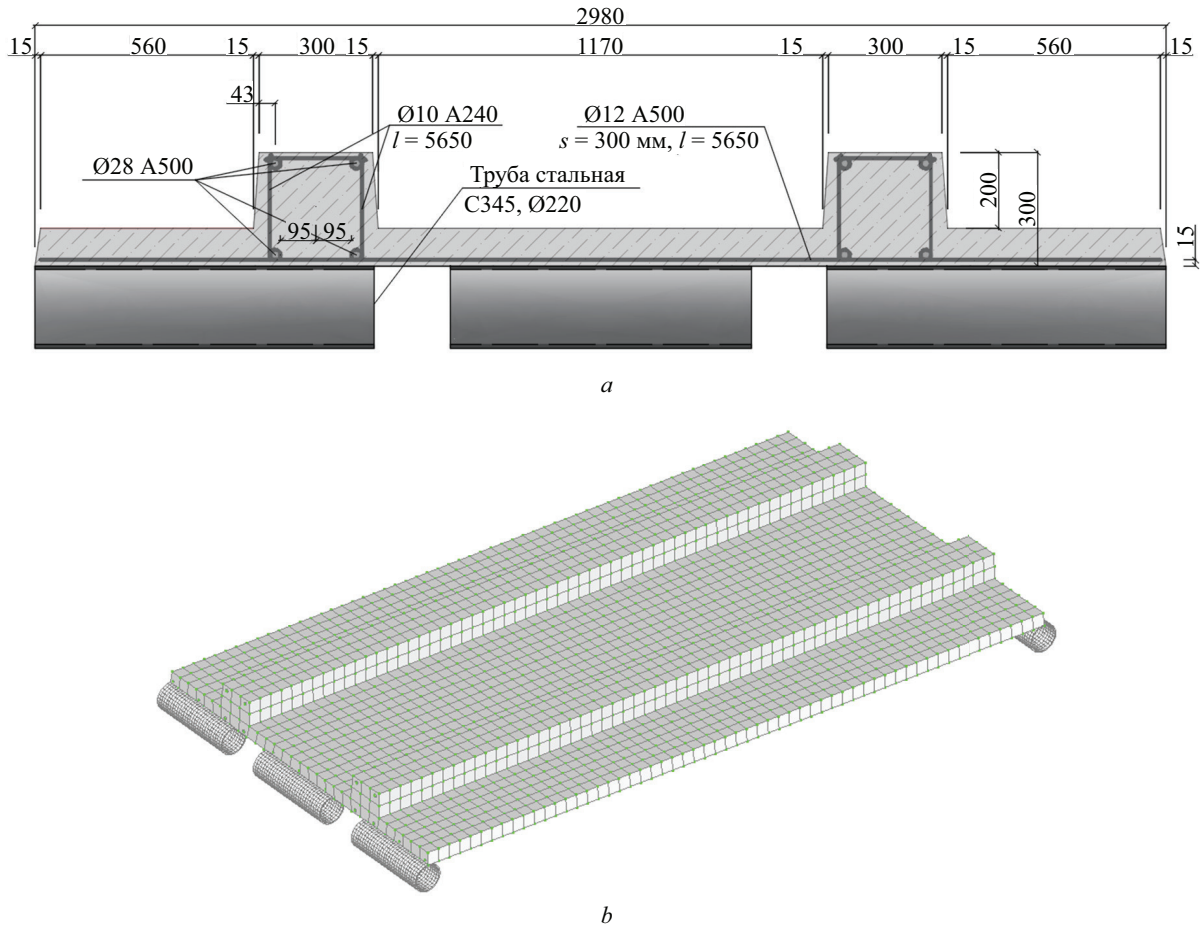


Рис. 1. Сталефибробетонная заглубленная плита покрытия: *a* — поперечный разрез плиты с армированием; *b* — расчетная модель в программе Femap

ционных элементов — объемных элементов бетона, элементов оболочек для трубы и стержневых элементов для арматуры.

Бетон моделировался объемными гексаэдрами, для которых задавался материал — бетон на основе модификации модели Друкера – Прагера, в которой присутствует сшивка поверхностей текучести в области преобладающих растяжений [10]. Арматурные стержни и труба деформировались по характерной для конструкционной стали билинейной диаграмме при касательном модуле $E_t \approx 0$. Учет нелинейности выполнялся методом Ньютона – Рафсона с невязкой по силам 0,1 %.

Для элемента трубы в рамках создания геометрии формировалось две контактные поверхности. Для трубы эта поверхность представлена в виде цилиндра, для плиты — в виде плоскости (рис. 2, *b*). Трение при этом контакте в плоскости пластины не учитывается в случае дополнительного крепления опоры к пластине анкерами. Во время решения задачи итерационным способом осуществляется оценка расстояния между соседними точками представленных поверхностей. Если это расстояние меньше заданного допуска, то происходит склейка узлов и объединение перемещений, таким образом, это ста-

новится единым деформируемым телом. Расстояние для нахождения узлов, склеенных при контактном взаимодействии, принято равным 5 мм.

Для арматурных стержней задавалась диаграмма, моделирующая их упругопластическое поведение в соответствии со схемой Прандтля. Эти диаграммы задавались для пространственных стержневых элементов, имеющих по 6 степеней свободы в узле. Критерием прочности являются эквивалентные напряжения по Мизесу, при этом разрушение интерпретировалось как достижение деформации некоторого предельного уровня, равного для стали 0,025. Связь фибробетона с арматурой моделировалась путем введения интерполяционных элементов типа RBE2 в технологии Siemens Femap, моделирующих отсутствие деформаций в зоне их контакта.

В качестве независимого узла принимался узел, принадлежащий арматуре, в качестве зависимого узла для моделирования контакта — узел, принадлежащий бетону (рис. 2, *a*). Общее усилие сцепления, которое может воспринять стержень, вырываемый из стержня фибробетона, моделировалось путем принятия для всех интерполяционных элементов сдвиговой жесткости G_a . Данная сдвиговая жесткость равна произведению периметра стержня на расчетное со-

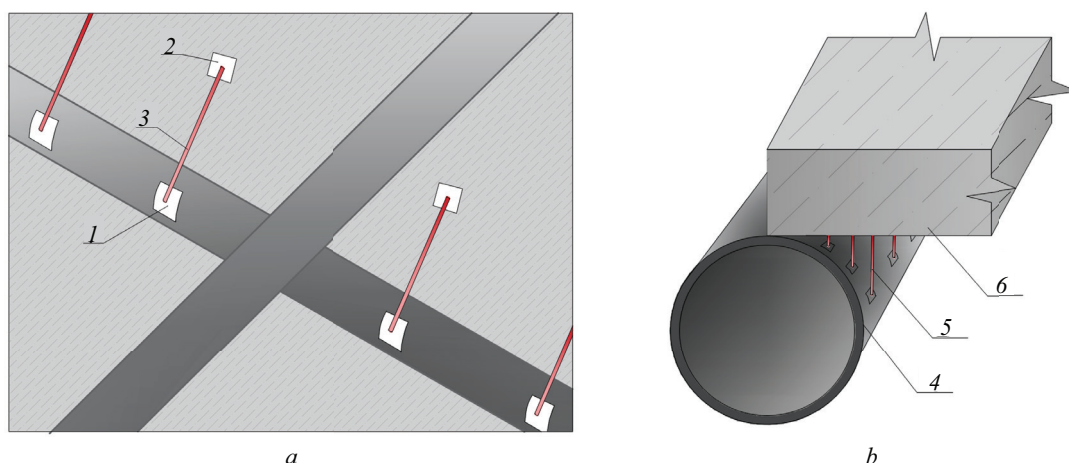


Рис. 2. Типы контактного взаимодействия: *a* — арматура и фибробетон; *b* — труба и плита; 1 — узел арматурного стержня; 2 — узел фибробетонного элемента; 3 — элемент интерполяции; 4 — труба; 5 — узлы поиска контактов; 6 — фибробетонная плита

противление сцепления R_{bond} , определяемое нормативными документами, в том числе СП 63.13330.

Полагаем, что динамическое усилие в виде импульса от взрывчатого вещества передается на конструкцию через толщу грунта. Изменение характера импульса на протяжении 3 с представлено на рис. 3. Форма этого импульса для симметричной и несимметричной нагрузки описана в работе [1] «Численный анализ динамики заглубленных фибробетонных плит под действием взрывных нагрузок».

Интенсивность импульса взрыва в момент времени, равный нулю, найдем из уравнения Джонса – Вилкинса – Ли (JWL) [10–13]:

$$P = A \left(1 + \frac{\omega}{R_1 V} \right) e^{-R_1 V} + B \left(1 + \frac{\omega}{R_2 V} \right) e^{-R_2 V} + \frac{\omega}{V},$$

где значения V — относительный объем взрывчатого вещества; $A = 3,712$ мбар; $B = 0,0323$ мбар, $R_1 = 4,15$, $R_2 = 0,95$, $\omega = 0,3$, $e = 0,07$ мбар — константы, которые определяются на основе методов работ.

Рассмотрены два типа взрывных нагрузок — симметричная и несимметричная. Симметричная нагрузка действует от центра плиты с распространением пятна удара полосами по всей ее длине. Поперечная нагрузка моделируется с распространением поперек плиты пятна удара путем включения нагрузок на полосах последовательно — слева направо. Моделирование динамического нагружения взрывной нагрузкой, передаваемой через грунт на конструкцию, проводилось следующим образом: для воспроизведения распределения нагрузки по площади плита была разделена на 5 участков. Для описания симметричного сценария распространения импульса воспользуемся функциями времени (рис. 3, *a*) для каждой из нагрузок q_1 – q_3 . Нагрузку, воспринимаемую пластиной при нормальной работе, обозначает переменная q_4 . Она увеличивается в течение 0,5 с и остается постоянной на всем интервале времени интегрирования. Интенсивность остаточ-

ной нагрузки 30 % для каждой из нагрузок $q_1(t)$, $q_2(t)$, $q_3(t)$ приблизительно соответствует дополнительной нагрузке от грунта с нарушенной структурой. Распределение нагрузки во времени с учетом изменения за каждый момент времени показано на рис. 3, *a*.

Пять различных функций времени f_1 – f_5 (рис. 3, *a*) используются для описания сценария асимметричной загрузки. Их формирование аналогично рис. 3, *b*, а изменение нагрузок для каждого момента времени дает распределение нагрузки, показанное на рис. 3, *c*.

Для получения решения по методу конечных элементов интегрировалось дифференциальное уравнение движения прямым шаговым методом на основе модификации Ньюмарка, использованной в работах [13–15]:

$$[M]\ddot{y}(t) + [C]\dot{y}(t) + [K_r(t)]y(t) = F(t) + G\chi(t), \quad (1)$$

где в правой части, кроме узловых сил $F(t)$, учитывается влияние узловых масс; G — вектор узловых масс; $\chi(t)$ — функция Хевисайда.

В данной работе используется схема Рэлея, позволяющая учесть демпфирование внутри материала и демпфирование среды. При этом точность расчета зависит от значений коэффициентов α и β , где α — коэффициент сопротивления среды, который учитывает отношение колебаний за счет массы, двигающейся в этой среде; β — коэффициент, учитывающий внутреннее трение в материале.

Существуют также другие модели, такие как нелокальная во времени модель Кельвина – Фойгта. Для определения демпфирующих свойств конструкций был проведен ряд экспериментальных исследований [1], в которых обнаружилось, что коэффициент β варьируется в достаточно широком диапазоне 0,01–0,2 в зависимости от конструкции узлов и степени повреждения материала. Для рассматриваемого нами случая значения для коэффициента α приведены в литературе. Это связано с тем, что среда, в кото-

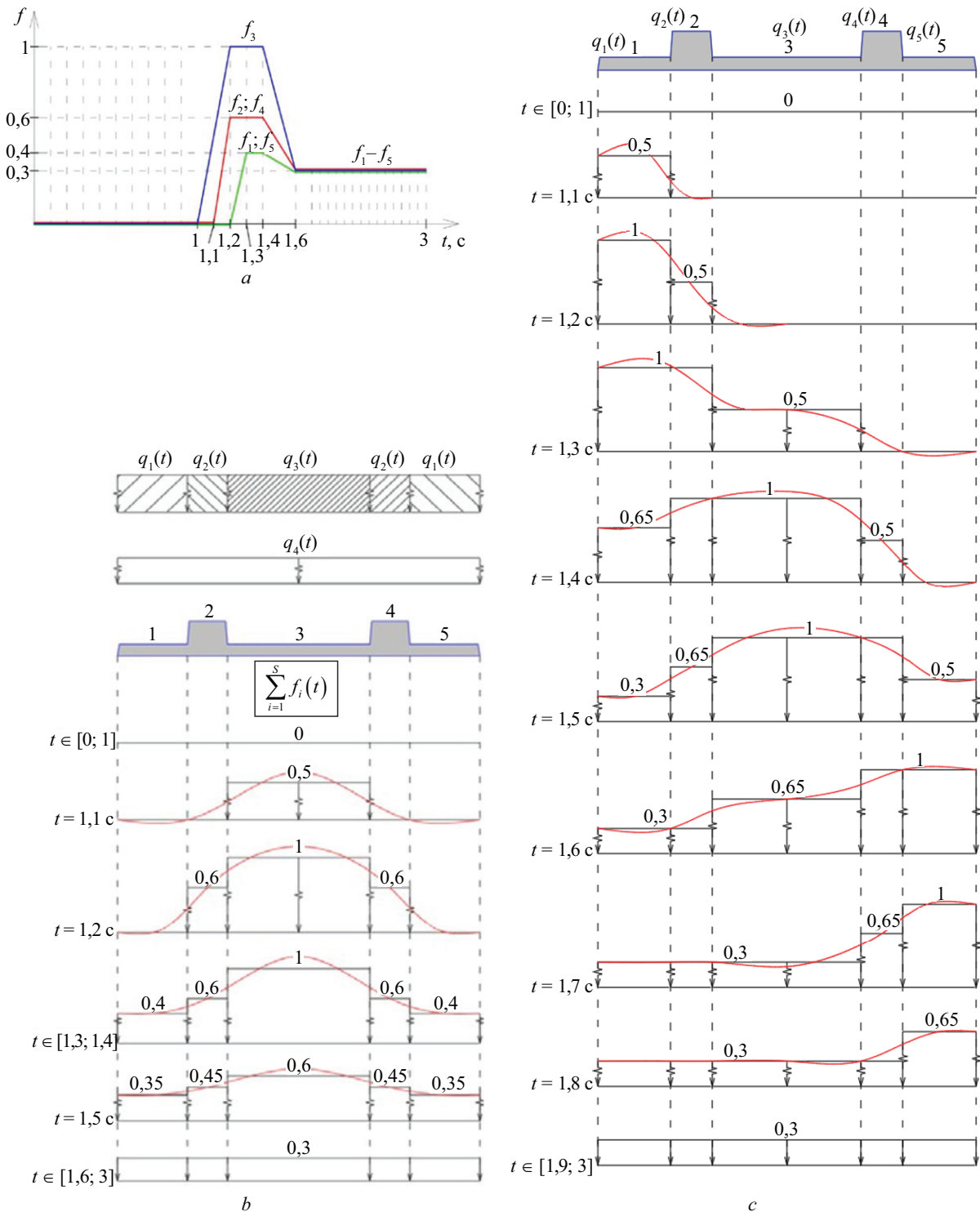


Рис. 3. К определению динамического воздействия: а — функции времени; распределение ударной нагрузки во времени для: б — симметричного нагружения; с — несимметричного нагружения

рой возникают колебания, содержит границу фазового перехода между воздухом и грунтом.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Для построенной модели плиты выполнялись следующие действия: менялась толщина трубы и при каждой толщине проводился нелинейный дина-

мический расчет. В результате чего методом последовательных приближений искалась предельная нагрузка. Предельной считалась та нагрузка, при которой проходил расчет. Если расчет прерывался, то это свидетельствовало о плохой обусловленности матрицы жесткости и интерпретировалось как разрушение. Такой расчет был произведен для толщин 3, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12 мм, результаты приведены на рис. 4.

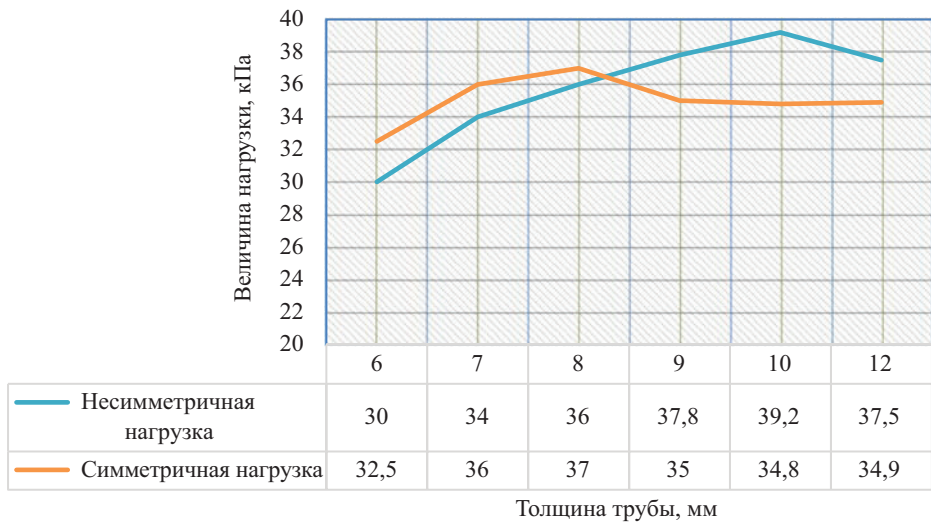
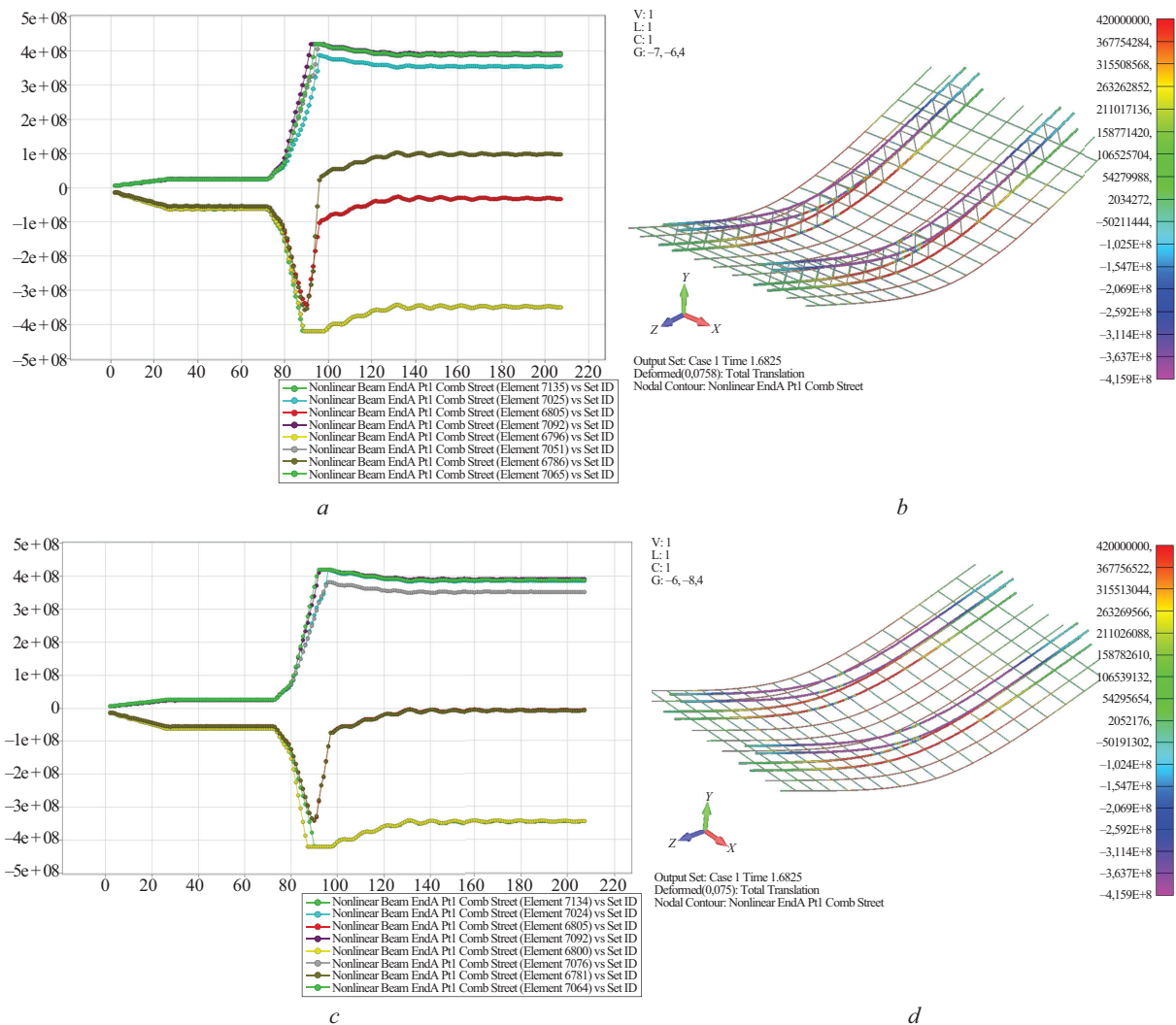


Рис. 4. График зависимости ударной нагрузки от толщины сминаемых вставок

При толщине сминаемых вставок 3 мм и меньше опорная конструкция не выдерживает эксплуатационной нагрузки, а при 6 мм приводит к пониженным значениям предельной нагрузки, так как не возникает эффекта демпфирования.

Оптимальной принята та толщина, при которой динамическая нагрузка максимальна. График показывает, что для симметричной и несимметричной нагрузки жесткости не соответствуют предельным значениям, они различны. Для того чтобы назначить



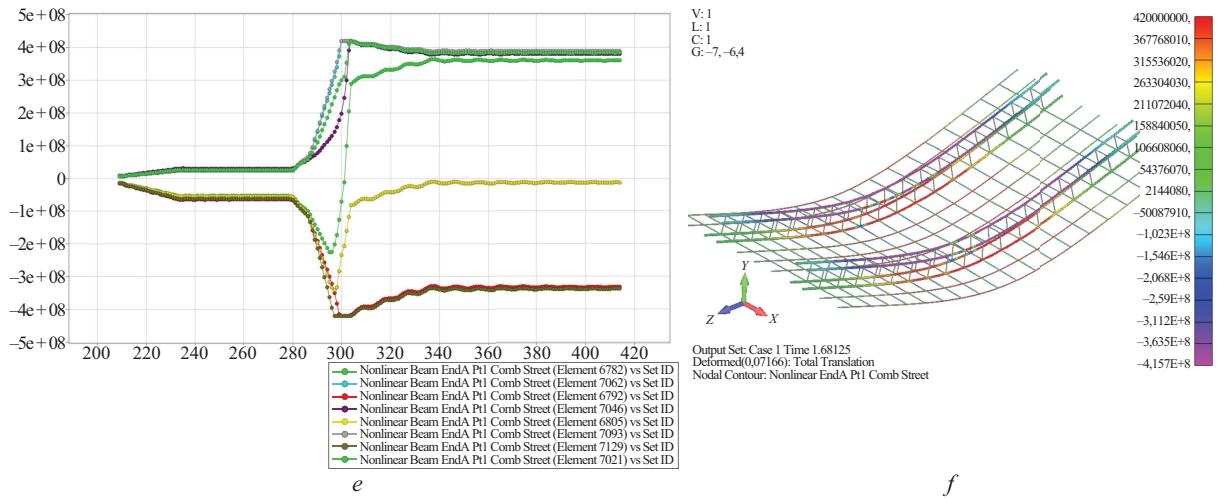
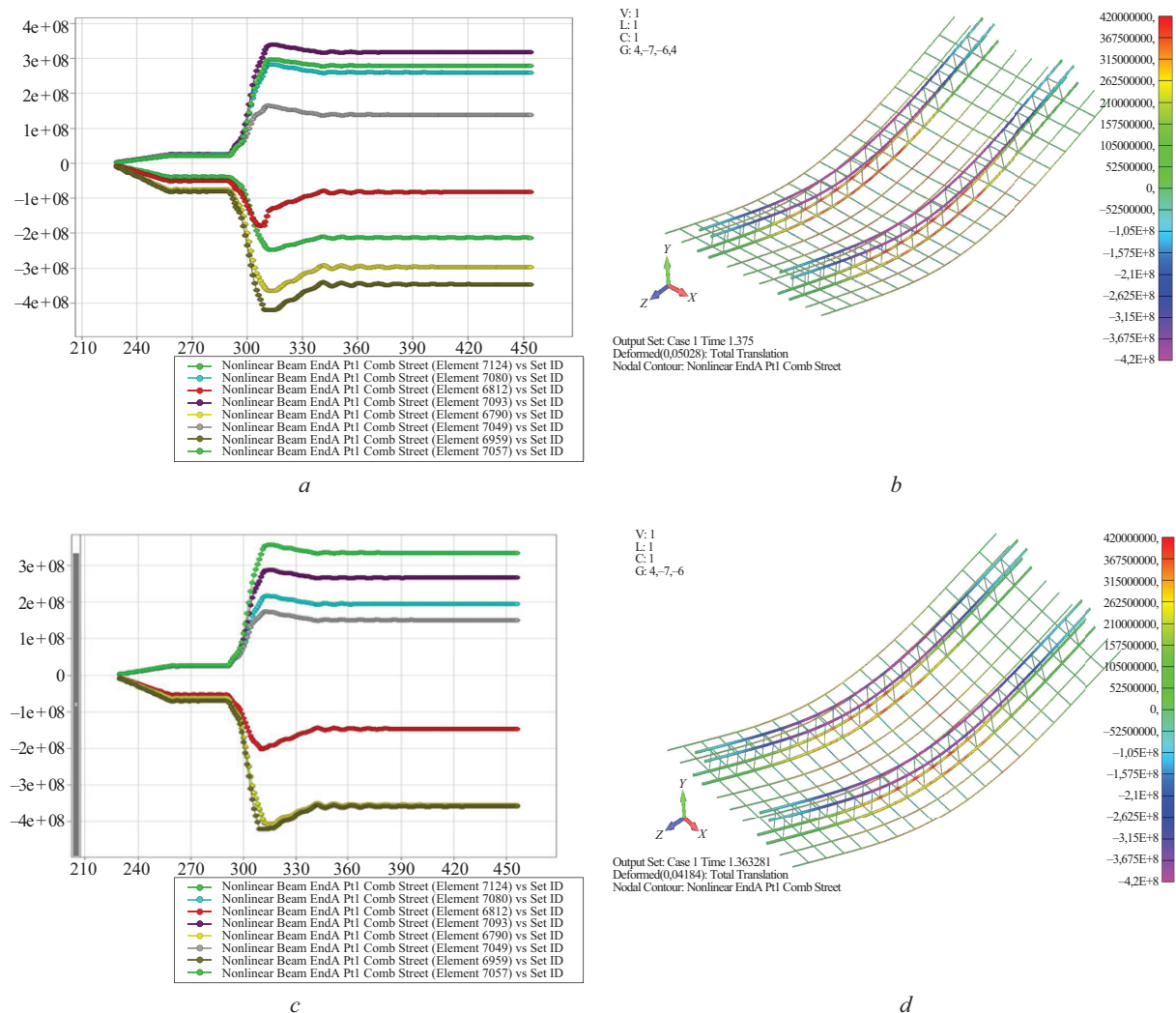


Рис. 5. Эквивалентные напряжения в арматуре при толщине сминаемых вставок: a, b — 8 мм; c, d — 9 мм; e, f — 10 мм

некую конструктивную жесткость, необходимо придерживаться интерпретации принципа равновесия Нэша [16] для технической системы, согласно которому оптимальную толщину следует принять в точке пересечения графиков.

Таким образом, проанализировав график зависимости ударной нагрузки от толщины сминаемых вставок (рис. 4), можно сделать вывод, что оптимальная толщина — 8,3 мм. Данная толщина не является стандартной, поэтому в рамках действующей номен-



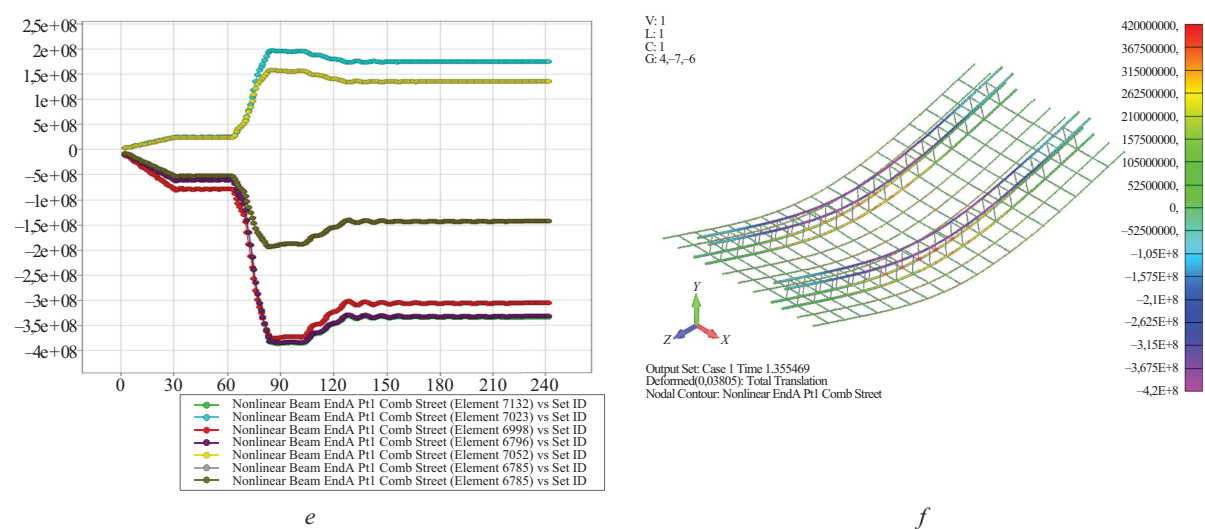


Рис. 6. Эквивалентные напряжения в арматуре при толщине сминаемых вставок: a, b — 8 мм; c, d — 9 мм; e, f — 10 мм

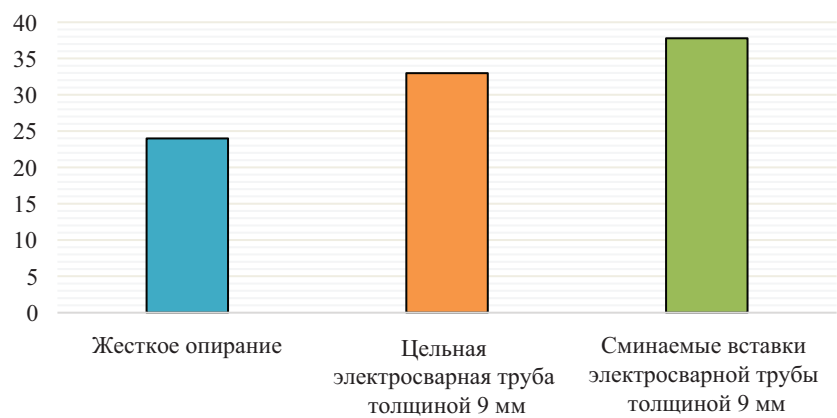


Рис. 7. Зависимость критической силы от вида опорной конструкции при несимметричном динамическом воздействии

клатуры ГОСТ 10704–91 «Трубы стальные электросварные прямошовные» принимаем стальную трубу толщиной 9 мм. Это значение удовлетворит условиям как симметричной нагрузки, так и несимметричной нагрузки. Для более точных данных сравним полученные графики НДС арматуры для конструкции с толщиной сминаемых вставок 8, 9 и 10 мм.

Были построены и изучены графики зависимости напряжений арматуры для характерных опасных точек верхних и нижних продольных стержней от времени для несимметричной (рис. 5) и симметричной нагрузок (рис. 6). В случае симметричной нагрузки ввиду симметрии конструкции и симметрии нагрузок рассматривались 4 стержня ребра жесткости. В случае несимметричной взрывной нагрузки рассмотрен каждый из восьми стержней, поскольку импульс направлен поперек конструкции плиты.

Во всех случаях (при толщинах 8, 9, 10 мм) напряжения в арматуре достигают максимального значения в момент времени 1,68 с. При 9 мм площадка текучести арматуры более выражена, поскольку плита на себя берет больше энергии от нагрузки,

а оставшая потенциальная энергия деформации поглощается опорой.

Деформации при толщине 10 мм меньше, чем при 8 и 9 мм, из чего можно сделать вывод, что труба не воспринимает на себя должную энергию от конструкции, а демпфирующие свойства проявляются менее эффективно.

По результатам анализа графиков видно, что несимметричное нагружение является более опасным. В случае симметричного нагружения при толщине сминаемых вставок 10 мм арматурные стержни не достигают предела текучести и бетон разрушается раньше. При 9 и 8 мм арматура течет, но при 9 мм большее количество стержней арматуры «включаются» в растяжение. График на рис. 7 иллюстрирует эффективность введения демпфирующих опор при несимметричном нагружении.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

При использовании в качестве демпфирующей опоры цельной электросварной трубы критическая сила при несимметричном нагружении для толщины

трубы 9 мм равна 33 кПа, а при жесткой опоре — 24 кПа. Установлено, что при заданных параметрах оптимальная жесткость трубы достигается при толщине цельной трубы 7 мм, с критической силой 34 кПа.

Введение сминаемых вставок трубы в качестве опор (отдельных частей), в отличие от цельной электросварной трубы и жесткой опоры, существенно повышает предельную динамическую нагрузку, которую может выдержать конструкция. При введении цельной трубы вместо жесткого опирания динамическая нагрузка повышается на 37,5 %, введение вставок повышает ее на 57,5 %.

Расчеты НДС плиты в рассмотренной постановке являются достаточно трудоемкими, а поиск оптимальных параметров не может быть однозначно интерпретирован как лучшее решение без учета особенностей всего сооружения для отдельной конструкции. Поэтому исследование имеет перспективы, направленные на повышение эффективности поиска решений, например, с помощью подхода [17], совершенствование процедур расчета [15, 18, 19], а также использование мягких вычислений [20] для снижения трудоемкости задач и быстрого прогнозирования ожидаемых результатов.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. *Mkrtychev O., Savenkov A.* Modeling of blast effects on underground structure // *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2019. Vol. 15. Issue 4. Pp. 111–122. DOI: 10.22337/2587-9618-2019-15-4-111-122
2. *Alekseytsev A., Sazonova S.* Numerical analysis of the buried fiber concrete slabs dynamics under blast load // *Magazine of Civil Engineering*. 2023. No. 1 (117). DOI: 10.34910/MCE.117.3. EDN FAWTHP.
3. *Radchenko P.A., Batuev S.P., Radchenko A.V.* Fracture of Protective Structures from Heavy Reinforcing Cement During Interaction with High-velocity Impactor // *Journal of Siberian Federal University. Mathematics and Physics*. 2021. Vol. 14. No. 6. Pp. 779–786. DOI: 10.17516/1997-1397-2021-14-6-779-786. EDN KQDDNU.
4. *Тонких Г.П., Кумпяк О.Г., Галютдинов З.Р.* Расчет прочности защитных сооружений гражданской обороны на податливых опорах в виде сминаемых вставок кольцевого сечения // *Технологии гражданской безопасности*. 2020. Т. 17. № 4 (66). С. 94–97. DOI: 10.54234/CST.19968493.2020.17.4.66.17.94. EDN GMDIXV.
5. *Yan J., Liu Y., Xu Z., Li Z., Huang F.* Experimental and numerical analysis of CFRP strengthened RC columns subjected to close-in blast loading // *International Journal of Impact Engineering*. 2020. Vol. 146. P. 103720. DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2020.103720
6. *Hu Y., Chen L., Fang Q., Kong X., Shi Y., Cui J.* Study of CFRP retrofitted RC column under close-in explosion // *Engineering Structures*. 2021. Vol. 227. P. 111431. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.111431
7. *Li Y., Aoude H.* Influence of steel fibers on the static and blast response of beams built with high-strength concrete and high-strength reinforcement // *Engineering Structures*. 2020. Vol. 221. P. 111031. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.111031
8. *Zhang C., Abedini M., Mehrmashhadi J.* Development of pressure-impulse models and residual capacity assessment of RC columns using high fidelity Arbitrary Lagrangian-Eulerian simulation // *Engineering Structures*. 2020. Vol. 224. P. 111219. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.111219
9. *Kumpyak O.G., Galyautdinov Z.R., Kokorin D.N.* Strength of concrete structures under dynamic loading // *AIP Conference Proceedings*. 2016. Vol. 1698. P. 070006. DOI: 10.1063/1.4937876
10. *Nam J.W., Kim H.J., Kim S.B., Kim J.H.J.* Analytical study of finite element models for FRP retrofitted concrete structure under blast loads // *International Journal of Damage Mechanics*. 2009. Vol. 18. Issue 5. Pp. 461–490. DOI: 10.1177/1056789507088339
11. *Momeni M., Hadianfard M.A., Bedon C., Baghlani A.* Damage evaluation of H-section steel columns under impulsive blast loads via gene expression programming // *Engineering Structures*. 2020. Vol. 219. P. 110909. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110909
12. *Castedo R., Natale M., López L.M., Sanchidrián J.A., Santos A.P., Navarro J. et al.* Estimation of Jones-Wilkins-Lee parameters of emulsion explosives using cylinder tests and their numerical validation // *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 2018. Vol. 112. Pp. 290–301. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2018.10.027
13. *Серпик И.Н., Курченко Н.С., Алексейцев А.В., Лагутина А.А.* Анализ в геометрически, физически и конструктивно нелинейной постановке динамического поведения плоских рам при запроектных воздействиях // *Промышленное и гражданское строительство*. 2012. № 10. С. 49–51. EDN PFGIFZ.
14. *Tusnina O.A., Alekseytsev A.V.* Numerical analysis of stress-strain state of the steel modular block with corrugated webs // *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2024. Vol. 20. Issue 2. Pp. 60–75. DOI: 10.22337/2587-9618-2024-20-2-60-75
15. *Fialko S.Yu., Kabantsev O.V., Perelmutter A.V.* Elasto-plastic progressive collapse analysis based on the integration of the equations of motion // *Magazine of Civil Engineering*. 2021. No. 2 (102). DOI: 10.34910/MCE.102.14. EDN ZVLLVV.
16. *Лапина Я.С.* Современные аспекты использования равновесия Нэша // *Экономика и социум*. 2015. № 6–4 (19). С. 55–60. EDN WHOHGD.
17. *Алексейцев А.В.* Двухэтапный синтез структурных конструкций с использованием генетического алгоритма и тетраэдризации Делоне // *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2013. Т. 9. № 4. С. 83–91. EDN SBYYYBL.

18. Galyautdinov Z.R. Deformation of reinforced concrete slabs on yielding supports under short-time dynamic loading // AIP Conference Proceedings. 2017. Vol. 1801. P. 040002. DOI: 10.1063/1.4973043

19. Алексейцев А.В., Антонов М.Д. Динамика безбалочных железобетонных каркасов сооружений при повреждении плит продавливанием // Строитель-

ство и реконструкция. 2021. № 4 (96). С. 23–34. DOI: 10.33979/2073-7416-2021-96-4-23-34. EDN UJXFML.

20. Tusnin A.R., Alekseytsev A.V., Tusnina O.A. Load identification in steel structural systems using machine learning elements: uniform length loads and point forces // Buildings. 2024. Vol. 14. Issue 6. P. 1711. DOI: 10.3390/buildings14061711

Поступила в редакцию 28 августа 2024 г.

Принята в доработанном виде 28 августа 2024 г.

Одобрена для публикации 20 сентября 2024 г.

ОБ АВТОРАХ: **Сергей Григорьевич Парфенов** — кандидат технических наук, доцент, заведующий кафедрой строительных конструкций; **Брянский государственный инженерно-технологический университет (БГИТУ)**; 241037, г. Брянск, пр-т Станке Димитрова, д. 3; parfenovsk@mail.ru;

Анатолий Викторович Алексейцев — доктор технических наук, доцент, профессор кафедры промышленного и гражданского строительства, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; Scopus: 57191530761, ResearcherID: I-3663-2017, ORCID: 0000-0002-4765-5819; AlekseytsevAV@mgsu.ru;

Арина Брониславовна Липина — студентка; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; lab.1508@yandex.ru;

София Романовна Бацан — студентка; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; batsan2002@mail.ru;

Григорий Викторович Мелихов — аспирант кафедры строительных конструкций; **Брянский государственный инженерно-технологический университет (БГИТУ)**; 241037, г. Брянск, пр-т Станке Димитрова, д. 3; MelihovT.N.@mail.ru;

Михаил Владимирович Бибииков — аспирант кафедры строительных конструкций; **Брянский государственный инженерно-технологический университет (БГИТУ)**; 241037, г. Брянск, пр-т Станке Димитрова, д. 3; best.builder@mail.ru.

Вклад авторов: все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

INTRODUCTION

Buildings and structures are increasingly exposed to dynamic effects that can be of an emergency nature, such as detonation explosion [1–3]. Therefore, methods of structural protection that provide for the reduction of dynamic forces are gaining more development [4–8]. One of the ways to reduce the risk of damage is the use of pliable supports that absorb and mitigate dynamic loads due to the damping effect [9].

A number of scientific works were analyzed to study the influence of the pliability of the supports of buried slabs of a structure on the ultimate value of the impact load, where solid electric-welded pipes were used as pliable supports.

The paper [2] shows that the slab structure takes the load through the soil column during a detonation explosion using the Rayleigh scheme. It makes it possible to take into account the damping of vibrations in the medium and the damping of vibrations in the material as a result of internal friction. The search for rational support

stiffnesses in the dynamic formulation of design problems is carried out using optimization methods. At symmetric influence the optimum stiffness of the tube is reached at thickness of 8 mm, critical load reaches 38 kPa. In case of rigid support, the critical load is only 25 kPa.

In publications [8, 9], the high efficiency of the use of pliable supports in the form of crumpled inserts of annular cross-section under short-term dynamic loading was investigated. Their use reduced the dynamic coefficient of structures, displacements and forces. The stresses in the one-piece tube at maximum load did not reach the yield stress [2]. Proceeding from this, it was decided to use in this work crumpled fragments of steel electric-welded pipe, arranged in increments along the length of the supporting edge, which deform in elastic and elastic-plastic stages.

The presented work demonstrates the methodology of numerical analysis of reinforced concrete slabs of buried structures under asymmetric and symmetric impulse action, and also compares the damping ability

of the structure when using supports in the form of pipe fragments, solid pipe and rigid support.

MATERIALS AND METHODS

The subject of the analysis is a reinforced concrete slab of the standard solution according to the series U01-01–80 “Unified prefabricated monolithic structures of buried premises with beam-type slabs”. According to these solutions, the stiffening ribs are installed from above and the reinforcement is symmetrical. The dimensions of the slab are 3×6 m, the structure has two beam ribs on top. The reinforcement of the slab and its cross-section are shown in Fig. 1, *a*. The slab is made of fibre concrete, which has a tensile strength of 4 MPa and a compressive strength of 22 MPa. The value of the service load is 15 kPa, it consists of own weight of the slab 3 and the weight of the soil 12 kPa.

A finite element model of the stress-strain state (SSS) of a pavement slab buried in the ground and designed to protect structures was developed in the Femap 2023.1 programme. It consists of coupled interpolation elements — concrete volume elements, shell elements for the pipe and bar elements for the reinforcement.

Concrete was modelled by volumetric hexahedra, for which the material — concrete was specified based

on a modification of the Drucker – Prager model, in which there is a cross-linking of yield surfaces in the region of predominant tensions [10]. The reinforcing bars and the pipe were deformed according to the bilinear diagram characteristic of structural steel at the tangent modulus $E_t \approx 0$. Nonlinearity was accounted for by the Newton – Raphson method with a force mismatch of 0.1 %.

Two contact surfaces were formed for the pipe element as part of the geometry creation. For the pipe this surface is represented as a cylinder, for the plate — as a plane (Fig. 2, *b*). Friction at this contact in the plane of the plate is not taken into account in the case of additional anchoring of the support to the plate. During the solution of the problem by iterative method, the distance between neighbouring points of the presented surfaces is evaluated. If this distance is less than a given tolerance, then the nodes are glued together and the displacements are combined, so it becomes a single deformable body. The distance for finding the nodes glued by contact interaction is assumed to be 5 mm.

For reinforcing bars, a diagram modelling their elastic-plastic behaviour in accordance with the Prandtl scheme was defined. These diagrams were defined for spatial rod elements with 6 degrees of freedom per node. The strength criterion is equivalent Mises stresses, and

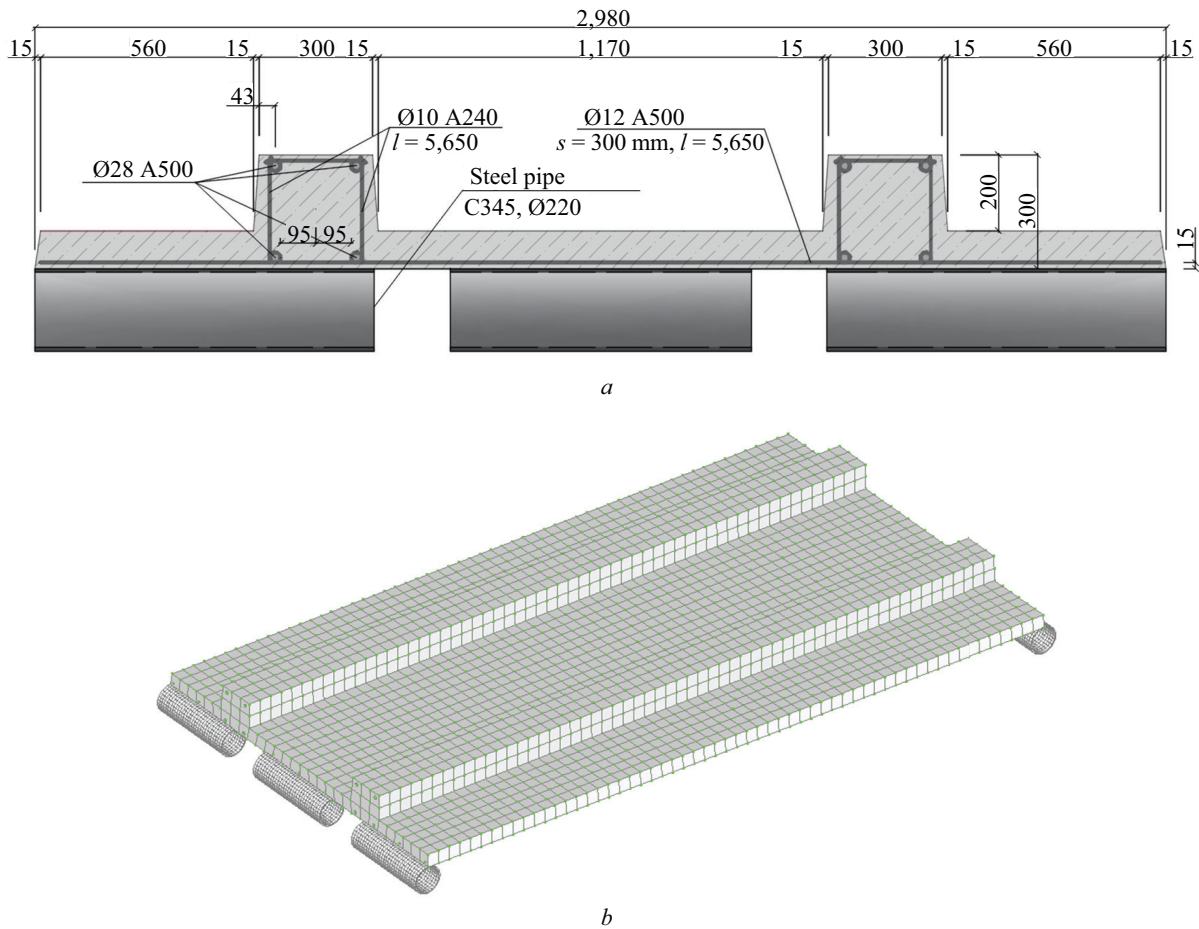


Fig. 1. Steel-fibre concrete buried pavement slab: *a* — cross section of the slab with reinforcement; *b* — calculation model in Femap programme

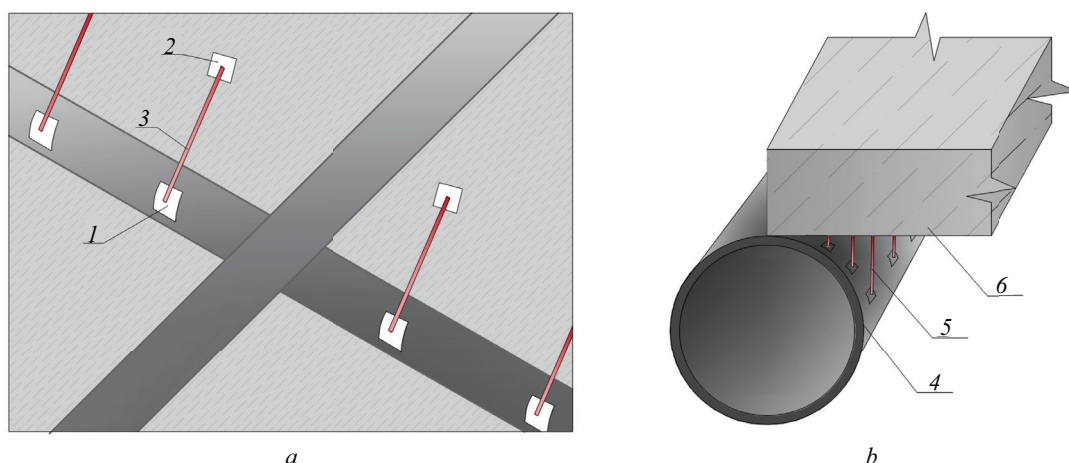


Fig. 2. Types of contact interaction: *a* — reinforcement and fibre concrete; *b* — pipe and slab; 1 — reinforcement bar node; 2 — fibre concrete element node; 3 — interpolation element; 4 — pipe; 5 — contact search nodes; 6 — fibre concrete slab

failure was interpreted as the strain reaching some ultimate limit, equal to 0.025 for steel. The connection between fibre concrete and reinforcement was modelled by introducing interpolation elements of RBE2 type in Siemens Femap technology, modelling the absence of deformations in the zone of their contact.

The node belonging to the reinforcement was taken as the independent node, while the node belonging to the concrete was taken as the dependent node for contact modelling (Fig. 2, *a*). The total cohesive force that can be taken up by the rod tearing out of the fibre concrete core was modelled by assuming for all interpolation elements the shear stiffness G_a . This shear stiffness is equal to the product of the perimeter of the rod by the design resistance R_{bond} determined by the normative documents, including CP 63.13330.

We assume that the dynamic force in the form of an impulse from the explosive is transmitted to the structure through the soil column. The change in the character of the impulse during 3 s is shown in Fig. 3. The shape of this impulse for symmetric and asymmetric loading is described in [1] “Numerical Analysis of the Dynamics of Buried Fibre Concrete Slabs under Explosive Loads”.

We find the intensity of the explosion momentum at time zero from the Jones – Wilkins – Lee (JWL) equation [10–13]:

$$P = A \left(1 + \frac{\omega}{R_1 V} \right) e^{-R_1 V} + B \left(1 + \frac{\omega}{R_2 V} \right) e^{-R_2 V} + \frac{\omega}{V},$$

where values V is the relative volume of explosive; $A = 3.712$ mbar; $B = 0.0323$ mbar; $R_1 = 4.15$; $R_2 = 0.95$; $\omega = 0.3$; $e = 0.07$ mbar are constants that are determined from work methods.

Two types of explosive loads are considered, symmetrical and asymmetrical. The symmetrical load acts from the centre of the slab with the impact spot propagating in strips along the entire length of the slab. The transverse load is modelled with the shock spread across the slab by including the loads on the strips sequentially from left to right. Modelling of dynamic load-

ing by the explosive load transmitted through the soil to the structure was carried out as follows: the slab was divided into 5 sections to reproduce the load distribution over the area. To describe the symmetric scenario of impulse propagation, we will use time functions (Fig. 3, *a*) for each of the loads q_1, q_3 . The load taken up by the plate during normal operation is denoted by the variable q_4 . It increases for 0.5 s and remains constant over the entire integration time interval. The residual load intensity of 30 % for each of the loads $q_1(t), q_2(t), q_3(t)$ approximates the additional load from the disturbed soil. The load distribution over time, considering the change for each time point, is shown in Fig. 3, *a*.

Five different time functions f_1-f_5 (Fig. 3, *a*) are used to describe the asymmetric loading scenario. Their formation is similar to Fig. 3, *b*, and the variation of loads for each time instant gives the load distribution shown in Fig. 3, *c*.

To obtain the finite element solution, the differential equation of motion was integrated by the direct stepwise method based on the Newmark modification used in [13–15]:

$$[M]\ddot{y}(t) + [C]\dot{y}(t) + [K_r(t)]y(t) = F(t) + G\chi(t), \quad (1)$$

where in the right part, in addition to nodal forces $F(t)$, the influence of nodal masses is taken into account; G is the vector of nodal masses; $\chi(t)$ is the Heaviside function.

In this paper, the Rayleigh scheme is used to take into account the damping inside the material and the damping of the medium. The accuracy of the calculation depends on the values of the coefficients α and β , where α is the coefficient of resistance of the medium, which takes into account the ratio of oscillations due to the mass moving in this medium; β is the coefficient that takes into account the internal friction in the material.

There are also other models, such as the non-local in time Kelvin – Voigt model. To determine the damping properties of structures, a number of experimental studies have been carried out [1], in which it was found that

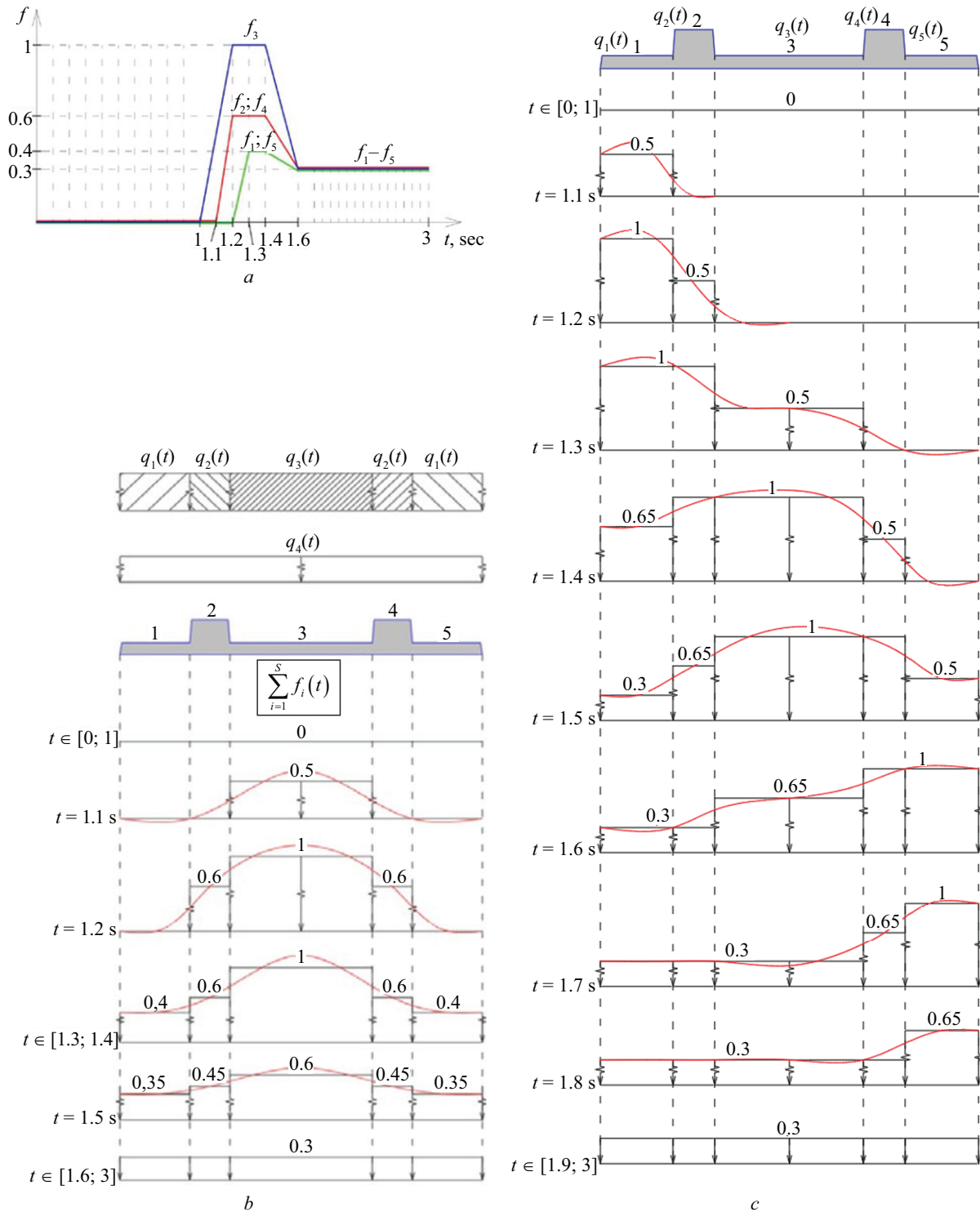


Fig. 3. To the definition of dynamic impact: *a* — functions of time; distribution of impact load in time for: *b* — symmetrical loading; *c* — asymmetrical loading

the coefficient β varies in a fairly wide range of 0.01–0.2 depending on the design of nodes and the degree of material damage. For the case we are considering, the values for the coefficient α are given in the literature. This is due to the fact that the medium in which oscillations occur contains a phase transition boundary between air and soil.

RESEARCH RESULTS

The following steps were performed for the constructed slab model: the thickness of the pipe was varied and a nonlinear dynamic calculation was performed at each thickness. As a result, the ultimate load was found by the method of successive approximations. The ulti-

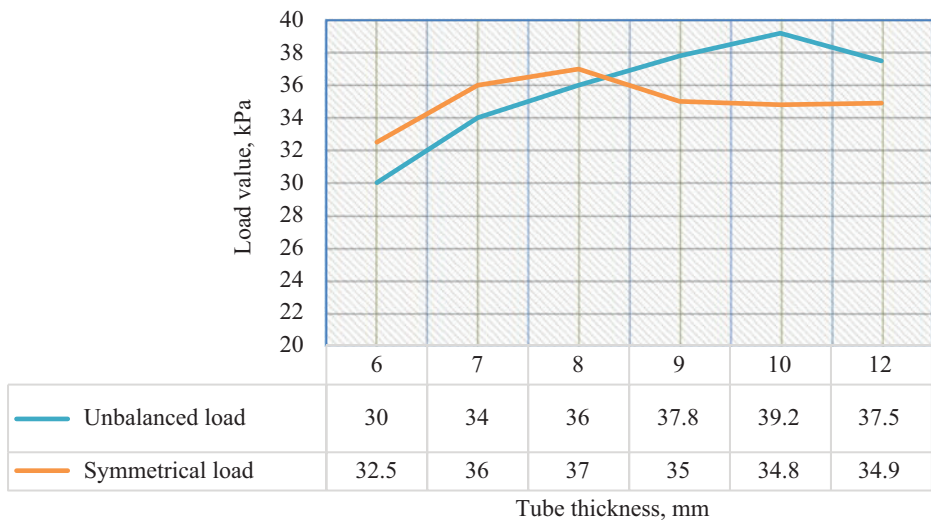
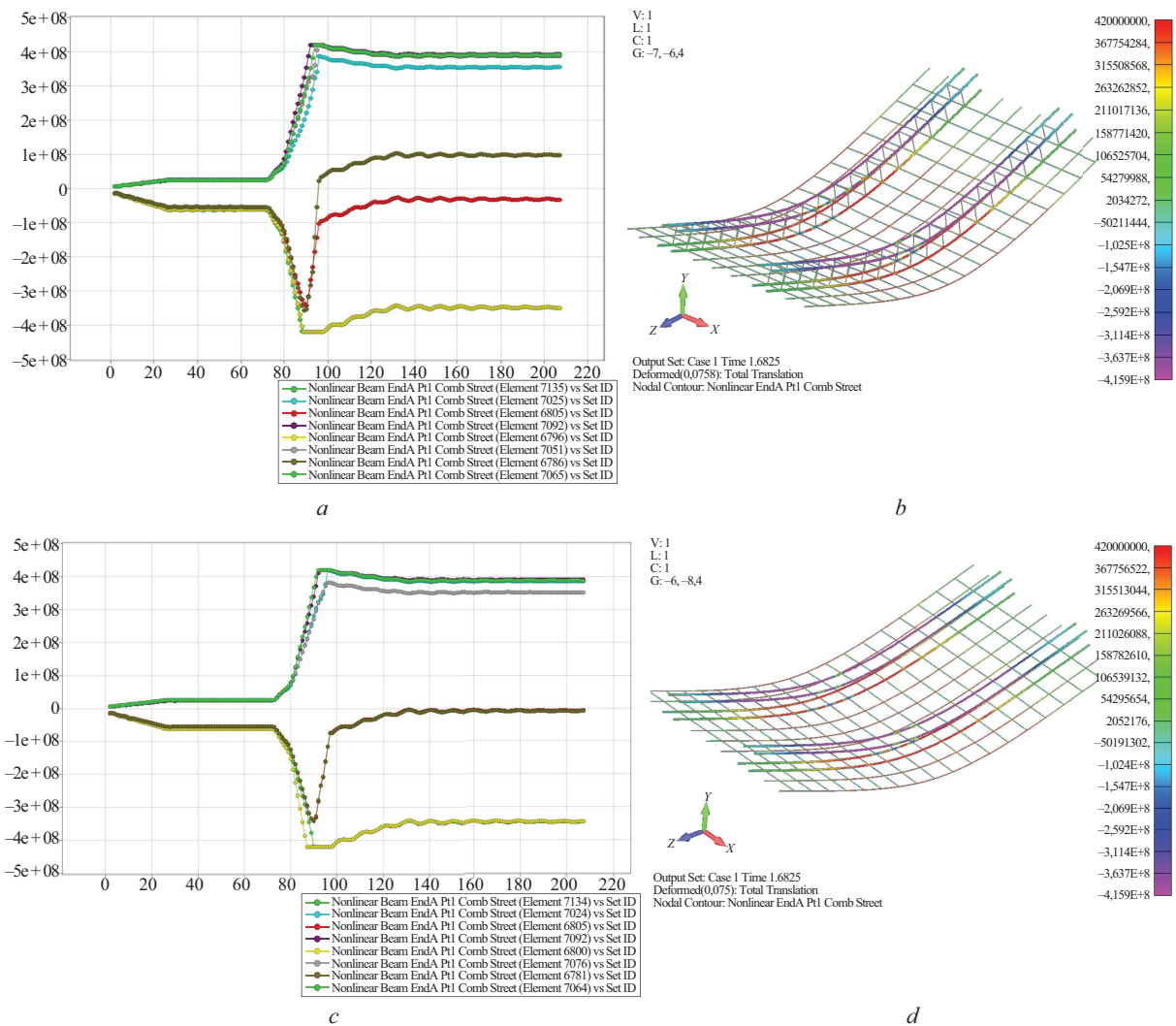


Fig. 4. Graph of impact load dependence on the thickness of the crumpled inserts

mate load was considered to be the load at which the calculation was carried out. If the calculation was interrupted, this indicated poor conditioning of the stiffness matrix and was interpreted as failure. Such a calculation

was performed for thicknesses of 3, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12 mm and the results are shown in Fig. 4.

If the thickness of the crumpled inserts is 3 mm or less, the support structure cannot withstand the oper-



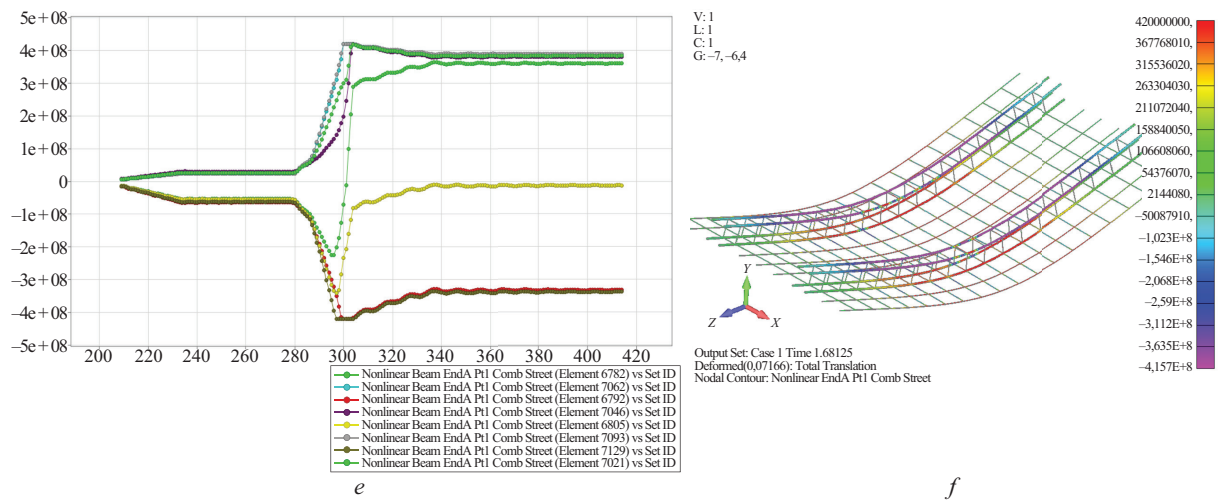
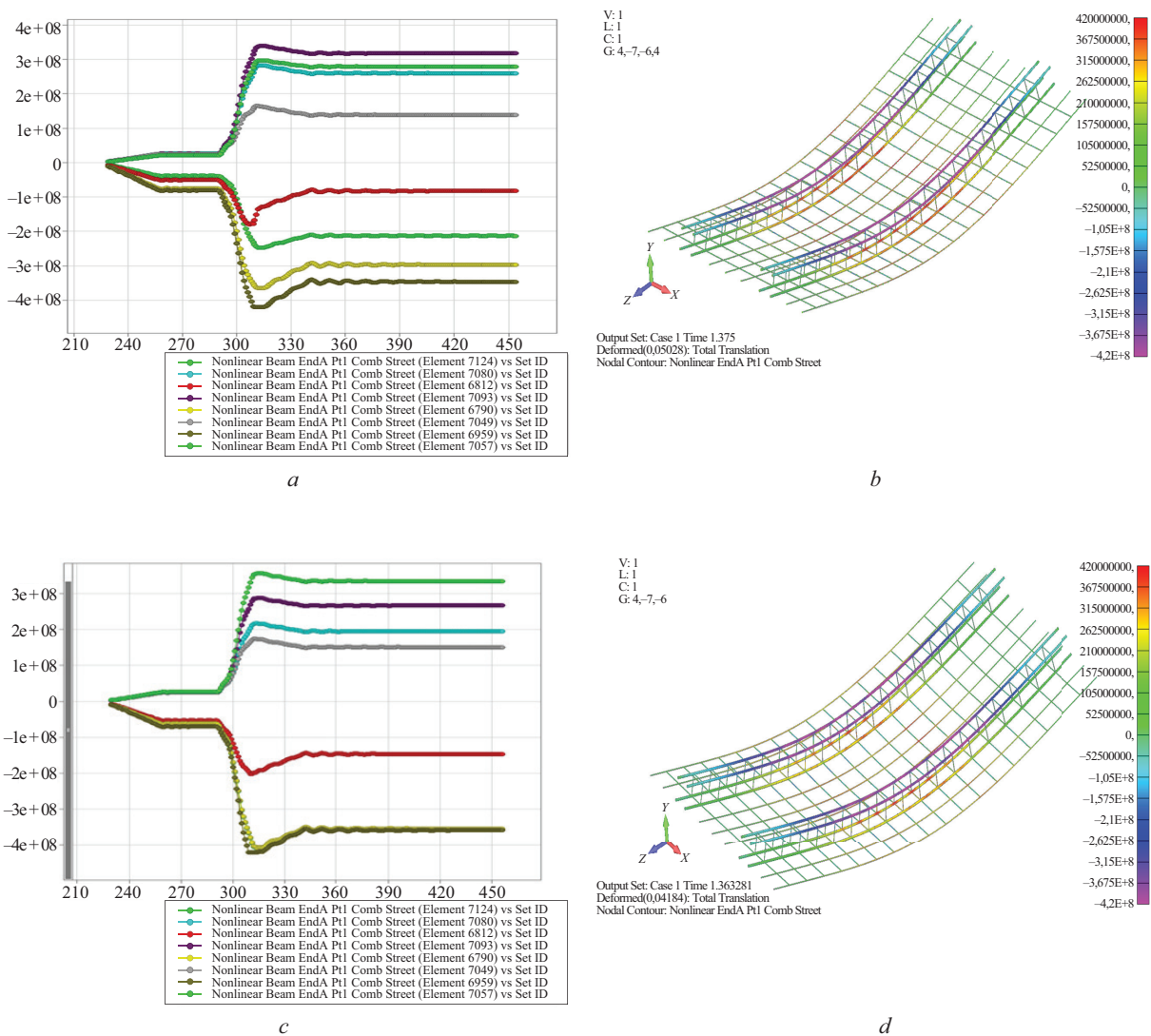


Fig. 5. Equivalent stresses in reinforcement at the thickness of crumpled inserts: a, b — 8 mm; c, d — 9 mm; e, f — 10 mm

ating load, and if it is 6 mm, it results in lower ultimate load values because there is no damping effect.

The optimum thickness is the thickness at which the dynamic load is maximized. The graph shows that

for symmetrical and asymmetrical loading the stiffnesses do not correspond to the limit values, they are different. In order to assign some structural stiffness, it is necessary to follow the interpretation of the Nash equilibrium



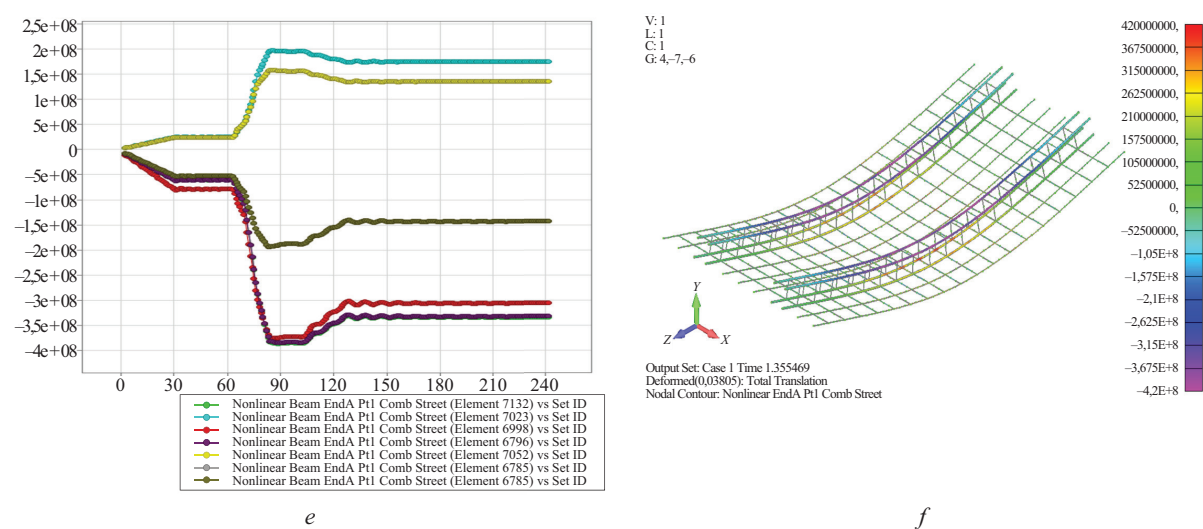


Fig. 6. Equivalent stresses in reinforcement at the thickness of crumpled inserts: a, b — 8 mm; c, d — 9 mm; e, f — 10 mm

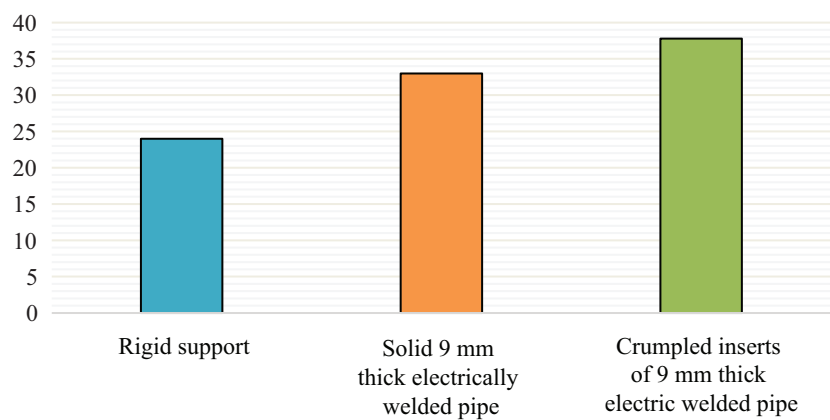


Fig. 7. Dependence of the critical force on the type of support structure under asymmetric dynamic action

principle [16] for a technical system, according to which the optimum thickness should be taken at the point of intersection of the graphs.

Thus, having analyzed the graph of impact load dependence on the thickness of the crumpled inserts (Fig. 4), we can conclude that the optimum thickness is 8.3 mm. This thickness is not standard, so within the current nomenclature of GOST 10704–91 “Electrically welded straight seam steel pipes” we accept a steel pipe thickness of 9 mm. This value will satisfy the conditions of both symmetrical load and asymmetrical load. For more accurate data, let’s compare the obtained graphs of reinforcement SSS for the structure with the thickness of crumpled inserts 8, 9 and 10 mm.

The graphs of time dependence of reinforcement stresses for the characteristic dangerous points of the upper and lower longitudinal bars for asymmetrical (Fig. 5) and symmetrical loads (Fig. 6) were plotted and studied. In the case of symmetrical loading, due to the symmetry of the structure and the symmetry of the load, 4 stiffener bars were considered. In the case of asymmetric explo-

sive loading, each of the eight rods was considered because the impulse is directed across the slab structure.

In all cases (at thicknesses of 8, 9, 10 mm), the stresses in the reinforcement reach their maximum value at the moment of time 1.68 s. At 9 mm the yield point of the reinforcement is more pronounced because the slab takes more energy from the load and the rest of the potential strain energy is absorbed by the support.

The deformations at 10 mm thickness are smaller than at 8 and 9 mm, from which it can be concluded that the pipe does not absorb the proper energy from the structure and the damping properties are less effective.

According to the results of analyzing the graphs, it can be seen that asymmetrical loading is more dangerous. In the case of symmetrical loading, when the thickness of the crumpled inserts is 10 mm, the reinforcement bars do not reach the yield point and the concrete fails earlier. At 9 and 8 mm the reinforcement flows, but at 9 mm more reinforcement bars are “switched on” in tension. The graph in Fig. 7 illustrates the effectiveness of introducing damping supports under asymmetric loading.

CONCLUSION AND DISCUSSION

When using a one-piece electric-welded pipe as a damping support, the critical force under asymmetrical loading for a 9 mm thick pipe is 33 kPa, and for a rigid support it is 24 kPa. It was established that at the given parameters the optimum stiffness of the pipe is achieved at the thickness of solid pipe of 7 mm, with a critical force of 34 kPa.

The introduction of crushable pipe inserts as supports (individual parts), in contrast to solid electric-welded pipe and rigid support, significantly increases the ultimate dynamic load that the structure can withstand.

The introduction of solid pipe instead of rigid support increases the dynamic load by 37.5 %, the introduction of inserts increases it by 57.5 %.

The slab SSS calculations in the considered formulation are rather labour-intensive, and the search for optimal parameters cannot be unambiguously interpreted as the best solution without taking into account the peculiarities of the whole structure for an individual structure. Therefore, the study has prospects aimed at improving the efficiency of solution search, e.g., using the approach [17], improving the calculation procedures [15, 18, 19], and using soft computing [20] to reduce the labour intensity of the problems and quickly predict the expected results.

REFERENCES

1. Mkrtichev O., Savenkov A. Modeling of blast effects on underground structure. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2019; 15(4):111-122. DOI: 10.22337/2587-9618-2019-15-4-111-122
2. Alekseytsev A., Sazonova S. Numerical analysis of the buried fiber concrete slabs dynamics under blast load. *Magazine of Civil Engineering*. 2023; 1(117). DOI: 10.34910/MCE.117.3 EDN FAWTHP.
3. Radchenko P.A., Batuev S.P., Radchenko A.V. Fracture of protective structures from heavy reinforcing cement during interaction with high-velocity impactor. *Journal of Siberian Federal University. Mathematics and Physics*. 2021; 14(6):779-786. DOI: 10.17516/1997-1397-2021-14-6-779-786 EDN KQDDNU.
4. Tonkikh G.P., Kumpyak O.G., Galyautdinov Z.R. Strength analyses of civil defense protective structures on yielding supports in the form of crumpled inserts of annular cross section. *Civil Security Technologies*. 2020; 17(4):(66):94-97. DOI: 10.54234/CST.19968493.2020.17.4.66.17.94 EDN GMDIXV. (rus.).
5. Yan J., Liu Y., Xu Z., Li Z., Huang F. Experimental and numerical analysis of CFRP strengthened RC columns subjected to close-in blast loading. *International Journal of Impact Engineering*. 2020; 146:103720. DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2020.103720
6. Hu Y., Chen L., Fang Q., Kong X., Shi Y., Cui J. Study of CFRP retrofitted RC column under close-in explosion. *Engineering Structures*. 2021; 227:111431. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.111431
7. Li Y., Aoude H. Influence of steel fibers on the static and blast response of beams built with high-strength concrete and high-strength reinforcement. *Engineering Structures*. 2020; 221:111031. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.111031
8. Zhang C., Abedini M., Mehrmashhadi J. Development of pressure-impulse models and residual capacity assessment of RC columns using high fidelity Arbitrary Lagrangian-Eulerian simulation. *Engineering Structures*. 2020; 224:111219. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.111219
9. Kumpyak O.G., Galyautdinov Z.R., Kokorin D.N. Strength of concrete structures under dynamic loading. *AIP Conference Proceedings*. 2016; 1698:070006. DOI: 10.1063/1.4937876
10. Nam J.W., Kim H.J., Kim S.B., Kim J.H.J. Analytical study of finite element models for FRP retrofitted concrete structure under blast loads. *International Journal of Damage Mechanics*. 2009; 18(5):461-490. DOI: 10.1177/1056789507088339
11. Momeni M., Hadianfard M.A., Bedon C., Baghlani A. Damage evaluation of H-section steel columns under impulsive blast loads via gene expression programming. *Engineering Structures*. 2020; 219:110909. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110909
12. Castedo R., Natale M., López L.M., Sanchidrián J.A., Santos A.P., Navarro J. et al. Estimation of Jones-Wilkins-Lee parameters of emulsion explosives using cylinder tests and their numerical validation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 2018; 112:290-301. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2018.10.027
13. Serpik I.N., Kurchenko N.S., Alekseytsev A.V., Lagutina A.A. Analysis of the dynamic behavior of plane frames at emergency actions considering geometrical, material and structural nonlinearities. *Industrial and Civil Engineering*. 2012; 10:49-51. EDN PFGIFZ. (rus.).
14. Tusnina O.A., Alekseytsev A.V. Numerical analysis of stress-strain state of the steel modular block with corrugated webs. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2024; 20(2):60-75. DOI: 10.22337/2587-9618-2024-20-2-60-75
15. Fialko S.Yu., Kabantsev O.V., Perelmuter A.V. Elasto-plastic progressive collapse analysis based on the integration of the equations of motion. *Magazine of Civil Engineering*. 2021; 2(102). DOI: 10.34910/MCE.102.14 EDN ZVLLVV.
16. Lapina Ya.S. Modern aspects of using Nash equilibrium. *Economy and Society*. 2015; 6-4(19):55-60. EDN WHOGHD. (rus.).

17. Alekseytsev A.V. Two-stage synthesis of structural design using genetic algorithms and delaunay tetraedralization. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2013; 9(4):83-91. EDN SBYBL. (rus.).

18. Galyautdinov Z.R. Deformation of reinforced concrete slabs on yielding supports under short-time dynamic loading. *AIP Conference Proceedings*. 2017; 1801:040002. DOI: 10.1063/1.4973043

19. Alekseytsev A.V., Antonov M.D. Dynamics of reinforced concrete non-beam frames in case of damage to slabs punching. *Building and Reconstruction*. 2021; 4(96):23-34. DOI: 10.33979/2073-7416-2021-96-4-23-34 EDN UJXFML. (rus.).

20. Tusnin A.R., Alekseytsev A.V., Tusnina O.A. Load identification in steel structural systems using machine learning elements: uniform length loads and point forces. *Buildings*. 2024; 14(6):1711. DOI: 10.3390/buildings14061711

Received August 28, 2024.

Adopted in revised form on August 28, 2024.

Approved for publication on September 20, 2024.

B I O N O T E S : **Sergey G. Parfenov** — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Head of the Department of Building Structures; **Bryansk State Technological University of Engineering (BSTUE)**; 3 Stanke Dimitrova avenue, Bryansk, 241037, Russian Federation; parfenovsk@mail.ru;

Anatoly V. Alekseytsev — Doctor of Technical Sciences, Associate Professor, Professor of the Department of Industrial and Civil Engineering, Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; Scopus: 57191530761, ResearcherID: I-3663-2017, ORCID: 0000-0002-4765-5819; AlekseytsevAV@mgsu.ru;

Arina B. Lipina — student; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; lab.1508@yandex.ru;

Sofia R. Batsan — student; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; batsan2002@mail.ru;

Grigory V. Melihov — postgraduate student of the Department of Building Structures; **Bryansk State Technological University of Engineering (BSTUE)**; 3 Stanke Dimitrova avenue, Bryansk, 241037, Russian Federation; MelihovT.N.@mail.ru;

Mikhail V. Bibikov — postgraduate student of the Department of Building Structures; **Bryansk State Technological University of Engineering (BSTUE)**; 3 Stanke Dimitrova avenue, Bryansk, 241037, Russian Federation; best.builder@mail.ru.

Authors' contributions: all authors made equivalent contributions to the publication.

The authors declare the absence of conflict of interest.