



СОВРЕМЕННЫЕ ВОПРОСЫ МЕХАНИКИ СПЛОШНЫХ СРЕД – 2021

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего образования
«Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова»

**СОВРЕМЕННЫЕ ВОПРОСЫ
МЕХАНИКИ СПЛОШНЫХ СРЕД – 2021**
Modern questions of continuum mechanics – 2021
MQCM-2021

Сборник статей по материалам
III Международной конференции
(Чебоксары, 23–24 ноября 2021 г.)

Чебоксары
Издательский дом «Среда»
2021

УДК 531(082)

ББК 22.2я43

C56

*Печатается по решению Ученого совета Чувашского государственного университета им. И.Н. Ульянова
(протокол от 21.12.2021 №10)*

Рецензенты:

канд. физ.-мат. наук, заведующий кафедрой
математики, физики и информационных технологий

ФГБОУ ВО «Чувашская государственная
сельскохозяйственная академия»

A.Н. Максимов;

д-р физ.-мат. наук, профессор кафедры

«Высшая математика и естественные науки»

ФГАОУ ВО «Российский университет транспорта»

B.Б. Карпухин

Редакционная коллегия:

М.В. Петров (отв. редактор), А.Г. Николаева (отв. секретарь),

Л.А. Максимова, А.Н. Плотников, Б.В. Михайлов

C56 Современные вопросы механики сплошных сред – 2021 :
сб. ст. по материалам III Международной конференции
(23–24 ноября 2021 г., г. Чебоксары). – Чебоксары:
ИД «Среда», 2021. – 196 с.

ISBN 978-5-907411-94-4

Рассмотрены различные тематические направления: механика деформируемого твердого тела, механика несущих систем, механика сплошных сред в образовании.

Для научных работников, преподавателей, аспирантов, магистрантов.

Материалы сборника воспроизведены с авторских оригиналов рукописей, представленных в оргкомитет.

Содержание

Предисловие	5
Раздел. 1. МЕХАНИКА ДЕФОРМИРУЕМОГО ТВЕРДОГО ТЕЛА	8
Захарчук Ю.В. Осесимметричный изгиб трёхслойной пластины со сжимаемым заполнителем	8
Максимова Л.А., Плотников А.Н., Кузнецов А.В. Деформации шарнирно опертых железобетонных балок при нелинейной работе материалов для назначения параметров мониторинга	17
Мирсалимов В.М. Периодическая контактная задача о взаимодействии системы щелей переменной ширины с концевыми пластическими зонами в горном массиве	31
Немировский Ю.В., Мозгова А.С. Теплопроводность многослойных сферических конструкций	40
Никонорова И.В., Петров Н.Ф., Ильин В.Н., Ильина А.А. Инженерные исследования для целей капитального строительства на оползневых склонах в г. Чебоксары	49
Пеньков В.Б., Левина Л.В., Новиков Е.А. Анализ воздействия следящей нагрузки средствами метода граничных состояний с возмущениями	60
Петров М.В., Михайлов Б.В., Гоник Е.Г., Иванов В.А. Экспериментальное исследование потери устойчивости тонкостенных цилиндрических оболочек с сыпучим заполнителем при кручении	71
Плотников А.Н., Иванов М.Ю. Деформации ядра жесткости высотных зданий и уровень напряжений в его элементах	79
Сагайдак А.И., Боровкова Е.С. Определение прочностных характеристик бетона при его твердении с помощью метода акустической эмиссии	98
Соколов Н.С. Метод расчета осадок крупноразмерных фундаментов при повышенных нагрузках	108
Старовойтов Э.И. Затухание нейтронного потока при прохождении через трехслойную пластину	118

Раздел 2. МЕХАНИКА НЕСУЩИХ СИСТЕМ	126
<i>Бахмисова М.А., Петров М.В., Сакмарова Л.А., Плотников А.Н.</i> Температурно-влажностные деформации и воздействия на элементы наружной многослойной ограждающей конструкции	126
<i>Микрюкова Е.М., Николаев И.Н., Русинова Н.Г.</i> К вопросу о бесстрапнейной прокладке трубопроводов водоснабжения	139
<i>Русинова Н.Г., Самигуллина Г.З.</i> К вопросу о совершенствовании технологии очистки сточных вод на энергетическом предприятии.....	152
<i>Соколов Н.С.</i> электроразрядная технология (ЭРТ) усиления оснований фундаментов.....	161
<i>Сергеев С.В., Зинченко А.В., Воробьев Е.Д.</i> Оценка напряженного состояния подземного сооружения при предельных нагрузках	174
Раздел. 3. МЕХАНИКА СПЛОШНЫХ СРЕД В ОБРАЗОВАНИИ	187
<i>Николаева А.Г., Иванова Н.В.</i> Методы моделирования узлов строительных конструкций	187

ПРЕДИСЛОВИЕ

*Краткие воспоминания об ученых, с которыми волею судеб
довелось встретиться на своем жизненном пути автору*

Согласно словарю Даля «учитель» – наставник, преподаватель, профессор. В жизни каждого человека, как правило, есть Учитель, который играет основную роль при становлении его, не только как специалиста, но и как человека. Своими Учителями я считаю многих ученых, которые оставили значимый след в моей жизни. В первую очередь это Дюис Данилович Ивлев, Александр Юльевич Ишлинский, Евгений Иванович Шемякин, Анатолий Герасимович Горшков, Олег Борисович Лупанов, Владимир Дмитриевич Клошников, и многие другие.

Незаметно течет время. Кажется, только недавно были школа, университет, аспирантура, докторантура, конференции, съезды, симпозиумы, советы по защите диссертаций, первый юбилей, – все эти события неизменно сопровождались радостью общения с великими, не побоюсь этого слова, людьми. И потихоньку вкралась печаль, все чаще стали встречаться на похоронах. Горечь утрат усиливалась от сознания их безвременного ухода. В основном это была не неизлечимая болезнь или нелепая случайность, или инфаркт от непомерных нагрузок, а порой и равнодушия окружающих.

Пришло время разобщения, – уменьшились гранты, свелись до нуля научные командировки, пандемия внесла немалую лепту в этот процесс, – конференции стали проводится онлайн. Зачастую, теперь обсуждение любых вопросов в случае крайней необходимости, проводится по Zoom.

В эпоху неразвитости Интернета, нашей основной «базой» была библиотека института проблем механики РАН (Институт проблем механики им. А.Ю. Ишлинского Российской академии наук), по возможности мы посещали семинары, советы по защите диссертаций и здесь меня познакомил мой учитель Дюис Данилович Ивлев с основателем этого института, Александром Юльевичем Ишлинским. За чашкой чая в его кабинете мы обсуждали научные вопросы теории пластичности, идеи будущих статей, их применение в фундаментальной теории. Эти обсуждения побуждали к развитию и познанию. Александр Юльевич был простым в общении и скромным человеком. В то же время был очень чувствительным и щепетильным. Вспоминается случай. Зашел к нему как-то достаточно известный механик, со своей статьей для рекомендации к публикации в Докладах РАН, в которой в число авторов он включил и Александра Юльевича Ишлинского. Просмотрев статью, Ишлинский сказал, что даст рекомендацию, если будет вычеркнута его фамилия. Объяснения того, что были использованы формулы Ишлинского, не возымели действия. Александр Юльевич отметил, что достаточно указать его в ссылках.

В свои неполные 90 лет Александр Юльевич поражал ясностью ума и четкостью суждений. Его научные достижения трудно переоценить. Он не боялся подвергать сомнению любые гипотезы (даже свои собственные). Александр Юльевич Ишлинский подавал пример мужественности и работоспособности. Единственная печаль, которая его беспокоила, это то, что некоторые его работы потеряли былую актуальность в связи с развитием компьютерных технологий и возможностями вычислительных машин.

Моим научным консультантом по докторской диссертации был Евгений Иванович Шемякин, заведующий кафедрой газовой и волновой динамики механико-математического факультета МГУ. Три года докторантуры пролетели незаметно по времени, но сильно на меня повлияли. Евгений Иванович и его кафедра стали для меня вторым домом. Каждый член кафедры представлял собой нестандартную неповторимую личность, как с научной стороны, так и с человеческой. Кафедральный семинар по понедельникам, посещение лекций, обсуждение докладов и даже обычное общение за чашкой чая после семинара, все это важные составляющие «рассола», хочешь не хочешь, а «засолиться» придется. Кроме научных обсуждений, которые составляли львиную долю бесед, здесь имелся и тонкий юмор (Владимир Михайлович Гендугов) и мягкие наставления (Борис Владимирович Куксенко, Зоя Ивановна Прохорова) и интересные рассказы – воспоминания об учителях (Евгений Иванович Шемякин, Николай Николаевич Смирнов). Я, к сожалению, не была знакома с героями этих рассказов. Но я чувствовала, как с этими воспоминаниями передавалась в ауру кафедры их частичка души, они были и остаются ангелами-хранителями кафедры.

Особую роль в моей жизни сыграл Дюис Данилович Ивлев, мой научный руководитель, учитель и соавтор. Всем, что я достигла, я обязана ему, прямо или косвенно. Со знакомства с ним, в 1987 году в ЧГУ (он пригласил меня участвовать в ГАК, секретарем), я прикоснулась к «механике деформируемого твердого тела» (МДТТ), некоторые дипломные работы были выполнены студентами физико-математического факультета в этом направлении. С этого момента я знала, что смогу продолжить свою научную деятельность под руководством Ивлева. В 1991 году я начала посещать его лекции, а затем и совет по защите диссертаций. На первом совете в 1991 году Дюис Данилович собрал известных механиков с различных городов СССР. И защиты также не подвели. Первым защищался Василий Васильевич Сильвестров, представитель нашей малой родины. Сказать, что выступление было отличным, это ничего не сказать. Четкость, краткость, лаконичность выступления Василия Васильевича, полный зал профессоров, с их вопросами и

заинтересованными выступлениями, удивленные и восхищенные глаза слушателей создали незабываемую атмосферу чуда.

Дюис Данилович Ивлев, как многие выдающиеся ученые, был крайне разносторонним человеком. Кроме основной научной деятельности интересовался различными сторонами науки и искусства. Он любил живопись, изучал богословие, разбирался в литературе. Весь свой опыт он был готов передавать своим ученикам. Одной из задач в становлении аспирантов он считал обязательной – воспитательную. По всем аспектам он приводил примеры – опыт общения со своими учителями из своей жизни. Учителями Дюиса Даниловича в МГУ были выдающиеся механики страны: это и Леонид Иванович Седов, и Алексей Антонович Ильюшин, и Александр Юльевич Ишлинский, и многие, многие другие. Это не могло повлиять на его становление, как ученого.

На одну из конференций меня «сосватал» Дюис Данилович, с регистрацией заранее мы опоздали, но он позвонил руководителю конференции, тот пообещал меня принять с выступлением, и я поехала вначале в Москву, в Московский авиационный институт, а затем нас доставили автобусом на место проведения конференции в Ярополец. Там я и познакомилась с Анатолием Герасимовичем Горшковым. Анатолий Герасимович не просто руководил этой конференцией, она была его детищем. Атмосфера ежегодной конференции была такой, что один раз побывав на ней, многие старались приезжать каждый год. Культурная программа в свободное от докладов время была разнообразной. Анатолий Герасимович ежегодно приглашал различных людей для вечернего открытия. Бывали здесь и танцы, и певцы, и оперные арии, и задушевный шансон, и детективные истории о Пушкине, и экскурсия в Волоколамский монастырь, и азартный футбол, и экскурсия в местный музей, и частное общение и дискотеки. А с утра обязательная научная часть: вопросы, ответы, обсуждения, круглые столы. Общение с этим человеком целую неделю раз в году, дало мне огромный опыт как в выступлениях, так и в моем становлении, как исследователя и наставника.

Все мои учителя оставили свой неповторимый след в моей душе. Каждый из них научил меня чему-либо своим примером, своим отношением к событиям. По возможности я пытаюсь быть похожей на них. Их светлые чувства об своих учителях навсегда останутся в моей памяти.

*Максимова Людмила Анатольевна, профессор,
д-р физ.-мат. наук строительного факультета,
кафедры строительных конструкций
ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет
им. И.Н. Ульянова»*

РАЗДЕЛ. 1. МЕХАНИКА ДЕФОРМИРУЕМОГО ТВЕРДОГО ТЕЛА

УДК 539.3

ОСЕСИММЕТРИЧНЫЙ ИЗГИБ ТРЁХСЛОЙНОЙ ПЛАСТИНЫ СО СЖИМАЕМЫМ ЗАПОЛНИТЕЛЕМ

Ю.В. Захарчук

Белорусский государственный
университет транспорта
г. Гомель, Республика Беларусь

Аннотация: широкое применение в интенсивно развивающихся отраслях строительства и промышленности в наше время находят трехслойные элементы конструкций. Сочетание из двух несущих слоев и заполнителя обеспечивает надежную совместную работу системы в неблагоприятных условиях окружающей среды и позволяет создавать конструкции, имеющие высокую прочность и изгибную жесткость при относительно малой массе. В связи с этим возникает актуальная проблема создания соответствующих расчетных моделей

Ключевые слова: трехслойная пластина, сжимаемый заполнитель, расчетная модель.

AXISYMMETRIC BENDING OF A THREE-LAYER PLATE WITH A COMPRESSIBLE FILLER

Abstract: Nowadays, three-layer structural elements are widely used in the intensively developing branches of construction and industry. The combination of two load-bearing layers and a filler ensures reliable joint operation of the system in adverse environmental conditions and allows you to create structures with high strength and bending stiffness at a relatively low weight. In this regard, there is an urgent problem of creating appropriate computational models.

Keywords: three-layer plate, compressible filler, calculation model.

Введение

Постановки и методы решения соответствующих краевых задач отражены в многочисленных исследованиях. В монографиях [1; 2] отражены общие подходы к построению математических моделей

деформирования трехслойных элементов конструкций. В статьях [3–9] рассмотрены свободные и вынужденные колебания упругих и вязкоупругих неоднородных цилиндрических оболочек и пластин при стационарных, нестационарных и переменных нагрузках. Публикации [10–19] посвящены квазистатическому деформированию упругих и упругопластических трехслойных балок и пластин различной конфигурации. Физические уравнения состояния принимались соответствующими теории малых упругопластических деформаций. Кинематика трехслойного пакета подчинялась гипотезе ломаной линии. Исследование деформирования круговой трехслойной пластины со сжимаемым заполнителем проводилось в работах [20–25].

Материал и методы исследований

Постановка краевой задачи и ее решение проводятся в цилиндрической системе координат, связанной со срединной плоскостью заполнителя. В тонких несущих слоях с толщинами $h_1 \neq h_2$ справедливы гипотезы Кирхгофа, в сжимаемом заполнителе нормаль остается прямолинейной, поворачивается на некоторый дополнительный угол $\psi(r)$. Обжатие принимается линейным по толщине.

На верхний слой пластины действует распределенная изгибающая нагрузка $q = q(r)$. На контуре пластины предполагается наличие жесткой диафрагмы, препятствующей относительному сдвигу слоев ($\psi = 0$ при $r = r_0$). Через $w(r)$ и $u(r)$ обозначены прогиб и продольное перемещение срединной плоскости заполнителя; $v(r)$ – функция, характеризующая сжимаемость заполнителя. Через h_k обозначена толщина k -го слоя ($k = 1, 2, 3$), при этом $h_3 = 2c$.

Продольные и поперечные перемещения в слоях $u^{(k)}(r, z)$ и $w^{(k)}(r, z)$ выражаются через искомые функции $w(r)$, $u(r)$, $\psi(r)$ и $v(r)$ следующими соотношениями:

– в несущих слоях 1, 2

$$u_r^{(1)} = u + c\psi - z(w_{,r} + v_{,r}), \quad w^{(1)}(r, z) = w(r) + v(r), \quad (c \leq z \leq c + h_1),$$

$$u_r^{(2)} = u - c\psi - z w_{,r}, \quad w^{(2)}(r, z) = w(r), \quad (-c - h_2 \leq z \leq -c),$$

– в заполнителе 3

$$\begin{aligned} u_r^{(3)} &= u + z\psi - z \left[w_{,r} + \frac{v_{,r}}{2c} (z + c) \right], \\ w^{(3)}(r, z) &= w(r) + \frac{v(r)}{2c} (z + c), \quad (-c \leq z \leq c), \end{aligned} \quad (1)$$

где z – координата рассматриваемого волокна; запятая в нижнем индексе обозначает операцию дифференцирования по следующей за ней координате.

Компоненты тензора деформаций в слоях получим, используя (1) и соотношения Коши. Уравнения равновесия рассматриваемой трехслойной пластины со сжимаемым заполнителем получены с помощью вариационного принципа Лагранжа, при этом в легком заполнителе пренебрегается работа тангенциальных $\sigma_{rz}^{(3)}$ напряжений и напряжений обжатия $\sigma_z^{(3)}$. В результате получим систему обыкновенных дифференциальных уравнений, описывающую перемещения в круглой трехслойной пластине с лёгким сжимаемым заполнителем:

$$\begin{aligned} L_2(a_1 u + a_2 \psi - a_3 w_{,r} - a_4 v_{,r}) + K_3^- v_{,r} &= 0, \\ L_2(a_2 u + a_5 \psi - a_6 w_{,r} - a_7 v_{,r}) &= 0, \\ L_3(a_3 u + a_6 \psi - a_8 w_{,r} - a_9 v_{,r}) &= -q, \\ L_3(a_4 u + a_7 \psi - a_9 w_{,r} - a_{10} v_{,r}) + \frac{c}{6} K_3^- \left(v_{,rr} + \frac{v_{,r}}{r} \right) &= -q, \end{aligned} \quad (2)$$

где коэффициенты a_i и дифференциальные операторы L_2, L_3

$$\begin{aligned} a_1 &= \sum_{k=1}^3 h_k K_k^+, \quad a_2 = c(h_1 K_1^+ - h_2 K_2^+), \quad a_3 = h_1 \left(c + \frac{h_1}{2} \right) K_1^+ - h_2 \left(c + \frac{h_2}{2} \right) K_2^+, \\ a_4 &= h_1 \left(c + \frac{h_1}{2} \right) K_1^+ + \frac{c^2}{3} K_3^+, \quad a_5 = c^2 \left(h_1 K_1^+ + h_2 K_2^+ \right) + \frac{2}{3} c^3 K_3^+, \\ a_6 &= c \left[h_1 \left(c + \frac{h_1}{2} \right) K_1^+ + h_2 \left(c + \frac{h_2}{2} \right) K_2^+ + \frac{2}{3} c^2 K_3^+ \right], \\ a_7 &= c \left[h_1 \left(c + \frac{h_1}{2} \right) K_1^+ + \frac{c^2}{3} K_3^+ \right], \\ a_8 &= h_1 \left(c^2 + ch_1 + \frac{h_1^2}{3} \right) K_1^+ + h_2 \left(c^2 + ch_2 + \frac{h_2^2}{3} \right) K_2^+ + \frac{2}{3} c^3 K_3^+, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_9 &= h_1 \left(c^2 + ch_1 + \frac{h_1^2}{3} \right) K_1^+ + \frac{c^3}{3} K_3^+, \quad a_{10} = h_1 \left(c^2 + ch_1 + \frac{h_1^2}{3} \right) K_1^+ + \frac{4}{15} c^3 K_3^+, \\
 L_2(g) &\equiv \left(\frac{1}{r} (rg)_{,r} \right)_{,r} \equiv g_{,rr} + \frac{g_{,r}}{r} - \frac{g}{r^2}, \\
 L_3(g) &\equiv \frac{1}{r} (rL_2(g))_{,r} \equiv g_{,rrr} + \frac{2g_{,rr}}{r} - \frac{g_{,r}}{r^2} + \frac{g}{r^3}.
 \end{aligned}$$

Краевая задача замыкается добавлением к системе (2) граничных условий на контуре и требований ограниченности перемещений в центре пластины.

Общее решение краевой задачи при равномерно распределенной нагрузке $q_0 = \text{const}$ получим в виде:

$$\begin{aligned}
 v &= -\frac{C_7}{\beta} J_0(\beta r) + \frac{q_0 r}{2\beta^2} \left(\frac{d_4 d_5 - d_1 d_8}{d_1 d_6 - d_2 d_5} + \frac{d_1 d_9}{d_1 d_6 - d_2 d_5} \right) + C_9, \\
 \psi &= -\frac{q_0 r^3}{16 a_6} - \frac{1}{a_6} (a_3 u - a_8 w_{,r} - a_9 v_{,r}) + C_3 \frac{r}{2}, \\
 u &= b_1 v_{,r} + (b_2 + b_3) \frac{q_0 r^3}{16} + C_5 \frac{r}{2}, \\
 w &= \left(b_1 \frac{a_2 a_6 - a_3 a_5}{a_6^2 - a_5 a_8} - \frac{a_6 a_7 - a_5 a_9}{a_6^2 - a_5 a_8} \right) v + \frac{a_2 a_6 - a_3 a_5}{a_6^2 - a_5 a_8} C_5 \frac{r^2}{4} + \\
 &\quad + \frac{q_0 r^4}{64 (a_6^2 - a_5 a_8)} ((a_2 a_6 - a_3 a_5) (b_2 + b_3) - a_5) + C_{10} \frac{r^2}{4} + C_{12}
 \end{aligned}, \quad (3)$$

где C_i – константы интегрирования; параметры b_i, d_i определяются через коэффициенты a_i , введенные в (2).

При жесткой заделке контура пластины, должны выполняться условия:

$$u = \psi = w = v = w_{,r} = v_{,r} = 0, \quad (r = r_0).$$

Подставив сюда решение (3), получим константы интегрирования:

$$\begin{aligned}
 C_3 &= \frac{q_0 r_0^2}{8 a_6}, \quad C_5 = -(b_2 + b_3) \frac{q_0 r_0^2}{8}, \quad C_7 = -\frac{q_0}{2\beta^2 J_1(\beta r_0)} \left(\frac{d_4 d_5 - d_1 d_8}{d_1 d_6 - d_2 d_5} + \frac{d_1 d_9}{d_1 d_6 - d_2 d_5} \right), \\
 C_9 &= \frac{C_7}{\beta} J_0(\beta r_0) - \frac{q_0 r_0}{2\beta^2} \left(\frac{d_4 d_5 - d_1 d_8}{d_1 d_6 - d_2 d_5} + \frac{d_1 d_9}{d_1 d_6 - d_2 d_5} \right), \quad C_{10} = \frac{a_5}{8 (a_6^2 - a_5 a_8)} q_0 r_0^2,
 \end{aligned}$$

$$C_{12} = -\frac{a_2 a_6 - a_3 a_5}{a_6^2 - a_5 a_8} \left(\frac{(b_2 + b_3) q_0 r_0^4}{64} + C_5 \frac{r_0^2}{4} \right) + \frac{a_5}{64 (a_6^2 - a_5 a_8)} q_0 r_0^4 - C_{10} \frac{r_0^2}{4} \quad (4).$$

Таким образом, решение (3), (4) описывает перемещения в трёхслойной пластине с легким сжимаемым заполнителем в случае заделки её контура при равномерно распределенной нагрузке.

Результаты и проблематика

Численный параметрический анализ проведен для защемлённой по контуру пластины единичного радиуса $R = 1$ м, слои которой набраны из материалов Д16Т-фторопласт-4-Д16Т. Соответствующие объемные и сдвиговые модули материалов заимствованы из [31]: $K_1 = K_2 = 0,8 \cdot 10^5$ МПа, $K_3 = 345$ МПа, $G_1 = G_2 = 0,267 \cdot 10^5$ МПа, $G_3 = 90$ МПа. Величина интенсивности поверхностной нагрузки $q_0 = -0,5$ МПа. Линейные перемещения и геометрические параметры слоев пластины отнесены к ее радиусу, толщина заполнителя $h_3 = 0,4$ м.

Изменение прогибов несущих слоев пластины $w_1(r)$, $w_2(r)$ вдоль радиуса r при их одинаковой суммарной толщине демонстрируют рис. 1, 2 ($c = 0,23$): 1 – $h_1 = 0,03$, $h_2 = 0,03$; 2 – $h_1 = 0,035$, $h_2 = 0,025$; 3 – $h_1 = 0,025$, $h_2 = 0,035$. У симметричной по толщине пластины прогиб верхнего слоя на порядок больше прогиба нижнего. Это вызвано обжатием заполнителя.

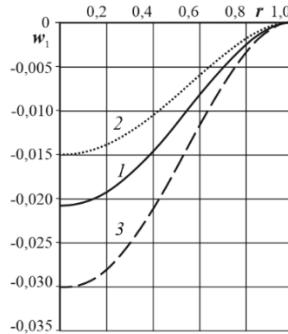


Рис. 1. Изменение прогиба верхнего слоя вдоль радиуса пластины

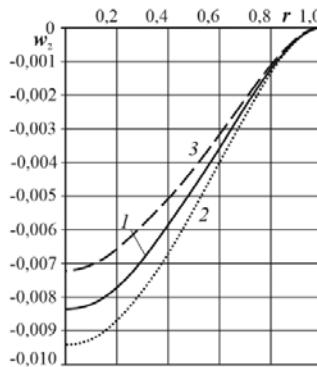


Рис. 2. Изменение прогиба нижнего слоя
вдоль радиуса пластины

Увеличение толщины одного слоя приводит к уменьшению его прогиба и увеличению прогиба другого слоя. В случае увеличения толщины нижнего слоя его прогиб уменьшается на 14%, а прогиб верхнего слоя увеличивается на 30%.

На рис. 3, 4 приведены подобные графики изменения относительного сдвига $\psi(r)$ и радиального перемещения $u(r)$, нумерация кривых прежняя. Относительное увеличение толщины верхнего несущего слоя приводит к уменьшению рассматриваемых параметров на 17% и 50% соответственно. При аналогичном увеличении толщины нижнего слоя относительный сдвиг и радиальное перемещение увеличиваются на 29,2% и 76,9%.

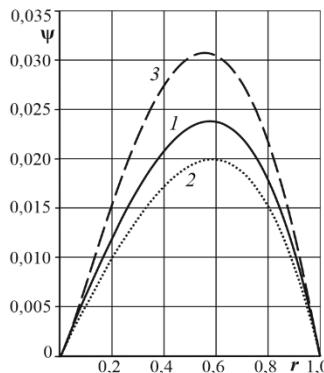


Рис. 3. Изменение относительного сдвига
вдоль радиуса пластины

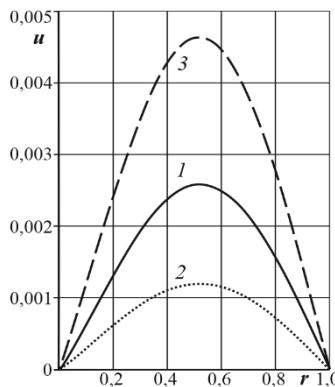


Рис. 4. Изменение радиального перемещения
вдоль радиуса пластины

Заключение

Приведенная постановка и аналитическое решение краевой задачи позволяют исследовать напряженно-деформированного состояния круговой несимметричной по толщине трехслойной пластины со сжимаемым легким заполнителем при любых, величинах нагрузки, материалах слоев.

Работа выполнена при финансовой поддержке БР ФФИ (проект № Т20Р-047).

Список литературы

1. Журавков М.А. Механика сплошных сред. Теория упругости и пластично-сти / М.А. Журавков, Э.И. Старовойтов. – Минск: БГУ, 2011. – 543 с.
2. Старовойтов Э.И. Трехслойные стержни в терморадиационных полях / Э.И. Старовойтов, М.А. Журавков, Д.В. Леоненко // Минск: Беларуская наука, 2017. – 276 с.
3. Горшков А.Г. Гармоническое нагружение слоистых вязкоупругопластических систем / А.Г. Горшков, Э.И. Старовойтов, А.В. Яровая // Изв РАН. Механика твердого тела. – 2000. – № 6. – С. 91–98.
4. Gorshkov, A.G., Starovoitov E. I., Yarovaya A.V. Harmonic Vibrations of a Viscoelastoplastic Sandwich Cylindrical Shell // International applied mechanics. – 2001. – Vol. 37. №9. – P. 1196–1203.
5. Fedotenkov G.V., Kalinchuk V.V., Mitin A.Y. Three-dimensional non-stationary motion of Timoshenko-type circular cylindrical shell // Lobachevskii Journal of Mathematics. – 2019. – 40 (3). – 311–320.
6. Старовойтов Э.И. Колебания круговых композитных пластин на упругом основании под действием локальных нагрузок / Э.И. Старовойтов, Д.В. Леоненко // Механика композитных материалов. – 2016. – 52. №5. – С. 943–954.

Раздел 1. Механика деформируемого твердого тела

7. Starovoitov É.I. Vibrations of round three-layer plates under the action of distributed local loads / É.I. Starovoitov, D.V. Leonenko, A.V. Yarovaya // Strength of materials. – 2002. – Vol. 34. №5. – P. 474–481.
8. Старовойтов, Э.И. Исследование спектра частот трехслойной цилиндрической оболочки с упругим наполнителем / Э.И. Старовойтов, Д.В. Леоненко // Механика композиционных материалов и конструкций. – 2015. – 21. №2. – С. 162–169.
9. Starovoitov, E. I. Resonance vibrations of circular composite plates on an elastic foundation / E.I. Starovoitov, D.V. Leonenko, D.V. Tarlakovskiy // Mechanics of Composite Materials, Vol. 51. №5, November, 2015. – P. 561–570 (Russian Original Vol. 51. №5, September–October, 2015).
10. Старовойтов Э.И. Термоупругий изгиб кольцевой трехслойной пластины на упругом основании / Э.И. Старовойтов, Д.В. Леоненко, М. Сулейман // Экологический вестник научных центров Черноморского экономического сотрудничества. – 2006. – №4. – С. 55–62.
11. Старовойтов Э.И. Деформирование трехслойной круговой цилиндрической оболочки в температурном поле / Э.И. Старовойтов, Д.В. Леоненко, Д.В. Тарлаковский // Проблемы машиностроения и автоматизации. – 2016. – №1. – С. 91–97.
12. Москвитин В.В. Деформация и переменные нагрузжения двухслойных металлокомпозитных пластин / В.В. Москвитин, Э.И. Старовойтов // Механика композитных материалов. – 1985. – №3. – С. 409–416.
13. Старовойтов Э.И. Деформирование упругого трехслойного стержня локальными нагрузками / Э.И. Старовойтов, А.В. Яровая, Д.В. Леоненко // Проблемы машиностроения и автоматизации. – 2001. – №4. – С. 37–40.
14. Старовойтов Э.И. Изгиб прямоугольной трехслойной пластины на упругом основании / Э.И. Старовойтов, Е.П. Доровская // Проблемы машиностроения и автоматизации. – 2006. – №3. – С. 45–51.
15. Старовойтов Э.И. Деформирование упругого трехслойного стержня локальными нагрузками / Э.И. Старовойтов, А.В. Яровая, Д.В. Леоненко // Проблемы машиностроения и автоматизации. – 2001. – №4. – С. 37–40.
16. Старовойтов Э.И. Термосиловое нагружение трехслойных пологих оболочек // Изв. АН СССР. Механика твердого тела. – 1989. – №5. – С. 114–119.
17. Starovoitov E.I. Deformation of a composite plate on an elastic foundation by local loads / E.I. Starovoitov, D.V. Leonenko, M. Suleyman // Mechanics of Composite Materials. – 2007. – Vol. 43. №1. – P. 75–84. DOI: 10.1007/s11029-007-0008-0
18. Старовойтов Э.И. Деформирование трехслойного стержня в температурном поле / Э.И. Старовойтов, Д.В. Леоненко // Механика машин, механизмов и материалов. – 2013. – №1 (22). – С. 31–35.
19. Starovoitov É.I. Deformation of a Step Composite Beam in a Temperature Field / É.I. Starovoitov, Yu.M. Pleskachevskii, D.V. Leonenko, D.V. Tarlakovskii // Journal of Engineering Physics and Thermophysics. – 2015. – Vol. 88. №4. – P. 1023–1029.
20. Захарчук Ю.В. Деформирование круговой трехслойной пластины с легким сжимаемым заполнителем // Теоретическая и прикладная механика: международный научно-технический сборник / Белорусский национальный технический университет. – Минск, 2018. – Вып. 33. – С. 363–369.
21. Захарчук Ю.В. Влияние сжимаемости заполнителя на перемещения в трехслойной круговой симметричной пластине // Математическое моделирование, компьютерный и натурный эксперимент в естественных науках. – 2018. – №2 [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://mathmod.esrae.ru/18-69> (дата обращения: 08.10.2018).
22. Старовойтов Э.И. Изгиб круговой трехслойной пластины с легким сжимаемым заполнителем / Э.И. Старовойтов, Ю.В. Захарчук // Проблемы машиностроения и автоматизации. – 2018. – №4. – С. 88–97.

23. Захарчук Ю.В. Трехслойная круговая упругопластическая пластина со сжимаемым заполнителем // Проблемы физики, математики и техники. – 2018. – №4 (37). – С. 72–79.
24. Старовойтов Э.И. Нелинейное деформирование трехслойной пластины со сжимаемым заполнителем / Э.И. Старовойтов, Ю.В. Захарчук // Механика машин, механизмов и материалов. – 2019. – №3 (48). – С. 26–33.
25. Старовойтов Э.И. Изгиб упругопластической круговой трехслойной пластины со сжимаемым заполнителем / Э.И. Старовойтов, Ю.В. Захарчук // Механика композиционных материалов и конструкций. – 2020. – Т. 26. №1. – С. 58–73.

Захарчук Юлия Викторовна – канд. физ.-мат. наук, доцент Белорусского государственного университета транспорта, Гомель, Беларусь. Адрес для переписки: 246653, Беларусь, Гомель, ул. Кирова 34, БелГУТ, кафедра «Строительная механика». e-mail: zakharchuk.julia2@mail.ru

Zakharchuk Yulia Viktorovna, Candidate of Physical and Mathematical Sciences, Associate Professor of the Belarusian State University of Transport, Address for correspondence: 246653, Belarus, Gomel, Kirova street 34, BelsUT. E-mail: zakharchuk.julia2@mail.ru

УДК 624.07

ДЕФОРМАЦИИ ШАРНИРНО ОПЕРТЫХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПРИ НЕЛИНЕЙНОЙ
РАБОТЕ МАТЕРИЛОВ ДЛЯ НАЗНАЧЕНИЯ
ПАРАМЕТРОВ МОНИТОРИНГА

Л.А. Максимова

А.Н. Плотников

А.В. Кузнецов

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

Аннотация: в статье рассмотрены зависимости углов поворота опор балки от напряжений в сечении с трещинами железобетонной балки. Появление трещин в железобетонных элементах ведет к снижению жесткости и рабочей высоты сечения, описана возможность определения напряжения в сечении от угла поворота опоры и возможность прогнозирования по значениям инклинометров при мониторинге с учетом нелинейной работы железобетона. Получены углы поворота балки на опорах численным моделированием.

Ключевые слова: мониторинг, жесткость, изгибающий элемент, железобетон, трещины, сжатая зона, инклинометр, прогиб, угол поворота, опора.

DEFORMATIONS OF PIVOTALLY SUPPORTED
REINFORCED CONCRETE BEAMS,
WITH NONLINEAR OPERATION OF MATERIALS FOR
ASSIGNING MONITORING PARAMETERS

Abstract: the article considers the dependences of the angles of rotation of the beam supports on the stresses in the section with cracks of the reinforced concrete beam. The appearance of cracks in reinforced concrete elements leads to a decrease in the rigidity and working height of the section, the possibility of determining the stress in the section from the angle of rotation of the support and the possibility of forecasting by the values of inclinometers during monitoring taking into account the nonlinear

operation of reinforced concrete is described. The angles of rotation of the beam on the supports are obtained by numerical modeling.

Keywords: monitoring, stiffness, bending element, reinforced concrete, cracks, compressed zone, inclinometer, deflection, angle of rotation, support.

Введение

В ходе эксплуатации существующих сооружений их техническое состояние меняется. Это выражается в ухудшении параметров работоспособности и надёжности. Ухудшение технического состояния строений приводит к изменениям физических свойств материалов, также размеров и форм.

Необходимо осуществлять оценку изменений, происходящих в процессе выявления соответствия фактической прочности материала, жесткости и устойчивости всех конструктивных компонентов здания относительно нормативных показателей.

Одной из сложнейших задач является оценка остаточной несущей способности элемента конструкции и текущие напряжения в сечениях. Путем измерения инклинометрами определяются углы поворота элемента для дальнейшего определения НДС конструкции.

Трудность определения напряжений в задаче мониторинга заключена в расчете жесткости сечения балки с трещинами. Для перехода от показаний тензометра к деформациям и усилиям используются зависимости: деформация – $\Delta = \varepsilon l$, относительная деформация – $\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$. [1]

Появление трещин ведет к снижению жесткости балки, увеличению углов поворота опоры, что влияет на смежные элементы конструкции здания, в следствие данных причин появляется необходимость мониторинга и обследования элементов здания.

Материал и методы исследований

Расчет железобетонных балок имеет 5 стадий, которые зависят от напряжений, появления трещин, высоты сжатой зоны. Впервые такие решения высказаны А.А. Гвоздевым [4].

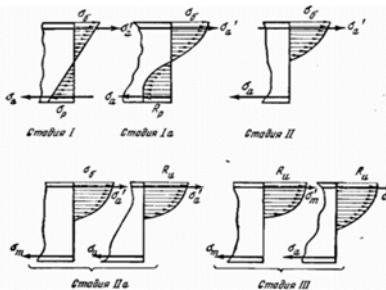


Рис. 1. Эпюры напряжений в сечении от начала загружения до разрушения

Расчет железобетонных ригелей с образованием и развитием трещин (II стадия) растянутых зон сводится к определению геометрических параметров сечений: высоты сжатой зоны, плеча пары сил в сечении, а также доли пластических деформаций в бетоне.

В работах [2; 3] прошлых лет проводилось большое количество исследований снижения жесткости балок с трещинами.

По исследованиям В.И. Мурашева жесткость сечений балки с трещинами можно рассчитать по формулам:

$$\left. \begin{array}{l} B_s = E_{ac} W_s (h_0 - x) \\ B_a = E_{ac} \cdot W_a (h_0 - x) \\ B_c = E'_c W_c \cdot x \end{array} \right\} \quad (1)$$

Величина кривизны определяется по:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_a * \psi}{E_a (h_0 - x) E_a}, \quad (2)$$

где ψ – коэффициент Мурашева (коэффиц. Неравномерности напряжений по длине арматурного стержня между трещинами).

Позднее, в работе [3] кривизну предлагается рассчитывать по формуле:

$$\frac{1}{r} = \frac{M \psi_s}{E_s W_s (h_0 - x_m)} = \frac{M \psi_b}{v E_b W_c x_m} = \frac{M}{h_0} \left(\frac{\psi_s}{E_s W_s} + \frac{\psi_b}{v E_b W_c} \right) \quad (3),$$

где жесткость сечений с трещинами определяется
по растянутой зоне

$$B = (E_s / \psi_s) W_s (h_0 - x_m)$$

по сжатой зоне

$$B = (v E_b / \psi_b) W_c x_m;$$

по обеим зонам сечения

$$B = h_0 / \left(\frac{\psi_s}{E_s W_s} + \frac{\psi_b}{v E_b W_c} \right).$$

В работе [2] жесткости балок при чистом изгибе определяются аналогично работе [3]:

$$\left. \begin{array}{l} E_{ac} \cdot W_s (h_o - x) = B_s \\ E'_{\sigma} \cdot W_c \cdot x = B_c \\ E_{ac} \cdot W_a (h_o - x) = B_a \end{array} \right\}$$

где B_s , B_c , B_a – средние жесткости сечений изгибаемых железобетонных элементов после появления трещин в растянутом бетоне.

Как было отмечено ранее жесткость сечения с трещиной намного меньше жесткости сечения без трещины, однако напряжения в бетоне растянутой зоны в сечениях непостоянны, что приводит и к постепенному (а не скачкообразному) изменению жесткости изгибаемого элемента. Для учета данного эффекта в расчетах СП 63.13330 применяется коэффициент Мурашева, который так же зависит от напряжений в бетоне.

Принимается, что после образования трещин, на стадии II, кроме усилий в сечении, изменяется параметр материала ψ_s – от 0,4 до 1,0.

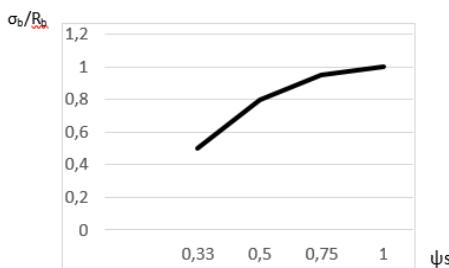


Рис. 2. Зависимость между уровнем напряжений в бетоне сжатой зоны и коэффициентом неравномерности напряжений в растянутой арматуре (по В.И. Мурашеву) [4]

Неупругие деформации бетона сжатой зоны учитываются нормативными величинами относительных деформаций при кратковременном и длительном загружении конструкции по СП 63.13330. После образования трещин в соответствии с трехлинейной диаграммой работы сжатого бетона [5].

$$E_{b1,red} = \frac{0.6R_{bn}}{\varepsilon_{b1}} \quad (4)$$

Раздел 1. Механика деформируемого твердого тела

На стадии II в среднем:

$$E_{b0,red} = \frac{R_{bn}}{\varepsilon_{b0}} \quad (5)$$

На стадии III:

$$E_{b2,red} = \frac{R_{bn}}{\varepsilon_{b2}} \quad (6)$$

Результаты и проблематика

С целью более детального изучения работы изгибаемой железобетонной балки был произведён подбор параметров КЭ модели. В качестве основного инструмента для исследования был принят метод конечных элементов, реализованный в программном комплексе Abaqus.

Для задания параметров материала в программе Abaqus используются 2 упругие характеристики и 9 характеристик для учета пластических свойств. В табл. 1 приведены их обозначения и значения отдельных параметров, принятых постоянными [6].

Таблица 1

Упругие характеристики		Пластические характеристики								
E	v	Dilation Angle	Eccentricit y	f _{b0} /f _{c0}	K	Параметр ВЯЗКОСТИ	σ _b – σ _{b,in}	σ _{bt} – σ _{bt,in}	d _c	σ _{b,in} – d _t
var	0,2	31	0,1	1,16	0,667	0	var	var	var	var

Значения напряжений и деформаций были приняты на основании работы методологии Н.И. Карпенко в работе [7].

Диаграммы напряжений и относительных деформаций для бетона В30.

Таблица 2
Значения напряжений и относительных деформаций
для участка растяжения

Rbt	σ _{bt}	ε _{bt}	ε _{bt0}	v _b	η	ε _{bt}	v _b	ω	восходящая	нисходящая	ε ⁱⁿ
1,15	0	0,000057	0,00015	0	0	0,000000	1	2	1	0	0
1,15	0,2	0,000057	0,00015	0,107652	0,173913	0,000007	0,865405	1,73087	1	0	0
1,15	0,4	0,000057	0,00015	0,215304	0,347826	0,000015	0,79589	1,461739	1	0	0
1,15	0,6	0,000057	0,00015	0,322957	0,521739	0,000024	0,767027	1,192609	1	0,000000	0
1,15	0,8	0,000057	0,00015	0,430609	0,695652	0,000033	0,752981	0,923478	1	0,000009	0
1,15	1	0,000057	0,00015	0,538261	0,869565	0,000042	0,728439	0,654348	1	0,000018	0
1,15	1,15	0,000057	0,00015	0,619	1	0,000057	0,619	0,4525	1	0,000033	0
1,15	1	0,000057	0,00015	0,538261	0,869565	0,000094	0,326445		0,911609	1,103435	0,000070
1,15	0,8	0,000057	0,00015	0,430609	0,695652	0,000157	0,156511		0,701687	0,882748	0,000133
											0,304348

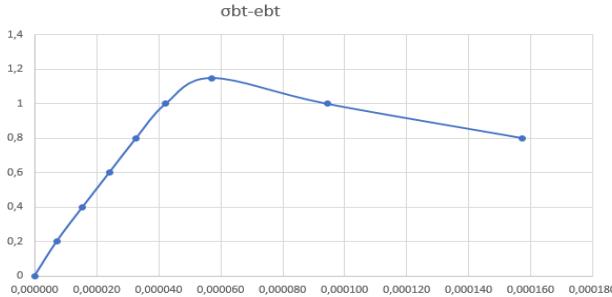


Рис. 3. Диаграмма участка растяжения для бетона B30

Таблица 3
Значения напряжений и относительных деформаций
для участка сжатия

Rbt	σbt	восх						нисход					
		εb ^н	εb ^в	εb ²	νb ^н	η	εb	νb	ω	v0	ω	v0	ε ^н
17	0	0,001563	0,0035	0	0,09383	0,117647	0,000069	0,892532	1,901542	1	2	1	
17	2	0,001563	0,0035	0,037867	0,235294	0,000153	0,804267	1,803084	1				
17	4	0,001563	0,0035	0,078767	0,235294	0,000153	0,804267	1,803084	1				
17	6	0,001563	0,0035	0,118151	0,352941	0,000252	0,733009	1,704626	1				
17	8	0,001563	0,0035	0,157533	0,470588	0,000364	0,675766	1,606167	1				0,000000
17	10	0,001563	0,0035	0,196916	0,588235	0,000490	0,628487	1,507709	1				0,000125
17	12	0,001563	0,0035	0,2363	0,705882	0,000631	0,585564	1,409251	1				0,000266
17	14	0,001563	0,0035	0,275683	0,823529	0,000800	0,538145	1,310793	1				0,000436
17	16	0,001563	0,0035	0,315066	0,941176	0,001062	0,463664	1,212335	1				0,000698
17	17	0,001563	0,0035	0,334758	1	0,001563	0,334758	1,163106	1				0,001198
17	16,5	0,001563	0,0035	0,324912	0,970588	0,002003	0,253504		0,495578	0,666069	0,001630		0,029412
17	16	0,001563	0,0035	0,315066	0,941176	0,002268	0,217034		0,476379	0,645885	0,001904		0,058824
17	15,5	0,001563	0,0035	0,30522	0,911765	0,002526	0,188825		0,457118	0,625702	0,002161		0,088235
17	15	0,001563	0,0035	0,295374	0,882353	0,002793	0,165266		0,43798	0,605518	0,002428		0,117647
17	14,5	0,001563	0,0035	0,285529	0,852941	0,003079	0,144992		0,418781	0,585334	0,002714		0,147059
17	14	0,001563	0,0035	0,275683	0,823529	0,003391	0,127028		0,399581	0,56515	0,003027		0,176471
17	13,9	0,001563	1,0035	0,273714	0,817647	0,003457	0,123701		0,395742	0,561113	0,003093		0,182353

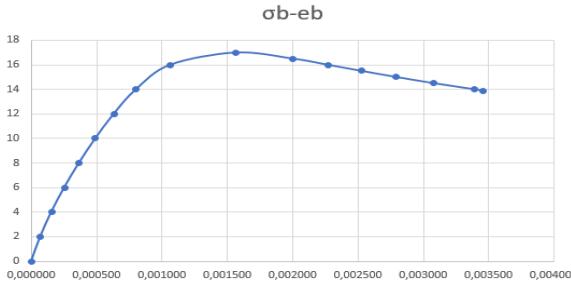


Рис. 4. Диаграмма участка сжатия для бетона B30

В работе моделировалась шарнирно опертая железобетонная балка сечением 250 x 300 (h) мм длиной 3 метра из бетона B30, продольная арматура принималась из стали класса A500 с привязкой 50 мм к граням сечений. Поперечная арматура в модели Abaqus диаметром 6 мм установлена с шагом 180 мм и 90 мм в приопорной

зоне на $\frac{1}{4}$ пролета из конструктивных условий и расчета на прочность по наклонным сечениям. При расчете в Лира-Сапр по теории физической нелинейности прочность наклонных сечений невозможна.

Нагрузка расположена на расстоянии 1 метр от опор по обе стороны.



Рис. 5. Модель балки в Лира-Сапр

Было проанализировано 12 численных и теоретических расчетов с образцами разных диаметров арматуры и нагрузки, составлена итоговая таблица результатов, в которой отражены конечные жесткости балок и деформации.

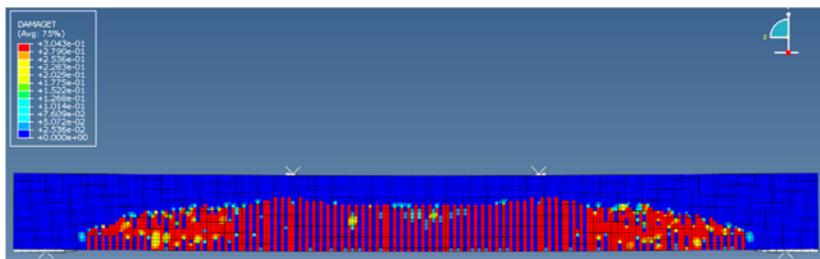


Рис. 6. Картина трещин балки d22

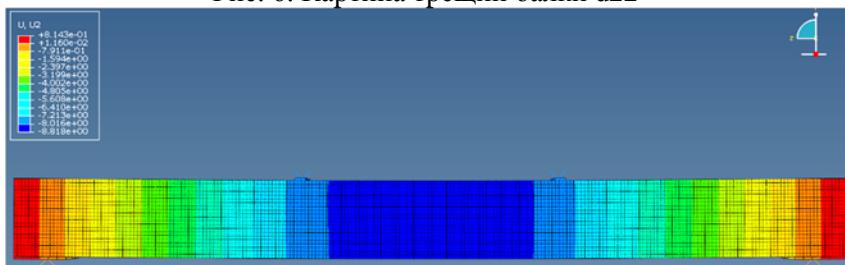


Рис. 7. Мозаика прогибов балки d22

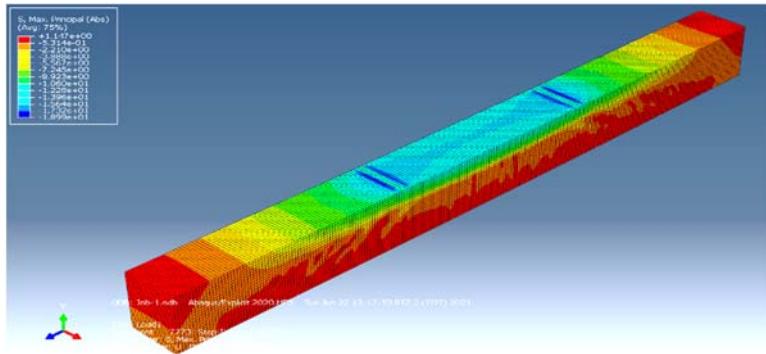


Рис. 8. Изополя напряжений балки d22



Рис. 9. График угла поворота от напряжений балки d22



Рис. 10. График прогиба от напряжений балки d22

Напряжения от реакции опор

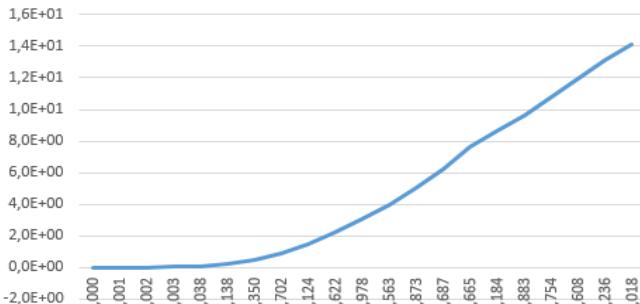


Рис. 11. График напряжений от реакции опоры по Z балки d22

Таблица 4
Результат конечных деформаций и жесткостей балок

Нагрузка	Арматура	M _Y , к ^н м	Q _z , к	Лира Сапр 2020			Abaqus			Расчет по СП 63.13330				
				Прогиб, мм	Угол, град.	Напряжения, Е ₁ , кг/см ² *10 ⁴ , МПа	Прогиб, мм	Угол, град.	Напряжения, Е ₁ , кг/см ² *10 ⁴ , МПа	Прогиб	Угол, град.	Е ₁ , кг/см ² *10 ⁴		
1 т	d8-d8	1	1	2,19	0,114	9,81	4,281	1,867	0,031	4,464	5,021	3,47	0,21	2,705
1,3 т	d12-d10	1,3	1,3	2,46	0,132	9,22	4,954	2,665	0,043	5,79	4,539	3,38	0,21	3,631
1,65 т	d14-d10	1,65	1,65	3,06	0,167	9,73	5,055	3,74	0,058	7,55	4,138	4,01	0,25	3,854
2,1 т	d16-d10	2,1	2,1	3,73	0,207	10,5	5,278	5,016	0,079	9,47	3,925	4,71	0,29	4,183
2,6 т	d18-d10	2,6	2,6	4,24	0,238	10,9	5,749	6,30	0,105	11,39	3,839	5,28	0,32	4,617
3,1 т	d20-d10	3,1	3,1	4,64	0,263	11,1	6,263	7,46	0,133	12,95	3,896	5,68	0,35	5,114
3,7 т	d22-d10	3,7	4	5,15	0,293	11,5	6,735	8,79	0,166	14,11	3,946	6,18	0,41	5,616
4,7 т	d22-d10	4,7	4,7	5,92	0,389	12,1	7,443	10,66	0,223	16,60	4,133	6,89	0,42	6,391
7 т	d28-d10	7	7	9,11	0,519	14,5	7,204	16,31	0,302	17,18	4,024	9,31	0,57	7,05
8,9 т	d37-d10	8,9	8,9	11	0,625	16,6	7,583	20,5	0,553	16,48	4,070	10,05	0,61	8,304
9,8 т	d39-d10	9,8	9,8	11,9	0,690	17,2	8,130	21,29	0,624	16,89	4,814	10,0875	0,62	9,105
11 т	d40-d10	11	11	11,4	0,842	17,2	9,046	23,41	0,748	16,86	4,405	10,275	0,63	10,04

Изменение кривизны элемента с увеличением нагрузки означает, что появление трещин и ширина их раскрытия существенно влияется на жесткость балки. Однако на данное явление так же влияет ползучесть бетона и пластические деформации, и даже возможное пропадывание арматурой бетона при больших напряжениях в стержнях.

Ниже приведен на рис. 12 график зависимости конечной жесткости балки от приложенной нагрузки.



Рис. 12. Зависимости жесткости балки от нагрузки в образцах d12-d22

По графику видно, что жесткость балки равномерно растет согласно методике СП 63.13330 и результатам с учетом физической нелинейности в Лира-Сапр, что свидетельствует об отсутствии возможности влияния учета ширины раскрытия, возможного продавливания арматурой бетона и сложных пластических деформаций на кривизну железобетонной балки.

В табл. 5 приведены значения коэффициента ψ_s для сравнения расходимости значений теоретических по СП 63.13330 и численного эксперимента. Среднее отклонение составило 13% для балок d12-d22.

Таблица 5

	ψ_s	
	СП 63	Abaqus по б/бсгс
d12-d10	0,723	0,87
d14-d10	0,778	0,94
d16-d10	0,823	0,945
d18-d10	0,855	0,923
d20-d10	0,876	0,958
d22-d10	0,895	0,952

Согласно классической строительной механике угол поворота опоры балки и её прогиб линейно зависят от приложенного усилия и жесткости, и определяются по схеме представленной на рис. 13.

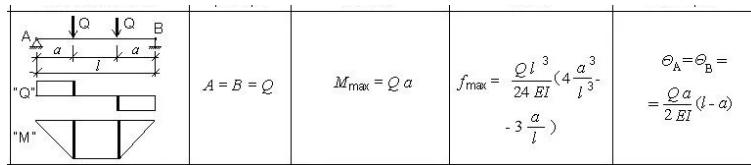


Рис. 13. Схема определения деформаций по классической строительной механике

Уравнение прогиба

$$f = Ql^3 * (4*a^3/l^3 - 3*a/l) / (24EI) \quad (7)$$

эквивалентная формуле определения по кривизне по СП 63.13330.

Выполняя простые математические преобразования уравнения (7) получим: $f = Ql^3 * a(4a^2/l^2 - 3) / (24 * l * EI)$, отсюда $M * l^2 (4/9 - 3) / 24EI$. Далее $f = 0,1065 * M * l^2 / (EI)$.

Тогда угол поворота нашей схемы нагружения можно определить по формуле

$$\Theta = M / (EI). \quad (8)$$

Результат угла поворота опоры балки с определенной конечной жесткостью по СП 63.13330 представлен в табл. 4.

Применив формулу (8), определим жесткость балки от угла поворота по данным расчета в Лира-Сапр и Abaqus, и сведем результаты в табл. 6.

Таблица 6

Жесткости по формуле (9)

	EI, кг/см ² * 10 ⁹	
	Лира-Сапр	Abaqus
d12-d10	5,65	17,33
d14-d10	5,65	16,31
d16-d10	5,82	15,22
d18-d10	6,25	14,18
d20-d10	6,75	13,38
d22-d10	7,23	12,79

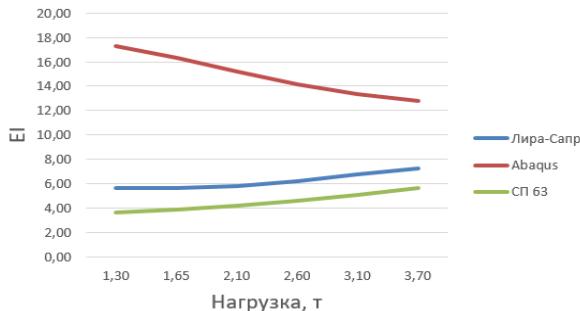


Рис. 13. График жесткости балки по формуле (9)

Как видно из графика на рис. 13, жесткости балок далеко не согласуются, можно сделать вывод что угол поворота балки на опоре не может зависеть прямолинейно от прогиба.

Среднее отношение жесткости балки от угла поворота k_θ полученные по нелинейной модели представлены в табл. 7.

Таблица 7

Отношение k_θ

	k _θ	
	Лира-Сапр	Abaqus
d12-d10	1,56	4,77
d14-d10	1,47	4,23
d16-d10	1,39	3,64
d18-d10	1,35	3,07
d20-d10	1,32	2,62
d22-d10	1,29	2,28
Среднее	1,39	3,21

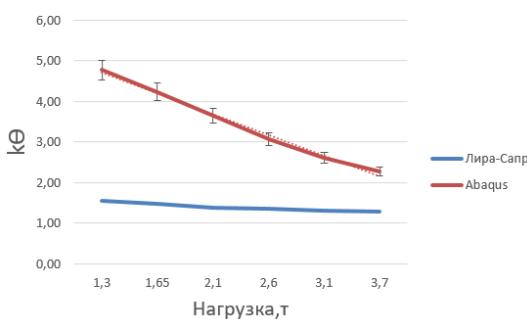


Рис. 14. График k_θ для нелинейных моделей

По графику на рис. 14 можно судить что жесткость от нагрузки снижается линейно в пределах погрешности, а изменения k_θ для модели в Лира-Сапр можно принять постоянным равное величине 1.4. Тогда для модели в Abaqus можно предложить, что k_θ вычисляется уравнением: $k_\theta=5.2-0.5*M$.

Однако судя по графикам углов поворота для балок d8-d22 в стремительный рост вертикальных деформаций начинает расти немного позже, чем углы на опоре, тогда уравнение k_θ должно нести более сложный характер, учитывая нелинейное поведение угловых деформаций на опоре балки [8–10].

Заключение

Требуется доработать модель в Abaqus, имеются сходимости с теоретическими расчетами, но так же и достаточно большие разнящиеся результаты в части изгибной жесткости балок. Относительно численного моделирования имеются проблемы с назначением параметров искусственного увеличения масс в модуле mass-scalig и временного интервала интегрирования. Требуется провести натурные испытания, для вычисления параметров увеличения масс и сходимости энергии распространения волны по критерию Куранта-Фридрихса-Леви, и сравнить картину развития деформаций.

Результатом работы будут являться рекомендации по расчету жесткости сечения балки с трещинами на основе коэффициента Мурашова и традиционной формулы определения угла поворота балки через прогиб.

При применении инклинометров будет возможность прослеживать углы поворота балки, следовательно и судить о напряжениях в изгибаемых элементах.

Список литературы:

1. Углы поворота опоры балки при нелинейной работе железобетона / А.Н. Плотников, А.В. Кузнецов // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. – Чебоксары, 2020. – С. 173–182.
2. Мурашев В.И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона. – М., 1950
3. Байков В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс / В.Н. Байков, Э.И. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1991.
4. Плотников А.Н. Плечо пары сил в сечении железобетонного изгибаемого элемента на всех стадиях напряженного состояния / А.Н. Плотников, Н.В. Иванова // Современные вопросы механики сплошных сред – 2019. Сборник статей по материалам конференции с международным участием. – 2019. – С. 52–60.
5. Гвоздев А.А. К вопросу о расчете изгибаемых элементов по стадии разрушения / А.А. Гвоздев, М.С. Борицанский // Проект и стандарт. – 1934. – №6.

6. Сокуров А.З. Продавливание плоских железобетонных плит, усиленных поперечной арматурой: дис. канд. техн. наук. – М., 2015.
7. Статически неопределенные железобетонные конструкции. Диаграммные методы автоматизированного расчета и проектирования: метод. пособ. / под рук. Н.И. Карпенко. – М., 2017.
8. Milad Hafezolghorani, Farzad Hejazi, Ramin Vaghei, Mohd Saleh Bin Jaafar, Keyhan Karimzade. «Simplified Damage Plasticity Model for Concrete». 2017
9. Плотников А.Н. Жесткость опорных сечений ригелей высотного здания и возможность его мониторинга по инклинометрам / А.Н. Плотников, М.Ю. Иванов // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020. Материалы V Международной (XI Всероссийской) конференции. – Чебоксары, 2020. – С. 279–291.
10. Плотников А.Н. Система мониторинга высотных зданий, определяемая из характера кривизны упругой линии вертикальных элементов / А.Н. Плотников, М.Ю. Иванов // Строительство: наука и образование. – 2019. Т. 9. Вып. 4. Ст. 3 [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2019.4.3

Максимова Людмила Анатольевна – д-р физ.-мат. наук, профессор строительного факультета, кафедры строительных конструкций ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15; e-mail: maximova_ng@mail.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Плотников Алексей Николаевич – декан строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15; e-mail: plotnikovAN2010@yandex.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Кузнецов Александр Вячеславович – аспирант ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15; e-mail: suvar.gip@gmail.com; +7 (8352) 62 45 96.

Maksimova Lyudmila Anatolievna, professor doctor of ph.d., faculty of civil engineering, department of building structures, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation; e-mail: maximova_ng@mail.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Plotnikov Alexey Nikolaevich — Dean of the Faculty of Civil Engineering, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation; e-mail: plotnikovAN2010@yandex.ru ; +7 (8352) 62 45 96.

Kuznetsov Alexander Vyacheslavovich, postgraduate student of the Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation; e-mail: suvar.gip@gmail.com ; +7 (8352) 62 45 96.

УДК 539.374

**ПЕРИОДИЧЕСКАЯ КОНТАКТНАЯ ЗАДАЧА
О ВЗАИМОДЕЙСТВИИ СИСТЕМЫ ЩЕЛЕЙ
ПЕРЕМЕННОЙ ШИРИНЫ С КОНЦЕВЫМИ
ПЛАСТИЧЕСКИМИ ЗОНАМИ
В ГОРНОМ МАССИВЕ**

В.М. Мирсалимов

Азербайджанский технический университет
г. Баку, Азербайджанская Республика

Аннотация: рассматривается изотропный горный массив, ослабленный периодической системой щелей переменной ширины с концевыми пластическими зонами. Принято, что под действием тектонических и гравитационных усилий взаимодействие поверхностей щелей может приводить к возникновению зон контакта. Берега каждой щели контактируют на нескольких участках. Считается, что на некоторой части площадки контакта происходит сцепление берегов щели, а на другой – возможно проскальзывание. Определены контактные напряжения, размеры участков контакта, зон сцепления и концевых зон пластических деформаций.

Ключевые слова: горный массив, периодическая система щелей переменной ширины, концевые зоны пластических деформаций, контактные напряжения, зоны сцепления, зоны проскальзывания.

**PERIODIC CONTACT PROBLEM ON INTERACTION
OF A SYSTEM OF VARIABLE WIDTH SLITS
WITH END PLASTIC ZONES IN ROCK**

Abstract: an isotropic rock mass is considered, weakened by a periodic system of variable width slits with end plastic zones. It is assumed that, under the action of tectonic and gravitational forces, the interaction of surfaces of the slits can lead to the occurrence of contact zones. The faces of each slit are in contact at several areas. It is assumed that adhesion of the slit faces occurs on some part of the contact area, and slippage is possible on the other. The contact stresses, the sizes of the contact areas, adhesion zones and end zones of plastic deformations are determined.

Keywords: rock, periodic system of variable width slits, end zones of plastic deformations, contact stresses, cohesion zones, slippage zones.

Введение

Рассматривается массив горной породы, ослабленный периодической системой прямолинейных щелей с концевыми зонами пластических деформаций. Исследуется квазистатический процесс деформирования горного массива. При наличии вблизи каждой щели зон с нарушенной структурой в процесс разрушения породы вовлекается достаточно большая часть щели. В этом случае область, в которой происходит разрушение, рассматривается как некоторый слой (концевая зона), примыкающий к щели и содержащий материал с частично нарушенными связями [1]. Используется модель щели с зонами пластических деформаций, ширина щели принята не постоянной. Опубликован ряд исследований деформированных тел ослабленных трещинами с учетом наличия сил сцепления между берегами трещин и возможности их контакта [2–13].

Постановка задачи. Пусть массив горной породы ослаблен периодической системой щелей. Принято, что система щелей расположена достаточно далеко от поверхности земли. Таким образом, будем рассматривать тяжелое полупространство $u < H$, ослабленное параллельной его поверхности периодической системой прямолинейных щелей. Щели имеют длину $2l = b - a$ и переменную ширину $h(x)$, сравнимую с упругими деформациями. Массив горной породы моделируется однородным и изотропным телом.

Исследуется модель щели с концевыми зонами пластических деформаций. В процессе нагружения горный массив подвергается действию тектонических и гравитационных усилий, а также поверхностных нагрузок. При некотором соотношении физических и геометрических параметров горной породы возможно возникновение зон сжимающих напряжений, в которых произойдет контакт берегов щелей и появятся контактные напряжения. В процессе деформации берега щелей вступают в контакт на участках $(\alpha_k + m\omega, \beta_k + m\omega)$ ($k = 1, 2, \dots, n$; $m = 0, \pm 1, \pm 2, \dots$), где ω – период системы щелей. Считаем, что каждая площадка контакта состоит из участка сцепления берегов $(c_k + m\omega, d_k + m\omega)$ и двух участков $(\alpha_k + m\omega, c_k + m\omega)$ и $(d_k + m\omega, \beta_k + m\omega)$ на которых возможно проскальзывание.

Обозначим совокупность участков сцепления как L'_1 , совокупность участков проскальзывания – L'_2 , совокупность участков, на которых действует внутреннее давление $p(x)$ – L'_3 , а совокупность концевых участков $(a_1 + m\omega, a + m\omega) \cup (b + m\omega, b_1 + m\omega)$ как L'_4 .

Напряженно деформированное состояние массива горной породы формируется главным образом от действия тектонических и гравитационных усилий. Тектонические усилия принимаются постоянными по глубине массива. Распределение напряжений в массиве горной породы от действия гравитационных усилий приняты согласно гипотезе А.Н. Динника

$$\sigma_x = -\lambda \rho_* (H - y), \quad \sigma_y = -\rho_* g (H - y), \quad \tau_{xy} = 0,$$

где σ_x , σ_y – горизонтальные и вертикальные нормальные напряжения соответственно; $\lambda = \nu / (1 - \nu)$ – коэффициент бокового распора породы; ν – коэффициент Пуассона; ρ_* – средняя плотность горной породы; $(H - y)$ – глубина рассматриваемой точки массива от поверхности земли; g – ускорение силы тяжести; τ_{xy} – касательные напряжения.

Кроме того, принято, что вдали от щели упругое полупространство сдеформировано напряжениями (имитирующими тектонические усилия)

$$\sigma_x = \sigma_x^\infty, \quad \sigma_y = \sigma_y^\infty, \quad \tau_{xy} = 0,$$

а поверхность полупространства $y = H$ подвержена постоянной нормальной нагрузке $\sigma_y = \sigma_y^\infty$ и равной нулю касательной.

Границные условия задачи на берегах периодической системы щелей имеют вид

$$\sigma_y - i\tau_{xy} = p_y - ip_{xy} \quad \text{на } L'_1, \quad \sigma_y - i\tau_{xy} = (1 - if(x))p_y \quad \text{на } L'_2, \quad (1)$$

$$\sigma_y - i\tau_{xy} = -p(x) \quad \text{на } L'_3, \quad \sigma_y - i\tau_{xy} = \sigma_s - i\tau_s \quad \text{на } L'_4,$$

$$\frac{\partial(v^+ - v^-)}{\partial x} = -h'(x) \quad \text{на } L'_1 + L'_2, \quad \frac{\partial(u^+ - u^-)}{\partial x} = 0 \quad \text{на } L'_1, \quad (2)$$

где $p_y(x)$, $p_{xy}(x)$ – соответственно, нормальные и касательные контактные напряжения; $f(x)$ – коэффициент трения; σ_s , τ_s – предел текучести материала на растяжение и сдвиг, соответственно; $(v^+ - v^-)$ – нормальная, $(u^+ - u^-)$ – касательная составляющие раскрытия берегов щели.

Принято, что на участках проскальзывания действуют силы сухого трения (закон трения принимается в форме Амонтона-Кулона). Размеры контактных и концевых зон заранее неизвестны и подлежат определению.

Метод решения. Напряженное состояние в массиве горной породы с периодической системой прямолинейных щелей представим в виде суммы

$$\sigma_x = \sigma_x^0 + \sigma_x^1, \quad \sigma_y = \sigma_y^0 + \sigma_y^1, \quad \tau_{xy} = \tau_{xy}^0 + \tau_{xy}^1, \quad (3)$$

Здесь σ_x^0 , σ_y^0 , τ_{xy}^0 – компоненты тензора напряжений в нетривиальном (сплошном) массиве $y < H$

$$\sigma_x^0 + \sigma_y^0 = \sigma_x^\infty + \sigma_y^\infty + \frac{\rho_* g}{2i(1-\nu)}(z - \bar{z} - 2iH),$$

$$\sigma_y^0 - \sigma_x^0 + 2i\tau_{xy}^0 = \sigma_y^\infty - \sigma_x^\infty + \frac{\rho_* g(1-2\nu)}{2i(1-\nu)}(z - \bar{z} - 2iH).$$

Принято, что щель расположена достаточно далеко от поверхности полупространства, при этом граничные условия на берегах щели будем удовлетворять точно, а на границе полупространства приближенно, асимптотически.

С учетом формул (3) граничные условия (1) запишем в виде

$$\sigma_y^1 - i\tau_{xy}^1 = p_y(x) - ip_{xy}(x) - (\sigma_y^0 - i\tau_{xy}^0) \quad \text{на } L'_1,$$

$$\sigma_y^1 - i\tau_{xy}^1 = (1 - if(x))p_y(x) - (\sigma_y^0 - i\tau_{xy}^0) \quad \text{на } L'_2, \quad (4)$$

$$\sigma_y^1 - i\tau_{xy}^1 = -p(x) - (\sigma_y^0 - i\tau_{xy}^0) \quad \text{на } L'_3,$$

$$\sigma_y^1 - i\tau_{xy}^1 = \sigma_s - i\tau_s - (\sigma_y^0 - i\tau_{xy}^0) \quad \text{на } L'_4.$$

Компоненты тензора напряжений σ_x , σ_y , τ_{xy} и составляющие вектора перемещений u_1 , v_1 выразим через две кусочно-аналитические функции комплексного переменного $z = x + iy$ $\Phi(z)$ и $\Psi(z)$ [14]

$$\sigma_y^1 - i\tau_{xy}^1 = \Phi(z) + \Omega(\bar{z}) + (z - \bar{z})\overline{\Phi'(z)} \quad (5),$$

$$2\mu \frac{\partial}{\partial x}(u_1 + iv_1) = \kappa\Phi(z) - \Omega(\bar{z}) - (z - \bar{z})\overline{\Phi'(z)},$$

где μ – модуль сдвига материала массива горной породы.

С помощью граничных условий (4) приходим к задаче линейного сопряжения с разрывными коэффициентами

$$[\Phi(t) + \Omega(t)]^+ + [\Phi(t) + \Omega(t)]^- = 2f_*(t),$$

$$[\Phi(t) - \Omega(t)]^+ - [\Phi(t) - \Omega(t)]^- = 0,$$

$$\text{где } f_*(t) = \begin{cases} p_y - ip_{xy} - (\sigma_y^0 - i\tau_{xy}^0) & \text{на } L'_1 \\ (1 - if_0(x))p_y - (\sigma_y^0 - i\tau_{xy}^0) & \text{на } L'_2 \\ -p(x) - (\sigma_y^0 - i\tau_{xy}^0) & \text{на } L'_3 \\ \sigma_s - i\tau_s - (\sigma_y^0 - i\tau_{xy}^0) & \text{на } L'_4 \end{cases}$$

Используя конформное преобразование $\omega = \sin(\pi z / \omega)$, перейдем от физической плоскости $z = x + iy$ к параметрической плоскости комплексной переменной $\omega = \eta + i\xi$. Тогда внешность периодической системы щелей физической плоскости z переходит на бесконечнолистную риманову поверхность ω , разрезанную вдоль отрезка (η_1, η_2) действительной оси η на всех листах $(\eta_1 = \sin(\pi a_1 / \omega), \eta_2 = \sin(\pi a_2 / \omega))$.

Решение задач в классе всюду ограниченных функций с учетом преобразования $\omega = \sin(\pi z / \omega)$ запишется в виде

$$\Phi(z) = \Omega(z) = \frac{X(z)}{2i\omega} \int_{\eta_1}^{\eta_2} \frac{f_* \left(\sin \left(\frac{\pi t}{\omega} \right) \right) \cos \left(\frac{\pi t}{\omega} \right)}{X^+(t) \left(\sin \left(\frac{\pi t}{\omega} \right) - \sin \left(\frac{\pi z}{\omega} \right) \right)} dt \quad (6),$$

При $z \rightarrow \infty$

$$X(z) = \sqrt{\left(\sin \left(\frac{\pi z}{\omega} \right) - \sin \left(\frac{\pi a_1}{\omega} \right) \right) \left(\sin \left(\frac{\pi z}{\omega} \right) - \sin \left(\frac{\pi b_1}{\omega} \right) \right)} = \sin \left(\frac{\pi z}{\omega} \right) + O \left(\frac{1}{z^2} \right).$$

Корень под знаком интеграла в (6) представляет собой ветвь соответствующей функции, выделяемой приведенным условием на верхнем берегу щели.

Для определения a_1 и b_1 имеем два соотношения

$$\int_{\eta_1}^{\eta_2} \frac{f_* \left(\sin \left(\frac{\pi t}{\omega} \right) \right) \cos \left(\frac{\pi t}{\omega} \right)}{X^+(t)} dt = 0, \quad (7)$$

$$\int_{\eta_1}^{\eta_2} \frac{\sin \left(\frac{\pi t}{\omega} \right) f_* \left(\sin \left(\frac{\pi t}{\omega} \right) \right) \cos \left(\frac{\pi t}{\omega} \right)}{X^+(t)} dt = 0,$$

$$\text{где } X(t) = \sqrt{\left(\sin\left(\frac{\pi t}{\omega}\right) - \sin\left(\frac{\pi a_1}{\omega}\right) \right) \left(\sin\left(\frac{\pi b_1}{\omega}\right) - \sin\left(\frac{\pi t}{\omega}\right) \right)}.$$

В полученные соотношения (6), (7) входят неизвестные контактные напряжения $p_y(x)$, $p_{xy}(x)$. Для их определения построим интегральные уравнения.

Условиями, определяющими неизвестные функции $p_y(x)$, $p_{xy}(x)$ являются соотношения (2). Используя вторую формулу (5) и граничные значения функций $\Phi(z)$ и $\Psi(z)$ на отрезке $y = 0$, $a_1 \leq x \leq b_1$ находим

$$\Phi^+(x) - \Phi^-(x) = \frac{2\mu}{1+\kappa} \left[\frac{\partial}{\partial x} (u^+ - u^-) + i \frac{\partial}{\partial x} (v^+ - v^-) \right].$$

Используя формулы Сохоцкого–Племеля [15] и учитывая (6) получим

$$\Phi^+(x) - \Phi^-(x) = -\frac{iX^+(x)}{\pi} \int_{a_1}^{b_1} \frac{f(t)}{X^+(t)(t-x)} dt.$$

После ряда преобразований получаем систему интегральных уравнений относительно неизвестных функций $p_y(x)$, $p_{xy}(x)$

$$\frac{X^+(x)}{\omega} \left\{ \int_{L_1+L_2} \frac{p_y \left(\sin\left(\frac{\pi t}{\omega}\right) \right) \cos\left(\frac{\pi t}{\omega}\right)}{X^+(t)f_0(t)} dt - \int_{\eta_1}^{\eta_2} \frac{\sigma_y^0 \left(\sin\left(\frac{\pi t}{\omega}\right) \right) \cos\left(\frac{\pi t}{\omega}\right)}{X^+(t)f_0(t)} dt - \right. \\ \left. \int_{L_3} \frac{p_y \left(\sin\left(\frac{\pi t}{\omega}\right) \right) \cos\left(\frac{\pi t}{\omega}\right)}{X^+(t)f_0(t)} dt + \int_{L_4} \frac{\sigma_s \cos\left(\frac{\pi t}{\omega}\right)}{X^+(t)f_0(t)} dt \right\} = \frac{2\mu h'(x)}{1+\kappa}. \quad (8)$$

$$\int_{L_1} \frac{p_{xy} \left(\sin\left(\frac{\pi t}{\omega}\right) \right) \cos\left(\frac{\pi t}{\omega}\right)}{X^+(t)f_0(t)} dt + \int_{L_4} \frac{f \sin\left(\frac{\pi t}{\omega}\right) p_y \left(\sin\left(\frac{\pi t}{\omega}\right) \right) \cos\left(\frac{\pi t}{\omega}\right)}{X^+(t)f_0(t)} dt - (9)$$

$$- \int_{\eta_1}^{\eta_2} \frac{\tau_{xy}^0 \left(\sin\left(\frac{\pi t}{\omega}\right) \right) \cos\left(\frac{\pi t}{\omega}\right)}{X^+(t)f_0(t)} dt + \int_{L_4} \frac{\tau_s \cos\left(\frac{\pi t}{\omega}\right)}{X^+(t)f_0(t)} dt = 0.$$

Здесь L_1 – совокупность участков сцепления берегов для одной щели (c_k^*, d_k^*) , $c_k^* = \sin \frac{\pi c_k}{\omega}$, $d_k^* = \sin \frac{\pi d_k}{\omega}$; L_2 – совокупность участков

проскальзывания берегов для одной щели (α_k^*, c_k^*) и (d_k^*, β_k^*) ,
 $\alpha_k^* = \sin \frac{\pi \alpha_k}{\omega}$, $\beta_k^* = \sin \frac{\pi \beta_k}{\omega}$; L_3 – совокупность участков щели, нагруженной внутренним давлением; L_4 – совокупность концевых зон щели – зон пластических деформаций $(a_1^*, a^*) \cup (b^*, b_1^*)$, $a_k^* = \sin \frac{\pi a_k}{\omega}$,
 $b_k^* = \sin \frac{\pi b_k}{\omega}$, $a_1^* = \eta_1$, $b_1^* = \eta_2$; $f_0(t) = \sin(\pi t/\omega) - \sin(\pi x/\omega)$.

Метод численного решения и анализ. Поставленная задача распалась на две независимые задачи: для щели нормального отрыва (уравнения (8)) и щели поперечного сдвига (уравнения (9)).

Решение сингулярных интегральных уравнений (8) и (9) может быть найдено путем решения соответствующей задачи Римана. В результате находим

$$p_y(t_*) = \frac{X^+(t_*) X_1^+(t_*)}{\pi} \int_{L_1+L_2} \frac{f_*^1(\eta)}{X_1^+(\eta)(\eta - t_*)} d\eta, \\ X_1^+(\eta) = \prod_{k=1}^n \sqrt{(\eta - \alpha_k^*)(\eta - \beta_k^*)}, \quad f_*^1(t) = \frac{f_*(\eta)}{\pi}, \quad t_* = \sin \frac{\pi t}{\omega}, \\ f_*(t_*) = \frac{2\mu h'}{(1+\kappa)X^+(t)} \sin \frac{\pi t}{\omega} + \int_{\eta_1}^{\eta_2} \frac{\sigma_y^0(\eta)}{X^+(\eta)(\eta - t_*)} d\eta + \int_{L_3} \frac{p(\eta)}{X^+(\eta)(\eta - t_*)} d\eta - \\ - \int_{L_4} \frac{\sigma_s}{X^+(\eta)(\eta - t_*)} d\eta, \\ p_{xy}(\eta) = \frac{X^+(x) X_2^+(x)}{\pi^2} \int_{L_1} \frac{f_{xy}(t_*)}{X_2^+(t_*)(t_* - \eta)} dt_* . \quad X_2^+(x) = \prod_{k=1}^m \sqrt{(x - c_k^*)(x - d_k^*)}, \\ f_{xy}(\eta) = \int_{\eta_1}^{\eta_2} \frac{\tau_{xy}^0(t_*)}{X_1^+(t_*)(t_* - x)} dt_* - \int_{L_2} \frac{f(t_*) p_y(t_*)}{X_1^+(t_*)(t_* - x)} dt_* - \int_{L_4} \frac{q_{xy}(t_*)}{X_1^+(t_*)(t_* - x)} dt_* .$$

Для нахождения неизвестных параметров α_k^* , β_k^* ($k = 1, 2, \dots, n$) имеем следующие уравнения разрешимости задачи

$$\int_{L_1+L_2} \frac{\eta^{k-1} f_x(\eta)}{X_1^+(\eta)} d\eta = 0 \quad k = 1, 2, \dots, n.$$

Чтобы определить координаты концов участков контакта берегов щелей, необходимы еще n уравнений. Находим эти уравнения

из условий

$$v^+(\alpha_k^*) - v^-(\beta_k^*) = -h(\alpha_k^*) \quad k = 1, 2, \dots, n.$$

Имеем

$$v^+(\alpha_k^*) - v^-(\beta_k^*) = \frac{1}{2\pi i \gamma} \int_{\alpha_k^*}^{\mu} G(t) dt.$$

$$\text{Здесь } \gamma = \frac{\mu}{\pi(1+\kappa)}, \quad G(t) = [\Phi + \bar{\Phi}]^+ - [\Phi + \bar{\Phi}]^-.$$

Для определения неизвестных параметров c_k^* и d_k^* имеем

$$\int_{\eta_1}^{\eta^{k-1}} \frac{\eta^{k-1} f_{xy}(\eta)}{X_2^+(\eta)} d\eta = 0 \quad k = 1, 2, \dots, m.$$

Недостающие для нахождения концов участков контакта m уравнений получаем из условий

$$u^+(c_k^*) - u^-(d_k^*) = \int_{\eta_1}^{c_k^*} \frac{d}{dt} (u^+ - u^-) dt = 0 \quad k = 1, 2, \dots, m.$$

Имеем

$$\int_{\eta_1}^{c_k^*} [\Phi^+ + \Phi^-] dt = -2\pi i \gamma h(c_k^*),$$

$$\int_{d_k^*}^{c_{k+1}^*} [\Phi^+ + \Phi^-] dt = -2\pi i \gamma [h(c_{k+1}^*) - h(d_k^*)] \quad k = 1, 2, \dots, m-1.$$

Для определения участков сцепления каждой щели имеем полную систему уравнений.

Проведен параметрический анализ зависимости контактных напряжений $p_y(x)$, $p_{xy}(x)$ от длины щелей и физико-механических параметров среды.

Заключение. Предложена эффективная схема расчета частично закрытой под действием внутреннего давления периодической системы щелей переменной ширины с концевыми зонами пластических деформаций. Анализ модели частичного закрытия периодической системы щелей в изотропной горной среде под действием гравитационных и тектонических усилий сводится к параметрическому исследованию системы сингулярных интегральных уравнений при различных геометрических и физических параметрах массива.

Используя полученные соотношения, можно найти решение обратной задачи, т. е. определить параметры напряженного состояния

горной среды, при которых берега щелей переменной ширины вступят в контакт в заданной области.

Список литературы

1. Панаюк В.В. Механика квазихрупкого разрушения материалов. – Киев: Наук. думка, 1991. – 416 с.
2. Хлуднев А.М. Теория трещин с возможным контактом берегов // Успехи механики. – 2005. – Т. 3. Вып. 4. – С. 41–82.
3. Мирсалимов В.М. Контактная задача о взаимодействии берегов щели переменной ширины с концевыми зонами пластических деформаций // Вестник ЧГПУ им. И.Я. Яковлева. Серия: Механика предельного состояния. – 2016. – №2(28). – С. 24–34.
4. Mirsalimov V.M. Simulation of partial closure of a variable width slot with interfacial bonds in end zones in an isotropic medium // International Journal of Damage Mechanics. – 2016. – Т. 25. – С. 266–279.
5. Мустафаев А.Б. Взаимодействие берегов щели переменной ширины при изгибе полосы (балки) под воздействием температурного поля // Механика машин, механизмов и материалов. – 2014. – №3 (28). – С. 30–36.
6. Mirsalimov V.M. Inhibition of a curvilinear bridged crack by induced thermoelectric stress field / V.M. Mirsalimov, A.B. Mustafayev // Journal of Thermal Stresses. – 2016. – Vol. 39. – Р. 1301–1319.
7. Мир-Салим-заде М.В. Частичный контакт берегов щели переменной ширины в подкрепленной стрингерами пластине // Физико-химическая механика материалов. – 2016. – Т. 52, №3. – С. 29–34.
8. Mir-Salim-zade M.V. Contact problem for a stringer plate weakened by a periodic system of variable width slots // Structural Engineering and Mechanics. – 2017. – Vol. 62 (6). – Р. 719–724.
9. Мир-Салим-заде М.В. Частичное закрытие прямолинейных трещин со связями в стрингерной пластине с отверстием // Проблемы машиностроения. НАН Украины. – 2017. – Т. 20, №2. – С. 46–53.
10. Мустафаев А.Б. Замедление роста щели переменной ширины под действием температурного поля // ПМТФ. – 2017. – Т. 58, №1. – С. 168–176.
11. Mirsalimov V.M. A contact problem for a plane weakened by a periodic system of variable width slots // Mathematics and Mechanics of Solids. – 2018. – Vol. 23. – Р. 564–572.
12. Mirsalimov V.M. Partial closure of the periodic system of variable width bridged slits in an isotropic medium under compression // International Journal of Damage Mechanics. – 2020. – Vol. 29. – Р. 529–546.
13. Мирсалимов В.М. О частичном закрытии щели переменной ширины с концевыми зонами пластических деформаций в массиве горной породы // Вестник ЧГПУ им. И.Я. Яковлева. Серия: Механика предельного состояния. – 2020. – №3 (45). – С. 152–161.
14. Мусхелишвили Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. – М.: Наука, 1966. – 707 с.
15. Гахов Ф.Д. Краевые задачи. – М.: Наука, 1977. – 640 с.

Мирсалимов В.М. – профессор, Азербайджанский технический университет, e-mail: mir-vagif@mail.ru

Mirsalimov V.M., professor, Azerbaijan Technical University, e-mail: mir-vagif@mail.ru

ТЕПЛОПРОВОДНОСТЬ МНОГОСЛОЙНЫХ СФЕРИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Ю.В. Немировский,

Институт теоретической и прикладной
механики им. С.А. Христиановича СО РАН
г. Новосибирск, Россия

А.С. Мозгова

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

Аннотация: рассмотрена стационарная задача теплопроводности многослойной конструкции сферической формы. В рассматриваемых конструкциях все слои отличаются по физическим свойствам, при решении задач задается коэффициент теплопроводности, который зависит от координаты r . Увеличение количества слоев в строительных конструкциях не усложняет решение поставленной задачи.

Ключевые слова: теплопроводность, многослойная конструкция, многослойная сфера, коэффициент теплопроводности, неоднородность, стационарная задача.

THERMAL CONDUCTIVITY OF MULTILAYER SPHERICAL STRUCTURES

Annotation: The stationary problem of thermal conductivity of a multilayer spherical structure is considered. In the structures under consideration, all layers differ in physical properties, when solving problems, the coefficient of thermal conductivity is set, which depends on the coordinate. Increasing the number of layers in building structures does not complicate the solution of the task.

Keywords: Thermal conductivity, multilayer structure, multilayer sphere, coefficient of thermal conductivity, heterogeneity, stationary problem.

Введение

Многослойные сферические конструкции в виде резервуаров широко применяются в нефтегазовой, нефтедобывающей, газоперерабатывающей и химической отраслях промышленности [1].

В качестве материала для изготовления резервуаров используют различные материалы – железобетонные, металлические, неметаллические (резинотканевые, пластиковые, стеклопластиковые и т. д.).

Для хранения вязких нефтепродуктов и для предотвращения застывания хранимой жидкости резервуары оборудуют подогревающими устройствами: пароводяными, электрическими или термо-масляными подогревателями [3]. Для сохранения температурного режима внутри резервуара на корпус устанавливается теплоизоляция [4].

Также тепловая изоляция служит для уменьшения тепловых потерь. Под тепловыми потерями понимается передача тепла от хранимых нагреваемых нефтепродуктов через конструкции резервуара в окружающую среду.

Подогрев нефтепродуктов в резервуарах позволяет решить сложную задачу, связанную с операциями слива и налива продукта. Нефть и нефтепродукты при понижении температуры воздуха становятся более вязкими и транспортирование их без подогрева становится невозможным [4].

Главная задача при хранении нефти и нефтепродуктов заключается в поддержании заданных температурных режимов. Если температура нагрева нефти будет превышать заданные пределы, то это приводит к разложению нефти на фракции, что приводит к снижению качества нефти как сырья для нефтепереработки и далее могут произойти необратимые процессы, такие как взрыв [4].

Поэтому необходимо просчитывать распределение температуры хранимых продуктов в резервуаре. Основываясь на законах теплопроводности, можно определить неоднородное распределение температуры в каждом слое резервуара, учитывая, что каждый слой резервуара обладает своими физическими свойствами. Теплопроводность однородных сферических и цилиндрических конструкций широко рассмотрена в работах [5–10]. В решениях данных работ коэффициент теплопроводности является постоянной величиной. Если рассматривать неоднородные слои резервуаров, то коэффициент теплопроводности в общем случае зависит от координаты r .

Материал и методы исследований

Рассмотрим осесимметричную задачу определения температурного поля в многослойной сфере с источником тепла, когда температура во всех точках пространства не зависит от времени, коэффициент теплопроводности зависит от направления координаты r , а внутренний источник тепла является постоянной величиной. В этом случае уравнение теплопроводности имеет вид [11–12]:

$$\frac{d\lambda_j(r)}{dr} \frac{dT_j(r)}{dr} + \lambda_j(r) \left(\frac{1}{r^2} \frac{d}{dr} \left(r^2 \frac{dT_j(r)}{dr} \right) \right) + Q_j(r) = 0, \quad (j = \overline{1, m}) \quad (1)$$

Уравнение (1) запишем в виде:

$$\begin{aligned} \lambda_j'(r)T_j'(r) + \frac{\lambda_j(r)}{r^2} \left(r^2 T_j'(r) \right)' + Q_j(r) &= 0 \\ r^2 \lambda_j'(r)T_j'(r) + \lambda_j(r) \left(r^2 T_j'(r) \right)' + Q_j(r)r^2 &= 0 \\ \left(\lambda_j(r)U_j(r) \right)' &= -Q_j(r)r^2 \end{aligned} \quad (2)$$

где $U_j(r) = r^2 T_j'(r)$, а штрих обозначает производную по r .

Проинтегрируем уравнение (2) в пределах от r_{j-1} до r :

$$\begin{aligned} \int_{r_{j-1}}^r \frac{d}{dr} \left[\lambda_j(r) r^2 \frac{dT_j(r)}{dr} \right] dr &= - \int_{r_{j-1}}^r Q_j(r) r^2 dr \\ \lambda_j(r) r^2 \frac{dT_j(r)}{dr} \Big|_{r_{j-1}}^r &= - \int_{r_{j-1}}^r Q_j(r) r^2 dr \\ \lambda_j(r) r^2 \frac{dT_j(r)}{dr} - \lambda_j(r_{j-1}) r_{j-1}^2 \frac{dT_j(r_{j-1})}{dr} &= - \int_{r_{j-1}}^r Q_j(r) r^2 dr \\ \frac{dT_j(r)}{dr} &= \frac{\lambda_j(r_{j-1}) r_{j-1}^2 \frac{dT_j(r_{j-1})}{dr} - \int_{r_{j-1}}^r Q_j(r) r^2 dr}{\lambda_j(r) r^2} \end{aligned}$$

Введя обозначения $C_{j-1} = \frac{dT_j(r)}{dr} \Big|_{r=r_{j-1}}$, $\Phi_{j-1}(r) = \int_{r_{j-1}}^r Q_j(r) r^2 dr$,

получим:

$$\frac{dT_j(r)}{dr} = \frac{\lambda_j(r_{j-1}) r_{j-1}^2 C_{j-1}}{\lambda_j(r) r^2} - \frac{\Phi_{j-1}(r)}{\lambda_j(r) r^2} \quad (3)$$

Проинтегрируем уравнение (3) в пределах от r_{j-1} до r :

$$\begin{aligned} \frac{dT_j(r)}{dr} &= \frac{\lambda_j(r_{j-1}) r_{j-1}^2 C_{j-1}}{\lambda_j(r) r^2} - \frac{\Phi_{j-1}(r)}{\lambda_j(r) r^2} \\ T_j(r) &= C_{j-1} \lambda_j(r_{j-1}) r_{j-1}^2 \int_{r_{j-1}}^r \frac{dr}{\lambda_j(r) r^2} - \int_{r_{j-1}}^r \frac{\Phi_{j-1}(r)}{\lambda_j(r) r^2} dr + D_{j-1} \end{aligned} \quad (4)$$

здесь $D_{j-1} = T_j(r_{j-1})$.

В случае, если в слое отсутствует источник тепла, то уравнение (4) примет вид:

$$T_j(r) = C_{j-1} \lambda_j(r_{j-1}) r_{j-1}^2 \int_{r_{j-1}}^r \frac{dr}{\lambda_j(r) r^2} + D_{j-1} \quad (5)$$

Аналогично определим температуру для следующего слоя, для этого проинтегрируем уравнение (2) в пределах от r до r_j . В результате преобразований получим:

$$T_j(r) = C_j \lambda_j(r_j) r_j^2 \int_r^{r_j} \frac{dr}{\lambda_j(r) r^2} - \int_r^{r_j} \frac{\Phi_j(r)}{\lambda_j(r) r^2} dr + D_j, \quad (6)$$

$$T_j(r) = C_j \lambda_j(r_j) r_j^2 \int_r^{r_j} \frac{dr}{\lambda_j(r) r^2} + D_j \quad (7)$$

здесь $C_j = \frac{dT_j(r)}{dr} \Big|_{r=r_j}$, $\Phi_j(r) = \int_r^{r_j} Q_j(r) r^2 dr$, $D_j = T_j(r_j)$.

Связь между постоянными C_j , C_{j-1} , D_j и D_{j-1} устанавливается с помощью условия сопряжения.

Рассмотрим задачу по определению температурного поля в многослойной сфере с внутренним источником тепла в первом слое (рис. 1).

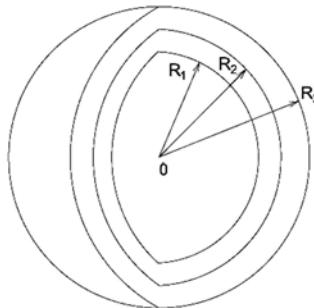


Рис. 1. Многослойная сфера

В данной сфере выделим следующие подобласти:

$R_0 \leq r \leq R_1$ первый слой – область сплошной сферы с внутренним источником тепла, которая заполнена жидкостью;

$R_1 \leq r \leq R_2$ второй слой – стенка полой сферы;

$R_2 \leq r \leq R_3$ третий слой – в зависимости от конструкции сферы, может быть укрепляющий или теплоизоляционный слой полой сферы.

Исходя из уравнений (4) и (5) получим температуры для каждого слоя.

Температура в первом слое сферы, $R_0 \leq r \leq R_1$:

$$T_1(r) = C_0 \lambda_1(R_0) R_0^2 \int_{R_0}^r \frac{dr}{\lambda_1(r) r^2} - \int_{R_0}^r \frac{\Phi_0(r)}{\lambda_1(r) r^2} dr + D_0 \quad (8)$$

$$\text{здесь } C_0 = \left. \frac{dT_1}{dr} \right|_{r=R_0}, \quad \Phi_0(r) = \int_{R_0}^r Q_1(r) r^2 dr, \quad D_0 = T_1(R_0).$$

Температура во втором слое сферы, $R_1 \leq r \leq R_2$:

$$T_2(r) = C_1 \lambda_2(R_1) R_1^2 \int_{R_1}^r \frac{dr}{\lambda_2(r) r^2} + D_1 \quad (9)$$

$$\text{здесь } C_1 = \left. \frac{dT_2}{dr} \right|_{r=R_1}, \quad D_1 = T_2(R_1).$$

Температура в третьем слое сферы, $R_2 \leq r \leq R_3$:

$$T_3(r) = C_2 \lambda_3(R_2) R_2^2 \int_{R_2}^r \frac{dr}{\lambda_3(r) r^2} + D_2 \quad (10)$$

здесь $C_2 = \frac{dT_3}{dr} \Big|_{r=R_2}$, $D_2 = T_3(R_2)$.

Для определения постоянных C_0, C_1, C_2, D_0, D_1 и D_2 необходимо задать граничные условия.

Рассмотрим различные задачи для определения постоянных C_0, C_1, C_2, D_0, D_1 и D_2 .

В качестве примера рассмотрим трехслойный сферический резервуар. Для подогрева жидкости внутри резервуара предусмотрели источник теплоты. Для определения постоянных C_0, C_1, C_2, D_0, D_1 и D_2 зададим граничные условия: для первого (внутреннего) слоя – плотность теплового потока, в центре сферы – начальную температуру T_0 , а на границе раздела ($j-1$) и j -го слоев – условия идеального теплового контакта [9]:

$$\lambda_1(R_0) \frac{dT_1(R_0)}{dr} = q_c, \quad (11)$$

$$T_1(R_0) = T_0, \quad (12)$$

$$T_1(R_1) = T_2(R_1), \quad (13)$$

$$\lambda_1(R_1) \frac{dT_1(R_1)}{dr} = \lambda_2(R_1) \frac{dT_2(R_1)}{dr}, \quad (14)$$

$$T_2(R_2) = T_3(R_2), \quad (15)$$

$$\lambda_2(R_2) \frac{dT_2(R_2)}{dr} = \lambda_3(R_2) \frac{dT_3(R_2)}{dr}, \quad (16)$$

здесь $\lambda_1(R_0), \lambda_1(R_1), \lambda_2(R_1), \lambda_2(R_2), \lambda_3(R_2)$ – коэффициенты теплопроводности первого, второго и третьего слоев сферического резервуара; T_0 – начальная температура в первом слое сферы; q_c – тепловой поток от внутреннего источника теплоты.

Определим неизвестные постоянные для первого слоя из (11) и (12):

$$C_0 = \frac{dT_1}{dr} \Big|_{r=R_0} = \frac{q_c}{\lambda_1(R_0)}, \quad D_0 = T_1(R_0) = T_0.$$

Таким образом, из уравнения (8) получим:

$$T_1(r) = q_c R_0^2 \int_{R_0}^r \frac{dr}{\lambda_1(r) r^2} - \int_{R_0}^r \frac{\Phi_1(r)}{\lambda_1(r) r^2} dr + T_0 \quad (17).$$

Для второго слоя из условия сопряжения (13) и (14) определим постоянные $C_1 = \frac{dT_2}{dr} \Big|_{r=R_1}$ и $D_1 = T_2(R_1)$:

$$\frac{dT_2(R_1)}{dr} = \frac{\lambda_1(R_1)}{\lambda_2(R_1)} \frac{dT_1(R_1)}{dr}, \quad T_2(R_1) = T_1(R_1).$$

Из уравнения (17) найдем $\frac{dT_1(r)}{dr} \Big|_{r=R_1}$ и $T_1(R_1)$:

$$\frac{dT_1(r)}{dr} \Big|_{r=R_1} = q_c R_0^2 \frac{d}{dr} \left(\int_{R_0}^r \frac{dr}{\lambda_1(r) r^2} \right)_{r=R_1} - \frac{d}{dr} \left(\int_{R_0}^r \frac{\Phi_1(r)}{\lambda_1(r) r^2} dr \right)_{r=R_1},$$

$$\frac{dT_1(r)}{dr} \Big|_{r=R_1} = q_c R_0^2 \frac{1}{\lambda_1(R_1) R_1^2} - \frac{\Phi_1(R_1)}{\lambda_1(R_1) R_1^2},$$

$$T_1(R_1) = q_c R_0^2 \int_{R_0}^{R_1} \frac{dr}{\lambda_1(r) r^2} - \int_{R_0}^{R_1} \frac{\Phi_1(r)}{\lambda_1(r) r^2} dr + T_0.$$

Таким образом, температура во втором слое определяется уравнением:

$$T_2(r) = L \int_{R_1}^r \frac{dr}{\lambda_2(r) r^2} + H \quad (18)$$

$$\text{здесь } L = \frac{\lambda_1(R_1) \lambda_2(R_1)}{\lambda_2(R_1)} R_1^2 \left(q_c R_0^2 \frac{1}{\lambda_1(R_1) R_1^2} - \frac{\Phi_1(R_1)}{\lambda_1(R_1) R_1^2} \right) = q_c R_0^2 - \Phi_1(R_1),$$

$$H = q_c R_0^2 \int_{R_0}^{R_1} \frac{dr}{\lambda_1(r) r^2} - \int_{R_0}^{R_1} \frac{\Phi_1(r)}{\lambda_1(r) r^2} dr + T_0.$$

Для третьего слоя определим постоянные $C_2 = \frac{dT_3}{dr} \Big|_{r=R_2}$ и

$D_2 = T_3(R_2)$, также используя условия сопряжения (15) и (16):

$$\frac{dT_3(R_2)}{dr} = \frac{\lambda_2(R_2)}{\lambda_3(R_2)} \frac{dT_2(R_2)}{dr}, \quad T_3(R_2) = T_2(R_2).$$

Из уравнения (18) определим $\frac{dT_2}{dr} \Big|_{r=R_2}$ и $T_2(R_2)$:

$$\frac{dT_2}{dr} \Big|_{r=R_2} = L \frac{1}{\lambda_2(R_2) R_2^2}$$

$$T_2(R_2) = L \int_{R_1}^{R_2} \frac{dr}{\lambda_2(r)r^2} + H$$

Тогда температура в третьем слое определяется уравнением:

$$\begin{aligned} T_3(r) &= \frac{\lambda_2(R_2)\lambda_3(R_2)}{\lambda_3(R_2)} L \frac{1}{\lambda_2(R_2)R_2^2} R_2^2 \int_{R_2}^r \frac{dr}{\lambda_3(r)r^2} + L \int_{R_1}^{R_2} \frac{dr}{\lambda_2(r)r^2} + H = \\ &= L \int_{R_2}^r \frac{dr}{\lambda_3(r)r^2} + L \int_{R_1}^{R_2} \frac{dr}{\lambda_2(r)r^2} + H. \end{aligned} \quad (19)$$

Если по условиям эксплуатации сферический резервуар состоит не из трёх слоев, а, к примеру, из четырех, то к выше приведенному решению добавляется уравнение:

$$T_4(r) = C_3 \lambda_4(R_3) R_3^2 \int_{R_3}^r \frac{dr}{\lambda_4(r)r^2} + D_3$$

здесь $C_3 = \frac{dT_4}{dr} \Big|_{r=R_3}$, $D_3 = T_4(R_3)$.

Определение теплового потока и температуры осуществляется аналогично, как и для предыдущих слоев.

Таким образом, задав температуру и плотность теплового потока в центре резервуара, мы можем определить распределение температуры во всех последующих слоях сферического резервуара, причем увеличение количества слоев не вызывают сложности в решении задачи.

Получено решение стационарной задачи для сферического и цилиндрического многослойного резервуара с любым количеством слоев и произвольной неоднородностью теплофизических свойств. С помощью простых преобразований можно получить решения для различных граничных условий, не составляя систему уравнений для нахождения неизвестных коэффициентов. Плюсом предложенного решения задачи является то, что можно получить набор решений для любого типа материала, задав функцию коэффициента теплопроводности, что важно для неоднородных материалов.

Исследование выполнено при финансовой поддержке РФФИ в рамках научного проекта №19-01-00038.

Список литературы

1. Мартыненко Г.Н. Температурный режим хранения нефтепродуктов в резервуарах: учеб. пособ. / Г.Н. Мартыненко, С.Г. Тульская; Воронежский ГАСУ. – Воронеж, 2015. – 54 с.
2. Хранение нефти и нефтепродуктов: учебное пособие / под общ. ред. Ю.Д. Земенкова. – Тюмень: ТюмГНГУ, 2001. – 550 с.

3. Бунчук В.А. Транспорт и хранение нефти, нефтепродуктов и газа. – М.: Недра, 1977. – 366 с.
4. Чуракаев А, М. Газоперерабатывающие заводы. Технологические процессы и установки. – М.: Химия, 1971. – 236 с.
5. Лыков А.В. Теория теплопроводности. – М.: Высшая школа, 1967. – 600 с.
6. Карслу Г. Теплопроводность твердых тел / Г. Карслу, Д. Егер. – М.: Наука, 1964.
7. Туголуков Е.Н. Решение задач теплопроводности методом конечных интегральных преобразований: учебное пособие. – Тамбов: Изд-во Тамб. гос. техн. ун-та, 2006. – 116 с.
8. Карташов Э.М. Аналитические методы в теории теплопроводности твердых тел. – М: Высш. шк., 2001. – 550 с.
9. Мельников В.В. Температурное поле трехслойной сферы // Прикладная механика и техническая физика. – 2009. – Т. 50. №1. – С. 78–84.
10. Гоник Е.Г. Экспериментальное исследование потери устойчивости подъемной цистерны для перевозки сыпучих материалов при аварийном падении / Е.Г. Гоник, А.И. Кибец, В.А. Иванов [и др.] // Материалы VIII Всероссийской конференции по механике деформируемого твердого тела. В 2 ч. Научный совет РАН по механике деформируемого твердого тела; Институт проблем механики им. А.Ю. Ишлинского РАН; Институт проблем машиноведения РАН; Чувашский государственный педагогический университет им. И.Я. Яковлева. – 2014. – С. 129–132.
11. Nemirovsky Y.V., Mozgova A.S. Problems of thermal conductivity for storage tanks of liquefied gases and oil products IOP Conf. Series: Journal of Physics: Conf. Series 1128 (2018) 012131.
12. Немировский Ю.В. Теплопроводность однородных и композитных тонкостенных конструкций / Ю.В. Немировский, А.П. Янковский. – Новосибирск: Арт-Авеню, 2008 – 512 с.

Юрий Владимирович Немировский – д-р физ.-мат. наук, профессор, Институт теоретической и прикладной механики им. С.А. Христиановича СО РАН, г. Новосибирск.

Анна Станиславовна Мозгова – канд. экон. наук, доцент, Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова, г. Чебоксары, e-mail: mozgova-energo@yandex.ru

Yuri Vladimirovich Nemirovsky, Professor, PhD, S.A. Khristianovich Institute of Theoretical and Applied Mechanics SB RAS, Novosibirsk

Anna Stanislavovna Mozgova, Associate Professor, Candidate of Economics, I.N. Ulyanov Chuvash State University, Cheboksary, e-mail: mozgova-energo@yandex.ru

УДК 551.4.042

**ИНЖЕНЕРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЛЯ ЦЕЛЕЙ
КАПИТАЛЬНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА
НА ОПОЛЗНЕВЫХ СКЛОНАХ В Г. ЧЕБОКСАРЫ**

И.В. Никонорова

Н.Ф. Петров

В.Н. Ильин

А.А. Ильина

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

Аннотация: бесконтрольное освоение оползневых склонов с недостаточным учетом инженерно-геологических и гидрогеологических условий территории, усилившееся техногенное воздействие на склоновые поверхности могут привести к серьезным проблемам. В работе представлено описание опасных с точки зрения строительства склонов города Чебоксары. Выделены основные типы оползней и изучены факторы их формирования. Выявлены закономерности в развитии склоновых процессов города Чебоксары.

Ключевые слова: оползневые системы, их компоненты и элементы, структурно-кинематические расчетные модели, устойчивость оползней, склонов и откосов, типологическое районирование по условиям устойчивости и застройки.

**ENGINEERING RESEARCHES FOR CONSTRUCTION
OF CAPITAL BUILDINGS ON LANDSLIDING SLOPES
IN CITY OF CHEBOKSARY**

Abstract: uncontrolled development of landslide slopes with insufficient consideration of engineering-geological and hydrogeological conditions of the territory, increased anthropogenic impact on the slope surfaces can lead to serious problems. The paper presents a description of the slopes of Cheboksary that are dangerous from the point of view of construction. The main types of landslides are identified and the factors of their formation are studied. The regularities in the development of the slope processes of Cheboksary are revealed.

Keywords: *landslide systems, their components and elements, structural and kinematic calculation models, stability of landslides, slopes and slopes, typological zoning according to the conditions of stability and development.*

Введение

Доминирующие в строительном секторе России экономические заказы породили массовую тенденцию к снижению стоимости инженерных изысканий в ущерб качеству строительства. Аналогичная ситуация сложилась и в Чувашии, и негативные последствия ярко проявляются при строительном освоении сложных в инженерно-геологическом отношении территорий, нуждающихся не только в изучении грунтовых условий под проектируемым зданием, но и в решении общих проблем функционирования всего микрорайона как новой природно-технической системы, прогнозирования активизации старых и новых геологических опасностей [1–6]. К подобным объектам относятся, например, оползневые склоны левого берега реки Чебоксарка в пределах микрорайона VI «Центр», «Грязевская стрелка» и другие активно застраиваемые микрорайоны города Чебоксары.

Материал и методы исследований

Объект Микрорайон VI «Центр» расположен на левом берегу Чебоксарского залива, в привлекательном для инвестиций месте (в устье реки Чебоксарки, южнее Театра оперы и балета на территории, сложенной карбонатно-терригенными толщами верхнепермского возраста. Это способствует развитию оползневых деформаций [7; 8]. Действительно, как свидетельствуют материалы исследований, склон представлен двумя давними оползневыми системами (ОС), разделенными расположеннымми между ними гребнями. Оползневые системы представлены оползневыми ярусами (ОЯ) 1-го порядка. Они в основном древние и старые, стабилизировались или прекратили движение. Языки нижних ярусов оползней 1-го порядка в голоцене надвигались на пойму с отметкой 65 м. Оползневые системы поражены четырьмя оврагами с юга глубиной более 10 м, а по бортам оврагов – локальными оползнями разного возраста второго и третьего порядков. Ряд небольших современных оползней зафиксирован в пределах стен срываов и фронтальной части оползня 1-го порядка.

Результаты и проблематика

В описанных выше условиях любому строительству должны были предшествовать специальные изыскания для решения общих проблем участка, и в нашем случае следовало произвести оценку общей и местной устойчивости склонов, уделяя особое внимание учету воздействия проектируемых объектов – веса зданий, подрезок и пригрузок, прогнозных изменений уровня грунтовых вод (УПВ) и т. д. [1–7, 9–11]. Без учета типологического зонирования участка по данным изысканий, по условиям застройки и других вышеперечисленных задач на ровном, устойчивом массиве, началась разработка генерального плана и подготовка территории к массовому строительству жилого микрорайона с многоэтажными зданиями (около 14 домов, этажность которых составляет 15–18 этажей).

В результате бессистемной засыпки оврагов, устройства глубоких котлованов под здания (рис. 1) особенно в пределах стенок срывов и в деформированных оползнями грунтах, высоких грунтовых насыпей на пересечениях с оврагами дорог и водонесущих коммуникаций (коллекторов и глубоких смотровых колодцев в рыхлых техногенных грунтах) вскоре проявились и признаки серьезных опасностей в виде оползней скольжения на бортах котлованов, разрывных трещин закола на краю плато вблизи жилого 8-ми этажного дома и капитальных гаражей, локальных оползней сброса и течения на бортах и в насыпных грунтах оврагов. В соответствии с экспертным заключением, строительство было приостановлено и появился заказ на производство специализированных изысканий по уточнению общей и локальной устойчивости склонов, как в естественных условиях, так и с учетом влияния проектных решений и рекомендуемых мероприятий по рациональной застройке массива [8].

Наиболее надежным методом решения поставленных, геотехнических в сущности, задач является метод специализированной инженерно-геологической съемки необходимого масштаба (в данном случае 1 : 2000 на качественной топооснове 1 : 1000) и составление комплекса необходимых карт, а именно карты фактического материала и проектируемых объектов, геолого-геоморфологическая карта, гидрогеологическая и опасных геологических процессов, карта типологического районирования массива по устойчивости и условиям строительства (рис. 2). Неотъемлемой частью таких карт являются девять инженерно-геологических разрезов, совмещен-

ных с кинематическими расчетными моделями. Последние составлялись с учетом глубины фактических и прогнозных оползневых деформаций (15–20 м) на склонах, конструкций свайных фундаментов под зданиями, других параметров природно-технической системы (ПТС).

Согласно картам изученности, на рассматриваемых участках III категории сложности площадью 0,20 км² насчитывалось более 160 скважин, что с формальных позиций достаточно для изготовления сертифицированных карт не только в масштабе 1 : 2000 (для этого хватило бы 90 точек наблюдения с 45–50 скважинами), но и в масштабе 1 : 1000. Однако скважины были неравномерно распределены по площади: они не соответствуют требованиям к допустимым расстояниям между ними, поэтому получить по ним корректные расчетные модели устойчивости было невозможно. По этой причине потребовалось бурение девяти дополнительных скважин объемом 143 метра.



Рис. 1. Активный оползень на склоне котлована
и разрывная трещина возле жилого дома

Инженерно-геологическое типологическое районирование массива с выделением таксонов 3-х уровней, включающих район, подрайон, участок, было проведено с учетом признаков геологической среды (рис. 2). Так район А (верхний ярус рельефа) включает плато и межоползневой мыс и представлен одним, денудационным подрайоном с тремя участками, различающимися литолого-стратиграфическими типами пород активной зоны верхнепермского,

Раздел 1. Механика деформируемого твердого тела

плиоценового и неоплейстоценового возрастов. Склоны образуют район Б (средний ярус рельефа) с пятью подрайонами и с 3–5 участками в последних. Здесь подрайоны – генетические типы склонов и оползневые ярусы различных порядков, а участки – подтипы склонов с учетом их прошлого состояния и части оползневых систем (блоки) с присущими им функциональными особенностями в соответствии с разработками авторов [8].

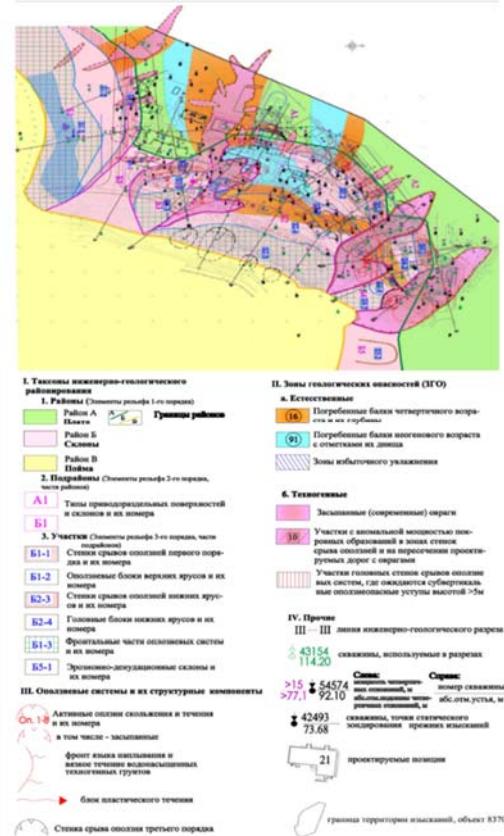


Рис. 2. Карта типологического инженерно-геологического районирования

Пойменные аккумулятивные террасы р. Чебоксарки выделены в район В без деления на более дробные таксоны. Они заняты Заливом и благоустроенной набережной с отметкой 74 м. Пойменные и

техногенные образования мощностью до 15 м (цоколь на отметке 58–60 м) подпирают древние оползни и склон в целом.

Накопленный и обработанный в виде комплекта инженерно-геологических карт и разрезов материал позволил сформулировать следующие результаты.

Коренная основа левобережья р. Чебоксарки в интервале отметок 65–120 м представлена субгоризонтально залегающими терригенными породами верхней перми: 1) глины красные, бордовые трещиноватые аргиллитизированные с прослойями мергелей и полимиктовых песков. Мощность видимая более 13 м, отметка кровли 78–80 м (нижняя толща); 2) пески и алевриты слабо сцементированные, переслаивающиеся с глинами трещиноватыми с зеркалами скольжения. Мощность 17 м, отметка кровли 95 м (средняя толща); 3) глины, пески, мергели, алевриты, переслаивающиеся между собой, и прослои известняков. Мощность более 25 м (верхняя толща).

В пределах склона и на плато получили развитие разновозрастные овражно-балочные системы глубиной до 15–20 м, сыгравшие и играющие в настоящее время только им присущие роли в развитии опасных геологических процессов (ОГП) и определении строительных условий массива. Заполненные породами различного состава (плиоценовые – темно-серыми до черных водоупорными глинами; среднеплейстоценовые – деляпцием и покровными суглинками; позднеплейстоценовые – лессовыми породами), они являются маркирующими при расшифровке относительного возраста и последовательности развития экзогенных геологических процессов. В то же время они свидетельствуют о древнем, плиоцен-плейстоценовом возрасте долины Чебоксарки. Геоморфологической границей между разновозрастными частями долины может служить отметка подошвы плиоценовых балок – 95–97 м. Выше этой отметки долина плиоценовая, а ниже – плейстоценовая.

Оползни 1-го порядка древние, т. е. возникли при ином, более низком базисе эрозии, и представлены многоблочными ярусами. Древний возраст головных блоков подтверждается наличием в их пределах погребенного оврага с деляпцием из плиоценовых пород в днище (на отметках около 70,0 м), перекрытых покровными суглинками. Длина нижнего оползневого яруса достигает 150 м, верхнего – до 100 м при глубине захвата оползнем до 20 м.

Возможность образования подобных оползней в современных условиях трудно представить. Скорее всего, они возникли в период смены перигляциального сурового климата одного из оледенений неоплайстоцена с очередным теплым, плювиальным. Эти оползневые тела теперь находятся в устойчивом состоянии. Однако под ними имеются «подготовленные поверхности» смещения с почти нулевым жестким сцеплением, что учитывалось при расчетах устойчивости с учетом веса проектируемых зданий и других инженерных решений.

Оползни 2-го порядка давние, приостановившиеся, приурочены к бортам голоценовых оврагов. Когда-то они спустились к днищам оврагов, заполния их. Но позднее языки оползней были размыты, сохранились лишь их фрагменты на противоположных бортах оврагов. Эти оползневые тела снизу так же ограничены «подготовленными поверхностями».

Оползни 3-го порядка современные, наиболее молодые, локальные, приурочены к элементам оползней 1-го и 2-го порядков и к бортам современных оврагов. Их можно считать приостановившимися оползнями течения – оплывинами, спlyвами. Небольшие по объемам масс и энергии они меньше влияют на условия строительства, но должны учитываться при проектировании различных коммуникаций.

К серьезным источникам опасностей относятся разновозрастные овраги и заполнившие их специфические породы. Так, плиоценовые балки с тугопластичными водоупорными глинами контролируют площади распространения верховодки и процессов заболачивания, а на склоне – развитие оползней течения и ряд этапов унаследованного оврагообразования в четвертичном периоде, среднеплейстоценовые балки с покровными суглинками различных консистенций и с оползневыми накоплениями – это места концентрации сложных грунтовых условий для выбора рациональных типов фундаментов, позднеплейстоценовые балки с толщами лесовых пород – места распространения просадочных грунтов. Кстати, предположительно среднеплейстоценовая балка приурочена к стенке срыва нижнего яруса 1-го порядка и ориентирована по профилю склона. По многим признакам, данный овраг стал причиной образования верхнего яруса и, следовательно, последний может нанести вред.

В пределах массива в процессе строительства появились дополнительные источники серьезных опасностей в виде техногенных оползней на бортах глубоких котлованов с угрозой разрушения существующих зданий, в засыпанных без дренажей оврагах (мощность насыпных грунтов 10 м и более), на откосах высоких насыпей и др. обнаружено в черте запроектированных домов пять очагов оползнеобразования.

Еще одним интересным объектом инженерно-геологических изысканий в Чебоксарах стала территория микрорайона (МКР) «Грязевская стрелка». Геоморфологически территория, на которой активно застраивается жилой комплекс (ЖК) «Серебряные ключи», является частью северной оконечности Приволжской возвышенности (геоморфологическая структура большого порядка). Исследуемый район расположен в пределах главного рукава Сурского-Ветлужского прогиба. Абсолютные отметки на территории микрорайона колеблются от 70 до 163 м. Отличительной особенностью этой территории до ее планировки являлась сильная расчлененность (вертикальная и горизонтальная) рельефа речной сетью, оврагами, балками. В рельефе выделялись следующие морфологические элементы (мезоструктуры): плато, денудационные склоны реки Кайбулки и ее притоков, осложненные оврагами, а также фрагменты поймы реки Кайбулки с абсолютными отметками (абс. отм.) 65–70 м.

Водораздельное плато, как наиболее возвышенный элемент рельефа, имеет высоту 40–100 м над Волгой (абс. отм. от 100 до 190 м). Уклоны поверхности в основном составляют 3–5%. Поверхность плато имеет общий пологий уклон к Волге на север (5–7°). Абсолютные отметки земной поверхности уменьшаются в этом направлении с 145–150 м до 70 м. Овраги, образующие расчлененный рельеф разного возраста, II и III порядка, если принять долину реки Кайбулка за I порядок. В низовьях реки Кайбулка прослеживаются первая и вторая надпойменные террасы долины реки Волги. Их контуры четко не очерчены. Слоны оврагов в некоторых районах осложнены активными геологическими процессами, такими как плоскостная эрозия, линейная эрозия, оползневые явления. На территории наблюдались три больших оврага со

множеством отвершков вдоль улицы Энгельса, вдоль улицы Чапаева, вдоль 2-й Пионерской улицы, вершиной выходя к улице Гагарина. Все они являлись частью системы долины реки Кайбулка. Для застройки микрорайона «Грязевская стрелка» часть их пришлось заполнить техногенным грунтом и выровнять. До заполнения отвершки имели V-образную форму, с крутыми склонами (до 30°), глубиной 10–15 м. Склоны были покрыты кустарниковой и древесной растительностью, с осыпающимися и оползающими склонами. Местами на момент начала застройки сохранились частные дома («засыпушки»). У подножия склонов имелись выходы грунтовых вод в виде родников, используемых населением для водоснабжения. По тальвегу оврагов прослеживались ручьи со скоростью потока от 0,015 до 0,026 л/с. В момент застройки некоторые источники были отремонтированы и сейчас используются населением для водоснабжения.

Сложный рельеф МКР «Грязевская стрелка» потребовал комплекса противооползневых мероприятий. Здесь, как и на предыдущем объекте к серьезным источникам опасностей относились разновозрастные овраги и заполнившие их специфические породы, следовало также избежать дополнительных источников опасностей в виде техногенных оползней на бортах котлованов.

Заключение

Выявленные в ходе инженерно-геологических изысканий закономерности в развитии долинных комплексов рр. Чебоксарки, Кайбулки, их склонов на территории г. Чебоксары стали крайне необходимыми при застройке микрорайонов VI «Центр» и «Грязевская стрелка». Познание механизма оползневых процессов в сложных грунтах, в строении и функционировании овражных и оползневых систем различного возраста и состояния позволили составить сравнительно корректные расчетные модели, вычислить оползневые давления и сформулировать рекомендации по выбору типов фундаментов и рациональной застройке оползневых склонов селитебных районов, что в условиях крайней нехватки ровных водораздельных пространств стало актуальнейшей задачей. Приуроченность проектируемых объектов к тем или иным таксонам инженерно-геологического типологического районирования и к элементам оползневых

систем с различной чувствительностью к антропогенным нагрузкам позволили спрогнозировать характер влияния данных объектов на общую и локальную устойчивость склонов.

Список литературы

1. Małgorzata Wistubaa, Elżbieta Gorczycab, Ireneusz Malik (2021) Inferring precipitation thresholds of landslide activity from long-term dendrochronological and precipitation data: Case study on the unstable slope at Karpenciny, Poland. *Engineering Geology*, 294, 106398.
2. Harp E.L., Keefer D.K., Sato H.P. & Yagi H. (2011) Landslide inventories: the essential part of seismic landslide hazard analyses. *Engineering Geology*, 122, 9-21.
3. Jackson L.E. Jr., Bobrowsky P.T. & Bichler A. (2012) Landslide. Identification, Maps and Mapping – Canadian Technical Guidelines and Best Practices related to Landslides: a national initiative for loss reduction. *Geological Survey of Canada*, 7059.
4. Komac M.A (2006) Landslide susceptibility model using the Analytical Hierarchy Process method and multivariate statistics in peri-alpine Slovenia. *Geomorphology*, 1, 17–28.
5. Le K.H. (2015) Research, assessment, zoning and forecast of landslide danger in the mountains of Vietnam. Hanoj, Vietnam: Public Project.
6. Маций С.И. Управление оползневым риском / С.И. Маций, Е.В. Безуглова. – Краснодар: АлВи-дизайн, 2010. – 240 с.
7. Маслов Н.Н. Механизация грунтов в практике строительства: Оползни и борьба с ними. – М.: Стройиздат, 1977. – 320 с.
8. Nikonorova I.V., Petrov N.F., Gumennyuk A.E., Ilyin V.N., Vishnevskaya M.P. General and regional landslide study: Problems and tasks // IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. 2021, 808(1), 012063.
9. Пендин В.В. Методология оценки и прогноза оползневой опасности / В.В. Пендин, И.К. Фоменко. – М.: URSS, 2014. – 294 с.
10. Porter M., & Morgenstern N. (2013) Landslide Risk Evaluation – Canadian Technical Guidelines and Best Practices related to Landslides: a national initiative for loss reduction. *Geological Survey of Canada*, 7312.
11. Van Den Eeckhaut M., Poesen J., Govers G., Verstraeten G. & Demoulin A. (2007) Characteristics of the size distribution of recent and historical landslides in a populated hilly region. *Earth and Planetary Science Letters*, 256, 588-603.

Никонорова Инна Витальевна – заведующая кафедрой «Физической географии и геоморфологии» ФГБОУ ВО «ЧГУ им. И.Н. Ульянова», директор ООО НПФ «ФОРСТ», канд. геогр. наук, доцент, руководитель Чувашского республиканского отделения РГО, г. Чебоксары, e-mail: niko-inna@yandex.ru

Петров Николай Федорович – профессор кафедры «Физической географии и геоморфологии» ФГБОУ ВО «ЧГУ им. И.Н. Ульянова», канд. г.-м. наук, доцент, г. Чебоксары, e-mail: petrovnf@gmail.com

Ильин Владимир Николаевич – доцент кафедры «Физической географии и геоморфологии» ФГБОУ ВО «ЧГУ им. И.Н. Ульянова», канд. геогр. наук, г. Чебоксары, e-mail: suvar2009@yandex.ru

Ильина Анастасия Андреевна – аспирант кафедры «Физической географии и геоморфологии» ФГБОУ ВО «ЧГУ им. И.Н. Ульянова», канд. геогр. наук, г. Чебоксары, e-mail: nastyaa67.q@mail.ru

I.V. Nikonorova, Head of the Department of «Physical geography and geomorphology» in Federal State-Funded Educational Institution of Higher Education «I.N. Ulianov Chuvash State University», Head of the Chuvash Republican Branch of the Russian Geographical Society, Candidate of Geographical Sciences, Docent, Cheboksary, e-mail: nikoinna@yandex.ru

N.F. Petrov, Professor of the Department of «Physical geography and geomorphology» in Federal State-Funded Educational Institution of Higher Education «I.N. Ulianov Chuvash State University», Candidate of Geological and Mineralogical Sciences, Docent, Cheboksary, e-mail: petrovnf@gmail.com

V.N. Ilyin, Docent of the Department of «Physical geography and geomorphology» in Federal State-Funded Educational Institution of Higher Education «I.N. Ulianov Chuvash State University», Candidate of Geographical Sciences, Cheboksary, e-mail: suvar2009@yandex.ru

A.A. Ilyina, Graduate student of the Department of «Physical geography and geomorphology» in Federal State-Funded Educational Institution of Higher Education «I.N. Ulianov Chuvash State University», Cheboksary, e-mail: nastyaa67.q@mail.ru

АНАЛИЗ ВОЗДЕЙСТВИЯ СЛЕДЯЩЕЙ НАГРУЗКИ СРЕДСТВАМИ МЕТОДА ГРАНИЧНЫХ СОСТОЯНИЙ С ВОЗМУЩЕНИЯМИ

В.Б. Пеньков

Л.В. Левина

Е.А. Новиков

Липецкий государственный
технический университет
Липецк, Россия

Аннотация. Метод граничных состояний (МГС) применен для решения геометрически нелинейных задач эластостатики тела, подверженного следящей нагрузке. Кратко описан алгоритм МГС. Выработаны положения и сформированы гипотезы, позволяющие на каждом шаге итерационного процесса в оценке напряженно-деформированного состояния (НДС) консольно-закрепленного тела формировать граничные условия (ГУ) корректного вида. Проведен анализ состояния упругого стержня при начальном шаге нагружения.

Ключевые слова: метод граничных состояний, МГС, МГСВ, следящая нагрузка, координаты Лагранжа, координаты Эйлера.

ANALYSIS OF THE IMPACT OF THE FOLLOWING LOAD BY THE BOUNDARY STATES METHOD WITH PERTURBATIONS

Abstract: The method of boundary states (MBS) is used to solve geometrically nonlinear problems of elastostatics of a body subjected to a tracking load. The MBS algorithm is briefly described. Provisions have been developed and hypotheses have been formed that allow at each step of the iterative process in assessing the stress-strain state (SSS) of a cantilever-fixed body to form boundary conditions of the correct form. The analysis of the elastic rod state at the initial loading step is carried out.

Keywords: the method of boundary states, MBS, MBSP, tracking load, Lagrange coordinates, Euler coordinates.

Введение

Целью работы является исследование эффективности применения МГС для оценки НДС геометрически нелинейного протяженного изотропного эластостатического тела при элементарном воздействии следящей нагрузки.

Материал и методы исследований. Объектом исследования является протяженное геометрически-нелинейное эластостатическое тело. Для исследования используются основные положения механики сплошной среды (координаты Лагранжа и Эйлера), функционального анализа (гильбертовы пространства, ортогонализация), линейной алгебры (решение систем линейных уравнений), метода возмущений. Вычисления проводились в поддерживающей компьютерную алгебру системе Mathematica.

1. Положения метода граничных состояний.

МГС является сравнительно новым средством решения линейных задач математической физики, ориентированным на компьютерные алгебры [1]. Определяющие соотношения линейной теории упругости [2] содержат уравнения Коши, выражающие тензор деформации $\hat{\epsilon}$ через вектор перемещения \mathbf{u} , обобщенный закон Гука (в форме Ламе), определяющий тензор напряжений $\hat{\sigma}$ через перемещения, уравнения равновесия. Совокупность согласованных характеристик $\xi = \{\mathbf{u}, \hat{\epsilon}, \hat{\sigma}\}$ среды в области V есть внутреннее состояние, – элемент гильбертова пространства Ξ внутренних состояний. Ее след на границе ∂V тела определяет граничное состояние $\gamma = \{\mathbf{u}, \mathbf{p}\}$, $\mathbf{p} = \hat{\sigma} \cdot \mathbf{n}$. Здесь \mathbf{n} – единичный вектор внешней нормали к ∂V . Совокупность всех возможных граничных состояний образует гильбертово пространство Γ граничных состояний, изоморфное Ξ : $\Xi \leftrightarrow \Gamma$. Скалярные произведения в этих пространствах равны между собой в силу принципа возможных перемещений:

$$\left(\xi^{(1)}, \xi^{(2)} \right)_{\Xi} \equiv \int_V \hat{\sigma}^{(1)} \cdot \hat{\epsilon}^{(2)} dV = \int_{\partial V} \mathbf{p}^{(1)} \cdot \mathbf{u}^{(2)} ds \equiv \left(\gamma^{(1)}, \gamma^{(2)} \right)_{\Gamma}$$

В общем случае линейная система соотношений является неоднородной из-за наличия объемных сил. Традиционное разбиение решения на суперпозицию какого-нибудь частного решения, отвечающего объемным силам, и решения однородной системы для корректно поставленной задачи со скорректированными ГУ за счет вносимой объемными силами поправки получило в последнее

время существенное развитие: разработан строгий метод выписывания граничного состояния для объемных сил полиномиального вида [3].

МГС изначально предназначался именно для построения решения $\xi \leftrightarrow \gamma$ однородных задач. Любое внутреннее и ему соответствующее граничное состояние разыскиваются в виде рядов Фурье по элементам ортонормированного базиса сепарабельного гильбертова пространства:

$$\xi = \sum_k c_k \xi^{(k)}, \quad \gamma = \sum_k c_k \gamma^{(k)}, \quad c_k = (\gamma, \gamma^{(k)})_{\Gamma}$$

Корректной краевой задаче отвечает бесконечная система линейных алгебраических уравнений (БСУ)

$$A\mathbf{c} = \mathbf{b}, \quad A = \left[a_{i,j} \right]_{n \times n}, \quad \mathbf{c} = \left\{ c_j \right\}_n, \quad \mathbf{b} = \left\{ b_i \right\}_n,$$

где n – порядок усеченной БСУ; коэффициенты $a_{i,j}$ определяются лишь типом ГУ и содержимым усеченного отрезка базиса $\left\{ \gamma^{(k)} \right\}_n$, а свободные члены b_i еще несут информацию о ГУ [1]. В случае основных задач теории упругости матрица коэффициентов – единичная.

Точность решения определяется порядком n . О сходимости можно судить по неравенство Бесселя: $\sum_k c_k^2 \leq (\gamma, \gamma)$. За правой частью скрыт энергетический смысл, поэтому с ростом n должно наблюдаться насыщение левой части неравенства Бесселя. Кроме того, количественное отклонение построенного граничного состояния от заданного в ГУ оценивается интегральной невязкой.

Счетный базис пространства Ξ можно строить эффективно, используя общее решение для среды. Для гармонических сред известны эффективные алгоритмы наполнения базисов гармоническими полиномами [1]. Именно они позволяют эффективно формировать базис пространства внутренних состояний через решения Аржаных–Слободянского [4].

Ресурсозатратность МГС существенно зависит от ортогонализации базисов пространств Ξ, Γ . Ее можно проводить для любого из этих пространств. Базис другого определяется изоморфизмом. Опыт вычислений показал, что в случае многосвязных областей рационально работать в пространстве Γ : его регулярный базис не

содержит особенностей на ∂V . Ортогонализация, основанная на теореме Грама–Шмидта, ресурсозатратна и с ростом размерности n базиса быстро накапливает вычислительную погрешность. Эффективным средством ортогонализации зарекомендовал себя метод Холецкого [5].

Использование метода возмущений (МГСВ, [6]), «обвязывающего» МГС, декомпозирует постановки нелинейных задач на итерационную последовательность линейных неоднородных. На каждом шаге приближения искусственно возникают объемные силы именно полиномиального характера. Во всех случаях МГСВ продемонстрировал свою эффективность и, более того, позволил иногда выписывать решения, содержащие все параметры задач в явной аналитической форме [7].

2. Консольная балка под следящей нагрузкой.

Геометрическая нелинейность при деформировании сплошной среды описывается посредством добавления тензора Альманси в соотношения, выражющие тензор деформаций через перемещения точек среды. Эта нелинейная составляющая проявляется в протяженных телах, габариты которых существенно превышают попечные размеры. При изучении движения сред с конечными перемещениями и / или деформациями используют методы, позволяющие нелинейную постановку краевых задач свести к последовательности линейных. Одним из таких подходов является метод Линштедта–Пуанкаре, в котором заменой переменных добиваются записи нелинейного определяющего соотношения в форме, содержащей нелинейную составляющую как множитель при малом параметре [8]. Разложение по малому параметру дает последовательность линейных по форме задач, но с фиктивно порожденными объемными силами полиномиального вида [9].

Связем с балкой лагранжеву систему координат X_1, X_2, X_3 , имеющую в точке A свободного конца единичные векторы $\mathbf{e}_1, \mathbf{e}_2, \mathbf{e}_3$ соответствующих координатных волокон (рис. 1). Они в общем случае ортогональными не являются.

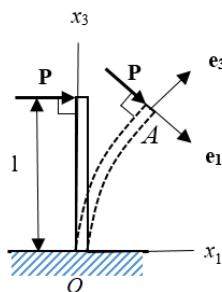


Рис. 1. Консоль под следящей нагрузкой

Движение точки A описывается перемещением \mathbf{u}_A , – решением нелинейной краевой задачи, подчиненной определяющим соотношениям (безразмерная тензорно-индексная форма)

$$2\epsilon_{ij} = u_{i,j} + u_{j,i} + u_{k,i}u_{k,j}, \quad \sigma_{ij} = \lambda\epsilon_{kk}\delta_{ij} + 2\mu\epsilon_{ij}, \quad \sigma_{i,j,j} = 0,$$

где λ, μ – параметры Ламе, δ_{ij} – символ Кронекера. ГУ определяются следящей нагрузкой и рабочими гипотезами, конкретизирующими характер защемления консоли. Использование подхода Линштедта–Пуанкаре переписывает нелинейное соотношение Коши–Альманси в форме, содержащей искусственно введенный малый параметр β [9]:

$$2\epsilon_{ij} = u_{i,j} + u_{j,i} + \beta u_{k,i}u_{k,j}$$

Пусть нагрузка представляет собой силу \mathbf{P} , приложенную в точке A нормально единичному вектору \mathbf{e}_3 (рис.1) и удовлетворяет условиям: $\mathbf{P} \cdot \mathbf{e}_3 = 0$, $\mathbf{P} \cdot (\mathbf{e}_1 \times \mathbf{e}_3) = 0$, $\mathbf{P} \cdot \mathbf{e}_1 > 0$. При формулировке ГУ используем упрощающие гипотезы:

1. Консоль ограничена в точке A сечением, нормальным вектору \mathbf{e}_3 (площадь сечения S_A также обозначена через S_A). Сила \mathbf{P} определяется касательными напряжениями, коллинеарными с \mathbf{P} : $\tau_0 = \text{const}$, $P = |\mathbf{P}| = \tau_0 S_A$. Таким образом, на границе S_A балки заданы поверхностные усилия $\mathbf{p} = \{\tau_0, 0, 0\}$.

2. Распределенная по сечению S_0 реакция складывается из двух факторов: 1) вектор $\mathbf{P}' = -\mathbf{P}$, уравновешивающий \mathbf{P} ; 2) момент \mathbf{M}_0 , компенсирующий крутящее воздействие \mathbf{P} относительно точки O :

$\mathbf{M}_0 = -\mathbf{r}_A \times \mathbf{P}$, где \mathbf{r}_A – радиус-вектор точки A . Полагаем, что вектор \mathbf{P} формируется равномерно распределенным вдоль S_0 усилием $\mathbf{p}_0 = \mathbf{P}/S_0$, а момент \mathbf{M}_0 формируется нормальными к S_0 усилиями, линейно зависящими от эйлеровых координат x_1, x_2 сечений. S_0, S_A, S_k контекстно обозначают сечения и поверхности тела и их площади. Ниже для удобства введены обозначения x, y, z вместо x_1, x_2, x_3 .

Для варианта (рис. 1) получаем соотношение $\mathbf{P} = \{\cos\alpha, 0, \sin\alpha\} \tau_0 S_A$, где α есть угол между \mathbf{e}_3 и ортом \mathbf{i}_3 эйлеровой системы координат. Полагая эйлеровы координаты $\mathbf{r}_A = \{x_A, 0, z_A\}$ точки A вычисленными, приходим к значению уравновешивающего момента: $\mathbf{M}_0 = \{-0, x_A \sin\alpha + z_A \cos\alpha, 0\} \tau_0 S_A$. Этот момент формируется задаваемым по S_0 меняющимся линейно нормальным к Ox_1x_2 поверхностным усилием

$$p_{0z} = \chi \tau_0 x, \chi = \frac{S_A}{S_0} \frac{x_A \sin\alpha + z_A \cos\alpha}{x_A^2 + z_A^2},$$

которое определяет поверхностное усилие $\mathbf{p} = \{\cos\alpha, 0, \sin\alpha + \chi x\} \tau_0$. Боковую поверхность консоли считаем свободной от нагрузки.

Для геометрически нелинейного тела сформулирована первая основная задача теории упругости (по классификации Мусхелишвили [10]). Ее решения можно проводить средствами МГСВ, раскладывая искомое состояние в асимптотический ряд $\xi = \sum_m \beta^m \xi_m$,

где β – искусственно введенный параметр на основе подхода Линштедта–Пуанкаре [8]. Способ решения подробно разобран и описан [9].

Пусть медленно меняющаяся следящая нагрузка получила приращение $P = \tau_0 S_6$ (принято $S_A = S_6$; символом S_k контекстно помечается участок границы или его площадь).

Итерационный процесс [9] средствами МГСВ решает краевую задачу. Определяется НДС, в том числе – поле перемещений \mathbf{u}_0 . Определяются форма линии X_3 лагранжевых координат в пространстве Эйлера, изменения угла положение вектора \mathbf{P}_0 . Классический подход Л. Эйлера, применяемый при численном

интегрировании дифференциальных уравнений в отношении уточнения решения, позволяет подготовить ГУ для следующих итераций: $\mathbf{P}_{k+1} = \frac{1}{2}(\mathbf{P}_0 + \mathbf{P}_k)$. Корректировка ГУ позволяет в очередной раз решить нелинейную краевую задачу. Повторно ортогонализацию базиса повторять не надо. Не требуется вычислять коэффициенты единичной матрицы в (5). Следует оценить параметр χ и вектор \mathbf{b} .

3. Задача о защемленном стержне.

В недеформированном состоянии стержень имеет форму прямоугольного параллелепипеда размерами $2h \times 2a \times l$ и нагружен в соответствии с условиями первой краевой задачи. Геометрическая начальная конфигурация тела кратко описана ниже:

$$V = \{(x, y, z) \in R^3 \mid x \in [-h, h], y \in [-a, a], z \in [0, l]\},$$

$$\partial V = S_1 \cup S_2 \cup S_3 \cup S_4 \cup S_5 \cup S_6,$$

$$S_{1,2} = \{(x, y, z) \in R^3 \mid x = \mp h, y \in [-a, a], z \in [0, l]\}, \mathbf{n}_{1,2} = \{\mp 1, 0, 0\},$$

$$S_{3,4} = \{(x, y, z) \in R^3 \mid x \in [-h, h], y = \mp a, z \in [0, l]\}, \mathbf{n}_{3,4} = \{0, \mp 1, 0\},$$

$$S_5 = \{(x, y, z) \in R^3 \mid x \in [-h, h], y \in [-a, a], z = 0\},$$

$$S_6 = \{(x, y, z) \in R^3 \mid x \in [-h, h], y \in [-a, a], z = l\}, \mathbf{n}_{5,6} = \{0, 0, \mp 1\}.$$

Рис. 2 иллюстрирует применение упрощающих гипотез о связи для описания ГУ в сечении S_5 : 1) следящая нагрузка ортогональна продольной оси X_3 лагранжевой системы координат (X_1, X_2, X_3) и направлена вдоль X_1 , совпадающей с Ox в начальной фазе нагружения; 2) в сечении S_5 связь предполагается такой, что в процессе нагружения по сечению распределена сила, встречная силе сечения S_6 , плюс линейно меняющаяся вдоль Ox_1 усилие $p_z = p_0 \frac{x}{h}$, формирующее уравновешивающий крутящий момент M_0 .

Эти гипотезы позволяют оценить усилия, распределенные по сечениям и выразить величину p_0 через τ_0 не только в начальный, но и в произвольный момент нагружения.

Формируя уравновешивающую воздействие P_x по верхней грани, положим поверхностную силу равной $p_z = p_0 x / h$.

Границные условия первой основной задачи:

$$\mathbf{p} = \begin{cases} \{\tau_0, 0, 0\}, (x, y, z) \in S_6, \\ \{-\tau_0, 0, p_0 x / h\}, (x, y, z) \in S_5, \\ \{0, 0, 0\}, (x, y, z) \in S_1 \cup S_2 \cup S_3 \cup S_4. \end{cases}$$

Здесь $\tau_0 = \text{const}$ – касательное поверхностное усилие вдоль Ox на торце S_6 ; p_0 – максимальное значение нормального к S_5 усилия p_z .

В начальном состоянии нагружение (рис. 2б) в соответствии с принятymi гипотезами есть $P_x = P_x' = 4ah\tau_0$, $M_0 = P_x \cdot l = 4ahl\tau_0$. Выражение крутящего момента через P_z на S_5 дает:

$$M_0 = 2a \int_{-h}^h P_z \cdot x dx = \frac{4}{3}ah^2 p_0. \text{ Из равновесия следует } p_0 = 3\tau_0 l/h.$$

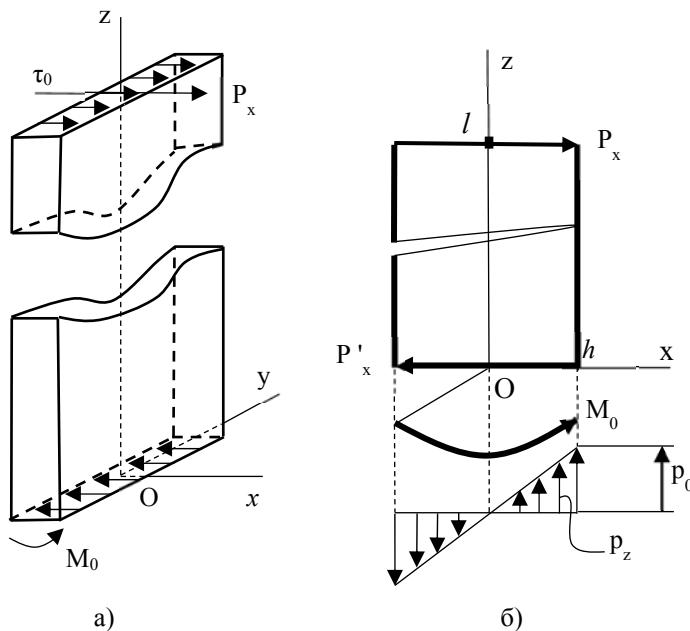


Рис. 2. Изначальное нагружение стержня: а) общий вид;
б) формирование крутящего момента

Ниже приведены результаты применения трех корректировок следящей нагрузки \mathbf{P}_3 в соответствии с (2.7). Каждое исследование

результатов выполнялось тремя итерациями метода возмущений в соответствии с [9]. В силу необозримости численно-аналитической формы поля напряжений представлены в графическом виде.

Картинны напряжений (рис. 3) приведены в сечении $y=0$. Изображены зоны, примыкающие к концам стержня $z=0$, $z=1$. Наиболее ярко возникающая антисимметрия напряжений наблюдается на рисунках, описывающих σ_{zz} . Более высокие уровни сжатия – растяжения наблюдаются при приближении к области защемления S_5 .

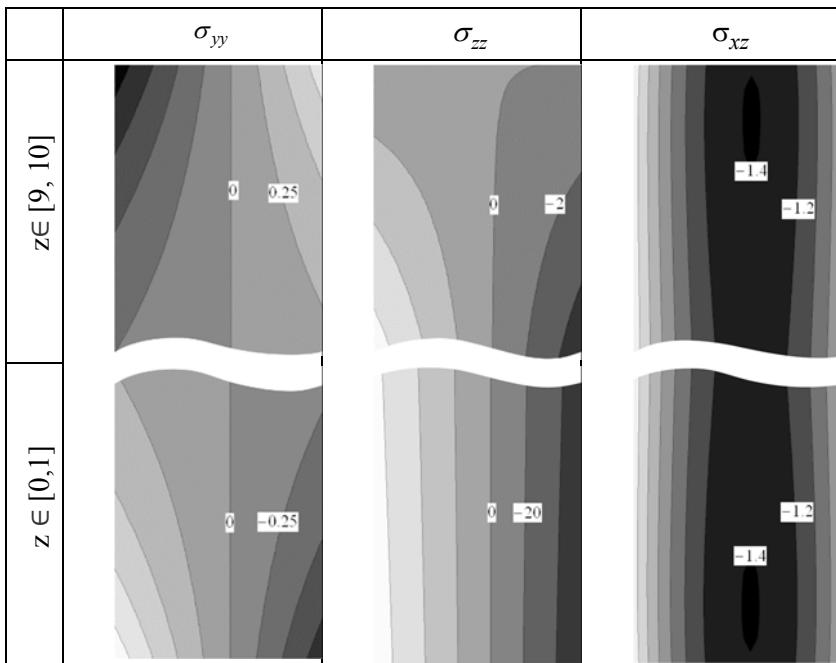


Рис. 3. Напряженное состояние консоли под следящей нагрузкой

Приближению к не защемленному концу стержня соответствует их стремление к нулю, что естественно. Искажение симметрии вызвано именно наличием следящей нагрузки. Напряжения σ_{xx} вблизи концов стержня стремятся к постоянным значениям и их изображения вблизи концов не информативно (они не приведены).

Напряжения σ_{yy} возникают за счет значения коэффициента Пуассона, положенного равным 0,25 и имеют почти антисимметричный вид (слабое искажение антисимметрии не различимо). Сдвиговые напряжения σ_{xz} , как и соответствующие им деформации, концентрируются в срединном слое (вблизи $x=0$), так и у поверхностей $x=\pm h$. Обращают на себя внимание серьезные сдвиговые эффекты у концов стержня (темные овалы вблизи сечения $x=0$).

Заключение

1. Обоснован процесс оценивания НДС консольно-закрепленной балки, находящейся под воздействием следящей нагрузки, средствами МГС с возмущениями (МГСВ) при начальном шаге возрастания следящей нагрузки.

2. Выполнены расчеты, посвященные состоянию стержня, имеющей изначально форму параллелепипеда. Результаты реализации МГС в системе Mathematica, поддерживающей компьютерную алгебру, имеют численно-аналитическую форму. В силу необозримости выражений, полученных вычислительной системой, поля напряжений представлены графически. Проведены комментарии.

Ближайшей перспективой развития подхода является применение метода продолжения по параметру для исследования воздействия возрастающей следящей нагрузки. Основная трудность будет заключена в автоматизации описания формы тела после шага нагружения и построении матрицы Грама, поскольку для криволинейной геометрической формы требуется вычислить с высокой точностью достаточно большое количество кратных интегралов.

Исследование выполнено при финансовой поддержке РФФИ и Липецкой области в рамках научного проекта №19-41-480003 «p_a».

Список литературы

1. Пеньков В.Б. Метод граничных состояний для решения задач линейной механики / В.Б. Пеньков, В.В. Пеньков // Дальневосточный математический журнал. – 2001. – Т.2. – №2. – С. 115–137.
2. Лурье А.И. Теория упругости. – М.: Наука, 1970. – 940 с.
3. Kuz'menko V.I. A method for solving problems of the isotropic elasticity theory with bulk forces in polynomial representation / V.I Kuz'menko, N.V. Kuz'menko, L.V. Levina, V.B. Pen'kov // Mechanics of Solids. – 2019. – Т. 54. №5. – С. 741–749.
4. Пеньков В.Б. Применение метода граничных состояний для анализа упругой среды с полостями и включениями / В.Б. Пеньков, Л.В. Саталкина, А.С. Шульмин // Прикладная математика и механика. – 2014. – Т. 78. Вып. 4. – С. 1–15.

5. Пеньков В.Б. Сравнительный анализ процедур ортогонализации базисов евклидовых и гильбертовых пространств / В.Б. Пеньков, Л.В. Левина // Международный журнал прикладных и фундаментальных исследований. – 2020. – №3 – С. 103–107. DOI 10.17513/mjpf.13043
6. Пеньков В.Б. Метод граничных состояний с возмущениями: неоднородные и нелинейные задачи теории упругости и термоупругости / В.Б. Пеньков, Л.В. Саталкина. – LAP LAMBERT Academic Publishing GmbH & Co., Germany, 2012. – 108 с.
7. Пеньков В.Б. Аналитическое решение задач эластостатики односвязного тела, нагруженного неконсервативными объемными силами. Теоретическое и алгоритмическое обеспечение / В.Б. Пеньков, Л.В. Левина, О.С. Новикова // Вестн. Сам. гос. техн. ун-та. Сер.: Физ.-мат. науки. – 2020. – Т. 24. №1. – С. 56–73.
8. Найфе А. Введение в методы возмущений. – М.: Мир, 1984. – 526 с.
9. Пеньков В.Б. Сочетание методов граничных состояний и Линштедта–Пуанкаре в геометрически нелинейной эластостатике / В.Б. Пеньков, Л.В. Левина, О.С. Новикова, Е.А. Новиков // Актуальные проблемы прикладной математики, информатики и механики: сборник трудов Международной научной конференции, Воронеж, 11–13 ноября 2019 г. – Воронеж: Научно-исследовательские публикации, 2020. – С. 1484–1491.
10. Мусхелишвили Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. – М.: Наука, 1966. – 707 с.

Пеньков Виктор Борисович – д-р физ.-мат. наук, профессор, профессор кафедры общей механики Липецкого государственного технического университета, e-mail: vbpenkov@mail.ru

Левина Любовь Владимировна – канд. физ.-мат. наук, доцент, доцент кафедры прикладной математики Липецкого государственного технического университета, e-mail: satalkina_lyubov@mail.ru

Новиков Евгений Александрович – аспирант кафедры общей механики Липецкого государственного технического университета, e-mail: 89513027802@mail.ru

Penkov Viktor Borisovich – Doctor of Physical and Mathematical Sciences, Professor, Professor of the Department of General Mechanics of Lipetsk State Technical University, e-mail: vbpenkov@mail.ru

Levina Lyubov Vladimirovna – Candidate of Physical and Mathematical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Applied Mathematics of Lipetsk State Technical University, e-mail: satalkina_lyubov@mail.ru

Novikov Evgeny Aleksandrovich is a post-graduate student of the Department of General Mechanics of Lipetsk State Technical University, e-mail: 89513027802@mail.ru

УДК 539.3

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ПОТЕРИ УСТОЙЧИВОСТИ ТОНКОСТЕННЫХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ОБОЛОЧЕК С СЫПУЧИМ ЗАПОЛНИТЕЛЕМ ПРИ КРУЧЕНИИ

М.В. Петров

Б.В. Михайлов

Е.Г. Гоник

В.А. Иванов

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный

университет им. И.Н. Ульянова»

г. Чебоксары, Россия

Аннотация: экспериментальные исследования выполнены с целью получения более достоверных результатов предельных усилий по сравнению с результатами компьютерных расчетов. Для исследований изготовлена специальная установка. Образцы изготавливались глубокой вытяжкой в матрице из алюминиевого сплава. Образцы одним концом жестко закреплялись к стенке установки, на другой, свободный конец прикладывался крутящий момент, который постепенно возрастал до потери устойчивости. Устойчивость образцов терялась в упругости. Построены зависимости угла поворота от крутящего момента. Заполнитель в виде железного порошка, увеличивал значение критического крутящего момента на 20–30%.

Ключевые слова. эксперимент, устойчивость, кручение, образец, установка, заполнитель, угол закручивания.

EXPERIMENTAL STUDY OF THE LOSS OF STABILITY OF THIN-WALLED CYLINDRICAL SHELLS WITH A LOOSE FILLER AT TURNING

Abstract: Experimental studies were carried out with the aim of obtaining more reliable results of limiting efforts in comparison with the results of computer calculations. A special installation was made for research. The samples were made by deep drawing in an aluminum alloy matrix. The samples were rigidly fixed to the installation wall with one end, and a torque was applied to the other, free end, which

gradually increased until stability was lost. The stability of the samples was lost in elasticity. The dependences of the angle of rotation on the torque are plotted. Iron powder filler increased the critical torque value by 20-30%.

Keywords. *experiment, stability, torsion, sample, setup, filler, twist angle.*

Введение

В конструкциях машиностроения, транспортных средств, морских кораблей, летательных аппаратов, строительства имеются элементы типа тонкостенных оболочек. Конструкции речных судов состоят из подкрепленных оболочек. Оболочки могут быть пустыми или заполненными жидкостью, газом, сыпучим материалом [1–3]. В конструкциях оболочки при их нагружении различными усилиями могут изгибаться, закручиваться, сжиматься и т. д., могут разрушаться, терять устойчивость. Потеря устойчивости пустых оболочек исследована во многих трудах [4–11, 21–25]. Поведение тонкостенных оболочек, заполненных сыпучим материалом, исследовано мало. Имеются исследования потери устойчивости тонкостенных оболочек, заполненных сыпучими материалами при изгибе [12–20]. Там показано, что критический изгибающий момент возрастает на 30–35%. Устойчивость тонкостенных оболочек при кручении, заполненных сыпучим заполнителем, не изучено, поэтому эта проблема весьма актуальна.

Целью исследований является опытное исследование потери устойчивости при кручении тонкостенных оболочек, заполненных сыпучим заполнителем.

Материал и методы исследований.

Спроектирована и изготовлена для испытаний специальная установка рис. 1. к абсолютно жесткой стенке 1 консольно закреплялся образец 2.



Рис. 1. Экспериментальная установка

Нагружающим устройством на свободном конце образца создавался крутящий момент, который состоял из двух рычагов 3, двух динамометров 4 и гирей 5. Рычаги 3 соединялись тросами 6 с динамометрами 4. Через блоки 7 огибались троса 6 и соединялись с подвесками 8, на которые укладывались гири 5. На свободный конец образца 2 жестко прикреплялся стержень 9, на конец которого подходила ножка индикатора часового типа ИЧ-10 для измерения перемещения стержня 9 при повороте сечения образца.

Зная перемещение ножки индикатора, подсчитывался угол поворота этого сечения.

Эксперименты проводились следующим образом. Одним концом образец плотно вставлялся на оправку стенки 1 и снаружи обжимался хомутом для получения жесткого закрепления конца. Для выявления влияния сыпучего заполнителя на критический крутящий момент испытывались пустые и заполненные сыпучим материалом образцы. До закрепления образцы заполнялись необходимым количеством сыпучего материала. На свободный конец образца закреплялось нагружающее устройство. Около свободного конца образца устанавливался индикатор ИЧ-10 и проверялась работа экспериментальной установки, нагружая и разгружая образец небольшим крутящим моментом. Крутящий момент создавался укладыванием на обе подвески одинаковых гирей. Перед потерей устойчивости образца, приращение нагрузки снижалось, чтобы зафиксировать критический крутящий момент. В экспериментах

фиксируались величины крутящего момента и угла поворота сечения, где прикладывался крутящий момент.

Образцы радиусом $R = 31,5$ мм, толщиной стенки $h = 0,1$ мм, длиной $L = 140$ мм изготавливались из листа глубокой вытяжкой в матрице. Материал листа алюминиевый сплав 3004 в состоянии H19. До испытаний образцы тщательно проверялись на отсутствие дефектов. На рис. 2 представлены фотографии образцов.

Результаты и проблематика

Первоначально испытывались пустые образцы рис. 2а. Результаты испытаний представлены на рис. 3 графиками 1, 2, 3 для пустых образцов зависимостями угла поворота от крутящего момента. Испытывалось девять образцов.

Графики получились линейные, значит устойчивость терялась в упругости. Среднестатистическое значение критического крутящего момента равно $M_{cr} = 547,5$ Н·см. На рис. 2в видно, что после потери устойчивости образовались шесть вмятин под углом 12–14° к оси образца по всей наружной поверхности.

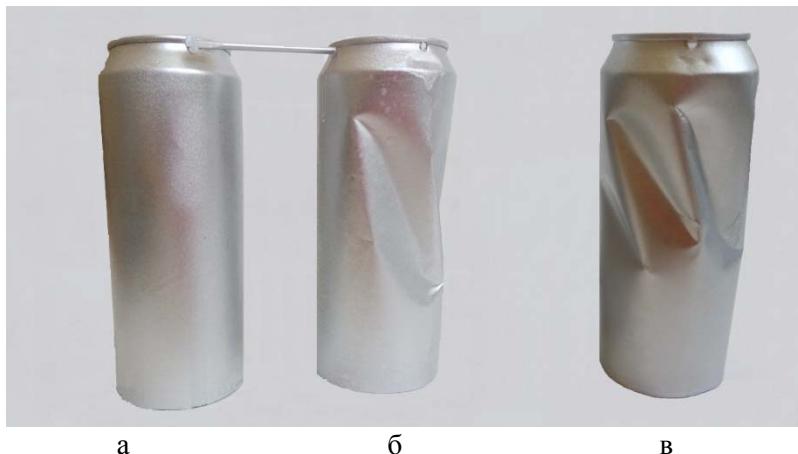


Рис. 2. Образцы а) до испытания, б) после испытания загруженного образца, в) после испытания пустого образца

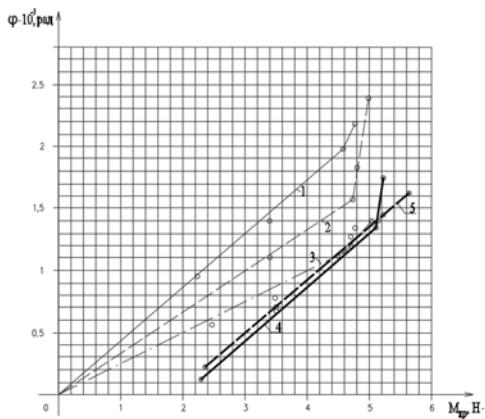


Рис. 3. Зависимость угла поворота от крутящего момента

Рассчитанное по формуле [3] критическое касательное напряжение равно:

$$\tau = \frac{M_{cr}}{4\pi Rh} = \frac{547,5 \cdot 10^{-8}}{2 \cdot 3,14 \cdot 31,5^2 \cdot 10^{-6} \cdot 0,1 \cdot 10^{-3}} = 8,8 \text{ МПа} \quad (1)$$

По теоретически полученным формулам [3] подсчитывались некоторые параметры.

Верхнее критическое касательное напряжение:

$$\tau_B = 0,78 \cdot E \cdot \frac{h}{p} \sqrt{\frac{Rh}{L^2}} = 0,78 \cdot 0,7 \cdot 10^5 \cdot \frac{0,1}{31,5} \sqrt{\frac{31,5 \cdot 0,1}{140}} = 19,5 \text{ МПа} \quad (2)$$

Нижнее критическое касательное напряжение:

$$\tau_H = 0,8 \cdot \tau_B = 0,8 \cdot 19,5 = 15,6 \text{ МПа} \quad (3)$$

Число образовавшихся волн:

$$n = 4,2 \cdot \sqrt[8]{1 - \mu^2} \cdot \sqrt{\frac{R}{L}} \cdot \sqrt[4]{\frac{R}{h}} = 4,2 \sqrt[8]{1 - 0,3^2} \cdot \sqrt{\frac{31,5}{140}} \cdot \sqrt[4]{\frac{31,5}{0,1}} = 8 \quad (4)$$

В экспериментах $n = 6$.

Угол наклона вмятин к оси образца:

$$\gamma = 1,73 \sqrt[4]{\frac{Rh}{L^2}} = 1,73 \sqrt[4]{\frac{31,5 \cdot 0,1}{140^2}} = 12,6^0 \quad (5)$$

В экспериментах $\gamma = 12-14^0$.

Заключение

Из результатов расчетов и экспериментов видно, что критические напряжения отличаются на 56,4%, углы наклона волн почти совпадают, число волн отличаются на 25%. Отличие результатов связано с тем, что расчетные зависимости в [3] получены для оболочек без дефектов, а испытанные образцы были не идеальные. Заключаем, что эксперименты выполнены с удовлетворительной точностью.

После испытания пустых образцов, испытывались образцы, заполненные железным порошком на 90% и 100% объёма. На рис. 3 график 4 представлен для образцов, заполненных на 90% объёма, график 5 для заполненных на 100%. Заполненные образцы теряют устойчивость в упругости. В местах отсутствия заполнителя образовывались вмятины рис. 2б., направленные под углом 12–14° к продольной оси образца. На 20–30% повышался критический крутящий момент. Образцы, заполненные на 100%, устойчивость не теряли.

Выводы:

1. По результатам экспериментов – устойчивость всех образцов теряется в упругости.
2. С увеличением заполняемости образца сыпучим заполнителем значение критического крутящего момента увеличивается.

Список литературы:

1. Власов В.В. Устойчивость цилиндрических оболочек с заполнителем при осевом сжатии и внешнем давлении // Прикл. мех. – 1973. – Т. 9. №1. – С. 117–121.
2. Зарипов Р.М. Приближенный расчет изгиба оболочки с заполнителем / Р.М. Зарипов, В.А. Иванов // Механика деформируемых сред. Куйбышев. – 1977. – №2. – С. 94–99.
3. Иванов В.А. Исследования по теории оболочек с заполнителем: дис. ... д-ра физ.-мат. наук. – Казань, 1983.
4. Баженов В.Г. Теоретическое и экспериментальное исследование потери устойчивости и закритического поведения тонкостенной цилиндрической оболочки при изгибе / В.Г. Баженов, А.И. Кибец, М.В. Петров [и др.] // Проблемы прочности и пластичности. – 2009. – Вып. 71. – С. 77–83.
5. Бойко Д.В. Исследование нелинейного деформирования и устойчивости некруговых цилиндрических оболочек при поперечном изгибе / Д.В. Бойко, Л.П. Железнов, В.В. Кабанов. – М.: Механика твердого тела, 2012. – №2. – С. 59–67.
6. Вольмир А.С. Устойчивость деформируемых систем. – М.: Физматгиз, 1967. – 984 с.
7. Ильгамов М.А. Экспериментальное исследование устойчивости консольно-закрепленной цилиндрической оболочки под действием поперечной силы и внутреннего давления // Исследования по теории пластин и оболочек. – Изд-во Казанского ун-та, 1964. – №2. – С. 186–191.

Раздел 1. Механика деформируемого твердого тела

8. Кабанов В.В. Нелинейное деформирование и устойчивость круговой цилиндрической оболочки, заполненной жидкостью / В.В. Кабанов, Л.П. Железнов // Пространственные конструкции в Красноярском крае. – Красноярск, 1989. – С. 89–98.
9. Бойко Д.В. Исследование нелинейного деформирования и устойчивости подкрепленных овальных цилиндрических оболочек при комбинированном нагружении изгибающим моментом и краевой поперечной силой / Д.В. Бойко, Л.П. Железнов, В.В. Кабанов // Механика твердого тела. – 2012. – №3. – С. 47–53.
10. Ильюшин А.А. Упругопластические деформации полых цилиндров / А.А. Ильюшин, П.М. Огibalов. – М.: Изд-во Моск. ун-та, 1960. – 227 с.
11. Моссаковский В.И. Моделирование несущей способности цилиндрических оболочек / В.И. Моссаковский, Л.И. Маневич, А.М. Мильцын. – Киев: Наукова Думка, 1977. – 141 с.
12. Петров М.В. Устойчивость при изгибе тонкостенных оболочек, заполненных различными сыпучими материалами / М.В. Петров, Е.Г. Гоник, Т.Г. Федорова // Вестник ЧГПУ им. И.Я. Яковлева. Сер. Механика предельного состояния. – 2017. – №4 (34). – С. 52–58.
13. Гоник Е.Г. Расчет предельного состояния тонкостенных цилиндрических оболочек при изгибе, заполненных сыпучим заполнителем / Е.Г. Гоник, М.В. Петров // Вестник ЧГПУ им. И.Я. Яковлева. Сер. Механика предельного состояния. – 2019. – №2 (40). – С. 117–127.
14. Петров М.В. Экспериментальное исследование влияния сыпучего материала на устойчивость при изгибе тонкостенных оболочек с сыпучим заполнителем // Вестник ПНИПУ. Механика. – 2019. – №4. – С. 5–16.
15. Баженов В.Г. Экспериментальное и теоретическое исследование упругопластического выпучивания цилиндрических оболочек, заполненных сыпучим материалом, под действием поперечной силы / В.Г. Баженов, Е.Г. Гоник, А.И. Кибец [и др.] // Ученые записки Казанского университета. Сер. Физико-математические науки. – 2017. – Т. 159. №3. – С. 282–295.
16. Bazhenov V.G. Stability and supercritical behaviour of thin-walled cylindrical shell with discrete aggregate in bending / V.G. Bazhenov, E.G. Gonik, A.I. Kibets [et al.] // Materials Physics and Mechanics. – 2016. – Т. 28. №1–2. – С. 16–20.
17. Баженов В.Г. Устойчивость и закритическое поведение большегабаритных цистерн для транспортировки сыпучих грузов / В.Г. Баженов, Е.Г. Гоник, А.И. Кибец [и др.] // Проблемы машиностроения и надежности машин. – 2015. – №5. – С. 34–40.
18. Петров М.В. Способ приближенного расчета на устойчивость при поперечном изгибе тонкостенных цилиндрических оболочек средней длины, заполненных сыпучим материалом / М.В. Петров, Т.Г. Федорова, Е.Г. Гоник [и др.] // Вестник ЧГПУ им. И.Я. Яковлева. Сер. Механика предельного состояния. – 2018. – №4 (38). – С. 120–128.
19. Гоник Е.Г. Влияние аппроксимации диаграммы деформирования на критические нагрузки при поперечном изгибе цилиндрической оболочки / Е.Г. Гоник, А.И. Кибец, М.В. Петров [и др.] // Проблемы прочности и пластичности. – 2017. – Т. 79. №2. – С. 169–181.
20. Федорова Т.Г. Экспериментальное изучение влияния геометрических параметров на устойчивость тонкостенных цилиндрических оболочек, заполненных сыпучим материалом, при изгибе поперечной силой / Т.Г. Федорова, М.В. Петров, Е.Г. Гоник [и др.] // Вестник ЧГПУ им. И.Я. Яковлева. Сер. Механика предельного состояния. – 2018. – №3 (37). – С. 62–73.
21. Cerik B.C. A comparative study on damage assessment of tubular members subjected to mass impact/ B.C. Cerik, H.K. Shin, S.-R. Cho // Marine Structures. – 2016. – V. 46. – P. 1–29.

22. Chong J., Gao F.Y., Li X.H. Dynamic buckling behaviors of steel cylindrical shell subjected to conventional explosion impact loading // J. Chong, F.Y. Gao, X.H. Li // Advanced Materials Research. – 2013. – V. 800. – P. 196–200.
23. Houliara S., Karamanos S.A. Stability of long transversely isotropic elastic cylindrical shells under bending // International Journal of Solids and Structures. – 2010. – T. 47. №1. – C. 10–24.
24. Dou Y. Computational investigation of lateral impact behavior of pressurized pipelines and influence of internal pressure / Y. Dou, Y. Liu // Thin-Walled Structures. – 2015. – V. 95. – P. 40–47.
25. Arbocz J., Babcock C.D. Experimental investigation of the effect of general imperfections on the buckling of cylindrical shells. NASA CR-1163. – 1968.

Петров Михаил Васильевич – д-р техн. наук, профессор кафедры строительных конструкций, Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова, г. Чебоксары, Россия, e-mail: rimapetrova20@gmail.com

Михайлов Борис Васильевич – канд. техн. наук, доцент кафедры строительных конструкций, Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова, г. Чебоксары, Россия, e-mail: boris.mihaylov.63@mail.ru

Гоник Екатерина Григорьевна – канд. техн. наук, доцент кафедры строительных конструкций, Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова, г. Чебоксары, Россия, e-mail: katya.gonik@mail.ru

Иванов Виктор Анатольевич – старший преподаватель кафедры строительных конструкций, Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова, г. Чебоксары, Россия, e-mail: 2605viktor@mail.ru

Petrov Mikhail Vasilyevich, Doctor of Technical Sciences, Professor of the Department of Building Structures, I.N. Ulyanov Chuvash State University, Cheboksary, Russia, e-mail: rimapetrova20@gmail.com

Mikhailov Boris Vasilyevich, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Building Structures, I.N.Ulyanov Chuvash State University, Cheboksary, Russia, e-mail: boris.mihaylov.63@mail.ru

Gonik Ekaterina Grigoryevna, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Building Structures, I.N. Ulyanov Chuvash State University, Cheboksary, Russia, e-mail: katya.gonik@mail.ru

Ivanov Viktor Anatolyevich Senior Lecturer, Department of Building Structures, Chuvash State University named after I.N. Ulyanova, Cheboksary, Russia, e-mail: 2605viktor@mail.ru

УДК 624.07:69.032.22:531.79

ДЕФОРМАЦИИ ЯДРА ЖЕСТКОСТИ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ И УРОВЕНЬ НАПРЯЖЕНИЙ В ЕГО ЭЛЕМЕНТАХ

*А.Н. Плотников
М.Ю. Иванов*

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

Аннотация: в статье рассмотрены вопросы, связанные с напряжениями и деформацией ядра жесткости высотного здания в стадии работы железобетона с трецинами. Иллюстрируется возможность отслеживания изменения жесткости в процессе эксплуатации. Показано, что бетон ядра жесткости работает в пластической стадии в одной части ядра жесткости, с трещинами от растяжения в другой части. Применение инклинометров при мониторинге зданий позволяет отследить не только неравномерные осадки зданий, но и деформации ядра жесткости высотного здания от временных нагрузок. Мониторинг методом инклинометров, расположенных равномерно по высоте зданий, дает возможность отслеживать развитие пластических деформаций бетона ядра жесткости и уровня трещинообразования.

Ключевые слова: бетон, ядро жесткости, инклинометр, мониторинг, трещиностойкость, прочность, деформации, тензометр.

DEFORMATION OF THE RIGIDITY CORE OF HIGH-RISE BUILDINGS AND THE STRESS LEVEL IN ITS ELEMENTS

Abstract: the article discusses issues related to stresses and deformation of the stiffness core of a high-rise building at the stage of cracked reinforced concrete. The possibility of tracking the change in stiffness during operation is illustrated. It is shown that concrete of the stiffening core works in the plastic stage in one part of the stiffening core, with tensile cracks in the other part. The use of inclinometers for monitoring buildings allows you to track not only uneven settlements of buildings, but also deformations of the stiffness core of a high-rise building from

temporary loads. Monitoring by the method of inclinometers, located evenly along the height of buildings, makes it possible to track the development of plastic deformations of concrete of the stiffness core and the level of cracking.

Keywords: concrete, core of stiffness, inclinometer, monitoring, crack resistance, strength, deformation, tensometer.

Введение

Здание в целом и отдельные его элементы, подвергающиеся воздействию различных нагрузок, должны обладать прочностью, устойчивостью, пространственной жесткостью. Общая устойчивость и пространственная жесткость здания зависят от взаимного сочетания и расположения конструктивных элементов, прочности узлов соединений и т.д. Этим подтверждается необходимость мониторинга высотных зданий, а также зданий повышенной этажности [1].

В большинстве высотных зданий предусмотрено ядро жесткости, которое воспринимает горизонтальные нагрузки, передающихся от примыкающих частей здания и обеспечивает устойчивость и пространственную жесткость всего здания в процессе эксплуатации. Значительные нагрузки на здание говорят о возможности деформаций ядра жесткости при образовании трещин.

Материал и методы исследований

Во многих работах говорится, что при увеличении нагрузки и развитии физически нелинейных процессов, характеризующихся зависимостью «напряжение – деформация» происходит перераспределение усилий. Применение монолитного железобетонного ядра обеспечивает высокую жесткость здания и значительно уменьшает горизонтальные нагрузки на остальные несущие конструкции. В связи с этим необходимо знать, какого уровня достигают напряжения в стенах ядра жесткости.

Применение инклинометров при мониторинге зданий позволяет отследить неравномерные осадки зданий в целом и деформации перекрытий их плоскости [2–4]. Стремление проектировщиков к минимизации количества датчиков мониторинга приводят к их редкой расстановке. Возникает необходимость по определенным типам датчиков (инклинометрам) определять не только перемещения от вертикали, но и перераспределение усилий, развитие деформаций в процессе эксплуатации [5; 6].

При воздействии нагрузок на конструкцию ее прочность оценивается по предельному состоянию материалов элементов конструкции [7; 8]. Когда в материале возникает предельное состояние, происходит его переход в другое механическое состояние – пластическое или состояние разрушения. Для того чтобы анализировать прочность конструкции требуется знать предельные напряжения (или деформации) для данного материала конструкции или использовать критерии прочности для оценки сопротивления материалов.

Для оценки напряженного состояния можно использовать различные теории прочности [9; 10]. Для железобетона необходимо отслеживать наступление пластического состояния как для бетона, так и для арматуры. В распространенных промышленных программах теории прочности анализируют только основной материал, без учета армирующего. В связи с этим для анализа конструктивных систем в данной работе применена оценка несущей способности по главным нормальным и эквивалентным напряжениям в разных слоях пластинчатых конечных элементов. При этом с некоторым упрощением напряжения сжатия отнесены только к бетону, растяжения – к арматуре за вычетом напряжений образования трещин. Такая оценка важна, так как кроме перераспределений усилий в системе большую роль играют местные дефекты бетонирования, что снижает надежность здания.

Следует отметить, что деформативность бетона меняется в значительных пределах в зависимости от вида напряженного состояния [11]. В случае плоского неравномерного сжатия бетон приобретает способность претерпевать значительные «пластические» деформации, при простом сжатии разрушение наступает при весьма малых деформациях. При возникновении больших деформаций происходит депланация – увеличение объема бетона по толщине [12; 13].

В анализе статически неопределенной системы из двухкомпонентного физически нелинейного хрупкого материала типа железобетон рассматриваются два возможных варианта мгновенного разрушения одного из элементов системы после запроектного воздействия: полное и частичное. Примером реализации первого случая разрушения может быть хрупкий разрыв соединительных или закладных элементов в стержневой системе. Примером второго случая является мгновенное образование трещин в растянутой зоне железобетонного элемента и последующее перераспределение усилий в такой системе, а затем её частичное или полное разрушение.

Результаты и проблематика

Изменение жесткости конструкций (развитие деформаций) можно проследить с помощью компьютерных программ, таких как Лира-САПР, SCAD OFFICE и др. Моделирование работы железобетона с трещинами в них пока не реализовано. Оценить напряженное состояние конструкций высотного здания с помощью тензометров сложно, так как пиковые значения напряжений могут оказаться в других местах, где датчики не установлены. Авторы работы ранее рекомендовали проводить анализ состояния высотных зданий в основном с помощью инклинометров, которые рационально расположить через $\frac{1}{4}$ высоты здания [2–6].

Распределение усилий в основном элементе жесткости высотного здания проводилось в расчетной модели ядра жесткости высотных зданий многофункционального жилого комплекса, расположенного по адресу: г. Москва, ЦАО, ул. Малая Якиманка, д. 40/44, р-н Якиманка. Расчетные модели здания представлена на рис. 1–4.

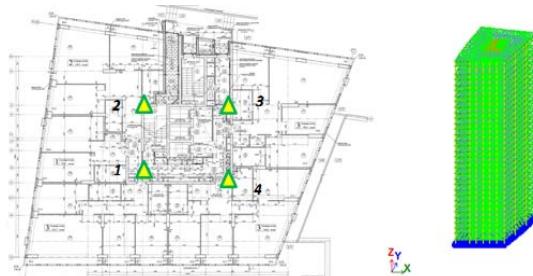


Рис. 1. План расположения инклинометров и расчетная модель корпуса №1

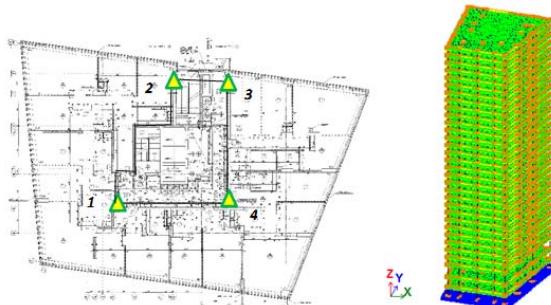


Рис. 2. План расположения инклинометров и расчетная модель корпуса №2

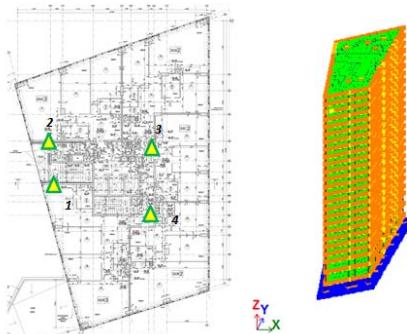


Рис. 3. План расположения инклинометров и расчетная модель корпуса №3

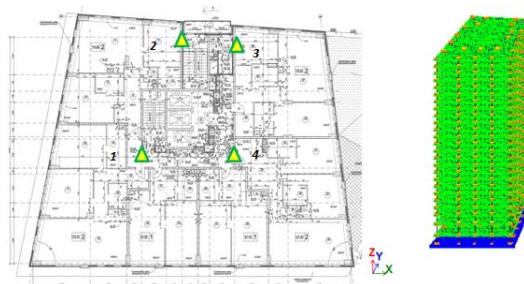


Рис. 4. План расположения инклинометров и расчетная модель корпуса №4

Для анализа напряженно-деформированного состояния ядра жесткости принятые различные варианты нагружения:

1. Собственный вес и нагрузка на перекрытия;
2. Собственный вес и ветровая нагрузка;
3. Собственный вес, нагрузка на перекрытия и ветровая нагрузка.

Основные схемы расположения угловых инклинометров на ядре жесткости корпуса №2, расположенные через $\frac{1}{4}$ высоты здания показаны на рис. 5 и 6.

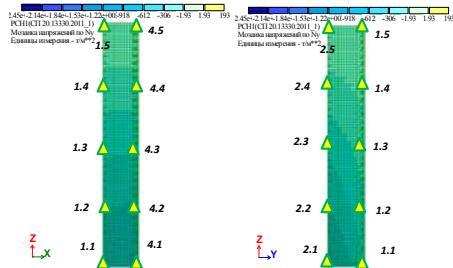


Рис. 5. Схема расположения инклинометров в проекциях X0Z и Y0Z (развертка 1 и 2 стороны ядра)

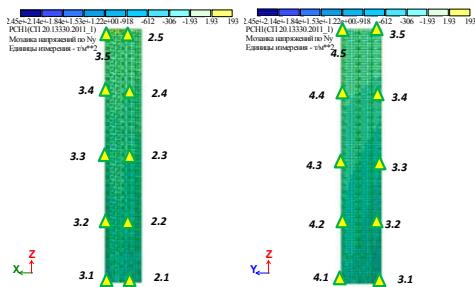


Рис. 6. Схема расположения инклинометров в проекциях X0Z и Y0Z (развертка 3 и 4 стороны ядра)

Напряжения, возникающие от различных временных нагрузок, в местах расположения инклинометров представлены в табл. 1 и на рис. 7.

Таблица 1
Результаты расчета максимальных напряжений N

№ корпуса	Место установки инклинометра			
	1	2	3	4
напряжения N от собственного веса и нагрузки на перекрытия, $т/м^2$				
1 корпус	– 1339.69	– 1300.97	– 1698.48	– 1577.22
2 корпус	– 1191.01	– 712.138	– 757.76	– 1262.62
3 корпус	– 1509.7	– 1360.24	– 1756.09	– 1708.2
4 корпус	– 1809.77	– 981.772	– 997.541	– 1944.47
напряжения N от собственного веса и ветровой нагрузки, $т/м^2$				
1 корпус	– 554.614	– 562.639	– 1037.81	– 999.306
2 корпус	– 586.878	– 427.769	– 470.572	– 659.25
3 корпус	– 836.653	– 767.143	– 1171.49	– 1010.73
4 корпус	– 1833.52	– 1162.87	– 1049.54	– 1789.32
напряжения N от собственного веса, нагрузки на перекрытия и ветровой нагрузки, $т/м^2$				
1 корпус	– 1197.51	– 1192.91	– 1869.21	– 1755.75
2 корпус	– 1169.23	– 708.238	– 773.757	– 1281.81
3 корпус	– 1509.81	– 1360.42	– 1755.96	– 1708.16
4 корпус	– 1966.3	– 1056.49	– 905.342	– 1799.28

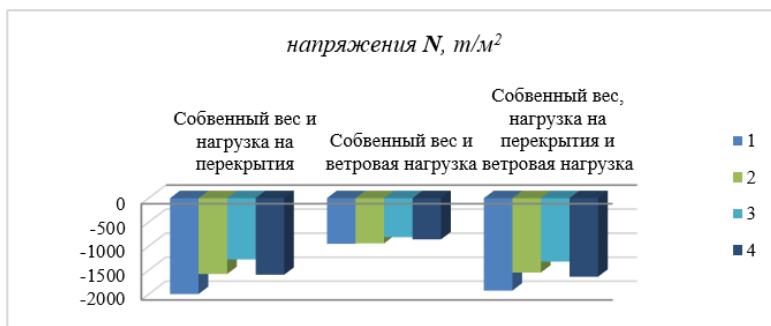


Рис. 7. Диаграмма распределения напряжений N в ядре жесткости корпуса №2: 1 – место расположения инклинометра 2.1; 2 – место расположения инклинометра 2.1; 3 – место расположения инклинометра 3.1; 4 – место расположения инклинометра 4.1

По представленному рис. 7 видим, что максимальное напряжение возникает на месте установки инклинометра **1.1**, что свидетельствует о развитии наибольших деформаций в этой точке. Соответственно, по данному инклинометру **1.1** будем фиксировать наибольшие углы поворота и перемещения по сравнению с остальными, которые расположены в одном уровне ядра жесткости. Интенсивность напряжений меняется при разных РСН, т. е. по сценариям эксплуатации здания, диапазон изменения может достигать 50%.

Аналогичным образом были определены максимальные напряжения в ядре жесткости по остальным корпусам высотных зданий, максимальные напряжения возникают на месте установки инклинометра **1.1**.

При действии разных сочетаний временных нагрузок были определены линии деформаций вертикали здания, результаты расчета представлены в табл. 2 и на рис. 8.

График на рис. 8 показывает значительные деформации от собственного веса здания. Это изображение несколько утрировано, т.к. в модели реализовано единомоментное загружение всего здания, что не соответствует реальному строительному процессу. Но, тем не менее фиксируется деформации вертикальной оси здания от вертикальной нагрузки, что должно учитываться в анализе. Исходя из опыта, эта деформация примерно в два раза меньше. При назначении контрольных углов поворота для инклинометров необходимо учитывать это явление. Контроль деформаций тем более необходим, чем более нарастает ползучесть бетона при нелинейной работе. Деформации при эксплуатации могут увеличиваться.

Таблица 2
Результаты расчета перемещений для корпуса №2

<i>соотношение</i> <i>x/H</i>	<i>Место установки инклинометра</i>			
	1	2	3	4
<i>перемещение от нагрузки на перекрытия, мм</i>				
0	– 0.120465	– 0.0154188	0.0676528	– 0.171488
$\frac{1}{4}$	– 5.01616	– 4.88083	– 4.67889	– 5.23838
$\frac{1}{2}$	– 17.8805	– 17.72	– 18.0857	– 18.5209
$\frac{3}{4}$	– 42.1904	– 42.7195	– 43.352	– 43.6426
1	– 57.3282	– 58.0201	– 59.0079	– 59.2416
<i>перемещение от ветровой нагрузки, мм</i>				
0	– 0.0507123	0.0168483	0.0626763	– 0.0769343
$\frac{1}{4}$	– 1.68123	– 1.50518	– 1.39772	– 1.70685
$\frac{1}{2}$	– 6.15008	– 5.97192	– 6.0609	– 6.27465
$\frac{3}{4}$	– 14.8089	– 14.9083	– 15.102	– 15.2304
1	– 20.2549	– 20.3884	– 20.7381	– 20.853
<i>перемещение от нагрузки на перекрытия и ветровой нагрузки, мм</i>				
0	– 0.120589	– 0.0176016	0.069868	– 0.17476
$\frac{1}{4}$	– 5.18365	– 5.02554	– 4.78423	– 5.35058
$\frac{1}{2}$	– 18.3157	– 18.0912	– 18.4028	– 18.8387
$\frac{3}{4}$	– 42.8902	– 43.3303	– 43.886	– 44.1749
1	– 58.1199	– 58.7139	– 59.6234	– 59.854

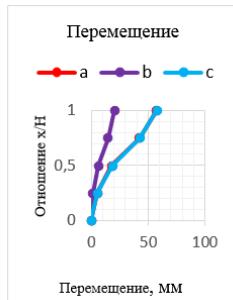


Рис. 8. График перемещений ядра жесткости корпуса №2:

a – от нагрузки на перекрытия; *b* – от ветровой нагрузки;
c – от нагрузки на перекрытия и ветровой нагрузки

Далее были определены максимальные перемещение ядра жесткости для остальных принятых корпусов высотных зданий, результаты сведены в табл. 3.

Таблица 3
 Результаты расчета максимальных перемещений

№ корпуса	Место установки инклинометра			
	1	2	3	4
<i>перемещение от нагрузки на перекрытия, мм</i>				
1 корпус	– 2.21359	– 1.90778	– 1.84043	– 2.13236
2 корпус	– 57.3282	– 58.0201	– 59.0079	– 59.2416
3 корпус	22.7327	25.7763	25.809	22.7604
4 корпус	– 53.8096	– 53.8312	– 54.16	– 54.1848
<i>перемещение от ветровой нагрузки, мм</i>				
1 корпус	11.787	11.9649	11.9861	11.8137
2 корпус	– 20.2549	– 20.3884	– 20.7381	– 20.853
3 корпус	18.3219	19.8264	19.8517	18.3392
4 корпус	– 46.5964	– 46.8155	– 47.3359	– 47.366
<i>перемещение от нагрузки на перекрытия и ветровой нагрузки, мм</i>				
1 корпус	10.4629	10.8384	10.9053	10.5439
2 корпус	– 42.8902	– 43.3303	– 43.886	– 44.1749
3 корпус	22.7337	25.7777	25.8095	22.7612
4 корпус	– 51.7616	– 52.0741	– 52.6768	– 52.7041

Были определены углы поворота в местах расположения инклинометров от соответствующих нагрузок, параметры расчета сведены в табл. 4.

По результатам расчета максимальные углы поворота возникает на месте установки инклинометра **1.5**, что свидетельствует о развитии наибольших деформаций в этой точке. Соответственно, по данному инклинометру **1.5** будем фиксировать наибольшие перемещения и наибольшие напряжения по сравнению с остальными, которые расположены в одном уровне ядра жесткости. Можно также предположить, что есть прямая корреляция между интенсивностью напряжений в рассматриваемом углу нижней части ядра жесткости и углом поворота по этой же вертикали верхней части ядра жесткости.

Для сопоставления линии деформаций вертикали здания с уровнем напряжений в ядре жесткости определены главные нормальные напряжения, где граничные значения прочности бетона при осевом сжатии и осевом растяжении приняты для класса B45 ($Rc = 25$ МПа и $Rt = 1,5$ МПа). Результаты расчета представлены в табл. 5.

Таблица 4
Результаты расчета перемещений для корпуса №2

соотношение x/H	Место установки инклинометра			
	1	2	3	4
<i>поворот по оси UX от нагрузки на перекрытия, рад*1000</i>				
0	0.738229	0	- 0.131341	0.329747
$\frac{1}{4}$	0.343942	0.357604	0.284744	0.386984
$\frac{1}{2}$	1.07032	0.639984	0.691384	0.790197
$\frac{3}{4}$	1.34538	0.713773	0.890155	0.998872
1	1.54288	0.659175	0.877255	1.11964
<i>поворот по оси UY от нагрузки на перекрытия, рад*1000</i>				
0	- 0.329788	- 0.10137	0.16443	0.0927164
$\frac{1}{4}$	- 0.0558983	0.0249953	- 0.0240443	0.0200639

Окончание таблицы 4

соотношение x/H	Место установки инклинометра			
	1	2	3	4
$\frac{1}{2}$	– 0.474853	– 0.698221	0.404607	0.00560525
$\frac{3}{4}$	– 0.569989	– 0.317788	0.503314	0.00987355
1	– 0.780513	– 0.650472	0.630747	0.0312498
<i>поворот по оси UX от ветровой нагрузки, рад*1000</i>				
0	0.248868	0	– 0.106283	0.155265
$\frac{1}{4}$	0.119334	0.12624	0.0858982	0.14313
$\frac{1}{2}$	0.463488	0.209049	0.404607	0.285285
$\frac{3}{4}$	0.585028	0.242522	0.324154	0.372879
1	0.739766	0.200838	0.326407	0.446169
<i>поворот по оси UY от ветровой нагрузки, рад*1000</i>				
0	– 0.144705	– 0.0384816	0.126787	0.0731259
$\frac{1}{4}$	0.0360489	0.0709246	0.054574	0.0736315
$\frac{1}{2}$	– 0.181724	– 0.0932767	0.257552	0.0753222
$\frac{3}{4}$	– 0.24251	– 0.287423	0.308827	0.069801
1	– 0.406477	– 0.312599	0.393182	0.0748827
<i>поворот по оси UX от нагрузки на перекрытия и ветровой нагрузки, рад*1000</i>				
0	0.740694	0	– 0.135183	0.336314
$\frac{1}{4}$	0.350277	0.366655	0.293015	0.396298
$\frac{1}{2}$	1.09423	0.646102	0.696035	0.792642
$\frac{3}{4}$	1.36187	0.718081	0.893292	1.00123
1	1.56039	0.661064	0.881228	1.12119
<i>поворот по оси UY от нагрузки на перекрытия и ветровой нагрузки, рад*1000</i>				
0	– 0.272268	– 0.0774279	0.190387	0.116957
$\frac{1}{4}$	0.0119316	0.0877649	0.0429154	0.084527
$\frac{1}{2}$	– 0.417979	– 0.643529	0.458205	0.0806144
$\frac{3}{4}$	– 0.514688	– 0.25619	0.555625	0.0775069
1	– 0.732516	– 0.597127	0.676635	0.0938613

Таблица 5

Результаты расчета главных нормальных напряжений N

соотношение x/H	Место установки инклинометра			
	1	2	3	4
<i>Корпус №1</i>				
<i>Максимальные главные напряжения N_3, т/м² по нижнему слою</i>				
0	– 1049.81	– 1063.71	– 2430.72	– 2252.76
<i>Максимальные главные напряжения N_1, т/м² по верхнему слою</i>				
1	– 270.326	– 125.916	– 110.137	29.6667
<i>Корпус №2</i>				
<i>Максимальные главные напряжения N_3, т/м² по нижнему слою</i>				
0	– 2219.72	– 1822.9	– 1088.7	– 1552.23
<i>Максимальные главные напряжения N_1, т/м² по верхнему слою</i>				
1	422.706	289.373	– 228.027	12.7034
<i>Корпус №3</i>				
<i>Максимальные главные напряжения N_3, т/м² по нижнему слою</i>				
0	– 1741.34	– 1892.12	– 1553.78	– 1927.45
<i>Максимальные главные напряжения N_1, т/м² по верхнему слою</i>				
1	259.192	334.204	456.981	335.981
<i>Корпус №4</i>				
<i>Максимальные главные напряжения N_3, т/м² по нижнему слою</i>				
0	– 2098.02	– 966.314	– 910.094	– 1812.81
<i>Максимальные главные напряжения N_1, т/м² по верхнему слою</i>				
1	391.906	– 47.1612	– 1.6727	– 127.887

По результатам расчета определено, что в верхней зоне ядра жесткости есть достаточно высокий уровень растягивающих напряжений, превышающий трещиностойкость бетона. В нижней части напряжения сжатия приближаются к прочности бетона на сжатие. Причем, в пластинчатой модели стен ядра жесткости эти напряжения неравномерны по слоям. Высокие напряжения наблюдаются на одной стороне стены. Имеет место нелинейная работа

бетона, проявляются упругопластические деформации. Например, в нижней части ядра жесткости по ширине сечения стены напряжения сжатия от 18 до 24 МПа. В верхней части ядра жесткости в это время напряжения меняются от небольшого сжатия до растяжения в 3,5 МПа. Трещины образовались и раскрылись. В реальной конструкции при наличии третьей оси объема проявляется эффект обоймы, разгружающей перенапряженное сечение. Это важно учитывать при установке датчиков деформаций – тензометров.

Анализ напряженного состояния позволяет сказать, что изменение жесткости ядра жесткости в нижней зоне происходит от неупругой работы бетона, а в верхней зоне от развития трещин. Упругая линия вертикали при этом не будет четко описываться дифференциальным уравнением с постоянной жесткостью. Получить реальную кривизну можно с помощью равномерно устанавливаемых инклинометров через $\frac{1}{4}$ высоты здания.

Результаты деформируемого состояния ядра жесткости высотного здания представлены на рис. 9 и 13.



Рис. 9. Главные напряжения N1 и деформации ядра жесткости: **a** – от собственного веса и нагрузки на перекрытия (**PCH1**); **b** – от собственного веса и ветровой нагрузки (**PCH2**); **c** – от собственного веса, нагрузки на перекрытия и ветровой нагрузки (**PCH3**)

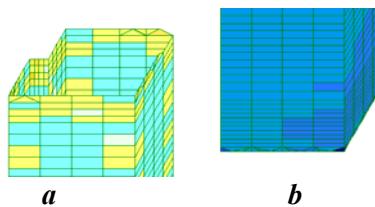


Рис. 10. Главные напряжения (корпус №1) от **PCH3** (собственный вес, нагрузка на перекрытия и ветровая нагрузка):
a – напряжения *N1* в верхней части ядра; **b** – напряжения *N3* в нижней части ядра

Напряжения в сжатой зоне ядра жесткости $N = 1905 \text{ т/м}^2 = 19,05 \text{ МПа} < N = 25,0 \text{ МПа}$, бетон не раздробляется, но находится в стадии пластической работы.

Напряжения в растянутой зоне ядра жесткости $N = 341 \text{ т/м}^2 = 3,41 \text{ МПа} > N = 1,5 \text{ МПа}$, трещины в растянутой зоне от эксплуатационных нагрузок образуются и раскрываются.

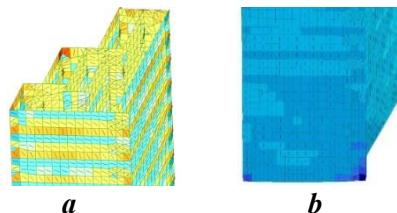


Рис. 11. Главные напряжения (корпус №2) от **PCH3** (собственный вес, нагрузка на перекрытия и ветровая нагрузка):
a – напряжения *N1* в верхней части ядра; **b** – напряжения *N3* в нижней части ядра

Напряжения в сжатой зоне ядра жесткости $N = 2219,72 \text{ т/м}^2 = 22,19 \text{ МПа} < N = 25,0 \text{ МПа}$, бетон не раздробляется, но находится в стадии пластической работы.

Напряжения в растянутой зоне ядра жесткости $N = 422,706 \text{ т/м}^2 = 4,22 \text{ МПа} > N = 1,5 \text{ МПа}$, трещины в растянутой зоне от эксплуатационных нагрузок образуются и раскрываются.

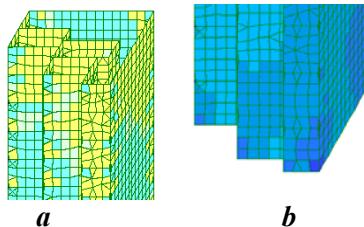


Рис. 12. Главные напряжения (корпус №3) от **PCH3** (собственный вес, нагрузка на перекрытия и ветровая нагрузка):
a – напряжения **N1** в верхней части ядра; **b** – напряжения **N3** в нижней части ядра

Напряжения в сжатой зоне ядра жесткости $N = 1533,39 \text{ т/м}^2 = 15,33 \text{ МПа} < N = 25,0 \text{ МПа}$, бетон не раздробляется, но находится в стадии пластической работы.

Напряжения в растянутой зоне ядра жесткости $N = 353,11 \text{ т/м}^2 = 3,53 \text{ МПа} > N = 1,5 \text{ МПа}$, трещины в растянутой зоне от эксплуатационных нагрузок образуются и раскрываются.

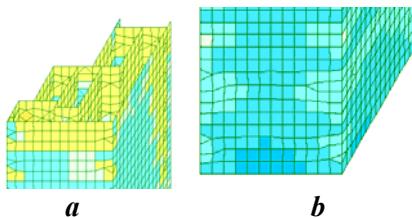


Рис. 13. Главные напряжения (корпус №4) от **PCH3** (собственный вес, нагрузка на перекрытия и ветровая нагрузка):
a – напряжения **N1** в верхней части ядра; **b** – напряжения **N3** в нижней части ядра

Напряжения в сжатой зоне ядра жесткости $N = 2035,96 \text{ т/м}^2 = 20,36 \text{ МПа} < N = 25,0 \text{ МПа}$, бетон не раздробляется, но находится в стадии пластической работы.

Напряжения в растянутой зоне ядра жесткости $N = 255 \text{ т/м}^2 = 2,55 \text{ МПа} > N = 1,5 \text{ МПа}$, трещины в растянутой зоне от эксплуатационных нагрузок образуются и раскрываются.

В местах расположения инклинометров на ядре жесткости через $\frac{1}{4}$ высоты здания были определены их граничные углы поворота для временных нагрузок: при действии нагрузки на перекрытия,

ветровой нагрузки и совместной нагрузки на перекрытия с ветровой нагрузкой.

Также были определены сжимающие напряжения в ядре жесткости, возникающие в местах расположения инклинометров от временных нагрузок.

Максимальные напряжения ядра жесткости N возникают около фундаментной плиты и составили в пределах до 20 МПа для всех четырех корпусов высотных зданий.

Углы поворота в элементах ядра жесткости составили:

- при действии временной нагрузки на перекрытия по оси UX – 152 уг. сек, по оси UY – 68 уг. сек;
- при действии ветровой нагрузки по оси UX – 0,25 рад * 1000 = 52 уг. сек, по оси UY – 0,15 рад * 1000 = 31 уг. сек;
- при действии временной нагрузки на перекрытия и ветровой нагрузки по оси UX – 0,74 рад * 1000 = 152 уг. сек, по оси UY – 0,27 рад * 1000 = 56 уг. сек.

При сопоставлении линии деформаций вертикали здания, а также при действии разных сочетаний временных нагрузок к углам поворота, определено, что вертикальные деформации дают увеличение угла поворота конструкции, соответственно увеличение граничных параметров по инклинометрам, расположенным через $\frac{1}{4}$ высоты здания.

Учитывая углы поворота по инклинометрам, расположенных через $\frac{1}{4}$ высоты здания, возможно проследить также уровень напряженного состояния ядра жесткости.

Заключение

Перераспределение усилий, проходящее в процессе эксплуатации и развития различных деформаций от временных нагрузок, возможно проследить с помощью инклинометров, расположенных через $\frac{1}{4}$ высоты здания. Измерения производятся по контуру ядра жесткости, при этом необходимо охватывать весь периметр этажа и всю высоту здания.

Определяя перемещения вертикальных элементов, а также измеряя ширину раскрытия трещин, можно отслеживать развитие неупругих деформаций ядра жесткости высотного здания. Перераспределение усилий возможно до 50%.

В зависимости от конструктивного решения высотного здания определяются граничные углы поворота конструкций. Дальнейшее

увеличение углов поворота свидетельствует о повышении уровня напряженного состояния ядра жесткости, может быть превышено напряжение, предусмотренное расчетной моделью.

При помощи инклинометров появляется возможность отслеживать не только осадки здания, но и определять деформации ядра жесткости. В дальнейшем необходима разработка компьютерных программ, прослеживающих корреляцию показаний групп датчиков, что даст новые возможности для анализа технического состояния зданий службой эксплуатации, более полно раскроет возможности автоматического интегрального мониторинга.

Список литературы:

1. Kamariotis A., Chatzi E., Straub D. Value of information from vibration-based structural health monitoring extracted via Bayesian model updating //Mechanical Systems and Signal Processing. – 2022. – Т. 166. – С. 108465. DOI: 10.1016/j.ymssp.2021.108465.
2. Плотников А.Н. Жесткостные параметры высотных зданий и их определение при мониторинге / А.Н. Плотников, М.Ю. Иванов, О.С. Яковлева // Вестник ЧГПУ им. И.Я. Яковлева. Серия: Механика предельного состояния. – 2020. – №1 (43). – С. 55–65. – DOI: 10.37972/chgpu.2020.43.1.006
3. Плотников А.Н. Интегральный автоматический мониторинг высотных, заглубленных и большепролетных сооружений, разработанный кафедрой строительных конструкций чувашского госуниверситета / А.Н. Плотников, С.А. Левин, А.Г. Лукин [и др.] // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции. Материалы IV Международной (Х Всероссийской) конференции. – 2018. – С. 278–294.
4. Плотников А.Н. Жесткость опорных сечений ригелей высотного здания и возможность его мониторинга по инклинометрам // А.Н. Плотников, М.Ю. Иванов // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020. Материалы V Международной (XI Всероссийской) конференции. – Чебоксары, 2020. – С. 279–291.
5. Tolmacheva V.M., Plotnikov A.N., Ivanov M.Yu., Amelin V.Yu. [2020]. Integral monitoring of high-rise buildings while minimizing the number of sensors. Journal of Applied Engineering Science, 18(4), 649–664. DOI: <https://doi.org/10.5937/jaes0-29432>
6. Plotnikov A., Ivanov M. Changes in the stiffness of load-bearing elements of a high-rise building and inclinometer data based on finite element analysis. E3S Web of Conferences, 2021, 263, 02023. DOI: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202126302023>
7. Гениев П.Л. Вопросы прочности и пластичности анизотропных материалов / П.Л. Гениев, А.С. Курбатов, Ф.А. Самедов. – М.: Интербук, 1993. – 187 с.
8. Гениев Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г.А. Гениев, В.Н. Кнессок, Г.А. Тюпин. – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.

Раздел 1. Механика деформируемого твердого тела

9. Корсун В.И. Сопоставительный анализ критериев прочности для бетонов / В.И. Корсун, А.В. Недорезов, С.Ю. Макаренко // Современное промышленное и гражданское строительство. Modern industrial and civil construction. – 2014. – Т. 10. №1. – С. 65–78.

10. Орешко Е.И. Обзор критериев прочности материалов / Е.И. Орешко, В.С. Ерасов, А.В. Гриневич [и др.] // Труды ВИАМ. – 2019. – №9 (81). – С. 108–126. – DOI: 10.18577/2307-6046-2019-0-9-108-126

11. Филатов В.Б. Исследование деформаций бетона плиты в зоне продавливания / В.Б. Филатов, З.Ш. Галяутдинов // Строительство и застройка: жизненный цикл - 2020. Материалы V Международной (XI Всероссийской) конференции. – Чебоксары, 2020. – С. 224–230.

12. Andrey Korgin, Valentin Ermakov, Laith Zeyd Kilani, Danila Koknaev and Artem Golovkin. The development of adequate finite element models of load-bearing structures coating «Vnukovo-1 airport complex» to solve the problems of monitoring their technical condition // Andrey Korgin, Valentin Ermakov, Laith Zeyd Kilani, Danila Koknaev and Artem Golovkin. E3S Web Conf., 263 (2021) 02023. DOI: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202126302020>

13. Manzoor B, Othman I, Gardezi SSS, Harirchian E. Strategies for Adopting Building Information Modeling (BIM) in Sustainable Building Projects—A Case of Malaysia. Buildings. 2021; 11(6):249. <https://doi.org/10.3390/buildings11060249>.

Плотников Алексей Николаевич – декан строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15; e-mail: plotnikovAN2010@yandex.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Иванов Михаил Юрьевич – ассистент кафедры строительных конструкций, аспирант ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15; e-mail: mischa0315@mail.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Plotnikov Alexey Nikolaevich — Dean of the Faculty of Civil Engineering, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation; e-mail: plotnikovAN2010@yandex.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Ivanov Mikhail Yurievich, Assistant of the Department of Building Structures, Post-Graduate Student, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation; e-mail: mischa0315@mail.ru; +7 (8352) 62 45 96.

**ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОЧНОСТНЫХ
ХАРАКТЕРИСТИК БЕТОНА
ПРИ ЕГО ТВЕРДЕНИИ С ПОМОЩЬЮ МЕТОДА
АКУСТИЧЕСКОЙ ЭМИССИИ**

А.И. Сагайдак

АО «НИЦ «Строительство»

г. Москва, Россия

Научно-исследовательский,

проектно-конструкторский

и технологический институт бетона

и железобетона им. А.А. Гвоздева

г. Москва

Е.С. Боровкова

УО «Полоцкий государственный университет»

г. Новополоцк, Республика Беларусь

Аннотация: представлены экспериментальные исследования процесса структурообразования твердеющего бетона с помощью метода акустической эмиссии (АЭ). В работе экспериментально определена связь между этапами структурирования бетона различного класса по прочности на сжатие и акустико-эмиссионными данными, которые регистрировались в непрерывном режиме на протяжении 28 суток его твердения. Представлена взаимосвязь между акустико-эмиссионными данными и прочностью бетонных образцов на разных стадиях твердения (1, 3, 5, 7, 15, 28 сутки).

Ключевые слова: бетонная смесь, акустическая эмиссия, структурообразование бетона, прочность бетона.

**METHOD OF CALCULATION OF THE SEDIMENTS OF
THE LARGE-DIMENSIONAL FOUNDATIONS WITH
EXCESSIVE LOADS**

Abstract: Experimental studies of the process of structure formation of hardening concrete using the acoustic emission (AE) method are presented. The paper experimentally determined the relationship between the stages of structuring concrete of various classes in compressive

strength and acoustic emission data, which were recorded in a continuous mode for 28 days of its hardening. The relationship between acoustic emission data and the strength of concrete samples at different stages of hardening is presented (1, 3, 5, 7, 15, 28 day).

Keywords: concrete mixture, acoustic emission, concrete structure formation, concrete strength.

Введение

Основной задачей стремительно развивающейся строительной отрасли, а также постоянного усовершенствования технологий изготовления и составов материалов, является обеспечение надежности и увеличения эксплуатационных свойств строительных конструкций. Бетон, являясь лидирующим строительным материалом, уникalen тем, что претерпевает структурные изменения на протяжении всего его «срока службы». Мониторинг бетона еще на стадии твердения важен, так как эта стадия в значительной степени определяет конечные свойства бетонного изделия. В этой области исследований хорошо себя зарекомендовал метод акустической эмиссии, который позволяет регистрировать внутреннюю структурную активность бетона в процессе его твердения [1]. Выбор и применение данного метода обусловлены его высокой чувствительностью к акустическим сигналам уже во время схватывания материала начиная еще с момента смешивания компонентов бетонной смеси.

Исследования ряда авторов [1–6] показали возможность применения метода АЭ для мониторинга свежеприготовленного бетона на стадии твердения. В данной работе выделены информативные параметры акустических сигналов на основных этапах структурирования и представлена взаимосвязь между акустико-эмиссионными данными и прочностью бетонных образцов с различными составом и характеристиками на этих этапах.

Материал и методы исследований

Для определения акустических характеристик при структурировании бетона, нами были исследованы различные опытные образцы, характеристики и состав которых представлены в таблице.

Таблица 1
Характеристики и состав бетона опытных образцов

Номер образца	Класс бетона по прочности на сжатие	Расход материалов на 1 м ³ бетона				ВЦ
		Цемент, кг	Песок, кг	Щебень, кг	Вода, л	
I	B40	475	810	1075	170	0,36
II	B25	380	740	1100	160	0,4
III	B25	350	740	1100	180	0,5

В начале эксперимента бетонная смесь заливали в опалубку из ламинированной фанеры, на одной из стенок которой вырезалось сквозное отверстие. С внутренней стороны опалубки крепилась стальная пластина, которая после бетонирования имела непосредственный контакт с бетоном. Размер образцов составлял 200 x 200 x 200 мм.

С внешней стороны опалубки на стальную пластину через слой контактной жидкости (литол) устанавливали преобразователь АЭ (ПАЭ) производства компании ООО «Донские Измерительные Системы». На все образцы крепились полосовые ПАЭ DIS 30-300 с полосой пропускания 30–300 кГц. ПАЭ фиксировали с помощью магнитных держателей. Часть экспериментальной установки представлен на рис. 1.



Рис. 1. Внешний вид части экспериментального оборудования. На рисунке показано магнитные прижимы с закрепленными преобразователями АЭ (1), опалубка с бетонной смесью внутри (2)

ПАЭ подключался к модулю с регулируемым коэффициентом усиления (34 дБ) и переключаемыми фильтрами. После усиления электрический сигнал проходил фильтрацию аналоговым фильтром, преобразовывался в цифровую форму и дополнительно фильтровался цифровым фильтром с полосой пропускания (30–500) кГц, которая согласуется с полосой пропускания ПАЭ. С помощью экспериментального оборудования многоканальной модульной системы сбора и обработки АЭ информации распределенного типа с последовательным цифровым каналом передачи данных A-Line 32D DDM производства компании ООО «ИНТЕРЮ-НИС-ИТ» осуществляли регистрацию и анализ параметров сигналов акустической эмиссии структурирования бетона при естественных условиях твердения. Регистрация данных осуществлялась в непрерывном режиме и проводилась на протяжении 28 суток после приготовления бетонной смеси.

Для корреляции акусто-эмиссионных данных и прочности бетонных образцов, а также для дальнейшего анализа и определения прочностных характеристик свежеприготовленного бетона, нами

были исследованы образцы на прочность. Опытные образцы размером 100 x 100 x 100 мм аналогичных составов и условий твердения испытывали на сжатие при помощи гидравлического пресса. Прочность кубов проводили на 1, 3, 5, 7, 15, 28 сутки твердения образцов.

Результаты и проблематика

АЭ проявляется сразу после затворения водой цемента и заполнителей. Из рис. 2 видно, что наибольшим суммарным счетом импульсов АЭ в первые сутки твердения бетона обладал III образец (максимальное значение к концу 6 часа первых суток – 490 импульсов), а наименьшим – I образец (максимальное значение к концу 6 часа первых суток – 160 импульсов). Из вышеписанного можно сделать вывод, что наибольшим суммарным счетом АЭ на начальном этапе структурирования (растворения) обладают образцы с наибольшим водоцементным отношением и наименьшим отношением процентного содержания заполнителя к цементу (как в III образце), что и влияет на подвижность бетонной смеси. Следовательно, основным источником АЭ на данном этапе является подвижность бетонной смеси [7], так как здесь характерны постоянная бомбардировка молекулами свободной воды поверхности из-за их броуновского движения, миграция воды и пузырьков газа, микроусадка вследствие испарения воды [8].

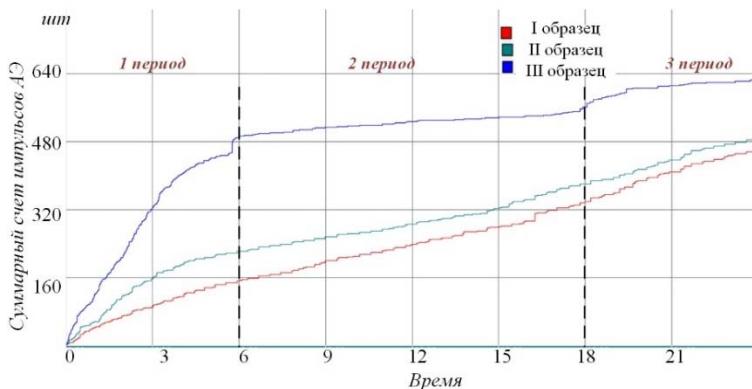


Рис. 2. Зависимость суммарного счета импульсов АЭ от времени в первые сутки структурирования бетона

На следующем этапе структурообразования бетона (схватывания) происходит уменьшение химически несвязанной воды в результате гидратации, возникают силы поверхностного взаимодействия – флокуляционные [9]. На этом уровне характерно

уменьшение подвижности раствора, а значит и снижение активности АЭ. Из-за реакции гидратации, а следовательно, ростом тепловыделения, происходит диссипация энергии звуковых волн, т.е. затухание сигналов. На рис. 3 представлена зависимость амплитуды АЭ сигналов от времени, особенно хорошо заметно для второго образца резкое снижение амплитуды (на 25%) на 6 часу структурирования бетона. Это связано с тем, что отдельные элементы среды, например, поры и инородные включения, имеют различную плотность и скорость распространения падающих звуковых лучей, а значит и различное акустическое сопротивление. В составе второго образца первоначально содержалось большее количество цемента и щебня, поэтому коэффициент затухания сигналов здесь выше, чем у других образцов.

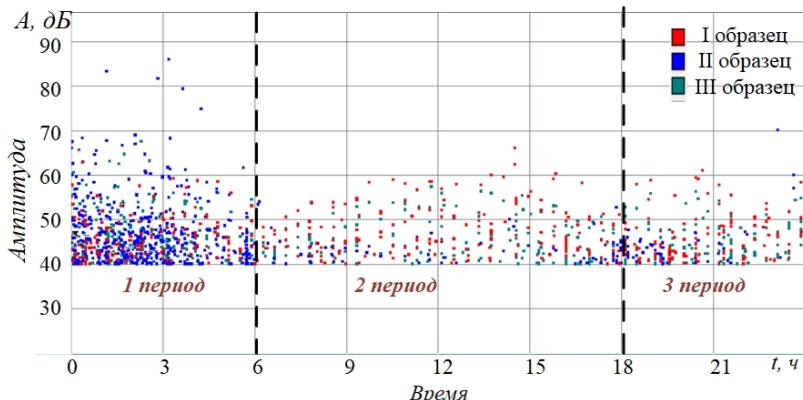


Рис. 3. Зависимость амплитуды АЭ от времени в первые сутки после приготовления бетонной смеси с использованием

Если обратиться к рис. 2, то можно заметить (особенно отчетливо для III образца), что суммарный счет импульсов АЭ в интервале 6–18 часов в первые сутки структурирования практически не изменяется, что также подтверждает затухание акустических сигналов и переход от первого этапа структурирования ко второму.

Следующий период структурообразования бетона (этап твердения) характеризуется образованием целостной структуры в виде кристаллитов на поверхности цементных зерен. Данный период характеризуется ростом кристаллов в ограниченном объеме, что и

является источником сигналов АЭ [10]. А из-за частично сформировавшейся структуры коэффициент затухания звуковых волн значительно ниже, чем в предыдущем периоде, что является следствием увеличения активности регистрируемых сигналов. Уже на вторые сутки твердения бетона в зависимости суммарного счета импульсов АЭ от времени видны существенные изменения. Для I и II образцов данная акустическая характеристика стала больше, чем для III образца, и начиная с 3 и до 28 суток наблюдений самой большой активностью АЭ обладал I образец, а самой низкой – III образец, что видно на рис. 4.

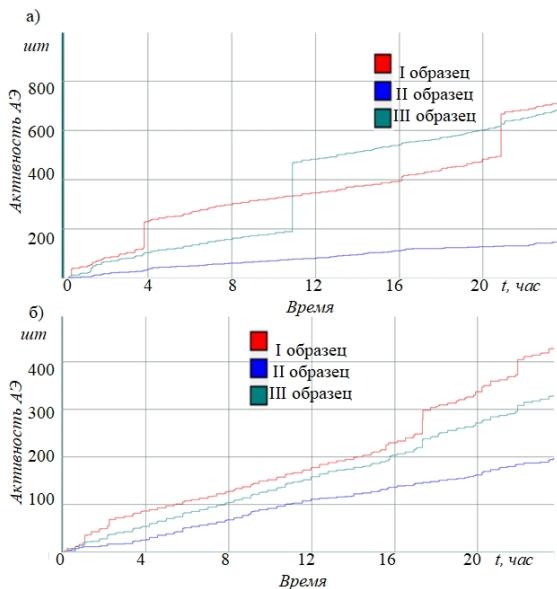


Рис. 4. Зависимость суммарного счета импульсов АЭ от времени: а) на вторые сутки твердения бетона; б) на 28 сутки твердения бетона

Прочность и деформационные свойства бетона предопределяются прочностью связей в кристаллогидратных комплексах и плотностью их упаковки в занимаемом объеме, упругостью и прочностью контактов между структурными составляющими, количеством и сечением пор (дефектов) [14]. Известно, что чем короче продолжительность периода кристаллизации, тем интенсивнее процесс структурообразования бетона, т. е. тем выше его конечная

прочность [10]. Поэтому нами были испытаны образцы аналогичных составов и возрастов на прочность при одноосном сжатии с различной разрушающей нагрузкой. Как упоминалось, кубиковая прочность проводилась на 1, 3, 5, 7, 15, 28 сутки твердения образцов. Результаты испытаний приведены на рис. 5, из которых можно сделать вывод, что чем прочнее образец, тем он обладает большим количеством импульсов АЭ, т.е. активнее проходит процесс структурообразования бетона. На 5 сутки зависимость суммарного счета импульсов от времени для всех образцов стала иметь «стабильный характер» и коррелировать с прочностью. Самым прочным образцом на сжатие являлся I образец с прочностью 53,74 МПа и суммарным счетом импульсов АЭ к 28 суткам твердения 2710 импульсов. Наименее прочным являлся III образец, для которого к 28 суткам твердения характерны прочность в 44,13 МПа и суммарный счет АЭ составлял 1056.

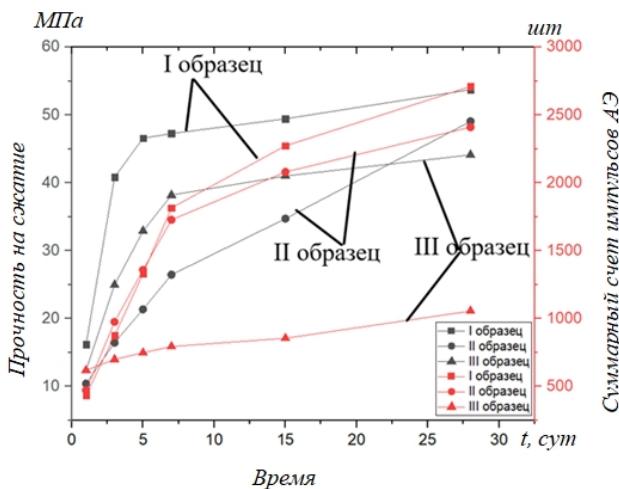


Рис. 5. Зависимость прочности на сжатие и суммарного счета импульсов АЭ от времени структурирования бетонных образцов

Заключение

В структурно неоднородных материалах, таких как бетон, при распространении акустических волн возникают сложные процессы дисперсии, дифракции, отражения и преломления. Поэтому любые изменения в структуре, а как следствие энергетических и силовых характеристик, повлекут за собой изменения акустического сигнала. На всех трех периодах структурирования бетонных образцов (растворения, схватывания, твердения) наблюдаются изменения акустических характеристик (амплитуда, суммарный счет импульсов АЭ), по которым можно и проследить переход от одного уровня к другому. В образцах с различным в/ц-отношением и отношением процентного содержания заполнителя к цементу, акустико-эмиссионные характеристики существенно отличаются по величине и зависят от периодов структурирования. Также обнаружена тесная связь между акустико-эмиссионными данными и прочностью бетона. В результате вышеизложенного данные исследования позволяют изучать процессы, происходящие при воздействии различных компонентов в бетоне и достоверно прогнозировать его ресурс еще на этапах структурирования.

Список литературы

1. Iliopoulos S.N., Dzaye E., Yassir El Khattabi, Aggelis D.G. Continuous AE monitoring of fresh concrete // Progress in Acoustic Emission. – 2016. – XVIII. – P. 293–298.
2. Муравин Г.Б. Исследование акустической эмиссии твердеющего бетона / Г.Б. Муравин, Г.С. Павловская, А.Ф. Щуров // Дефектоскопия. – 1984. – №10. – С. 77–81.
3. Evin D. D., Geert De Schutter, Dimitrios G. Study on mechanical acoustic emission sources in fresh concrete // Archives of civil and mechanical engineering. – 2018. – №18. – P. 742–754.
4. Ohtsu M. Advanced Testing of Cement-Based Materials during Setting and Hardening – Final Report of RILEM TC 185-ATC. Editors by H.W. Reinhardt and C.U. Grossetesting. RILEM Publications SARL. – 2005. – 21 p.
5. Koen Van Den Abeele, Geert De Schutter, Martine Wevers. Non destructive online evaluation of concrete hardening using acoustic emission and harmonic wave spectroscopy // ECNDT. – 2006. – P. 1–9.
6. Aggelis D.G., Polyzos D., Philippidis T.P. Wave dispersion and attenuation in fresh mortar: theoretical predictions vs. experimental results // Journal of the Mechanics and Physics of Solids. – 2005. – P. 857–883.
7. Бардаков В.В. Прогнозирование прочности бетона в процессе его твердения при помощи метода акустической эмиссии / В.В. Бардаков, А.И. Сагайдак // РАН: Дефектоскопия. – 2017. – №6. – С. 40–43.
8. Ратинов В.Б. Добавки в бетон / В.Б. Ратинов, Т.И. Розенберг. – М.: Стройиздат, 1989. – 103 с.

Раздел 1. Механика деформируемого твердого тела

9. Вернигорова В.Н. Химия композиционных материалов на неорганических вяжущих / В.Н. Вернигорова, К.Н. Махамбетова, С.М. Саденко. – Пенза: ПГУАС, 2014. – 163 с.
10. Якимович В.Д. Твердение портландцемента // Проблемы современного бетона и железобетона: сб. трудов. Ч. 2 Технология бетона. – 2009. – С. 448–460.
11. Guang Ye, K. van Breugel, A.L.A. Fraaij. Experimental study on ultrasonic pulse velocity evaluation of the microstructure of cementitious material at early age // HERON. – 2001. – №46. – Р. 161–167.
12. Kawasaki Y., Wakuda T., Kobrai T., Ohtsu M. Corrosion mechanisms in reinforced concrete by acoustic emission // Construction and Building Materials. – 2013. – №48. – Р. 1240–1247.
13. Zaki A., Chai H.K., Aggelis D.G., Alver N. Non-destructive evaluation for corrosion monitoring in concrete: A review and capability of acoustic emission technique // Sensors. – 2015. – №8. – Р. 19069–19101. DOI: <http://dx.doi.org/10.3390/s150819069>
14. Iliopoulos S.N., Khattabi Y.El, Aggelis D.G. Towards the establishment of a continuous nondestructive monitoring technique for fresh concrete // Journal of Nondestructive Evaluation. – 2016. – №37. – Р. 11.
15. Gul R., Demirboga R., Guvercin T. Compressive strength and ultrasound pulse velocity of mineral admixture mortars // Indian Journal of Engineering & Materials Sciences. – 2006. – №13. – Р. 18–24.

Сагайдак Александр Иванович – канд. техн. наук, ведущий научный сотрудник Научно-исследовательского, проектно-конструкторского и технологического института бетона и железобетона им. А.А. Гвоздева (НИИЖБ), АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, e-mail: sagaidak-niizhb@mail.ru

Боровкова Евгения Сергеевна – старший преподаватель кафедры физики УО «Полоцкого государственного университета», г. Новополоцк, Беларусь, e-mail: e.borovkova@psu.by

Sagaidak A.I., Leading Researcher at the A.A. Gvozdev Research, Design and Technological Institute of Concrete and Reinforced Concrete (NIIZHB), JSC «SIC «Construction», Candidate of Sciences (Engineering), Moscow, e-mail: sagaidak-niizhb@mail.ru

Borovkova E.S., Senior Lecturer of the Department of Physics of the Higher Educational Institution «Polotsk State University», Novopolotsk, Belarus, e-mail: e.borovkova@psu.by

**МЕТОД РАСЧЕТА ОСАДОК
КРУПНОРАЗМЕРНЫХ ФУНДАМЕНТОВ
ПРИ ПОВЫШЕННЫХ НАГРУЗКАХ**

H.C. Соколов

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия
ООО «Научно-производственная
фирма «ФОРСТ»
г. Чебоксары, Россия

Аннотация: большой опыт эксплуатации и результаты длительных наблюдений за осадками большеразмерных фундаментов при повышенных на них нагрузках показывают, что фактические осадки оказались значительно большие расчетных величин, определенных по формуле расчета осадки основанной на модели линейно-деформируемого слоя конечной толщины. Материал фактических осадок построенных объектов показывает, что кривые осадок состоят из линейного и нелинейного участков, с отличными друг от друга характеристиками и скоростями осадок.

Ключевые слова: неравномерность деформаций, горизонтальные перемещения, скорость осадок, линейно-деформируемый слой конечной толщины.

**METHOD OF CALCULATION OF THE SEDIMENTS OF
THE LARGE-DIMENSIONAL FOUNDATIONS WITH
EXCESSIVE LOADS**

Abstract: extensive operational experience and the results of long-term observations of the precipitation of large-sized foundations with increased loads on them show that the actual precipitation turned out to be significantly higher than the calculated values determined by the precipitation calculation formula based on the model of a linearly deformable layer of finite thickness. The material of the actual sediments of the constructed objects shows that the sediment curves consist of linear and nonlinear sections with different characteristics and sediment velocities.

Keywords: *non-uniformity of deformations, horizontal displacements, sediment velocity, linearly - deformed layer of finite thickness*

Введение

Наблюдения за осадками большеразмерных фундаментов при повышенных нагрузках показывают, что деформации грунтов, залегающих в их основаниях, имеют две стадии осадок во времени с ростом нагрузки на основание. Первая стадия осадки основания относится к уплотнению грунтов при нагрузке до $P_{lmt} = 250 \div 300$ кПа, когда кривая осадки прямо пропорциональна росту среднего давления P_{lmt} на основание. Вторая стадия деформации основания происходит за счет горизонтальных перемещений грунтов основания, при этом нагрузка на основание превышает $P_{lmt} = 250 \div 300$ кПа. На этой стадии осадка фундаментной плиты резко возрастает. Об этом свидетельствуют также исследования в стендовых условиях с моделями фундаментов, проведенных М.Н. Окуловой и М.Н. Балюрой [3–9], а также в полигонных и натурных условиях, проведенных Л.А. Шелест [10; 11]. Наиболее ценные исследования в натурных условиях проведены в основаниях для случаев резервуаров и насыпей резервуаров и насыпей.

Так, например Роберт Дар [12] провел натурные исследования в основаниях трех резервуаров диаметром $D = 38,0$ м и высотой $h = 14,6$ м с целью выявления роли горизонтальных перемещений в общей осадке этих сооружений. В основаниях этих резервуаров залегают плотные пески толщиной 4,8 м, супеси и суглинки мощностью около 6 м. Ниже подстилаются и плотные глины. Нагрузки на основание прикладывались ступенями и измерялись осадки по периметру и горизонтальные перемещения грунтов на различной глубине по вертикали, проходящей в непосредственной близости от резервуара. Усилия на основание создавалась при помощи нагрузки от веса столба воды.

Анализируя результаты исследований Р. Дар [12] пришел к выводу о том, что при увеличении нагрузки на основание резервуара наблюдается значительный рост горизонтальных перемещений грунтов. Максимальные величины зафиксированы на глубине $z = 5$ м от поверхности и составили на конец испытаний $S = 19,5$ см (рис. 1) при максимальной величине осадки $S = 27,5$ см.

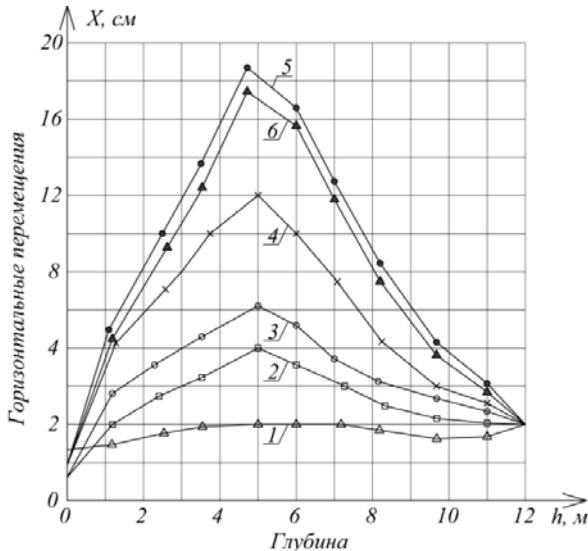


Рис. 1. Графики развития горизонтальных перемещений по глубине в основании резервуара диаметра $\mathcal{O} = 38,0$ м и высотой $h = 14,6$ м при различных средних давлениях:
 1 – $P_{IImt} = 73$ кПа; 2 – $P_{IImt} = 98$ кПа; 3 – $P_{IImt} = 110$ кПа;
 4 – $P_{IImt} = 122$ кПа; 5 – $P_{IImt} = 140$ кПа; 6 – разгрузка

Отмеченное выше явление наблюдается и в экспериментах Белони [13], который также исследовал деформации основания резервуара диаметром $\mathcal{O}13$ м и высотой $h = 14,7$ м. Как и в натурных экспериментах, проведенных Р. Даром [12], максимальные горизонтальные перемещения при тех же значениях давлений составили $u = 19,2$ см при максимальной осадке резервуара $S = 73,8$ см. Правда, при опорожнении этого резервуара горизонтальные перемещения грунтов в основании продолжали увеличиваться и достигли в конечном счете величины $u_{max} = 25$ см (рис. 2).

Исследованиями П.А. Коновалова и Р.А. Усманова [14] выявлено значительное влияние горизонтальных перемещений грунтов оснований на величину общей осадки моделей и натурных резервуаров. Величины пределов пропорциональности определенных по графикам «осадки – нагрузка» указывают, что криволинейность графика $S = f(P)$ обуславливается все более возрастающими величинами горизонтальных перемещений грунтов оснований.

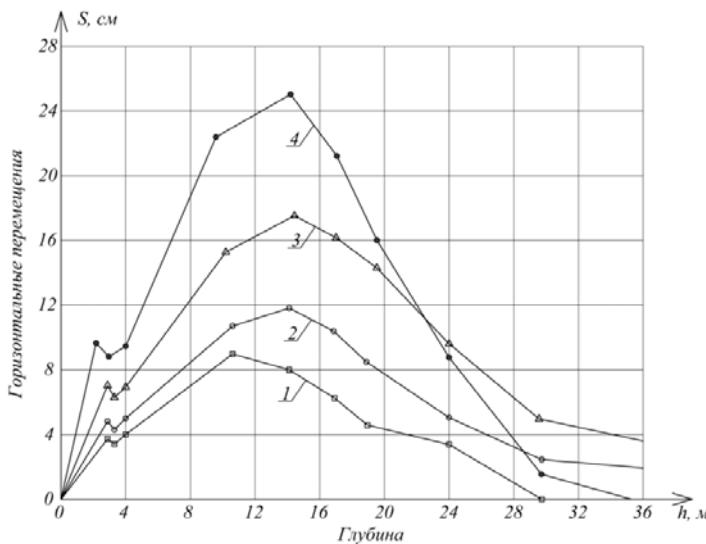


Рис. 2. Графики развития горизонтальных перемещений при различных средних давлениях P_{Hmt} на основание резервуара диаметром $D = 67,0$ м и высотой $h = 14,7$ м: 1 – $P_{Hmt} = 75$ кПа; 2 – $P_{Hmt} = 83$ кПа; 3 – $P_{Hmt} = 140$ кПа; 4 – разгрузка

На тесную связь горизонтальных перемещений грунтов с вертикальными осадками указывают графики их взаимной зависимости. Линейная зависимость между ними наблюдается лишь на первых ступенях нагрузки, после чего горизонтальные перемещения начинают резко возрастать. На последних ступенях нагрузки приращение осадки определяется в значительной степени приращениями горизонтальных перемещений. Об этом убедительно свидетельствуют результаты наблюдений за осадками насыпей Cubzak-les-Ponts [15], Каликса [16], Кинг Лина и Тиктона [17], которые приведены на рис. 3.

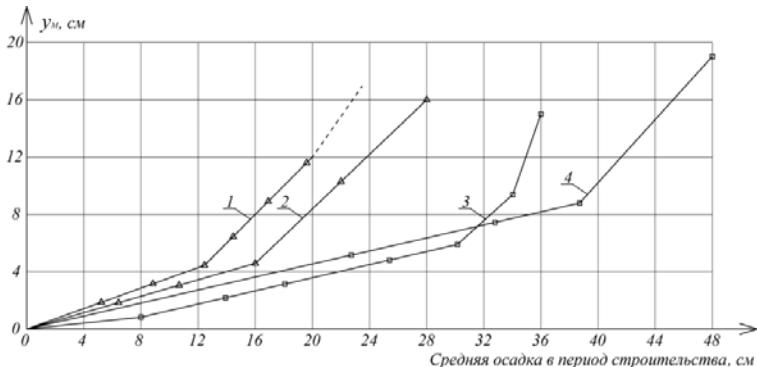


Рис. 3. Графики зависимости максимальных горизонтальных перемещений – «средняя осадка» для насыпей:
 1 – Cubzak-les-Ponts [15]; 2 – Каликса [16]; 3,
 4 – Кинг Лина и Тиктона [17]

Материал и методы исследований

Нами получены результаты аналогичные с результатами исследований Р. Дара [12], Белони [13], П.А. Коновалова и Р.А. Усманова [15] и др. Наблюдения за горизонтальными перемещениями в основании одного из объектов показали, что ордината максимального горизонтального перемещения $y_{max} \approx 4$ см (см. рис. 4) находится примерно на глубине $Z \approx 0,2b$. При этом средняя осадка составляет около $S=8$ см. Среднее давление на момент исследований составило $P_{Ult} = 300$ кПа.

Весь процесс деформации основания происходит за счет преимущественного сжатия верхних слоев основания. Об этом наглядно свидетельствуют результаты наблюдений за послойными деформациями оснований рассмотренных объектов [1; 2], так и большеразмерных фундаментов и других сооружений. Следовательно, основания фундаментов [1; 2] работают по схеме линейно-деформируемого слоя конечной толщины. Поэтому согласно СП 22.13330.2011 для расчета средней осадки фундамента толщину сжимаемого слоя рекомендуется определять по формуле

$$H = (H_0 + tb)K_p, \quad (1)$$

где H_0 и t – параметры, разные для глинистых и песчаных грунтов соответственно $H_0 = 9$ м, $t = 0,15$ и $H_0 = 6$ м и $t = 0,1$; b – ширина фундамента.

В случае разнородных грунтов в пределах сжимаемой толщи основания следует принимать средние значения H_0 и t . Значение множителя K_p принимается в зависимости от среднего давления P_{Hmt} на основание.

Для фундаментов рассмотренных объектов №1÷5 [1; 2] значение коэффициента $K_p = 1,5$, который определен эмпирически на основе результатов натурных исследований осадок и сжимаемости оснований большеразмерных фундаментов.

Приведем пример определения K_p .

Результаты наблюдений осадок фундаментов объектов №1 и 2 [1; 2] позволяют заключить следующее. В основаниях этих объектов залегают пески толщиной 20 метров, которые подстилаются глинами. Результаты этих наблюдений двух объектов показывают, что после окончания приложения нагрузок на основания скорости осадок резко уменьшаются. Резкое затухание деформации основания свидетельствует о том, что осадки фундаментов в основном происходят за счет сжатия толщи песков. Решая уравнение (1) определяем $K_p \approx 1,5$.

Подставляя $K_p = 1,5$ в формулу (1) определим толщину сжимаемого слоя $H = 21$ м для оснований фундаментов этих объектов. Результаты послойных перемещений свидетельствуют об удовлетворительной сходимости расчетной и фактической величин толщины сжимаемого слоя.

Результаты и проблематика

Существующие методы расчета осадок включают в себя горизонтальные перемещения только в рамках теории упругости, где их роль невелика в общей осадке. Результаты наблюдений за горизонтальными перемещениями (опыты М.В. Балюры и М.Н. Окуловой [4–6] наглядно показывают, что они превосходят теоретические значения в 1,5–2 раза (рис. 5). Из анализа результатов, приведенных на рис. 2, произведена оценка влияния горизонтального расширения грунта на общую осадку штампа. Для исследованных грунтов доля горизонтальных перемещений в общей осадке штампа составляет от 45 до 60%.

Исходя из вышесказанного заключаем, что учет горизонтальных перемещений за пределами теории упругости позволит приблизить расчетные осадки к фактическим.

Формула расчета осадок большеразмерных фундаментов имеет вид

$$S = \left[Pb \sum_{i=1}^n \frac{K_i - K_{i-1}}{E_i} \right] M, \quad (2)$$

где M – коэффициент, учитывающий концентрацию деформаций в пределах сжимаемой толщи (для определения деформации упругого полупространства следует принять $M = 1$).

При больших нагрузках на грунты возникает уплотненная зона в центральной части основания. В результате появляется возможность значительных горизонтальных перемещений грунтов и увеличения осадок фундаментов. На этот процесс оказывает влияние пластическая деформация грунтов за пределами фундаментов (рис. 4).

Для того, чтобы учесть в практических расчетах увеличение осадки за счет горизонтальных перемещений, рекомендуется ввести коэффициент A , равный для глинистых и песчаных грунтов соответственно 1,3 и 1,2. Для смешанных грунтов A равен 1,25. Аналогичное предложение имеется у проф. А.К. Бугрова [18] для упругопластической модели основания.

Итак, формула расчета осадок большеразмерных фундаментов при повышенных нагрузках представится в виде

$$S_k = AS = A \left[Pb \sum_{i=1}^n \frac{K_i - K_{i-1}}{E_i} \right] M, \quad (3)$$

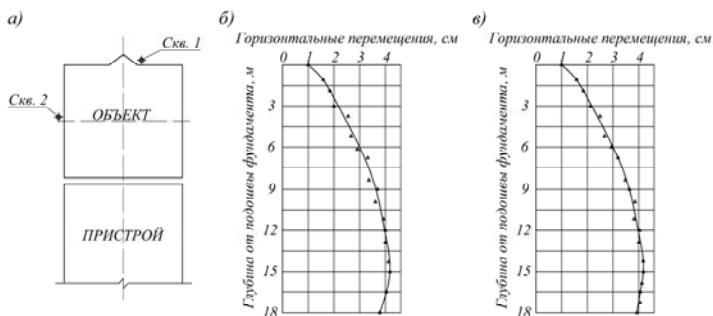


Рис. 4. а) схема расположения инклинометрических скважин №1, 2, б) и в) – эпюры горизонтальных перемещений по глубине

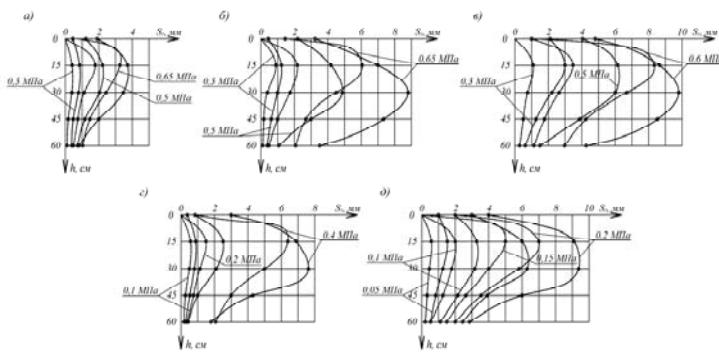


Рис. 5. Экспериментальные и теоретические эпюры горизонтальных перемещений при различных средних давлениях на штамп P_{IImt} для суглинков различной влажности:
 а) – $w = 0,144$ д.е.; б) – $w = 0,172$ д.е.; в) – $w = 0,198$ д.е.;
 г) – $w = 0,212$ д.е.; д) – $w = 0,229$ д.е. Пунктирно –
 по К.Е. Егорову; сплошные – по экспериментам [4–6]

Заключение

1. Линейный участок имеет место для среднесжимаемых грунтов в первой половине среднего давления P_{IImt} . При P_{IImt} больше $250 \div 300$ кПа начинается возрастание скорости осадки в процессе роста нагрузки до полной ее расчетной величины. Затем скорость осадки переходит в стадию стабилизации.

2. Возрастание скоростей осадок на нелинейном участке следует объяснить возрастанием роли горизонтальных перемещений в общей деформации основания.

3. В табл. 1 приведены результаты сопоставлений фактических осадок с расчетными по предлагаемой формуле (3) и по формуле (2). Анализируя табл. 1, следует заключить, что формула (2) дает заниженные значения осадок примерно в 1,5 раза по сравнению с фактическими. Осадки же по предлагаемой формуле наиболее полно согласовываются с фактическими осадками. Расхождение составляет порядка 5–10%.

4. На рис. 5 приведены графики сопоставления фактических и расчетных осадок фундаментов различными методами. Опять же расчетные осадки по предлагаемому методу наиболее полно согласовываются с фактическими. В то же время расчеты по формуле (3) наиболее близко совпадают с расчетами по методу упругопластической модели [18].

Таблица 1

Характеристики фундаментов, их фактические
и расчетные осадки

Наименование объекта наблюдений	Размеры фундамента, м	Среднее давление под подошвой фундамента, кПа	Средняя фактическая осадка, см	Средняя расчетная осадка по формуле 2, см.	Средняя расчетная осадка по формуле 3, см.
Объект №1	48,8	680	34,0	25,7	33,8
Объект №2	48,8	680	30,0	25,7	33,8
Объект №3	68,2×68,2	520	40,0	30,9	45,1
Объект №4	68,2×68,2	520	45,0	33,8	48,0
Объект №5	68,2×68,2	520	47,5	33,8	48,0

Список литературы

1. Соколов Н.С. Длительные исследования процессов деформирования оснований фундаментов при повышенных нагрузках // Жилищное строительство. – 2018 – №5. – С. 3–8.
2. Соколов Н.С. Прогноз осадок большеразмерных фундаментов при повышенных давлениях на основания // Жилищное строительство. – 2018. – №4. – С. 3–8.
3. Балюра М.В. Горизонтальные перемещения в глинистых основаниях // Исследования по строительной механике и строительным конструкциям. Изд-во Томского университета. – Томск, 1983. – С. 45–51.
4. Балюра М.В. Экспериментальное исследование горизонтальных перемещений в основании жесткого квадратного штампа: автореф. дис. канд. техн. наук. – Новочеркасск, 1975. – 23 с.
5. Балюра М.В. О влиянии некоторых факторов на деформируемость грунтов в горизонтальном направлении / М.В. Балюра, М.Н. Окулова // Основания и фундаменты зданий и сооружений в условиях строительства Томска. – Томск: Изд-во Томского университета, 1977. – С. 36–41.
6. Окулова М.Н. Исследование НДС грунтов вблизи загруженного штампа // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1966. – №4. – С. 5–8.
7. Окулова М.Н. Экспериментальное исследование боковых деформаций в нагруженных песчаных основаниях и их роль в общей осадке // Сборник трудов Томского университета. – Т. II. – Томск, 1967.
8. Окулова М.Н. Экспериментальное исследование работы нагруженного песчаного основания в горизонтальном направлении: автореф. дис. ... канд. техн. наук. – Свердловск, 1967. – 30 с.
9. Окулова М.Н. Боковой распор и его роль в осадке фундамента / М.Н. Окулова, М.В. Балюра // Исследование НДС оснований и фундаментов. Межвузовский сборник. – Новочеркасск, 1971. – С. 88–92.

10. Шелест Л.А. Вертикальные и горизонтальные деформации грунта при штамповых испытаниях // Труды НИИОСП. – 1972. – Вып. 63.
11. Шелест Л.А. Исследование НДС основания конечной толщины при действии круглого жесткого штампа: автореф. дис. ... канд. техн. наук. – М., 1975. – 20 с.
12. Darragh R.D. Cbntroled Water Tests to Pre-load Tank Foundations. Pros. A.S.C.E. – 1964. – Vol. 90. – P. 303–329.
13. Belloni L.A. Garassini LA. Jamiolkowaki M. Differential Settlements of Petroleum Steel Tanks. Proc. Conference on Settlements of Structures, Cambridge. – Р. 323–328.
14. Коновалов П.А. Исследование деформаций сильноожимаемых оснований гибких штампов и резервуаров / П.А. Коновалов, Р.А. Усманов // Доклады к Дунайско-Европейской конференции по механике грунтов и фундаментостроению. – Кишинев, 1983. Т. 3. – С. 107–112.
15. Magnan J.-P., Mieussens C, Queyroi D. Comportements du rembal experimental B a Cubzak-les-Ponts. Revue Francaise de Geotechnique, 5, pp. 23–26. 1978.
16. Holtz R.D., Holm G. Belastningaforsok pa svartmoka. Swedish Geotechnical Institute, Internal Report to the National Swedish Road Board. 1973. – 64 p.
17. Wilkes P.F. An induced failure at a trial embankment at King's Lynn Norfolk. England. Proc. ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth Supported Structures, Purdue University, Lafayette. IN. – 1972. – Vol. 1 (1). – P. 29–63.
18. Бугров А.К. Напряженно-деформированное состояние анизотропных оснований с областями предельного равновесия грунта / А.К. Бугров, А.И. Голубев // Труды Дунайско-Европейской конференции по механике грунтов и фундаментостроению. – Кишинев, 1983. – С. 203–207.

Соколов Николай Сергеевич – канд. техн. наук, доцент, заведующий кафедрой строительных технологий, геотехники и экономики строительства ФГБОУ ВО «ЧГУ им. И.Н. Ульянова», директор ООО НПФ «ФОРСТ», член РОМГИФ и ISSMGE, г. Чебоксары, e-mail: ns_sokolov@mail.ru

Sokolov N.S. – Head of the Department of «Construction technologies, geotechnics and construction economics» in Federal State-Funded Educational Institution of Higher Education «I.N. Ulianov Chuvash State University», Director of OOO NPF «FORST», Candidate of Sciences (Engineering), Docent, member of RSSMGE, Cheboksary, e-mail: ns_sokolov@mail.ru

ЗАТУХАНИЕ НЕЙТРОННОГО ПОТОКА ПРИ ПРОХОЖДЕНИИ ЧЕРЕЗ ТРЕХСЛОЙНУЮ ПЛАСТИНУ

Э.И. Старовойтова

Белорусский государственный
университет транспорта
г. Гомель, Республика Беларусь

Аннотация: в условиях комплексного внешнего воздействия на трехслойные элементы конструкций, возникает потребность оценки прочностных характеристик и создания расчетной модели для описания деформации при различных нагрузках, включая радиационные, при которых изменяются механические свойства материалов.

Ключевые слова: трехслойная пластина, упругость, нейтронный поток, затухание.

ATTENUATION OF THE NEUTRON FLUX DURING PASSAGE THROUGH A THREE-LAYER PLATE

Abstract: in the conditions of complex external influence on three-layer structural elements, there is a need to assess the strength characteristics and create a computational model to describe deformation under various loads, including radiation, at which the mechanical properties of materials change.

Keywords: three-layer plate, elasticity, neutron flux, attenuation.

Введение

Потребность оценки прочностных характеристик трехслойных элементов конструкций, работающих в условиях комплексных внешних воздействий, обуславливает необходимость создания соответствующих расчетных моделей для описания их деформирования при различных нагрузках, включая радиационные. Этой проблеме посвящен ряд работ.

Монографии [1–3] содержат общие методы построения механико-математических моделей деформирования трехслойных элементов конструкций. Свободные, вынужденные и резонансные колебания

трехслойных пластин, в том числе связанных с упругим основанием Винклера, исследовались в работах [3–9]. Решения получены в перемещениях разложением в ряд по системам собственных ортонормированных функций, изучено влияние жесткости основания на частоты и амплитуды колебаний.

Статьи [10–20] посвящены развитию моделей деформирования круговых трехслойных пластин и цилиндрических оболочек, учитывающих физическую нелинейность материалов, влияние упругого основания, локальность внешних нагрузок. В публикациях [21–24] исследуется влияние сжимаемости заполнителя на НДС трехслойной круговой пластины. Функция сжимаемости принималась линейной по толщине заполнителя.

Влияние нейтронного облучения на механические свойства материалов описано в монографии [25]. В статье [26] исследовано деформирование трехслойного стержня в нейтронном потоке.

Материал и методы исследований

Внешние несущие слои несимметричной по толщине трехслойной круговой пластины предполагаются тонкими, толщиной $h_1 \neq h_2$. Для них принимаются гипотезы Кирхгофа о несжимаемости, прямолинейности и перпендикулярности деформированных нормалей к срединной поверхности слоев. Заполнитель считается жестким, достаточно толстым ($h_3 = 2c$), учитывается его работа в тангенциальном направлении. Для него справедлива гипотеза о прямолинейности и несжимаемости деформированной нормали, которая поворачивается относительно срединной поверхности на некоторый угол $\psi(r)$. Постановка задачи и ее решение проводится в цилиндрической системе координат r, φ, z . Срединная плоскость заполнителя принимается за координатную, ось z направлена перпендикулярно вверх, к первому слою.

При облучении элементов конструкций нейтронами, ионами, электронами изменяются механические свойства материалов: твердость, предел текучести, пластичность, ползучесть. Особый интерес представляет нейтронное облучение. Предполагается, что к внешней поверхности $z = c + h_1$ круговой трехслойной пластины подводится *нейтронный поток* плотностью $\Phi_0 = \text{const}$ в направлении, противоположном внешней нормали.

В результате нейтронного облучения твердых тел возникает объемная деформация θ_I , изменяются механических характеристик

материалов. Влияние нейтронного облучения на параметры упругости – модуль Юнга, коэффициент Пуассона и т. д. незначительно и в дальнейшем не учитывается.

Согласно экспериментальным данным при малых деформациях в линейном приближении можно считать, что изменение объема материала прямо пропорционально интегральному нейтронному потоку [14]

$$\theta_{ik} = B_k I_k(z), \quad (1)$$

где $I_k(z) = \phi_k(z) t$ – интегральный нейтронный поток в k -ом слое; ϕ_k – интенсивность потока, нейtron/($\text{м}^2 \cdot \text{с}$), дошедшего за время t к поверхности с координатой z в k -ом слое; B_k – константа материала, получаемая из опыта.

Если на поверхность пластины $z = c + h_1$, параллельно оси z падают нейтроны с интенсивностью ϕ_0 , то интенсивность потока нейтронов, доходящих до плоскости, параллельной границе $z = \text{const}$, будет убывать по экспоненте [18]. В нашем случае в верхнем слое интенсивность будет

$$\phi_1(z) = \phi_0 \exp(-\mu_1(h_1 + c - z)) \quad (2)$$

$$\mu_1 = \sigma_1 n_0 = \sigma_1 \frac{A_0 \rho_1}{A_1},$$

где μ_1 – величина макроскопического эффективного сечения ($1/\text{см}$), σ_1 – эффективное сечение, отнесенное к одному ядру, n_0 – число ядер в 1 см^3 , A_0 – число Авогадро, ρ_1 – плотность, A_1 – атомный вес; нижний индекс номер слоя, если другое не указано.

Для алюминия: $\sigma_1 = 0,21 \cdot 10^{-24} \text{ см}^2$, $A_0 = 6,022 \cdot 10^{23} \text{ моль}^{-1}$, плотность $\rho_1 = 2,7 \text{ г/см}^3$, $A_1 = 27$ а.е.м. Подставляя эти данные в (2) – получим $\mu_1 = 1,26 \text{ м}^{-1}$. Отметим, что μ_1 обратно величине свободного пробега нейтронов, которая для быстрых нейтронов в алюминии $\lambda_1 = 14,1\text{--}15,9 \text{ см}$, в полиэтилене $\lambda_2 = 5,5\text{--}13,9 \text{ см}$.

Следовательно, к моменту t через сечение z внешнего слоя пройдет интегральный поток

$$I_1(z, t) = \phi_0 t \exp(-\mu_1(h_1 + c - z)). \quad (3)$$

При $z = c + h_1$ величина $I_0 = \phi_0 t$ дает суммарный поток нейтронов на единицу площади поверхности тела. В реакторах ϕ_0 имеет

порядок 10^{17} – 10^{18} нейtron/(м²с), а I_0 достигает значений 10^{23} – 10^{27} нейtron / м², причем θ_I достигает значений порядка 0,1. Следовательно, в зависимости от энергии нейtronов и облучаемого материала величина параметра B может быть порядка 10^{-28} – 10^{-23} м² / нейtron.

При $z = c$ из формулы (2) следует интенсивность нейtronного потока на границе перехода из первого слоя 1 к заполнителю 3:

$$\varphi_{13} = \varphi_1(c) = \varphi_0 \exp(-\mu_1 h_1) \quad (4)$$

В заполнителе интенсивность потока нейtronов на плоскости $z = \text{const}$ и интегральный поток к моменту t будут

$$\begin{aligned} \varphi_3(z) &= \varphi_{13} \exp(-\mu_3(c - z)), \\ I_3(z, t) &= \varphi_{13} t \exp(-\mu_3(c - z)) \end{aligned} \quad (5)$$

На склейке заполнителя 3 с нижним несущим слоем 2 ($z = -c$) из соотношения (5) получим интенсивность нейtronного потока:

$$\varphi_{32} = \varphi_3(-c) = \varphi_{13} \exp(-2\mu_3 c) \quad (6)$$

В нижнем слое интенсивность потока нейtronов на плоскости $z = \text{const}$ и интегральный поток к моменту t будут

$$\begin{aligned} \varphi_2(z) &= \varphi_{32} \exp(-\mu_2(-c - z)), \\ I_2(z, t) &= \varphi_{32} t \exp(-\mu_2(-c - z)) \end{aligned} \quad (7)$$

Следовательно, формулы (2)–(7) позволяют рассчитать интегральный нейtronный поток по толщине слоев трехслойной пластины в зависимости от координаты $z = \text{const}$.

Принимается, что материалы слоев пластины в процессе деформирования проявляют упругие свойства. Для описания их деформирования используются следующие физические уравнения состояния, учитывающие радиационное изменение объема (1):

$$\begin{aligned} S_\alpha^{(k)} &= 2G_k \vartheta_\alpha^{(k)}, \quad S_{rz}^{(3)} = 2G_3 \vartheta_{rz}^{(3)}, \\ \sigma^{(k)} &= K_k (3\varepsilon^{(k)} - B_k I_k) \quad (k = 1, 2, 3; \alpha = r, \varphi) \end{aligned} \quad (8)$$

где $S_\alpha^{(k)}$, $\vartheta_\alpha^{(k)}$ – девиаторные, $\sigma^{(k)}$, $\varepsilon^{(k)}$ – шаровые части тензоров напряжений и деформаций; G_k , K_k – модули сдвига и объемного деформирования; $S_{rz}^{(3)}$, $\vartheta_{rz}^{(3)}$ – касательное напряжение и сдвиговая деформация в заполнителе.

Следует отметить, что при воздействии нейтронного облучения происходит увеличение объемной деформации (8) в каждом слое, при этом верхний слой облучается потоком большей интенсивности, что вызывает его распухание и прогиб, в ряде случаев направленный вверх.

Результаты и проблематика

Численные результаты получены для круговой трехслойной несимметричной по толщине пластины, слои которой набраны из материалов Д16Т–фторопласт-4–Д16Т. интенсивность нейтронного потока $\phi_1 = 10^{18}$ нейtron/($\text{m}^2\text{с}$), время его действия 60 мин.

На рис. 2 показано изменение величины интегрального нейтронного потока при прохождении через пластину: 1 – $h_1 = 0,01$; $h_2 = 0,06$; $h_3 = 0,4$; 2 – $h_1 = 0,02$; $h_2 = 0,06$; $h_3 = 0,4$. Из полученных результатов следует, что интегральный нейтронный поток уменьшается примерно в 3 раза.

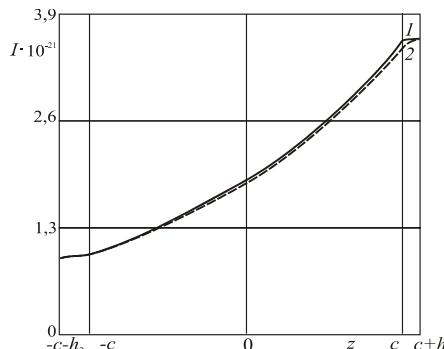


Рис. 1. Графики изменения интегрального нейтронного потока

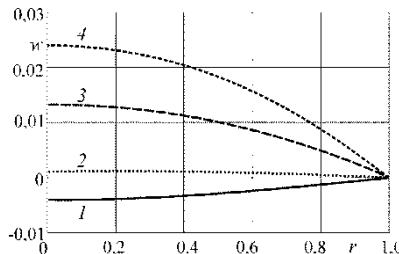


Рис. 2. Зависимость прогиба от асимметрии пластины

Рис. 2 иллюстрирует зависимость прогиба пластины w от ее асимметрии по толщине: 1 – $h_1 = 0,01$, $h_2 = 0,07$; 2 – $h_1 = 0,02$, $h_2 = 0,06$; 3 – $h_1 = 0,04$, $h_2 = 0,04$; 4 – $h_1 = 0,06$, $h_2 = 0,02$ при постоянной толщине заполнителя $h_3 = 0,4$. Здесь при относительно тонком верхнем несущем слое прогиб отрицательный, и направлен вниз, в сторону падения нейтронного потока. По мере роста этого слоя и ослабления нижнего несущего слоя прогиб меняет свое направление и возрастает по величине.

Заключение

Облучение пластины нейтронным потоком вызывает ее прогиб, направление которого зависит от толщины верхнего слоя. Полученные формулы позволяют рассчитать изменение величины интегрального нейтронного потока при прохождении через трехслойную пластину любой конфигурации.

Работа выполнена в рамках гранта Президента РБ в науке на 2021 год.

Список литературы

1. Горшков А.Г. Механика слоистых вязкоупругопластических элементов конструкций / А.Г. Горшков, Э.И. Старовойтов, А.В. Яровая. – М.: ФИЗМАТЛИТ, 2005. – 576 с.
2. Журавков М.А. Механика сплошных сред. Теория упругости и пластичности / М.А. Журавков, Э.И. Старовойтов. – Минск: БГУ, 2011. – 543 с.
3. Старовойтов Э.И. Трехслойные стержни в терморадиационных полях / Э.И. Старовойтов, М.А. Журавков, Д.В. Леоненко // Минск: Беларуская наука, 2017. – 276 с.
4. Горшков А. Г. Гармоническое нагружение слоистых вязкоупругопластических систем / А.Г. Горшков, Э.И. Старовойтов, А.В. Яровая // Изв РАН. Механика твердого тела. – 2000. – №6. – С. 91–98.
5. Gorshkov A.G., Starovoitov É. I., Yarovaya A.V. Harmonic Vibrations of a Viscoelastic Sandwich Cylindrical Shell // International applied mechanics. – 2001. – Vol. 37, №9. – P. 1196–1203.
6. Fedotenkov G.V., Kalinchuk V.V., Mitin A.Y. Three-dimensional non-stationary motion of Timoshenko-type circular cylindrical shell // Lobachevskii Journal of Mathematics. – 2019. – 40 (3). – 311–320.
7. Старовойтов Э. И., Леоненко Д.В. Колебания круговых композитных пластин на упругом основании под действием локальных нагрузок // Механика композитных материалов. – 2016. – 52. №5. – С. 943–954.
8. Starovoitov, É.I. Vibrations of round three-layer plates under the action of distributed local loads / É.I. Starovoitov, D.V. Leonenko, A.V. Yarovaya // Strength of materials. – 2002. – Vol. 34. №5. – P. 474–481.

9. Старовойтов Э.И. Исследование спектра частот трехслойной цилиндрической оболочки с упругим наполнителем / Э.И. Старовойтов, Д.В. Леоненко // Механика композиционных материалов и конструкций. – 2015. – №2. – С. 162–169.
10. Старовойтов Э.И. Термоупругий изгиб кольцевой трехслойной пластины на упругом основании / Э.И. Старовойтов, Д.В. Леоненко, М. Сулейман // Экологический вестник научных центров Черноморского экономического сотрудничества. – 2006. – №4. – С. 55–62.
11. Старовойтов Э.И. Деформирование трехслойной круговой цилиндрической оболочки в температурном поле / Э.И. Старовойтов, Д.В. Леоненко, Д.В. Тарлаковский // Проблемы машиностроения и автоматизации. – 2016. – №1. – С. 91–97.
12. Москвитин В.В. Деформация и переменные нагрузжения двухслойных металлополимерных пластин / В.В. Москвитин, Э.И. Старовойтов // Механика композитных материалов. – 1985. – №3. – С. 409–416.
13. Старовойтов Э.И. Деформирование упругого трехслойного стержня локальными нагрузками / Э.И. Старовойтов, А.В. Яровая, Д.В. Леоненко // Проблемы машиностроения и автоматизации. – 2001. – №4. – С. 37–40.
14. Старовойтов Э.И. Изгиб прямоугольной трехслойной пластины на упругом основании / Э.И. Старовойтов, Е.П. Доровская // Проблемы машиностроения и автоматизации. – 2006. – №3. – С. 45–51.
15. Старовойтов Э.И. Деформирование упругого трехслойного стержня локальными нагрузками / Э.И. Старовойтов, А.В. Яровая, Д.В. Леоненко // Проблемы машиностроения и автоматизации. – 2001. – №4. – С. 37–40.
16. Старовойтов Э.И. Термосиловое нагружение трехслойных пологих оболочек // Изв. АН СССР. Механика твердого тела. – 1989. – №5. – С. 114–119.
17. Starovoitov E.I. Deformation of a composite plate on an elastic foundation by local loads / E.I. Starovoytov, D.V. Leonenko, M. Suleyman // Mechanics of Composite Materials. – 2007. – Vol. 43. №1. – P. 75–84. DOI: 10.1007/s11029-007-0008-0
18. Старовойтов Э.И. Деформирование трехслойного стержня в температурном поле / Э.И. Старовойтов, Д.В. Леоненко // Механика машин, механизмов и материалов. – 2013. – №1 (22). – С. 31–35.
19. Starovoitov É. I. Deformation of a Step Composite Beam in a Temperature Field / É. I. Starovoitov, Yu. M. Pleskachevskii, D. V. Leonenko, D. V. Tarlakovskii // Journal of Engineering Physics and Thermophysics. – 2015. – Vol. 88. №4. – P. 1023–1029.
20. Starovoitov E. I. Resonance vibrations of circular composite plates on an elastic foundation / E.I. Starovoitov, D.V. Leonenko, D.V. Tarlakovskiy // Mechanics of Composite Materials, Vol. 51. №5, November, 2015. – P. 561–570. (Russian Original Vol. 51. №5, September–October, 2015)
21. Захарчук Ю.В. Деформирование круговой трехслойной пластины с легким сжимаемым заполнителем // Теоретическая и прикладная механика: международный научно-технический сборник / Белорусский национальный технический университет. – Минск, 2018. – Вып. 33. – С. 363–369.
22. Захарчук Ю. В. Влияние сжимаемости заполнителя на перемещения в трехслойной круговой симметричной пластине // Математическое моделирование, компьютерный и натурный эксперимент в естественных науках. – 2018. – №2 [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://mathmod.esrae.ru/18-69> (дата обращения: 08.10.2018).

Раздел 1. Механика деформируемого твердого тела

23. Старовойтов Э.И. Изгиб круговой трехслойной пластины с легким сжимаемым заполнителем / Э.И. Старовойтов, Ю.В. Захарчук // Проблемы машиностроения и автоматизации. – 2018. – №4. – С. 88–97.
24. Захарчук Ю.В. Трехслойная круговая упругопластическая пластина со сжимаемым заполнителем // Проблемы физики, математики и техники. – 2018. – № 4 (37). – С. 72–79.
25. Ильюшин А.А. Упругопластические деформации полых цилиндров / А.А. Ильюшин, П.М. Огibalov. – М.: Изд-во МГУ, 1960. – 224 с.
26. Starovoitov E.I., Leonenko D.V. Deformation of a three-layer rod with a compressible core in a neutron flow // International Applied Mechanics. – 2020. – Vol. 56. №1. – P. 81–91. – DOI 10.1007/s10778-020-00998-9.

Старовойтов Эдуард Иванович – д-р физ.-мат. наук, профессор, заведующий кафедрой «Строительная механика» Белорусского государственного университета транспорта, Гомель, Беларусь. Адрес для переписки: 246653, Беларусь, Гомель, ул. Кирова 34, БелГУТ, кафедра «Строительная механика», e-mail: edstar0@yandex.by

Starovojtov Eduard Ivanovich – Doctor of Physical and Mathematical Sciences, Professor of the department «Structural Mechanics», e-mail: edstar0@yandex.by

РАЗДЕЛ 2. МЕХАНИКА НЕСУЩИХ СИСТЕМ

УДК 624.012.25; 51-37

ТЕМПЕРАТУРНО-ВЛАЖНОСТНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ЭЛЕМЕНТЫ НАРУЖНОЙ МНОГОСЛОЙНОЙ ОГРАЖДАЮЩЕЙ КОНСТРУКЦИИ

М.А. Бахмисова

М.В. Петров

Л.А. Сакмарова

А.Н. Плотников

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»

г. Чебоксары, Россия

Аннотация: проблема внешних воздействий на ограждающую конструкцию является актуальной на сегодняшний день. До середины 1990-х гг. наружные кирпичные стены выполнялись, как правило, из однослоиной массивной кладки. С начала 2000-х гг. в связи с ужесточением требований по энергосбережению конструкции наружных кирпичных стен стали принципиально другими.

В статье рассматриваются температурно-влажностные деформации ограждающей конструкции с эффективным утеплителем в результате силовых и температурных воздействий. Приведены причины, меры по устранению, также разработана ограждающая конструкция и собрана модель здания в расчетном программном комплексе, сделаны выводы.

Ключевые слова: ограждающая конструкция, энергoeffективность, многослойная стена, прочность, Лира-САПР, нагрузки, деформации, температурные воздействия.

TEMPERATURE AND HUMIDITY DEFORMATIONS AND IMPACT ON THE ELEMENTS OF THE EXTERNAL MULTI-LAYER FENCE STRUCTURE

Abstract: the problem of external influences on the enclosing structure is relevant today. Until the mid-1990s. external brick walls were made, as a rule, of single-layer massive masonry. Since the beginning

of the 2000s. In connection with the tightening of energy-saving requirements, the structures of external brick walls have become fundamentally different.

The article discusses the temperature and humidity deformations of the enclosing structure with an effective insulation as a result of force and temperature effects. The reasons, measures for elimination are given, the enclosing structure is also developed and the model of the building is assembled in the calculated software complex, conclusions are drawn.

Key words: *enclosing structure, energy efficiency, multilayer wall, strength, Lira-CAD, loads, deformations, temperature effects.*

Введение

Проблема внешних воздействий на ограждающую конструкцию является актуальной на сегодняшний день. До середины 1990-х гг. наружные кирпичные стены выполнялись, как правило, из однослоиной массивной кладки. С начала 2000-х гг. в связи с ужесточением требований по энергосбережению конструкции наружных кирпичных стен стали принципиально другими. В большинстве случаев принята трехслойная (или двухслойная) конструкция, состоящая из:

- лицевого наружного слоя из кирпичной кладки;
- слоя эффективного теплоизоляционного материала (минераловатные плиты, пенополистирольные плиты и т. п.);
- внутреннего конструктивного слоя из легкобетонных, ячеисто-бетонных камней, монолитного железобетона, сборных железобетонных панелей.

Во многих случаях эффективный утеплитель отсутствует, и внутренний слой выполняет как конструктивную, так и теплоизоляционную функцию (например, газобетонная кладка, монолитный пенобетон и пр.).

Лицевой наружный слой должен соединяться с внутренним при помощи гибких связей или иным образом. Лицевой слой кладки толщиной 120 мм по своей сути является тонкостенной конструкцией. В этой связи температура кладки лицевого слоя близка к температуре наружного воздуха. При прямом воздействии солнечной радиации в дневное время лицевой слой может иметь температуру существенно более высокую, чем температура воздуха.

Материал и методы исследований

Первый этап – разработка ограждающей конструкции. В проекте применяется многослойная, а именно трехслойная ограждающая конструкция. В качестве ограждающей конструкции выбрана трехслойная стена с утеплителем из пенополистирола толщиной 120 мм KNAUF Therm Wall, кирпич внутри 250 мм, снаружи 120 мм и гибкие соединения.

Теплотехнический расчет проводился с учетом теплопроводных включений. Наличие теплопроводных включений в виде деталей крепления полностью меняет картину температурного поля наружного ограждения. Учет коэффициента теплотехнической неоднородности конструкции позволяет улучшить теплозащитные свойства ограждения. Шаг гибких соединений определялся расчетом, так как у утеплителя пенополистирол максимальный шаг стяжек по вертикали равен высоте плиты, но не более 1000 мм, шаг по горизонтали – 250 мм. Принимаются 500, 250 мм. Толщина стены 520–540, плюс 20 мм внутренняя штукатурка. Сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции в Чебоксарах 3,29 $\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$.

Методами исследования являются: наблюдение, сравнение, расчет, разработка, анализ, моделирование.

Результаты и проблематика

В условиях отсутствия нормативно утвержденных в России конструкций стен проектировщики осуществили выбор в пользу использования слоистых кладок, которые ранее были преимущественно распространены за рубежом. При этом не принималось во внимание, что условия эксплуатации наружных стен в России во многом отличаются от условий в европейских странах. Проектные решения не были обоснованы ни экспериментальными исследованиями, ни расчетами стеновых конструкций в пространственной постановке с учетом температурных воздействий и оценкой критериев прочности материалов при сложном напряженном состоянии. При этом существуют различные альбомы типовых решений, выпущенные рядом проектных институтов, имеющие справочно-рекомендательный статус и значительное количество решений, например Гален.

Но из-за отсутствия достаточного опыта проектирования и возведения облегченных стен при проектировании и строительстве многих зданий применительно к климатическим условиям России были допущены и продолжают допускаться серьезные ошибки, приводящие к возникновению повреждений. В отечественной

практике обнаружились массовые случаи появления в кладке наружных стен трещин, раздробления кирпичей в уровне перекрытий и др. слойных стеновых ограждающих конструкций [1].

Проблематика кирпичных фасадов, в частности, вопросы температурного воздействия на лицевой слой из кирпичной кладки, широко освещена в монографии М.К. Ищука. Его исследования и рекомендации по назначению расчетной температуры наружных стен с лицевым слоем из кирпичной кладки легли в основу ряда нормативных документов, регламентирующих методы расчета лицевого слоя наружных облегченных стен с учетом температурно-влажностных воздействий. М.К. Ищуком подробно рассмотрен расчет по определению расчетной температуры наружных стен с лицевым слоем из кирпичной кладки для г. Чебоксары

В технической литературе можно найти большое количество публикаций, в которых рассматриваются дефекты и повреждения облицовочного кирпичного слоя многослойных стен. Обобщая результаты вышеуказанных исследований, можно выделить две группы характерных повреждений облицовочного слоя из кирпичной кладки.

Первая группа – повреждения силового характера, вызванные температурными воздействиями на кирпичную облицовку. К первой группе относятся:

– выпучивание облицовочного слоя (рис. 1, 2), вплоть до его обрушения, как на рис. 2.

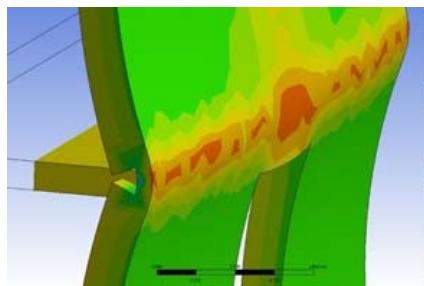


Рис. 1. Напряженно-деформированное состояние кирпичной кладки при выпучивании облицовочного слоя



Рис. 2. Жилой дом по ул. Петрова 9 г. Чебоксары

В качестве примера на рис. 2 показан жилой дом в г. Чебоксары в аварийном состоянии, в результате был снос данного дома, т. к. не пригоден и не безопасен для жильцов. Здесь идет разрушение отделочного слоя кирпича, вызванное температурными воздействиями.

– раздробление каменной кладки облицовочного слоя в уровне расположения междуэтажных плит перекрытий с выпадением отдельных фрагментов (рис. 4, 5). Раздробление может сопровождаться отслоением облицовочного слоя, (штукатурки, плитки) с торцов монолитных железобетонных перекрытий, выступающих на фасадах здания (рис. 6). В ряде случаев раздробление может переходить на другие участки кладки в зоне оконных проемов и перемычек;



Рис. 3. Отслоение декоративной облицовки



Рис. 4. Раздробление в зоне оконных проемов и перемычек,
г. Ядрин, ул. 50 лет Октября, 98

– возникновение трещин в облицовочном слое на угловых участках стен и стыки с оконным блоком (рис. 4). Могут возникать как от температурных деформаций облицовочного слоя, так и в зонах с различной нагрузкой. В данном случае, рядом с окном находится «мокрое помещение», вся влага, соль выходит наружу, слой поврежден, конструкций не удовлетворяет требованиям по теплоизоляции, и, в случае температурных перепадов, – не защитит, разрушится.

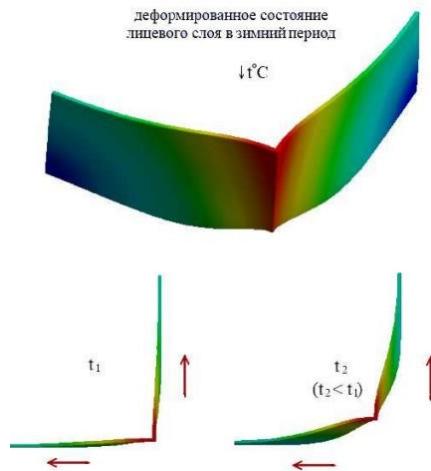


Рис. 5. Напряженно-деформированное состояние
кирпичной кладки здания зимой



Рис. 6. Разрушение каменной кладки стен в их цокольной части,
г. Ядрин, ул. 50 лет Октября, 98



Рис. 7. Разрушение каменной кладки стен в их цокольной части,
г. Ядрин, ул. 50 лет Октября, 98

Разрушение каменной кладки актуальная проблема, которая получается в результате повреждения, либо некачественного выполнения или вовсе отсутствия гидроизоляции, а также низкое расположение гидроизоляции относительно отмостки, повреждения отмостки или тротуара.

Методами решения проблемы является развитие деструктивных процессов в кладке, вызванное попеременным замораживанием и оттаиванием, с выветриванием увлажненных участков. Восстановление или устройство новой гидроизоляции, восстановление или ремонт отмостки.

Вторая группа – повреждения, которые возникли в результате попадания влаги в кирпичную кладку. Источником влаги могут быть прямые атмосферные воздействия, протечки кровли, грунто-

вые воды, конденсат влажного воздуха из помещений и др. Ко второй группе повреждений относятся:

- увлажнение каменной кладки и образование потемнений на лицевой поверхности облицовочного слоя;
- высолы на поверхности кладки, которые могут приводить к эрозии раствора кладочных швов и самого кирпича под воздействием накапливаемых солей;
- коррозийный износ стальных элементов креплений облицовочного кирпичного слоя (опорные уголки и кронштейны, гибкие связи);
- разрушение кирпича наружного слоя в результате размораживания с последующим выпадением фрагментов. Размораживание проявляется преимущественно в зонах парапетов, технических этажей и на других участках, подверженных увлажнению [2].

В результате анализа рассмотренных исследований, можно выделить следующие основные причины первой группы повреждений лицевого слоя из кирпичной кладки:

- отсутствие в облицовочном кирпичном слое конструкций наружных стен вертикальных и горизонтальных температурно-деформационных швов, их неправильное проектное расположение или некачественное исполнение;
- дефекты опирания кирпичной кладки (отсутствие опорных элементов, отклонения от проектных решений);
- отсутствие поперечного армирования кладки [3; 4] либо не-проектное расположение и установка связей.

К основным причинам второй группы повреждений относятся:

- дефекты кровельных покрытий и гидроизоляции, нарушение целостности металлических покрытий на парапетах кровли и ограждениях незадымляемых лоджий;
- применение кирпичей с низкой морозостойкостью;
- дефекты устройства кирпичной кладки (например, пустошовка).

Из описанного выше можно сделать вывод о том, что повреждения второй группы в большей степени влияют на долговечность конструкций, а деформации и повреждения первой группы оказывают влияние на безопасность конструкций, так как могут приводить к их частичному или полному обрушению в краткосрочный период времени.

Сейчас данная причина является актуальной именно для зданий, построенных еще до 2000 гг., т. к. качество материала и условия эксплуатации накладывают значимый отпечаток и выходящие из этого последствия.

В данной статье идет исследование в оценке влияния именно температурных воздействий на кирпичную облицовку фасадов зданий. Было установлено, что при отсутствии вентилируемого воздушного зазора под влиянием температурных воздействий из-за солнечной радиации, на внутренней и наружной поверхности лицевого слоя возникает разность температур. В этом случае происходит коробление лицевого слоя с выпучиванием наружу, чему препятствуют анкерные связи, в которых возникают значительные растягивающие усилия, но такие связи, если смотреть на здания, очень часто упускали, в зданиях до 2000 гг. построек, но сейчас этим не пренебрегают.

Для исследования было смоделировано здание, с шагом колонн 6 * 6 сложной конфигурации, для учета внутренних, наружных углов [5; 6].

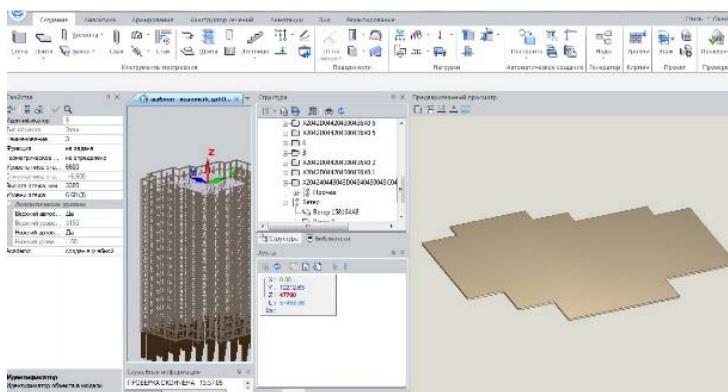


Рис. 8. Модель запроектированного здания

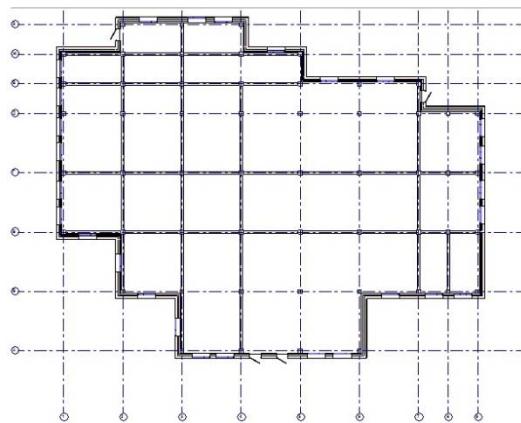


Рис. 9. План здания

У запроектированного с энергоэффективной многослойной ограждающей конструкции здания был выделен один этаж для работы в ПК Сапфир и Лира-САПР.

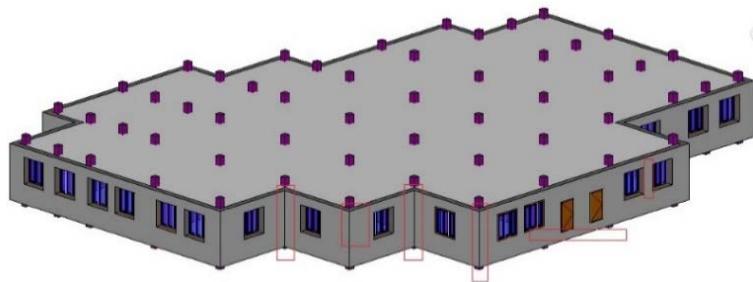


Рис. 10. Возможные места деформаций в результате нагрузок и температурных воздействий на определенном этаже здания

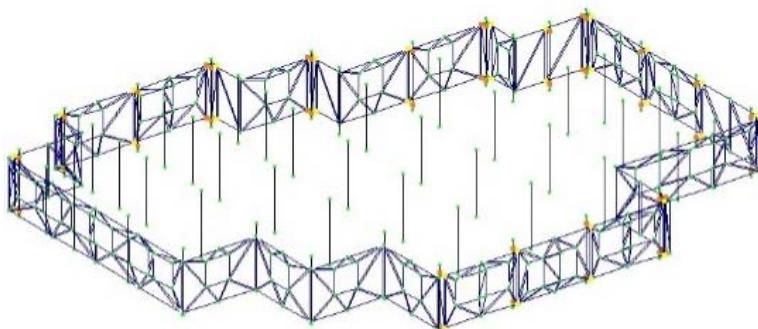


Рис. 11. Собранная модель этажа здания для дальнейшей работы и анализа нагрузок в ПК Лира-САПР

Заключение

В результате анализа, при отрицательных температурах лицевой слой коробится внутрь, чему препятствует внутренний слой конструкции фасада. В результате в лицевом слое в горизонтальных швах появляются значительные сдвигающие напряжения, перпендикулярные плоскости стены, которые совместно с нормальными напряжениями от изгибающих моментов приводят к раскрытию горизонтальных растворных швов. При выполнении лицевого слоя из пустотелых керамических материалов через образованные горизонтальные трещины в пустоты кирпичей попадает дождевая вода, что при отрицательных температурах может способствовать их разрушению.

Также большая часть деформаций находится в нижней зоне, где идет сцепление кладки с плитой перекрытия, а также над перемычками дверного и оконного проемов.

Помимо расчета, деформации ограждающей конструкции также необходимо определять сейчас и натурным тепловизионным, которым пренебрегают на реальных эксплуатируемых объектах. Проводимые натурные исследования наружных стен в основном ограничиваются использованием тепловизионной съемки.

Таким образом, анализируя вышеизложенное, можно выделить и сформулировать следующие способы основные методы учета и оценки температурных воздействий на здания и сооружения с кирпичными фасадами:

- проведение численных исследований и расчетов в соответствии с действующими СП и рекомендациями;
- моделирование температурных воздействий в программно-вычислительных комплексах, реализующих МКЭ: Лира-САПР, Сапфир;
- лабораторные испытания как самих материалов кирпичной кладки, так и конструкций в целом;
- проведение тепловизионной съемки кирпичных фасадов многослойной ограждающей конструкции.

Также, в результате анализа дефектов и повреждений кирпичной облицовки наружных стен, было выявлено, что дефекты и повреждения второй группы преобладают. Таким образом, расчет и проверку ограждающей конструкции в результате воздействий необходимо определять в комплексе.

Список литературы:

1. Бахмисова М.А. Многослойные ограждающие конструкции, и их свойства при температурных воздействиях / Л.А. Сакмарова, М.А. Бахмисова // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы IV Международной (Х Всероссийской) конференции НАСКР-2018. – Чебоксары Изд-во Чуваш. ун-та, 2018. – С. 88–96
2. Ищук М. К. Отечественный опыт возведения зданий с наружными стенами из облегченной кладки. – М.: РИФ «Стройматериалы», 2009. – 357 с.
3. Плотников А.Н. Несущая способность армированной каменной кладки при центральном сжатии на основе деформационных параметров ее компонент / А.Н. Плотников, Т.В. Романова, Б.В. Михайлов [и др.] // Материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. (Чебоксары, 25–26 ноября 2020 г.) (Construction and development: life cycle – 2020: materials of the V International (XI All-Russian) conference (Cheboksary, November 25–26, 2020)). – Чебоксары: ИД «Среда», 2020. – С. 183–197.
4. Зимин С.С. Механизмы образования вертикальных трещин в угловой зоне на пересечении наружных стен / С.С. Зимин, Н.П. Романов, О.В. Романова // Строительство уникальных зданий и сооружений. – 2015. – №9 (36). – С. 33–43.
5. Сакмарова Л.А. Применение ВИМ-технологий в образовательной среде на примере строительного факультета Чувашского государственного университета / Л.А. Сакмарова, М.А. Бахмисова // Жилищное строительство. – 2017. – №10. – С. 11–17.
6. Бахмисова М.А. Разработка многослойной ограждающей конструкции и проверка прочности подсистемы при температурных воздействия / М.В. Петров, М.А. Бахмисова // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: материалы V Междунар. (XI Всерос.) конф. (Чебоксары, 25–26 ноября 2020 г.). – Чебоксары: ИД «Среда», 2020. – С. 97–104.

Петров Михаил Васильевич – д-р техн. наук, доцент кафедры строительных конструкций, профессор ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, e-mail: 21pmv@mail.ru

Бахмисова Мария Алексеевна – старший преподаватель кафедры архитектуры и дизайна среды ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, e-mail: masha_a94@mail.ru

Сакмарова Лариса Алексеевна – доцент кафедры архитектуры и дизайна среды, ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, e-mail: lara.sakmarova@mail.ru

Плотников Алексей Николаевич – декан строительного факультета ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15; e-mail: plotnikovAN2010@yandex.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Petrov Mikhail Vasilyevich, Doctor of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Building Structures, Professor of the I.N. Ulyanov Chuvash State University, Cheboksary, Russia, e-mail: 21pmv@mail.ru

Bakhmisova Maria Alekseevna, Senior Lecturer of the Department of Architecture and Environmental Design of the I.N. Ulyanov Chuvash State University, Cheboksary, Russia, e-mail: masha_a94@mail.ru

Sakmarova Larisa Alekseevna, Associate Professor of the Department of Architecture and Environmental Design, I.N. Ulyanov Chuvash State University, Cheboksary, Russia, e-mail: lara.sakmarova@mail.ru

Plotnikov Alexey Nikolaevich – Dean of the Faculty of Civil Engineering, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation; e-mail: plotnikovAN2010@yandex.ru; +7 (8352) 62 45 96.

УДК 628.147.23

К ВОПРОСУ О БЕСТРАНШЕЙНОЙ ПРОКЛАДКЕ ТРУБОПРОВОДОВ ВОДОСНАБЖЕНИЯ

Е.М. Микрюкова

И.Н. Николаев

ФГБОУ ВО «Ижевский государственный
технический университет
им. М.Т. Калашникова»
г. Ижевск, Россия

Н.Г. Русинова

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

Аннотация: сегодня в России процент износа водопроводных сетей составляет 44%, так как четкой методики определения износа нет, можно считать это субъективной оценкой инженеров водоканала. Застройка современных городов довольно плотная, поэтому замену наружных сетей открытым способом выполнять практически нет возможности, а наиболее актуальной является санация трубопроводов. Это позволяет снизить затраты на 10–40% по сравнению с открытыми способами и не нарушить городской ландшафт. Реконструкция водопроводных сетей в современных условиях является одной из приоритетных задач для городов России.

Ключевые слова: водоснабжение, бесстрапнейная прокладка, реконструкция, санация, технология «Пайпвей», «Процесс Феникс», санация рукавом из нержавеющей стали (PHC).

TO THE QUESTION ABOUT THE FLUID LAYING OF WATER PIPELINES

Abstract: today, in Russia, the percentage of wear and tear of water supply networks is 44%, since there is no clear method for determining wear and tear, this can be considered a subjective assessment of water utility engineers. The construction of modern cities is quite dense, therefore, it is practically impossible to replace external networks in an open

way, and the most urgent is the rehabilitation of pipelines. This allows you to reduce costs by 10-40% compared to open methods and not disturb the urban landscape. Reconstruction of water supply networks in modern conditions is one of the priority tasks for Russian cities.

Keywords: water supply trenchless laying, reconstruction, sanitation, «Pipeway» technology, «Phoenix Process», sanitation with a stainless steel sleeve (RNS).

Введение

Водоснабжение является важной составляющей комфортной жизни человека. Оно направлено на повышение уровня жизни людей, благоустройство населенных пунктов, развитие промышленности и сельского хозяйства. Поэтому эта отрасль должна развиваться, совершенствоваться. Необходимо стремиться к повышению качества питьевой воды. Этим занимаются все муниципальные организации, поставляющие воду [9]. Вода – это наш ценнейший продукт, без которого мы не можем обходиться ни дома, ни в офисе. Мы часто принимаем повсеместную доступность питьевой воды, как должное, и осознаем ее ценность, только тогда, когда вынуждены обходиться без нее.

В 2020 г. в г. Ижевск численность населения составила 648146 человек, обеспеченность централизованным водоснабжением города – 80,56 %.

Утечки и неучтенные расходы воды в системе водоснабжения г. Ижевск за 2020 г. в среднем 30,9 %, от всей подачи воды в год, составили на 1 чел/мес.:

– холодной воды – 25,96 руб.: $648146 * 0,8056 * 25,96 * 12 * 0,309 * 0,9$ (фактическая оплата) = 45 235 482,4 руб.

– горячей воды – 141,94 руб.: $648146 * 0,8056 * 141,94 * 12 * 0,309 * 0,9$ (фактическая оплата) = 247 331 447 руб.

За 2020 г. в г. Ижевск на сетях водоснабжения произошло 787 аварий. Средняя стоимость устранения одной аварии составляет 99 067 руб. Затраты на устранение аварий в год по городу составили 77 965 729 руб. Итого потери водоканала в год (утечки + неучтенные расходы + аварии) – 370 532 658,4 руб.

Сети, требующие замены на конец 2020 г. в г. Ижевск, для системы водоснабжения составляют: аварийная замена – 964,1 п.м, капитальный ремонт – 2563,55 п.м.

По нормативам требует замены 4% труб в год, но фактически, заменяется менее 2%. Наблюдается устойчивая тенденция к увеличению объема аварийного фонда сетей. Бухгалтерский износ сетей более 70% (рис. 1).

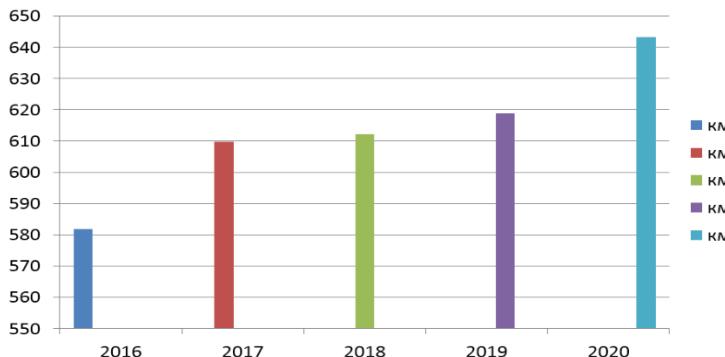


Рис. 1. Текущая ситуация по г. Ижевск. Протяженность труб водопровода, в км, которые требуют замены

По состоянию труб, самый большой износ приходится на стальные трубы, самый незначительный процент износа приходиться на асбестоцементные трубы (рис. 2).

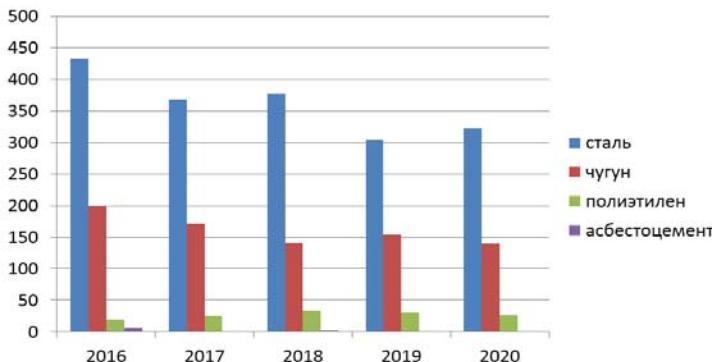


Рис. 2. Ликвидация повреждений трубопроводов систем водоснабжения по видам материалов, шт.

Наиболее распространенные проблемы изношенных сетей водоснабжения [1; 2]:

- качество воды: красноватый или коричневый цвет, запах, вкус;
- высокие эксплуатационные затраты: пониженная пропускная способность, пониженная эффективность, повышенное рабочее давление;
- потери воды: свищи, трещины, разрывы.

Постоянный прирост населения городов, стесненность городской застройки и увеличение количества инженерных коммуникаций делает бестраншейные методы реконструкции более, чем значимыми.

Бестраншейные технологии восстановления изношенных трубопроводов:

- позволяют минимизировать объем строительно-монтажных и земляных работ, а также негативное воздействие на окружающую среду;
- является средством избавления от постоянных ремонтных работ на сетях в населенных пунктах;
- необходимы там, где траншейные технологии нецелесообразны и затруднительны.

Материал и методы исследований

Чтобы уменьшить потери воды на существующих сетях водоснабжения были рассмотрены три метода реконструкции трубопровода [5–7]:

- санация по технологии «Пайпвей». Напыление на внутреннюю поверхность трубы быстросохнущей эпоксидной смолы;
- «Процесс Феникс». Протягивание бесшовного полимерного рукава в полость трубы, на всю длину ремонтируемого участка с плотной фиксацией его внутренней оболочки к внутренней поверхности трубопровода с помощью специального kleевого состава;
- санация рукавом из нержавеющей стали (РНС). Протягивание рукава в полость трубы и приkleивание его наружной поверхности к внутренней поверхности трубы, обработанной мастикой.

При ремонтных работах сети водоснабжения вначале выполняются подготовительные работы, которые включают в себя:

- вскрытие колодца и отключение ремонтируемого участка;
- демонтаж задвижек, опорожнение участка;
- срезка фланца, извлечение отрезанной трубы, обработка торцов;
- механическая отчистка;
- первичная и окончательная телевизионная инспекция;
- гидравлическая очистка.

Вторым этапом выполняется санация трубопровода.

Завершающий этап включают в себя:

- промывка отремонтированного трубопровода;
- гидравлические испытания;
- дезинфекция;
- приварка фланца и монтаж задвижек.

Более подробно рассмотрим основные этапы реконструкции трубопроводов. Процесс механической отчистки состоит из нескольких этапов (рис. 3):

- протягивание первичного каната $d = 10$ мм;
- установка направляющих роликов на торцах стартового и финишного котлована;
- протаскивание рабочего каната $d = 16$ мм;
- спуск скребкового снаряда ДКТ-804 в колодец и закрепление его с рабочим канатом тяговой лебедки BagelaRW-10 и канатом вспомогательной лебедки ТЛ-16А;
- протягивание снаряда с помощью тяговой лебедки BagelaRW-10;
- прием снаряда с противоположной стороны.
- отсоединение скребкового снаряда ДКТ-804 и извлечение из колодца;
- спуск стального поршня Семигор-ОП в колодец и закрепление его с рабочим канатом;
- протягивание стального поршня Семигор-ОП с помощью тяговой лебедки BagelaRW-10;
- прием снаряда с противоположной стороны;
- отсоединение стального поршня Семигор-ОП и извлечение из колодца;
- оценка качества отчистки при помощи телевизионного комплекса Р-200.

Робот Р-200 вводится в трубопровод в стартовом котловане. Оператор управляет видеосъёмкой из студии, размещённой в микроавтобусе, находящемся на поверхности у стартового котлована. На монитор оператора выводится детальное изображение внутренней поверхности трубопровода. После прохождения робота через трубопровод С1 принимает его в финишном котловане. При записи видеоизображения для его последующей идентификации оператор вводит в кадр поясняющую информацию при помощи титров (заказчик, месторасположение, протяженность, диаметр и т. д.) (рис. 4).

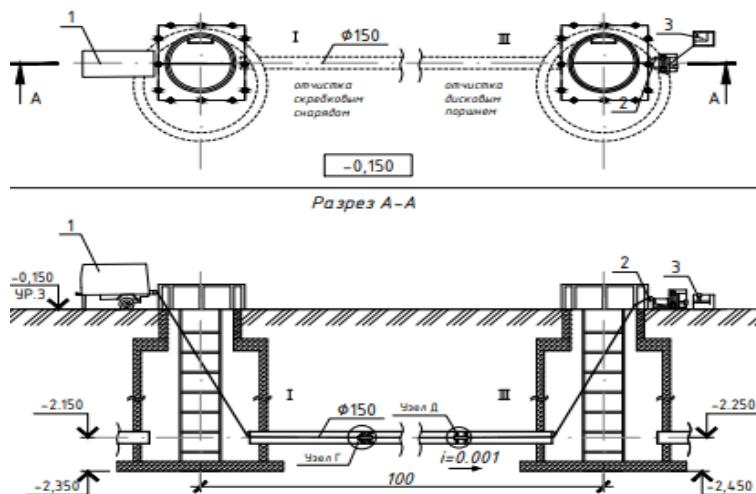


Рис. 3. Механическая отчистка трубопровода.
 1 – тяговая лебедка BagelaRW-10; 2 – вспомогательная лебедка ТЛ-16А; 3 – генератор RS 450А

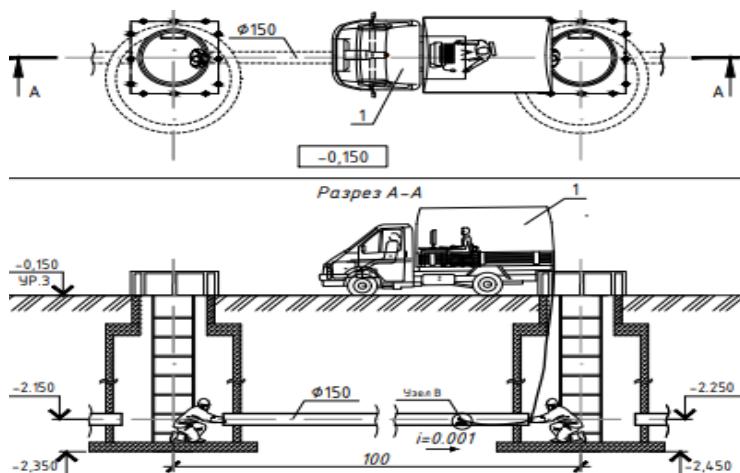


Рис. 4. Первичная и окончательная телевизионная инспекция трубопровода. 1 – телевизионным комплексом Р-200

Окончательная телевизионная инспекция трубопровода производится аналогично первичной телевизионной инспекции.

Гидравлическая отчистка производится каналопромывочной машиной Посейдон D130S-210-200-PR-JD-Reel на базе автомобиля КАМАЗ 65115-42.

Шланг каналопромывочной машины, на конце которого находится головка с гидравлической насадкой «Aquadrill», вводится через стартовый колодец в трубопровод. С помощью насоса, расположенного в корпусе машины, вода с давлением 10–12 атмосфер, преобразуется в гидравлический поток с несущим давлением до 3 500 атм, который по шлангу поступает к каналопромывочной насадке. Возвращение шланга производится обратным вращением лебедки, вследствие чего головка проходит трубопровод два раза.

Установкой управляет оператор, который регулирует скорость прохождения фрезы и давление высокоскоростной струи (рис. 5).

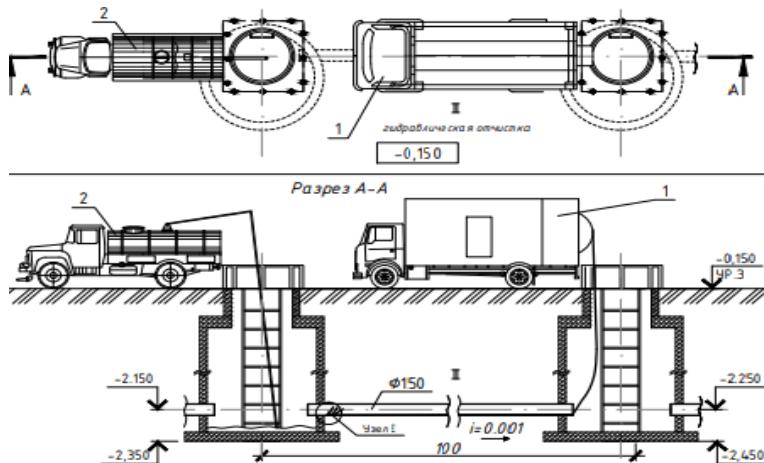


Рис. 5. Гидравлическая отчистка трубопровода.

1 – каналопромывочная машина Посейдон D130S-210-200-PR-JD-Reel; 2 – илососная машина КО-510

После окончания подготовительных работ выполняется санация трубопровода. Технология производства вариантов санации описана в статье «Сравнение вариантов бестраншейной прокладки трубопроводов водоснабжения» [8].

Заключительным этапом ремонта трубопровода является промывка отремонтированного трубопровода, которая проводится аналогично гидравлической очистке (рис. 6).

После промывки трубопровода проводятся гидравлические испытания. Начальным этапом является: установка в стартовом котловане пневматической заглушки с патрубком и заглушки без патрубка в финишном котловане.

При испытании на прочность: повышаем давление в трубопроводе до испытательного Ри и путем подкачки воды поддерживаем его в течение не менее 10 мин, не допуская снижения давления более чем на 0,1 МПа (1 кгс/см²); снижаем испытательное давление до внутреннего расчетного давления Рр и, поддерживая его путем подкачивания воды, производим осмотр трубопровода с целью выявления дефектов на нем в течение времени, необходимого для выполнения этого осмотра; в случае выявления дефектов устранием их и производим повторное испытание трубопровода.

При испытании на герметичность: давление в трубопроводе повышаем до величины испытательного давления на герметичность

Рг; фиксируем время начала испытания Тн и замерить начальный уровень воды в мерном бачке h_n ; производим наблюдение за падением давления в трубопроводе (если в течение 10 мин давление упадет не менее чем на два деления шкалы манометра, но не упадет ниже внутреннего расчетного давления Рр, то на этом наблюдение за падением давления закончить). После окончания наблюдения за падением давления подкачкой воды из мерного бачка давление в трубопроводе повышаем до величины испытательного давления на герметичность Рг, фиксируем время окончания испытания на герметичность Тк и замеряем конечный уровень воды в мерном бачке h_k ; определяем продолжительность испытания трубопровода (Тк – Тн), мин, объем подкаченной в трубопровод воды из мерного бачка Q , разность между объемами подкаченной в трубопровод и сброшенной из него воды и рассчитываем величину фактического расхода дополнительного объема вкаченной воды q_p , л/мин.

После опрессовки трубопровода выполняется дезинфекция трубопровода (рис. 7).

Для дезинфекции трубопроводов применяем хлорную известь по ГОСТ 1692-85.

Смешивание хлорной извести и воды производится в баке непосредственно на участке проведения работ. Концентрация активного хлора принимаем 100мг/л. Приготовленная хлорная вода насосом Huter MP-40 70/11 подается в трубопровод для контакта с поверхностью трубы в течении пяти часов. После окончания контакта хлорную воду следует сбросить в места, согласованные с местными органами санитарно-эпидемиологической службы и трубопровод промыть чистой водой до тех пор, пока содержание остаточного хлора в промывной воде не снизится до 0,3–0,5 мг/л.

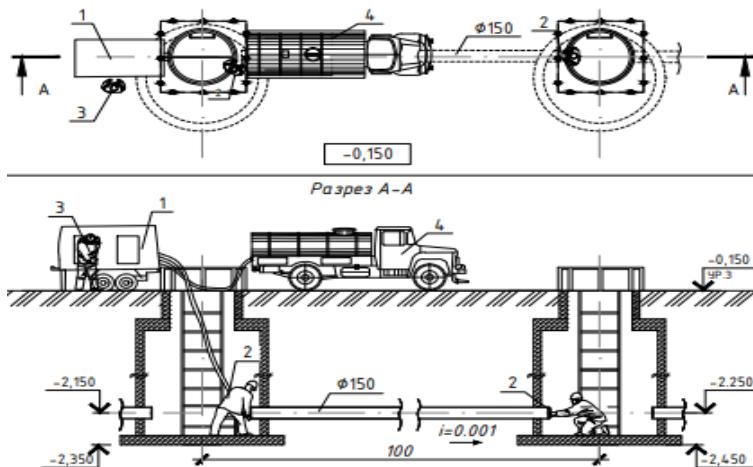


Рис. 6. Опрессовка трубопровода.

1 – гидродетектор АОМЦ 30-18; 2 – установка заглушки с обводным каналом SAVATECH S6-8; 3 – регулировка параметров; 4 – автоцистерна АВЦ-10

После опрессовки трубопровода выполняется дезинфекция трубопровода (рис. 7).

Для дезинфекции трубопроводов применяем хлорную известь по ГОСТ 1692-85.

Смешивание хлорной извести и воды производится в баке непосредственно на участке проведения работ. Концентрация активного хлора принимаем 100 мг/л. Приготовленная хлорная вода насосом Huter MP-40 70/11 подается в трубопровод для контакта с поверхностью трубы в течении пяти часов. После окончания контакта хлорную воду следует сбросить в места, согласованные с местными органами санитарно-эпидемиологической службы и трубопровод промыть чистой водой до тех пор, пока содержание остаточного хлора в промывной воде не снизится до 0,3–0,5 мг/л.

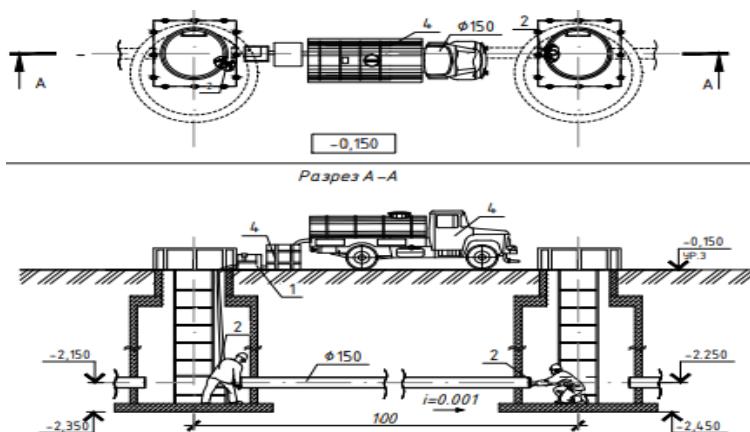


Рис. 7. Дезинфекция трубопровода.

1 – насос Huter MP-40 70/11; 2 – установка заглушки с обводным каналом SAVATECH S6-8 и крана для отбора проб; 3 – бочка емкостью 2 м³; 4 – автоцистерна АВЦ-10

Результаты и проблематика

Выполним расчет сроков монтажа санации наружного водопровода [3; 4].

Срок выполнения работы определяется по формуле 1:

$$C = T_n / \text{Чобщ} \times B \times 8, \text{ (дней)} \quad (1)$$

где T_n – общая трудоёмкость, (ч/час);

Чобщ – общее число рабочих, чел;

B – выработка;

8 – продолжительность рабочего дня, час.

Срок выполнения работы для санации по технологии «Пай-пвей»:

$$C = 405,0656 / (4 \times 1,25 \times 8) = 10 \text{ дн.}$$

Срок выполнения работы для санации по технологии «Процесс Феникс»:

$$C = 428,4356 / (4 \times 1,25 \times 8) = 11 \text{ дн.}$$

Срок выполнения работы для санации рукавом из нержавеющей стали (РНС):

$$C = 603,7256 / (4 \times 1,25 \times 8) = 15 \text{ дн.}$$

При расчете сроков выполнения ремонтных работ, методов реконструкции трубопровода, получилось, что сроки монтажа

практически не отличаются, и поэтому существенно не влияют на дальнейший выбор варианта реконструкции трубопровода.

Сравнение достоинств и недостатков трех вариантов санации наружного водопровода более подробно приводиться в статье «Сравнение вариантов бестраншейной прокладки трубопроводов водоснабжения» [8].

Заключение

Рассмотрев достоинства и недостатки трех методов бестраншейной прокладки наружного водопровода, а также продолжительность производства работ данных методов, наиболее подходящим вариантом является санация рукавом из нержавеющей стали (РНС), так как данный метод восстановления трубопровода имеет высокое качество транспортируемой питьевой воды, в отличии от других методов, что является решающим фактором выбора при восстановлении наружного водоснабжения.

Список литературы

1. СП 42.13330.2016 – Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений.
2. СП 31.13330.2012 – Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 2.04.02-84*.
3. Территориальные сметные нормативы для Москвы. Глава №6 «Ремонтно-строительные работы». Сборник №66 «Наружные инженерные сети».
4. Методические рекомендации по нормированию труда на работы по ремонту оборудования водопроводно-канализационного хозяйства. М., 2016.
5. Орлов В.А. Стратегия восстановления водопроводных и водоотводящих сетей. – М.: АСВ, 2001. – 95 с.
6. Рыбаков А.П. Основы бестраншейных технологий. – М.: Пресс-Бюро, 2005. – 304 с.
7. Храменков С.В. Бестраншейные методы восстановления трубопроводов / С.В. Храменков, О.Г. Примин, В.А. Орлов. – М.: Прима-Пресс-М, 2003. – 285 с.
8. Микрюкова Е.М. Сравнение вариантов бестраншейной прокладки трубопроводов водоснабжения / Е.М. Микрюкова, И.А. Николаев // Яковлевские чтения. Сборник докладов XVI Международной научно-технической конференции, посвященной памяти академика РАН С.В. Яковлева. – М., 2021. – С. 145–152.
9. Васильев В.С. Современные методы подготовки и транспортирования питьевой воды / В.С. Васильев, Н.Г. Русинова // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции. Материалы IV Международной (Х Всероссийской) конференции – Чебоксары: Изд-во Чуваш. ун-та, 2018. – С. 556–563.

Микрюкова Елена Михайловна – ст. преподаватель кафедры «Водоснабжение и водоподготовка» ФГБОУ ВО «Ижевский государственный технический университет им. М.Т. Калашникова», г. Ижевск, e-mail: t90q@mail.ru

Николаев Илья Андреевич – магистрант, гр.М20-504-1, кафедра «Водоснабжение и водоподготовка», ФГБОУ ВО «Ижевский государственный технический университет им. М.Т. Калашникова», г. Ижевск, e-mail: ft90@inbox.ru

Русинова Надежда Германовна – старший преподаватель кафедры теплотехники и гидравлики ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, e-mail: rusinovang@mail.ru

Mikryukova Elena Mikhailovna, Department of «Water supply and water treatment» FSBEI HE «Izhevsk State Technical University named after M.T. Kalashnikov», senior teacher, Izhevsk, e-mail: t90q@mail.ru

Nikolaev Ilya Andreevich, Department «Water supply and water treatment», FSBEI HE «Izhevsk State Technical University named after M.T. Kalashnikov», master student, group M20-504-1, Izhevsk, e-mail: ft90@inbox.ru

Rusinova Nadezhda Germanovna, Senior Lecturer, Department of Heat Engineering and Hydraulics, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), Cheboksary, e-mail: rusinovang@mail.ru

К ВОПРОСУ О СОВЕРШЕНСТВОВАНИИ ТЕХНОЛОГИИ ОЧИСТКИ СТОЧНЫХ ВОД НА ЭНЕРГЕТИЧЕСКОМ ПРЕДПРИЯТИИ

Н.Г. Русинова

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»

г. Чебоксары, Россия

Г.З. Самигуллина

ФГБОУ ВО «Удмуртский
государственный университет»

г. Ижевск, Россия

Аннотация: охрана окружающей среды от загрязнений производственных предприятий является проблемой современности. При этом исключительно большое внимание уделяется повышению степени очистки сточных вод, сбрасываемых в водоем. Автотрами предлагается в существующую схему внедрить аэрацию воды в песководки, добавить блок флотации в нефтеповодку, после аэротенка добавить биофильтры. Данные мероприятия позволяют с минимальными затратами основной схемы очистки достичь требуемого результата (особенно в случаях аварийных выбросов).

Ключевые слова: Кармановская ГРЭС, загрязнение сточных вод, очистка, флотация, доочистка, ионы железа, нефтепродукты, поверхностно-активные вещества (ПАВ), активный ил, биофильтр

TO THE QUESTION OF IMPROVING THE TECHNOLOGY OF WASTEWATER PURIFICATION AT THE ENERGY ENTERPRISE OF THE REPUBLIC OF BASHKORTOSTAN

Abstract: environmental protection from pollution of industrial enterprises is a problem of our time. At the same time, exceptionally great attention is paid to increasing the degree of wastewater treatment discharged into the reservoir. The authors propose to introduce water aeration into sand traps into the existing scheme, add a flotation unit to the oil trap, and add biofilters after the aeration tank. These measures will allow

achieving the desired result with minimal costs of the main cleaning scheme (especially in cases of accidental emissions).

Keywords: Karmanovskaya CTPP, wastewater pollution, treatment, flotation, post-treatment, iron ions, oil products, surfactants, activated sludge, biofilter.

Введение

Охрана окружающей среды от загрязнения является актуальной проблемой современности, которой уделяется исключительно большое внимание. При этом первостепенное значение приобретает повышение степени удаления загрязнений из сточных вод, сбрасываемых в водоемы. Поэтому современное развитие научных исследований и техники очистки сточных вод идет в основном в двух направлениях: 1) разработка принципиально новых приемов очистки с использованием физико-химических методов и сочетания их с биологической очисткой; 2) разработка приемов так называемой доочистки сточных вод, обеспечивающих повышение эффективности существующих методов удаления загрязнений [5, с. 7–8].

Цель работы – исследовать схемы очистки сточных вод на энергетическом предприятии и предложить пути решения повышения эффективности. Существующие схемы обработки загрязненных вод зачастую не удовлетворяют современным требованиям к содержанию предельно допустимых концентраций органических и неорганических веществ. Сброс неорганических соединений в водоемы ухудшает качество воды, а в ряде случаев оказывает неблагоприятное воздействие на флору и фауну водоемов и может служить причиной тяжелых заболеваний.

Материал и методы исследований

Под доочисткой подразумеваются методы и процессы, дополняющие традиционные технологические схемы очистки сточных вод данного состава. Каждый из выше предложенных методов применим только в определенных пределах, и имеет как достоинства, так и существенные недостатки. Увеличение загрязнения сточных вод, содержащих органические вещества (поверхностно-активные вещества (ПАВ), нефтепродукты и др.) определяет целесообразность рассмотрения флотационного метода доочистки сточных вод. Увеличение загрязнения сточных вод многих растворенных

органических и некоторых неорганических веществ (БПК, аммонийного азота и др.) определяет целесообразность рассмотрения биологического метода доочистки сточных вод [8].

Результаты и проблематика

В данной статье рассматривается вопрос доочистки сточных вод от энергетического предприятия Кармановская ГРЭС. В табл. 1 представлены результаты химического анализа очищенных сточных вод, сбрасываемых в реку Буй. Сброс неорганических соединений в водоемы ухудшает качество воды, а в ряде случаев оказывает неблагоприятное воздействие на флору и фауну водоемов и может служить причиной тяжелых заболеваний [11].

В настоящее время технологическая схема биологических очистных сооружений Кармановской ГРЭС предусматривает [6]:

- 1) раздельную механическую очистку хозяйствственно-бытовых и химически загрязненных сточных вод;
- 2) полураздельную или совместную их биологическую очистку в трёх вариантах:
 - одноступенчатая очистка;
 - двухступенчатая очистка с одним активным илом (метод про-длённой аэрации);
 - двухступенчатая очистка с разделением активного ила по сту-пеням.
- 3) обеззараживание очищенных сточных вод;
- 4) сбор и складирование осадков очистных сооружений.

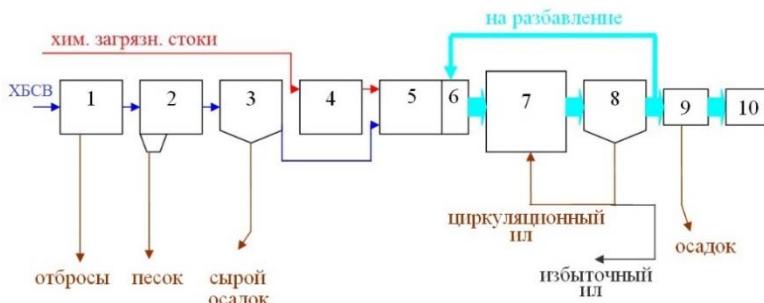


Рис. 1. Технологическая схема биологических очистных сооружений на Кармановской ГРЭС

Таблица 1

Наименование и обозначение схемы

№ п/п	Наименование сооружения	Кол- во, шт.	Наименование потока	Условное обозначение
1.	Здание решеток	1	Хоз. бытовые стоки	_____
2.	Песколовки	3	Хим. загрязнен- ный сток	_____
3.	Первичные (двухъярус- ные) отстойники	8	Смешанный сток	_____
4.	Нефтеловушки	3		
5.	Усреднители	2		
6.	Аэраторы-смесители	2		
7.	Аэротенки-смесители	5		
8.	Вторичные (радиаль- ные) отстойники	3		
9.	Контактные резервуары с УФ-модулями	2		

Таблица 2

Состав и количество превышений показателей
в сточных водах предприятия

Загрязняющие вещества	Средний фак. сброс мг/л	ПДКр/х мг/л	Во сколько раз
Аммоний-ион	0,570	0,500	1,14
БПКп	11,07	3,000	3,7
Железо общее	0,37	0,100	3,7
Метанол	0,51	0,100	5,1
Нефтепродукты	0,149	0,050	3,0
СПАВа/а	0,228	0,100	2,3
Сульфат-анион	295,0	100,000	3,0
Триметилкарбинол	1,45	1,000	1,45
ХПК	61,00	30,000	2,0

Таблица 3

Результаты количественного химического анализа очищенных сточных вод, сбрасываемых в реку Буй

Определяемые показатели	Фактические максимальные результаты измерений, мг/л	Фактические средние результаты измерений, мг/л
1. pH	7,3	7,3
2. ХПК	90,00	61
3. БПК20	12,00	11,07
4. Ионы аммония	1,28	0,57
5. Нитрит-ионы	0,90	0,081
6. Нитрат-ионы	38,00	16,97
7. Хлорид-ионы	90,00	59,56
8. Сульфат-ионы	300,00	295,00
9. Железо общее	0,59	0,37
10. Хром +6	0,02	менее 0,01
11. Анионные ПАВ	0,500	0,228
12. Нефтепродукты	0,500	0,149
13. Метанол	0,800	0,510
14. Взвешенные вещества	12,5	8,5
15. Сухой остаток	980	727
16. Бензол	0,1	менее 0,05
17. Треметилкарбинол	1,70	1,45
18. Диметилформамид	0,1	менее 0,01
19. Плавающие вещества	не обнаружены	не обнаружены
20. Запах (при 20*с) балл	0	0

Удаление из воды железа – без преувеличения одна из самых сложных задач в водоочистке. Даже беглый обзор существующих способов борьбы с железом позволяет сделать обоснованный вывод о том, что на данный момент не существует универсального экономически оправданного метода, применимого во всех случаях жизни. Каждый из существующих методов применим только в определенных пределах, и имеет как достоинства, так и существенные недостатки. Выбор конкретного метода удаления железа (или

их комбинации) в большей степени зависит от опыта водоочистной компании.

Существующим методам удаления неорганических веществ (ионов железа) можно отнести:

- окисление;
- каталитическое окисление;
- ионный обмен;
- мембранные методы.

Проведенный анализ существующей системы водоочистки на Кармановской ГРЭС и обзор современных методов обработки вод по основным загрязняющим веществам, превышающим показатели – аммонийный азот и ионы железа, позволил разработать следующие варианты модернизации существующих биологических очистных сооружений:

1) в существующую схему очистки сточных вод на предприятии, после аэротенка, внедрить биофильтр для доочистки сточных вод, что позволит с минимальными затратами основной схемы очистки достичь требуемого результата (особенно в случаях аварийных выбросов);

2) применить технологию на основе аэрации воды.

В сточные воды, проходящие через пескововку, подается воздух. Происходит обработка водного потока воздухом, при котором происходит окисление растворенных соединений железа кислородом воздуха и переведение их в окисленную форму. Вращательное движение, в пескововке, создается путем аэрации. Вдоль одной из стенок на определенном расстоянии от дна, по всей длине пескововки устанавливают аэротены (для подачи воздуха), а под ними находится лоток для сбора песка. Сточная вода под действием аэрации движется по спирали, а частицы песка выпадают в придонной области в сторону аэраторов. Вращательная скорость поддерживается постоянно, вне зависимости от колебания притока сточных вод. В аэрируемой пескововке обеспечивается непрерывное поддержание во взвешенном состоянии органических веществ. При аэрации и трении песчинок друг от друга песок отмывается от обволакивающих его органических загрязнений;

3) применение метода флотации в нефтетовушках.

Воздух, при помощи высоконапорного насоса, подается в емкость, где происходит растворение воздуха в воде под давлением, и при снижении давления выделяются мельчайшие пузырьки воздуха и образуется комплекс «пузырек – загрязнение», которые поднимаются на поверхность и удаляются с поверхности флотационной установки автоматическим скребковым механизмом.

При внедрении флотатора происходит насыщение сточных вод кислородом, следовательно, повышается эффективность биологической очистки сточных вод, также повышается коэффициент удаления нефтепродуктов и поверхностно-активных веществ. Из этого следует, что нужны дополнительные затраты на систему аэрации и дополнительные затраты на объем подачи воздуха;

4) установка в блок доочистки дополнительного фильтра.

Сточные воды, пройдя все схему очистки сточных вод, проходят дополнительную доочистку в блоке, состоящем из биофильтра и каркасно-насыпного фильтра.

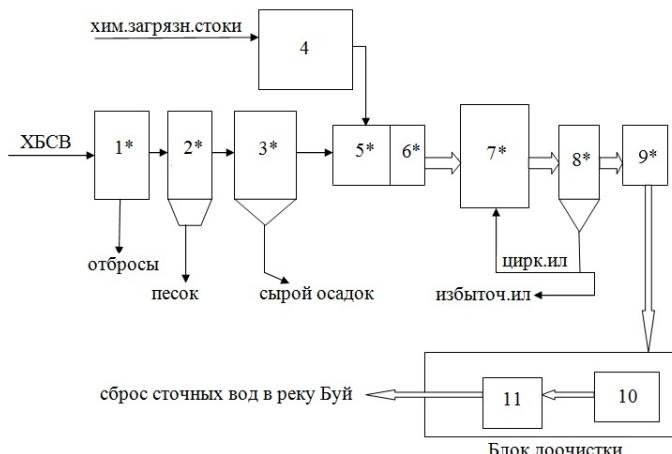


Рис. 2. Окончательная схема очистки сточных вод на Кармановской ГРЭС с учетом предложений по модернизации

1 – здание решеток; 2 – песколовки; 3 – первичные (двуярусные) отстойники; 4 – флотатор; 5 – усреднители; 6 – аэраторы смесители; 7 – аэротенки-смесители; 8 – вторичные (радикальные) отстойники; 9 – контактные резервуары с УФ-модулями; 10 – высоконагружаемый биофильтр; 11 – фильтр каркасно-засыпной. * – существующие конструкции

Заключение

Проведенный анализ существующей системы водоочистки на предприятии и обзор современных методов обработки вод по основным загрязняющим веществам, превышающим показатели – позволил разработать варианты модернизации существующих очистных Кармановской ГРЭС.

Оценив все недостатки и преимущества рассмотренных вариантов, можно рекомендовать внедрить проект модернизации, включающий метод флотации в нефтевушке и блок доочистки, состоящий из биофильтра и дополнительного фильтра, после контактных резервуаров с УФ-модулями.

Приведены расчеты предложенных в доочистке сточных вод основных технологических и конструктивных параметров флотатора, высоконагруженного биофильтра и каркасно-загруженного фильтра.

На основании этих данных определяется порядок работ по модернизации существующей системы с минимальным изменением действующих конструкций, а именно:

1) обеспечение нефтевушки воздухораспределительной системой;

2) внедрение высоконагруженного биофильтра с параметрами: общая площадь биофильтра 428 м^2 , круглой формы диаметром 6 метров и высотой 2 метра; 2 секции площадью одной секции 214 м^2 ; гидравлическая нагрузка 10, удельный расход воздуха $8 \text{ м}^3/\text{м}^3$; объем загрузки 856 м^3 ;

3) внедрение каркасно-засыпного фильтра с параметрами: общая площадь $25,5 \text{ м}^2$, 2 секции; загрузка состоит из каркаса, в качестве которого используют гравий или щебень с размерами фракций 40-60 мм при высоте слоя 0,5 м, и засыпки, состоящей из кварцевого песка крупностью 0,8-1 мм при высоте слоя 0,9 м.

Выбранные варианты модернизации существующих очистных сооружений Кармановской ГРЭС в процессе доочистки сточных вод могут быть вполне достаточным для обеспечения требований, предъявляемых к степени удаления загрязнений при сбросе очищенных сточных вод в водный объект.

Список литературы

1. Гидрологическая и гидрохимическая характеристика водного объекта на участке существующего выпуска сточных вод.
2. ГН 2.1.5.1315-03. Предельно-допустимые концентрации (ПДК) химических веществ в воде водных объектов хозяйственно-питьевого и культурно-бытового водопользования. Минздрав России. – М., 2003.
3. Исхакова Р.Я. Очистка сточных вод Кармановской КРЭС с использованием отходов теплоэнергетики // Безопасность, защита и охрана окружающей природной среды: фундаментальные и прикладные исследования: материалы международной конференции. – Белгород, 2019. – С. 55–60 [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://dspace.bstu.ru/jspui/bitstream/123456789/3729/1/12.pdf>

4. Методика разработки нормативов допустимых сбросов веществ и микрорганизмов в водные объекты для водопользователей. МПР России. – 2007.
5. Никулин В.А. Очистка сточных вод: учебно-методическое пособие / В.А. Никулин, Н.Г. Русинова, Г.З. Самигуллина. – Ижевск: КИГИТ, 2015 – 97 с.
6. Паспорт очистных и водоохранно-утилизационных сооружений.
7. Перечень рыбохозяйственных нормативов: предельно допустимых концентраций (ПДК) и ориентировочно безопасных уровней воздействия (ОБУВ) вредных веществ для воды водных объектов, имеющих рыбохозяйственное значение. – М, 1999.
8. Самигуллина Г.З. Методические рекомендации по выполнению лабораторных и практических работ по дисциплине «Экология»: учебно-методическое пособие. – Ижевск: КИГИТ, 2014 – 72 с.
9. СанПиН 2.1.5.980-00. Гигиенические требования к охране поверхностных вод. Минздрав России. – М., 2000.
10. СП 32. 13330.2018 Канализация. Наружные сети и сооружения.
11. Samigullina G.Z. Secure methods of Assessing toxicity of waste in Food Industry of the Udmurt Republic // Russian Journal of Biological Research. – 2014. Т. 1. №1. – С. 69–72.

Русинова Надежда Германовна – старший преподаватель кафедры теплотехники и гидравлики ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, e-mail: rusinovang@mail.ru

Самигуллина Гузалия Закирзяновна – канд. биол. наук, доцент кафедры инженерной защиты окружающей среды ФГБОУ ВО «Удмуртский государственный университет», г. Ижевск, e-mail: gyzals@mail.ru

Rusinova Nadezhda Germanovna, Senior Lecturer, Department of Heat Engineering and Hydraulics, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), Cheboksary, e-mail: rusinovang@mail.ru

Samigullina Guzalia Zakirzianovna, candidate of Biological Sciences, associate Professor of the Department of Environmental Engineering Federal State Budgetary Educational Institution of Higher Education «The Udmurt State University», Izhevsk city, e-mail: gyzals@mail.ru

УДК 624.159.4:537.52

ЭЛЕКТРОРАЗРЯДНАЯ ТЕХНОЛОГИЯ (ЭРТ) УСИЛЕНИЯ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ

Н.С. Соколов

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

ООО «Научно-производственная фирма
«ФОРСТ»
г. Чебоксары, Россия

Аннотация: в современном геотехническом строительстве проблемы повышения несущей способности основания являются весьма актуальными. При наличии в инженерно-геологических разрезах слабых подстилающих слоев с неустойчивыми физико-механическими характеристиками, при повышенных нагрузках на основание, а также при высоком уровне негативного влияния на окружающую застройку использование традиционных технологий не всегда оправданно, часто возникает необходимость применения нестандартных способов усиления оснований. Использование свай ЭРТ в большинстве случаев успешно решает многие сложные геотехнические проблемы.

Ключевые слова: геотехническое строительство, грунтообетонная свая, электроразрядная технология ЭРТ, буроинъекционная свая ЭРТ, грунтовые анкера ЭРТ, промежуточные уширения (подпятыники), «уходы».

ELECTRIC DISCHARGE TECHNOLOGY (EDT) REINFORCEMENT BASES OF FOUNDATIONS

Abstract: In modern geotechnical construction, the problems of increasing the bearing capacity of the foundation are very relevant. In the presence of weak underlying layers in engineering-geological sections with unstable physical and mechanical characteristics, with increased loads on the base, as well as with a high level of negative impact on the surrounding buildings, the use of traditional technologies is not always justified, it often becomes necessary to use non-standard methods of strengthening the foundations. The use of ERT piles in most cases successfully solves many complex geotechnical problems.

Keywords: *geotechnical construction, ground-concrete pile, electric discharge technology of EDT, drilling-injection pile of EDT, ground anchors of EDT, intermediate widenings (podpyatniki), «departures».*

Введение

Электроразрядная технология, обладая рядом технических и технологических преимуществ [11, 13–16] широко используется в геотехнической практике устройства буроинъекционных свай ЭРТ в свайных полях, свай усиления оснований и фундаментов, закрепления оснований фундаментов, склонов, при устройстве нагелей и т.д. Технологическим преимуществом ее является взрывообразное преобразование электрической энергии в механическую при достижении ударной волны с шириной переднего фронта порядка 10–9 м со скоростью подъёма давления до 1018 Па/с. Электрогидравлический удар на грунт стенок буровой скважины, заполненной мелкозернистым бетоном, намного превышает статическую нагрузку на него. В результате воздействия таких высоких давлений и температур в грунте зарождается полость и за счет сил гравитации мгновенно заполняется мелкозернистым бетоном. Тем самым возникает уширение на конкретном участке по высоте сваи ЭРТ. Это уширение далее назовем «под пятником» [1–16].

Материал и методы исследований

Таким образом возникшая дополнительная опора начинает статически работать совместно со свай по нижней поверхности уширения, увеличивая ее несущую способность по грунту. Геометрические параметры формы уширения в первом приближении можно принять за сферу. Параметры сферы такие, например, как диаметр d и ее высота h зависят от энергии электрогидравлического удара, пористости, влажности и вида обрабатываемого грунта. Диаметр уширения d возможно определить по величине максимального понижения уровня мелкозернистого бетона в скважине, как говорят геотехники по «уходам». Следует, конечно, отметить, что величины «уходов» во время электрогидравлической обработки (именно поэтому при устройстве свай ЭРТ уровень мелкозернистого бетона всегда следует держать на отметке поверхности земли) и с течением времени существенно разнятся. «Уходы» во времени от начала бетонирования до начала твердения бетона могут составить от нескольких сантиметров до нескольких метров. Прежде всего такие большие понижения связаны со спецификой грунта как пористого материала. Эти вертикальные перемещения

мелкозернистого бетона дополнительно увеличиваются за счет электроосмотического всасывания цементного молока в структуру грунта.

Следует предположить, что при максимальных объемах всасывания цементного молока в поры грунта, несущая способность сваи ЭРТ повысилась бы многократно благодаря воздействию прочностных характеристик массива грунта, таких как удельное сцепление и угол внутреннего трения, в совместную работу со сваей. Но этому процессу препятствует то обстоятельство, что при замешивании мелкозернистого бетона и электрогидравлической обработке происходит его намагничивание, что способствует образованию цементных коллоидов. В то же время их размеры многократно превосходят размеры пор грунта. К сожалению, пока нет технологии, воспрепятствующей комкованию цементного молока. Это возможно на мой субъективный взгляд только при размагничивании биполей воды в бетоне.

Необходимо обратить внимание еще на один аспект, связанный с возможным увеличением несущей способности оснований, усиленных буровыми сваями. В среде проектировщиков устоялось мнение том, что чем больше диаметр буровой сваи, тем больше ее несущая способность по грунту. Да это так. Но критерием оценки несущей способности F_d по грунту на наш взгляд должны служить не диаметр и длина сваи, а «удельная несущая способность по грунту», т.е. *несущая способность одного кубического метра буровой сваи, а также «удельная расчетная нагрузка», т.е. расчетная нагрузка одного кубического метра буровой сваи*. При таком подходе, анализируя результаты расчетов несущей способности для свай ЭРТ и буронабивных свай разных диаметров можно, сделать вывод о том, что с увеличением диаметра буровых свай удельная несущая способность снижается, приближаясь к некоторой асимптоте. В то же время наиболее оптимальным по удельным характеристикам являются «микросваи», т.е. буроинъекционные сваи ЭРТ диаметром до 300 мм, изготавливаемые по электроразрядным технологиям. На рис. 1 графики 1–4 наглядно демонстрируют это.

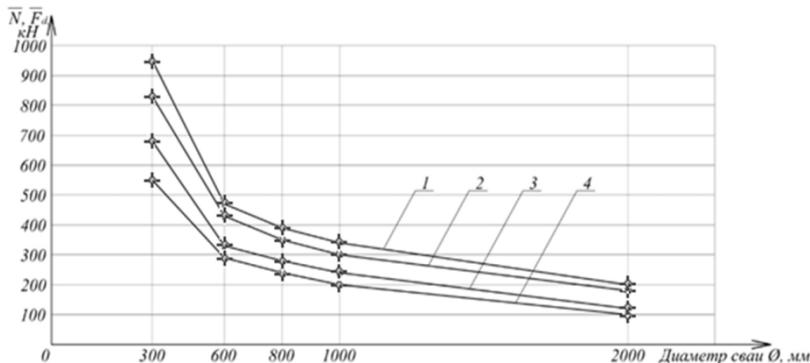


Рис. 1. Графики зависимости $f(\varnothing \bar{N})$ и $f(\varnothing \bar{F}_d)$, где \bar{F}_d – удельная несущая способность (кН), \bar{N} – удельная расчётная нагрузка (кН), 1 и 2 – графики $f(\varnothing \bar{F}_d)$; 3 и 4 – графики $f(\varnothing \bar{N})$. Примечания: 300 – диаметр сваи ЭРТ; 600, 800, 1000, 2000, диаметры буровнабивных свай (мм)

Результаты и проблематика

Необходимо обратить внимание на широкий диапазон использования электроразрядной технологии усиления оснований с использованием «микросвай». Область использования ЭРТ технологии существенно расширяется, комбинируя ее с технологией устройства грунтоцементных свай, т. е. GET технологией. Ниже приведены подобные апробированные геотехнические технологии:

1. Электроразрядная геотехническая технология усиления основания фундаментов с использованием буроинъекционных свай ЭРТ.

Технология с использованием буроинъекционных свай ЭРТ актуальна для усиления оснований фундаментов аварийных, реконструируемых зданий и сооружений. Она востребована в стесненных и особо стесненных условиях, а также в перемеживающихся слабых подстилающих слоях.

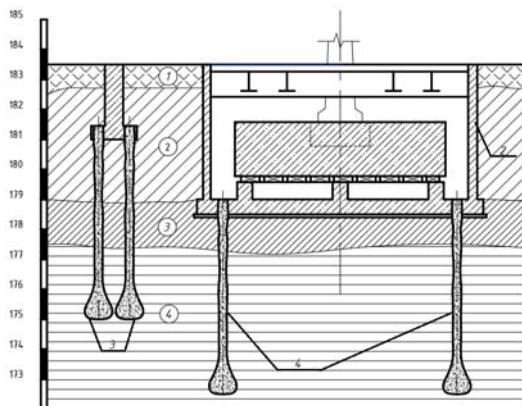


Рис. 2. Схема усиления основания: 1 – фундамент каркаса здания; 2 – фундамент кузнечного молота; 3 – буроинъекционные сваи ЭРТ усиления основания фундаментов каркаса; 4 – буроинъекционные сваи ЭРТ усиления основания фундаментов молота

2. Электроразрядная геотехническая технология устройства буроинъекционных свай ЭРТ в свайных полях.

Эта технология наиболее эффективна для применения в стесненных условиях и под большие внешние нагрузки, а также как усиленное свайное основание высотных зданий и сооружений.



Рис. 3. Свайное поле из буроинъекционных свай ЭРТ: 1 – бетонная подготовка; 2 – выпуски армокаркаса свай ЭРТ

3. Электроразрядная технология устройства буроинъекционных свай ЭРТ как шпунтовая стенка ограждений котлованов.

Эта технология устройства буроинъекционных свай ЭРТ как конструктив является консольной шпунтовой стенкой. Она в основном служит для обеспечения устойчивости стенок грунта неглубоких котлованов. В зависимости от количества рядов из свай ЭРТ стенка может обеспечить устойчивость стенок грунта котлованов разных глубин.

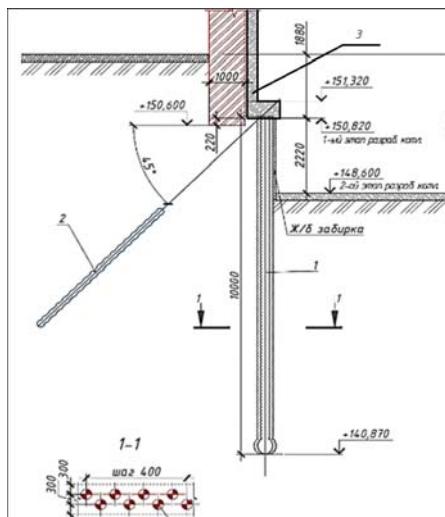


Рис. 4. Шпунтовая стена ограждения котлована из буроинъекционных свай и грунтовых анкеров ЭРТ:
1 – буроинъекционные сваи ЭРТ;
2 – грунтовые анкера ЭРТ; 3 – уголковая монолитная
ж/б подпорная стена

4. Комплексная электроразрядная технология устройства свай повышенной несущей способности с использованием грунтобетонных свай GET.

Комплексная технология устройства свай ЭРТ с использованием грунтобетонных свай GET позволяет получить заглубленную железобетонную конструкцию повышенной несущей способности.

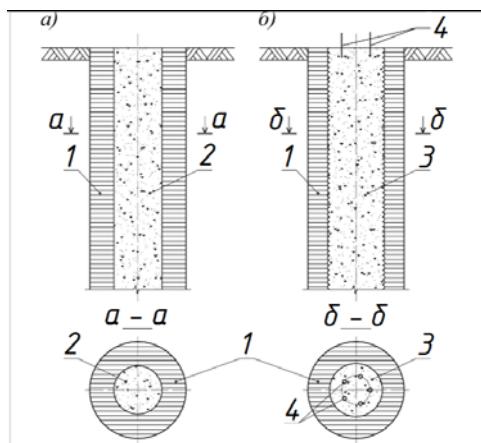


Рис. 5. Схема устройства грунтобетонной сваи (ГБС):
 1 – грунтоцементный массив; 2 – свежеуложенный
 мелкозернистый бетон; 3 – электро-гидравлически
 обработанный и армированный мелкозернистый бетон;
 4 – выпуски пространственного армокаркаса

5. Геотехническая технология устройства комбинированной грунтобетонной сваи повышенной несущей способности с использованием электроразрядной и GET технологий.

Технология востребована для устройства буроинъекционных свай ЭРТ повышенной несущей способности в случае наличия в основании слабых перемежающихся грунтов. Предполагает использование технологии GET для устройства уширений (под пятников) на глубинах наличия слабых ИГЭ вдоль их толщин. Конструкция является вариантом грунтобетонной железобетонной сваи (ГБС).

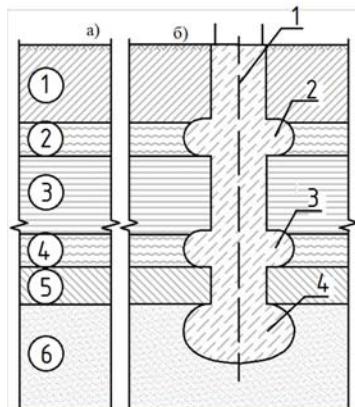


Рис. 6. Врезка в инженерно-геологический разрез буровой грунто-бетонной сваи ГБС с многоместными уширениями:
(1)–(6) – инженерно-геологические элементы (ИГЭ); (2),
(4) – слабые ИГЭ; 1 – железобетонный ствол сваи;
2, 3, 4 – промежуточные уширения (подпятники)

6. Геотехническая технология устройства ограждения склонов и берегов водоемов и рек из комбинированной грунтовбетонной сваи с использованием электроразрядной и GET технологий и монолитной железобетонной подпорной стены как заглубленная железобетонная конструкция.

Технология из комбинированной грунтовбетонной сваи с использованием электроразрядной и GET технологий и монолитной железобетонной подпорной стены как противофильтрационная засека и упор массива грунта.

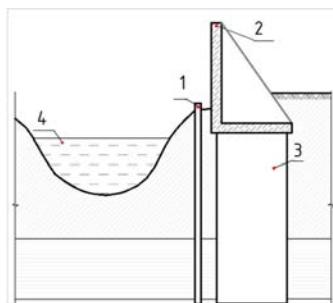


Рис. 7. Схема укрепления берегов разливающихся рек:

- 1 – сплошной шпунт,
- 2 – уголковая подпорная стена,
- 3 – свайное основание из ГБС как противофильтрационная завеса,
- 4 – русло реки

7. Устройство буроинъекционных свай ЭРТ как грунтовые железобетонные нагеля укрепления оползневого склона.

Технология служит для укрепления оползневого и нагруженного склона с помощью свай ЭРТ, закрепляющих поверхность призмы обрушения. Часто используется совместно с монолитной железобетонной уголковой подпорной стеной с усиленным сваями ЭРТ основанием.

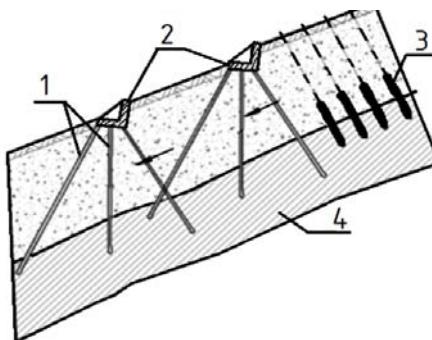


Рис. 8. Противооползневая защита склонов из буроинъекционных свай ЭРТ и нагелей (шпонок):

- 1 – сваи в составе подпорной сетчатой стены;
- 2 – уголковая сетчатая подпорная стена;
- 3 – нагели (шпонки) в плоскости сдвига;
- 4 – плоскость сдвига

8. Комбинированные грунтовые анкера, устраиваемые по электроразрядной и GET технологиям как заглубленные железобетонные конструкции для обеспечения устойчивости стенок котлованов и оползневых склонов.

Технология с использованием грунтовых анкеров ЭРТ в составе шпунтовой стенки наиболее экономична по сравнению с консольными подпорными стенами. Она оптимально подходит для обеспечения устойчивости грунта стенок котлованов, а также оползневых и нагруженных склонов.

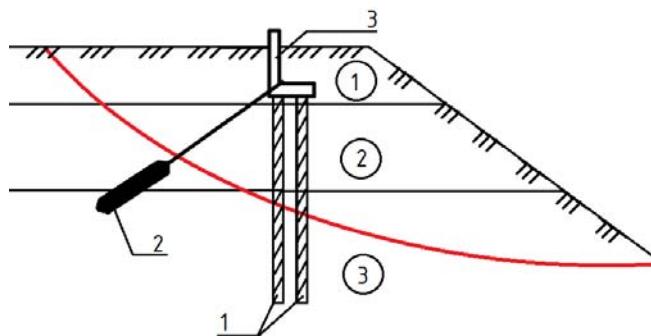


Рис. 9. Схема усиления оползневого склона с помощью сваи ЭРТ и грунтобетона: 1 – сваи ЭРТ; 2 – грунтобетонный анкер; 3 – уголковая монолитная ж/б подпорная стена; (1)–(3) – инженерно-геологические элементы

9. Геотехническая технология усиления оползневого склона с использованием буроинъекционных свай ЭРТ и монолитной железобетонной уголковой подпорной стены (как вариант, монолитный железобетонный обвязочный пояс).

Технология востребована для устройства буроинъекционных свай ЭРТ укрепления основания оползневого склона с возведением монолитной железобетонной подпорной стены. Сваи ЭРТ могут размещаться в несколько рядов.



Рис. 10. Схема устройства усиления оползневого склона:

- 1 – буроинъекционные сваи ЭРТ в три ряда;
- 2 – выпуски арматурного каркаса свай

Заключение

С учетом вышесказанного результаты длительных исследований и использование электроразрядной геотехнической технологии устройства заглубленных железобетонных конструкций с использованием электроразряда и апробации в реальном подземном строительстве в течение длительного периода времени позволили рекомендовать ее для решения следующих строительных задач, приведенных ниже.

1. При усилении перегруженных оснований фундаментов, включая цементацию слабых инженерно-геологических элементов.
2. При усилении оснований фундаментов существующих зданий и сооружений в связи с планируемым повышением или изменением характера эксплуатационных нагрузок при изменении конструктивной схемы.
3. При усилении оснований фундаментов существующих зданий и сооружений в связи с планируемым повышением или изменением характера эксплуатационных нагрузок при изменении конструктивной схемы.
4. Для исправления сверхнормативных кренов зданий и сооружений или отдельных фундаментов.
5. Для противооползневой защиты склонов, берегов рек и морей.
6. Для усиления оснований железнодорожных насыпей с нестабильным балластным шлейфом.

7. Для решения сложных геотехнических задач при реконструкции зданий и фундаментов, а также в случае капитального ремонта.

8. При строительстве новых объектов в сложных инженерно-геологических условиях, а также при наличии перемеживающихся слабых грунтов оснований.

9. При устройстве подземных этажей в бесподвальных зданиях, углубления полов подвалов, влекущих за собой усиления тела существующих фундаментов, устройства противофильтрационной завесы, а также цементации контактного слоя подошвы фундаментов с несущим слоем.

10. Для устройства железобетонных шпонок (нагелей) по границе призмы обрушения при усилении оползневых склонов с целью стабилизации их деформаций.

Список литературы

1. Ильичев В.А. Опыт освоения подземного пространства российских мегаполисов / В.А. Ильичев, Р.А. Мангушев, Н.С. Никифорова // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2012. – №2. – С. 17–20.
2. Улицкий В.М. Геотехническое сопровождение развития городов / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин. – СПб.: Геореконструкция, 2010. – 551 с.
3. Ilyichev V.A. Deformations of the Retaining Structures Upon Deep Excavations in Moscow / V.A. Ilyichev, P.A. Konovalov, N.S. Nikiforova, L.A. Bulgakov // Proc. Of Fifth Int. Conf on Case Histories in Geotechnical Engineering, April 3–17. – New York, 2004. – P. 5–24.
4. Ilyichev V.A. Computing the evaluation of deformations of the buildings located near deep foundation tranches / V.A. Ilyichev, N.S. Nikiforova, E.B. Koreneva // Proc. of the XVIth European conf. on soil mechanics and geotechnical engineering. Madrid, Spain, 24–27th September 2007 «Geo-technical Engineering in urban Environments». Volume 2. – P. 581–585.
5. Nikiforova N.S. Geotechnical cut-off diaphragms for built-up area protection in urban underground development / N.S. Nikiforova, D.A. Vnukov // The pros, of the 7th Int. Symp. «Geotechnical aspects of underground construction in soft ground», 16–18 May, 2011, tc28 IS Roma, AGI, 2011, №157NIK.
6. Nikiforova N.S. The use of cut off of different types as a protection measure for existing buildings at the nearby underground pipelines installation / N.S. Nikiforova, D.A. Vnukov // Proc. of Int. Geotech. Conf. dedicated to the Year of Russia in Kazakhstan. Almaty, Kazakhstan, 23–25 September 2004. – P. 338–342.
7. Petrukhin V.P. Effect of geotechnical work on settlement of surrounding buildings at underground construction / V.P. Petrukhin, O.A. Shuljatjev, O.A. Mozgacheva // Proceedings of the 13th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Prague, 2003.
8. Triantafyllidis, Th. Impact of diaphragm wall construction on the stress state in soft ground and serviceability of adjacent foundations / Th. Triantafyllidis, R. Schafer // Proceedings of the 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid, Spain, 22–27 September. 2007. Vol. 2. – P. 683–688.

9. Соколов Н.С. Расчет буроинъекционных свай повышенной несущей способности / Н.С. Соколов, А.Н. Соколов, С.Н. Соколов [и др.] // Жилищное строительство. – 2017. – №11. – С. 20–26.
10. Соколов Н.С. Фундамент повышенной несущей способности с использованием буроинъекционных свай ЭРТ с многоместными уширениями // Жилищное строительство. – 2017. – №9. – С. 25–29.
11. Соколов Н.С. Исследование и разработка разрядного устройства для изготовления буровой набивной сваи / Н.С. Соколов, С.С. Викторова // Строительство: Новые технологии – Новое оборудование. – 2017. – №12. – С. 38–43.
12. Sokolov N. Preserving the natural landscape on the construction site for sustainable ecosystem / N. Sokolov, S. Ezhov, S. Ezhova // Journal of applied engineering science. 15. 2017. 4, 482. – P. 518–523.
13. Соколов Н.С. Электроимпульсная установка для изготовления буроинъекционных свай // Жилищное строительство. – 2018. – №1–2. – С. 62–66.
14. Соколов Н.С. Один из подходов решения проблемы по увеличению несущей способности буровых свай // Строительные материалы. – 2018. – №5. – С. 44–47.
15. Соколов Н.С. Критерии экономической эффективности использования буровых свай // Жилищное строительство. – 2017. – №5. – С. 34–38.
16. Соколов Н.С. Технология увеличения несущей способности основания // Строительные материалы. – 2019. – №6. – С. 67–72.

Соколов Николай Сергеевич – заведующий кафедрой «Строительных технологий, геотехники и экономики строительства» ФГБОУ ВО «ЧГУ им. И.Н. Ульянова», директор ООО НПФ «ФОРСТ», канд. техн. наук, доцент, член РОМГГиФ и ISSMGE, г.Чебоксары, e-mail: ns_sokolov@mail.ru

Sokolov N.S. – Head of the Department of «Construction technologies, geotechnics and construction economics» in Federal State-Funded Educational Institution of Higher Education «I.N. Ulianov Chuvash State University», Director of ООО NPF «FORST», Candidate of Sciences (Engineering), Docent, member of RSSMGE, Cheboksary, e-mail: ns_sokolov@mail.ru

**ОЦЕНКА НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ
ПОДЗЕМНОГО СООРУЖЕНИЯ
ПРИ ПРЕДЕЛЬНЫХ НАГРУЗКАХ**

С.В. Сергеев

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»

г. Чебоксары, Россия

А.В. Зинченко

Всероссийский научно-исследовательский
институт по осушению месторождений

полезных ископаемых,

защите инженерных сооружений

от обводнения, специальным

горным работам, геомеханике, геофизике,

гидротехнике, геологии и маркшейдерскому делу

г. Белгород, Россия

Е.Д. Воробьев

Белгородский государственный
национальный

исследовательский университет

г. Белгород, Россия

Аннотация: объект исследования – тюбинговая и бетонная крепи вертикального ствола шахты. Проведен анализ напряженно-деформированного состояния крепи по измеренным напряжениям в тюбингах. Определены величины давлений на крепь в наиболее характерных интервалах по глубине. Дан прогноз ее конструктивной безопасности. В статье приведены результаты натурных наблюдений за железобетонным сооружением на глубине 1 км, где была установлена замерная станция с арматурными преобразователями силы. Предложена методика оценки напряжённого состояния бетона по измеренным усилиям в арматурных стержнях, которая может быть использована для оценки напряжений в бетоне для других аналогичных конструкциях.

Ключевые слова: подземное сооружение, бетон, арматура, напряжение, деформация.

DETERMINATION OF THE STRESS STATE OF AN UNDERGROUND STRUCTURE UNDER EXTREME LOADS

Abstract: the object of the study is the tubing and concrete supports of the vertical shaft of the mine. The analysis of the stress-strain state of the support according to the measured stresses in the tubing is carried out. The values of the pressure on the support in the most characteristic depth intervals are determined. A forecast of its constructive safety is given. The article presents the results of field observations of a reinforced concrete structure at a depth of 1 km, where a measuring station with reinforcement force converters was installed. A method for estimating the stress state of concrete by measured forces in reinforcing bars is proposed, which can be used to assess stresses in concrete for other similar structures.

Keywords: underground construction, concrete, reinforcement, stress, deformation.

Введение

Для обеспечения безопасности труда, защиты окружающей среды, а также сохранности машин, механизмов и оборудования подземные сооружения на всех стадиях жизненного цикла должны отвечать требованиям высокого уровня надежности [1–3].

Опыт эксплуатации крепей вертикальных стволов шахт показывает, что напряжения и деформации в обделках продолжают изменяться в течение продолжительного времени после окончания строительства [4–8]. Текущая оценка безопасного состояния крепей выполняется, как правило, по величинам действующих в обделках напряжений [9; 10]. Особую актуальность этот вопрос приобретает при предельных нагрузках [11].

Материалы и методы

Начиная с 80-х годов предложена и апробирована методика натурных наблюдений за напряженно-деформированным состоянием крепи стволов, в том числе в местах сопряжений [12–15]. В 2016 году была разработана методика и проводятся наблюдения за состоянием железобетонной конструкции на глубинах, превышающих 1000 м [16].

Рассматриваемая технологическая ниша имеет следующие геометрические размеры: длина – 21 м, ширина – 11 м, высота – 7 м. Проектный класс бетона по прочности на сжатие – В35. Два ряда арматурных сеток выполнены из стальной арматуры класса А400. В вертикальном направлении арматурные стержни $\varnothing 16$ мм, а в горизонтальном $\varnothing 12$ мм.

В крепи установлены преобразователи силы арматурные ПСАС (№43006-09 Государственный реестр средств измерений РФ), которые вваривались в арматуру (рис. 1, 2). Датчики ПСАС предназначены для измерения сжимающих и растягивающих усилий в рабочей арматуре железобетонных конструкций сооружений при контрольных наблюдениях и натурных исследованиях. Установлены четыре группы датчиков в вертикальном и горизонтальном направлениях (рис. 3). Всего было установлено 7 датчиков.

Бетонирование крепи происходило в 3 этапа. На первом этапе бетонировались подошва выработки, на втором этапе – стенки, а затем кровля выработки.

Для определения величин напряжений в массиве горных пород применяется метод полной разгрузки по схеме ВНИМИ (измерение деформации торца керна, обуренного кольцевой щелью). Метод основан на использовании характеристик упругого восстановления формы элемента исследуемого массива при искусственном нарушении его связи с основным массивом. Породный массив рассматривается как упругий, сплошной, изотропный. Этот метод нами применен для определения напряжений в бетонной крепи горных выработок.

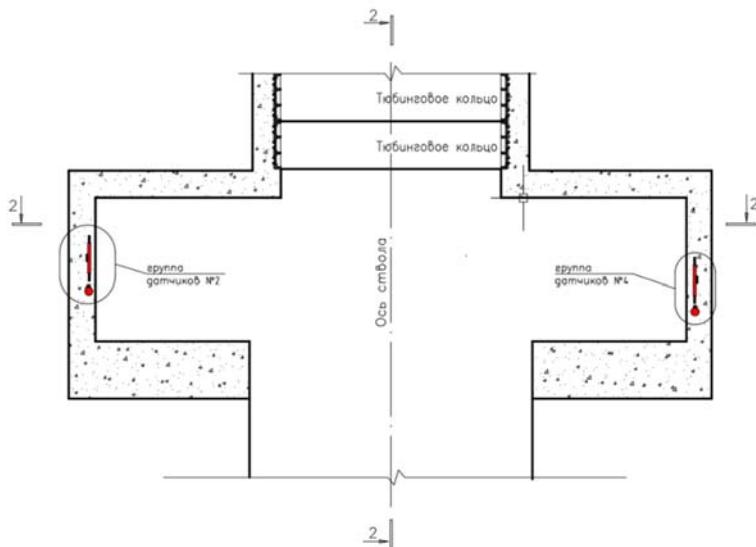


Рис. 1. Вертикальный разрез технологической ниши

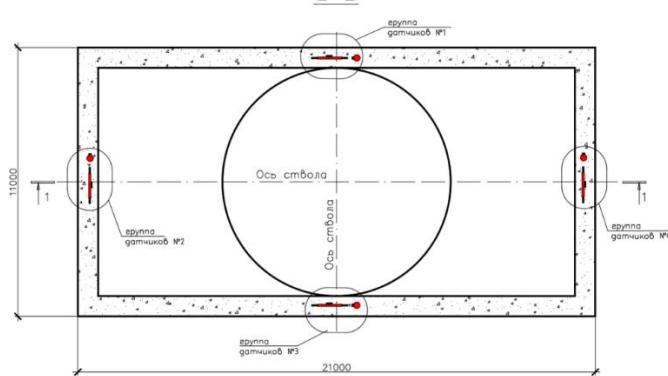


Рис. 2. Поперечное сечение технологической ниши



Рис. 3. Расположение датчиков ПСАС в арматуре

Основная часть. На рис. 4 и 5 приведены графики напряжений в арматурных стержнях, установленных в горизонтальном и вертикальном направлениях. Напряжения вычислялись по усилиям в арматурных стержнях, отнесенным к их площади поперечного сечения. Видно, что сжимающие напряжения в арматурных стержнях в горизонтальном направлении достигли в среднем 284 МПа за 983 суток наблюдений.

В вертикальном направлении сжимающие напряжения в арматурных стержнях достигли в среднем 489 МПа. Средние напряжения сжатия в арматурных стержнях в вертикальном направлении превысили допускаемые величины.

Вертикальные напряжения в крепи больше, чем горизонтальные. Это свидетельствует о преимущественно вертикальном нагружении крепи. По контуру выработки все напряжения в крепи сжимающие.

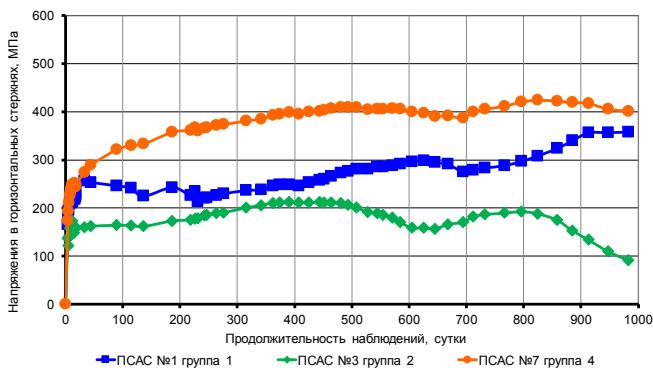


Рис. 4. Горизонтальные напряжения в арматуре стенок крепи технологической ниши

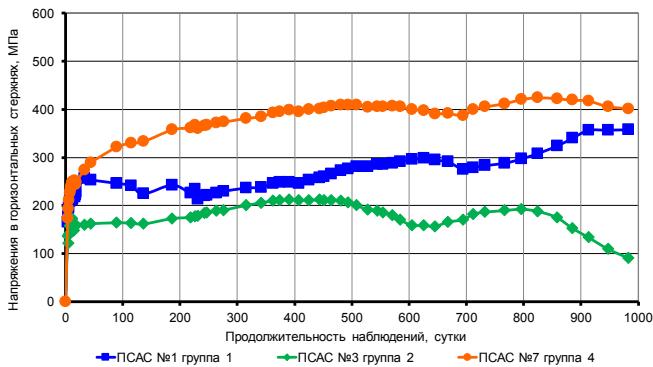


Рис. 5. Вертикальные напряжения в арматуре стенок крепи технологической ниши

В нижней части наблюдается оголение арматуры и отслоение защитного слоя бетона, деформирование вертикальных двутавровых стоек. В железобетонной крепи по всему контуру были зафиксированы многочисленные трещины с раскрытием в стенах до 0,25 мм, а в кровле до 0,4 мм. Железобетонная крепь технологической ниши находится в состоянии, близкому к предельному, однако потери её устойчивости не происходит из-за отсутствия динамики расширения трещин.

Результаты и проблематика

Оценка напряжений в бетоне крепи. В железобетоне бетон и арматура работают совместно, благодаря их сцеплению. Поэтому, деформации арматуры и бетона равны ($\varepsilon_s = \varepsilon_b$).

Определение напряжений в бетоне (σ_b) производится по формуле, следующей из закона Гука:

$$\sigma_b = E_b \varepsilon_b \quad (1)$$

где: E_b - модуль упругости бетона, МПа; ε_b - относительные деформации.

Как показывают натурные наблюдения, при твердении бетона в первые сутки происходит преднатяжение арматуры от усадочных деформаций, не связанных с давлением на крепь [17; 18]. Поэтому, для оценки напряженного состояния бетонной части крепи необходимо их исключить. Оценка напряженного состояния арматуры производится с учетом её преднатяжения при твердении бетона, т.е. по фактически измеренным величинам.

На рис. 6 и 7 приведены графики напряжений в крепи в начальный период её нагружения. По графикам видно, что напряжения сжатия в арматуре через 6 суток после завершения бетонирования достигли в среднем: в горизонтальных – 182 МПа, в вертикальных стержнях – 115 МПа. Для оценки напряженного состояния бетона эти напряжения необходимо исключить из общих измеренных (ОДМ 218.4.022).

Горизонтальные напряжения в среднем достигли 292 МПа. С учетом исключения напряжений от усадки бетона, напряжения в арматуре от горного давления составят 110 МПа. Вертикальные напряжения достигли в среднем 379 МПа. С учетом исключения напряжений от усадки бетона, напряжения в арматуре от горного давления составят 264 МПа.

Определение напряжений в бетонной части крепи по усилиям, измеренным в арматуре. Определим относительные деформации:

а) в горизонтальных арматурах, в среднем:

$$\varepsilon_\Gamma = \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{110}{200000} = 0,0005.$$

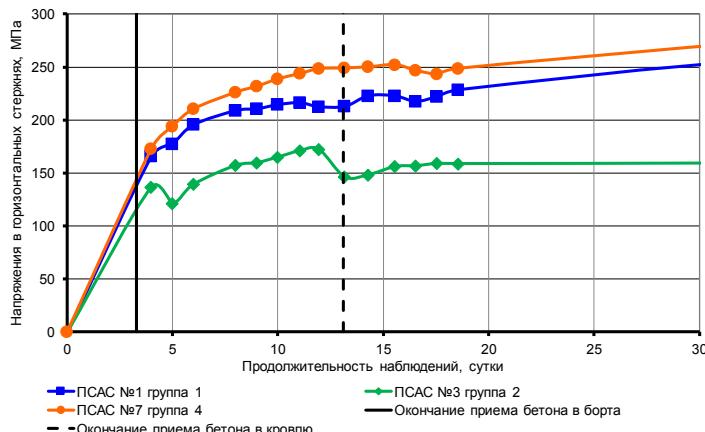


Рис. 6. Напряжения в горизонтальной арматуре стенок крепи технологической ниши за первые 30 суток наблюдений

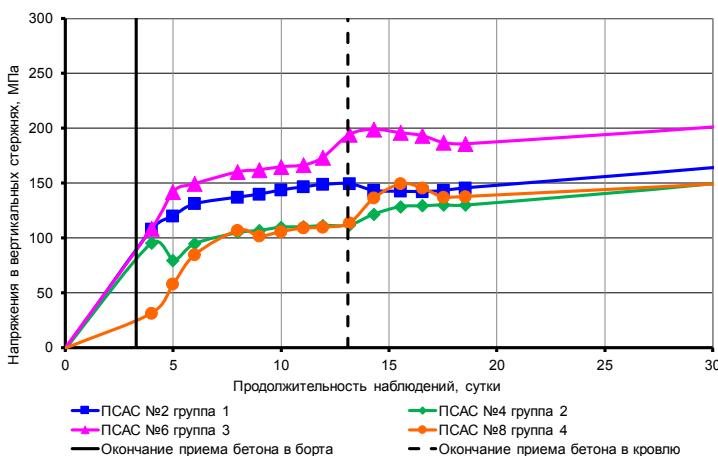


Рис. 7. Напряжения в вертикальной арматуре стенок крепи технологической ниши за первые 30 суток наблюдений

б) в вертикальных арматурах, в среднем:

$$\varepsilon_B = \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{264}{200000} = 0,00132.$$

Согласно СП 63.13330 модуль упругости бетона В35 – 34500 МПа. Определим сжимающие напряжения в бетоне по средним деформациям в арматуре:

- а) в горизонтальном направлении, в среднем:
 $\sigma_b = E_b \varepsilon_\Gamma = 34500 \cdot 0,00055 = 19,0 \text{ МПа} .$
- б) в вертикальном направлении, в среднем:
 $\sigma_b = E_b \varepsilon_B = 34500 \cdot 0,00132 = 45,5 \text{ МПа} .$

Арматура в железобетоне работает всегда упруго, а в бетоне при длительном нагружении появляются деформации ползучести. Они при определении напряжений в бетоне учитываются через модуль упругости бетона с использованием коэффициента ползучести. При этом модуль упругости бетона определяют по формуле:

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} \quad (2)$$

где $\varphi_{b,cr}$ коэффициент ползучести бетона.

Значения коэффициента ползучести бетона $\varphi_{b,cr}$ принимают в зависимости от условий окружающей среды (относительной влажности воздуха) и класса бетона. Для класса бетона В35 и влажности воздуха выше 75%, коэффициент равняется – 1,5. Тогда, модуль деформации, с учетом этого коэффициента $E_{b,\tau} = \frac{34500}{1+1,5} = 13800 \text{ МПа} .$

Определим напряжения в бетоне с учетом коэффициента ползучести:

- а) горизонтальные в бетоне, в среднем:
 $\sigma_{b,\tau}^\Gamma = E_{b,\tau} \cdot \varepsilon_\Gamma = 13800 \cdot 0,00055 = 7,6 \text{ МПа} .$
- б) вертикальные в бетоне, в среднем:
 $\sigma_{b,\tau}^B = E_{b,\tau} \cdot \varepsilon_B = 13800 \cdot 0,00132 = 18,2 \text{ МПа} .$

Полученные величины близки к предельным предельно допустимому значению для бетона класса В35, которое составляет $R_b = 19,5 \text{ МПа} .$

Для определения напряжений в бетоне железобетонной крепи на первом этапе определялось расположение арматуры в крепи с помощью мультидетектора HiltiPS50. На втором этапе алмазной коронкой на 6-ти участках крепи зачищен поверхностный слой бетона на глубину 0,5–1 см и отполирован шлифовальной бумагой. Далее к подготовленной и обезжиренной поверхности

тензорезистор закреплялся цианокрилатным клеем. На рис. 7 приведено фото участка крепи, на котором выполнена разгрузка. Выбуривание керна производилось на глубину диаметра коронки. После этого проводились измерения деформации упругого восстановления.



Рис. 7. Расположение тензорезистора на участке разгрузки

Прочность бетона на сжатие определялась механическим методом неразрушающего контроля (ГОСТ 22690) в 7-ти точках по периметру крепи. Класс бетона в местах измерений, в среднем, соответствует классу В28. По установленному классу бетона на сжатие определён его модуль упругости и вычислены величины напряжений. При расчёте напряжений в крепи значение начального модуля упругости бетона при сжатии принималось как для бетона класса В28 ($E_{b,B28} = 31394,2$ МПа).

В результате выполненной разгрузки получены величины вертикальных сжимающих напряжений от 11,0 МПа до 15,6 МПа.

Полученные величины напряжений в бетоне крепи при разгрузке меньше, чем вычисленные по усилиям в арматуре ($<18,2$ МПа). Это объясняется наличием трещин на поверхности крепи. Однако, это не характеризует степень напряжённости в целом. Появление трещин и измеряемые напряжения в арматуре крепи свидетельствует о высокой степени напряженности крепи в вертикальном направлении [19].

Заключение

1. Натурные наблюдения показывают, что оценку напряжений в бетоне крепи по измеренным усилиям в арматурных стержнях необходимо производить с учётом преднапряжения от усадки бетона и с учётом его ползучести. Без учёта этих факторов напряжения в крепи не соответствуют действительности. В рассматриваемом нами примере с учётом только преднапряжения от усадки бетона напряжения в крепи достигли 45,5 МПа, что превышает расчетный предел прочности бетона В35. Учёт ползучести снижает напряжения в бетоне до 18,2 МПа.

2. В исследуемой крепи в течение 1000 суток напряжения неуклонно растут. Это вызвано большой глубиной и влиянием вышележащих выработок.

3. Предложенная методика позволяет производить комплексную оценку напряженного состояния железобетонных конструкций крепи подземных сооружений.

4. Во избежание дальнейшего снижения устойчивости крепи технологической ниши в целом, рекомендуется также усилить железобетонную крепь технологически ниши.

Список литературы

1. Зайцев А.В. Механизмы начального разрушения железобетонной крепи сферической горной выработки в массиве осадочных пород / А.В. Зайцев, Ю.В. Соколкин, А.А. Фукалов // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Механика. – 2013. – №4. – С. 59–74.
2. Бяков Н.С. Исследование напряженно-деформированного состояния и оптимизация железобетонной блочной крепи подземного сооружения / Н.С. Бяков, М.В. Корнилков, А.Л. Калякин [и др.] // Известия высших учебных заведений. Горный журнал. – 2018. – №5. – С. 40–48.
3. Barla G. Full-face excavation of large tunnels in difficult conditions // Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. – 2016. – Vol. 8. №3. – P. 294–303.
4. Барышников В.Д. Диагностика напряженного состояния железобетонной крепи подземных камер / В.Д. Барышников, Д.В. Барышников, А.П. Хмелинин // Фундаментальные и прикладные вопросы горных наук. – 2014. – Т. 1. №1. – С. 37–43.
5. Tao H., Weihao Y., Zhijiang Y., Chi Z., Dongliang B. Monitoring Study of Shaft Lining Concrete Strain in Freezing Water-Bearing Soft Rock During Mine Shaft Construction Period in West China // Procedia Engineering. – 2011. – Vol. 26. – P. 992–1000.
6. Rahimi B., Sharifzadeh M., Feng X. Ground behaviour analysis, support system design and construction strategies in deep hard rock mining – Justified in Western Australian's mines // Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. – 2020. – Vol. 12. №1. – P. 1–20.
7. Yu W., Wang W., Chen X., Du S. Field investigations of high stress soft surrounding rocks and deformation control // Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. – 2015. – Vol. 7. №4. – P. 421–433.

8. Chernysh A.S., Kalachuk T.G. Determination of compacting parameters of dispersed rocks // IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. – 2018. – Vol. 194. №6. – P. 062008.
9. Бычков Н.Н. Новое в способах определения напряженно-деформированного состояния обделок и крепей подземных сооружений / Н.Н. Бычков, С.Г. Елгаев, В.А. Мельников // Транспортное строительство. – 2008. – №1. – С. 21–23.
10. Hasan O., Erdogan G. A methodology for lining design of circular mine shafts in different rock masses // International Journal of Mining Science and Technology. – 2016. – Vol. 26. №5. – P. 761–768.
11. Балек А.Е. Особенности формирования напряжений в крепи вертикальных выработок в условиях запредельного напряженно-деформированного состояния скальных породных массивов // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). – 2014. – №11. – С. 202–212.
12. Казикаев Д.М. Наблюдения за состоянием крепи и массива пород в стволе № 2 Яковлевского рудника / Д.М. Казикаев, О.П. Борисов, С.В. Сергеев // Шахтное строительство. – 1980. – №12. – С. 13.
13. Сергеев С.В. Передача напряжений в комбинированной крепи стволов // Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2006. – №5. – С. 220–223.
14. Сергеев С.В. Влияние инженерно-геологических условий на интенсивность нагружения крепи стволов в замороженных породах / С.В. Сергеев, Д.М. Казикаев, М.Н. Климентов // Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2008. – №2. – С. 115–118.
15. Казикаев Д.М. Диагностика и мониторинг напряженного состояния крепи вертикальных стволов / Д.М. Казикаев, С.В. Сергеев. – М.: Горная книга, 2011. – 244 с.
16. Сергеев С.В. Информационно-измерительная система мониторинга напряженно-деформированного состояния несущих строительных конструкций и элементов / С.В. Сергеев, Е.Д. Воробьев // Научные ведомости Белгородского государственного университета. Серия: Естественные науки. – 2017. – №25 (274). – С. 116–122.
17. Arkhipov A. Check and Monitoring of Condition of Concrete Slurry Wall, Jet-grouting and Frozen Soil Fences by Crosshole Sounding Method in Underground Construction // Procedia Engineering. – 2016. – Vol. 165. – P. 11–18.
18. Yao Z., Chang H., Rong C. Research on Stress and Strength of High Strength Reinforced Concrete Drilling Shaft Lining in Thick Top Soils // Journal of China University of Mining and Technology. – 2007. – Vol. 17. №3. – P. 432–435.
19. Wang Y., Zhang C., Xue L., Huang X. Prediction and safety analysis of additional vertical stress within a shaft wall in an extra-thick alluvium // Mining Science and Technology. – 2010. – Vol. 20. №3. – P. 350–356.

Сергеев Сергей Валентинович – д-р техн. наук, профессор, ФГБОУ ВО «ЧГУ им. И.Н. Ульянова». г.Чебоксары, e-mail: sergey.sergeev.v@mail.ru

Зинченко Алексей Владимирович – старший научный сотрудник лаборатории горного давления и сдвижения горных пород. Всероссийский научно-исследовательский институт по осушению месторождений полезных ископаемых, защите инженерных сооружений от обводнения, специальным горным работам, геомеханике,

геофизике, гидротехнике, геологии и маркшейдерскому делу, г. Белгород, e-mail: aleksey.zinchenko76@mail.ru

Воробьев Евгений Дмитриевич – канд. техн. наук, доцент кафедры прикладной геологии и горного дела. Белгородский государственный национальный исследовательский университет. г. Белгород, e-mail: vorobev@bsu.edu.ru

Sergeyev, Sergey V.DSc, Professor. All-Russian research institute for mineral deposit dewatering, protection of engineering installations against water intrusion, special mining operations, geomechanics, geophysics, hydraulic engineering, geology and mine surveying. Belgorod, e-mail: sergey.sergeev.v@mail.ru

Zinchenko, Aleksey V. Senior Researcher. All-Russian research institute for mineral deposit dewatering, protection of engineering installations against water intrusion, special mining operations, geomechanics, geophysics, hydraulic engineering, geology and mine surveying. Belgorod, e-mail: aleksey.zinchenko76@mail.ru

Vorobyev, Evgeniy D. PhD, Assistant professor. Belgorod State National Research University. Belgorod, e-mail: vorobev@bsu.edu.ru

РАЗДЕЛ. 3. МЕХАНИКА СПЛОШНЫХ СРЕД В ОБРАЗОВАНИИ

УДК 69.07

МЕТОДЫ МОДЕЛИРОВАНИЯ УЗЛОВ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

*А.Г. Николаева
Н.В. Иванова*

ФГБОУ ВО «Чувашский государственный
университет им. И.Н. Ульянова»
г. Чебоксары, Россия

Аннотация: в статье приведена методика моделирования трехмерного узла в программе Лира-САПР в рамках выполнения лабораторных работ обучающимися по специальности 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений по дисциплине «Компьютерное моделирование узлов строительных конструкций». Дана последовательность действий, и результаты расчета самого узла и конструкции с «внедренным» в нее трехмерным узлом.

Ключевые слова: конечно-элементная модель, узлы, метод конечно-элементов, Лира-САПР.

METHODS OF MODELING BUILDING STRUCTURE NODES

Abstract: the article presents a methodology for modeling a three-dimensional node in the Lira-CAD program as part of laboratory work by students in the specialty 08.05.01 Construction of unique buildings and structures in the discipline «Computer modeling of building structures». A sequence of actions is given, and the results of the calculation of the node itself and the structure with a three-dimensional node «embedded» in it.

Keywords: finite element model, nodes, finite element method, Lira-CAD.

Введение

В соответствии с учебным планом для обучающихся по специальности 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений на строительном факультете ЧГУ им. И.Н. Ульянова была введена новая дисциплина «Компьютерное моделирование узлов строительных конструкций». В связи с этим была разработана рабочая программа дисциплины, в которой была изложена методика выполнения компьютерного моделирования узлов строительных конструкций на основе конечно-элементного моделирования. В частности, были разработаны методические указания для обучающихся при выполнении лабораторных работ по данной дисциплине.

Как известно в практике проектирования строительных конструкций, особенно металлических, используются типовые конструктивные решения узлов. Для проверки конструктивного решения рассчитываемого узла выполняются проверки напряженно-деформированного состояния его элементов по невыгодным сочетаниям усилий [1–2].

Все эти проверки реализованы и в вычислительных комплексах расчета конструкций, в частности в Лире-САПР. Они применяются для проектирования наиболее распространенных типов узлов, что позволяет практически всю рутинную работу по расчету узла передать компьютеру. Но для более детального расчета узла и анализа его НДС выполняются альтернативные расчетные схемы соединений, при которых используется весь арсенал конечных элементов: плоские (пластины), объемные (различного вида призмы) и, конечно, спецэлементы [3–4].

Материал и методы исследований

В качестве одной из лабораторных работ обучающимся было предложено смоделировать узел стальной стропильной фермы из трубчатых элементов в программе Лира-САПР.

Целью работы было научиться моделировать трехмерные узлы строительных конструкций (на примере узла фермы). Выполнять расчет трехмерных моделей и анализ результатов.

Сначала было необходимо рассчитать стропильную ферму на различные комбинации нагрузок и выполнить подбор сечений элементов. Затем выполнить проектирование одного ключевого узла конструкции традиционным способом, используя базу типовых узлов программного комплекса.

Следующим этапом производилось моделирование трехмерного узла фермы с использованием пластиначатых элементов. Затем выполняласьстыковка трехмерного узла со стержневой моделью стропильной фермы. В последующем выполнялся их совместный расчет и анализ напряженно-деформированного состояния узла и фермы в целом.

Методика построения трехмерного узла заключалась в следующем. Для построения объемной модели элемента пояса, стойки и раскосов, выполнялось построение узлов «по окружности» или по прямоугольному периметру (в зависимости от вида заданного профиля). При этом узлы обязательно соединялись стержневыми элементами. В итоге, в качестве «заготовки» получалось несколько плоских фигур прямоугольного или круглого очертания диаметром (или размером стороны), равным величине подобранным профиля при расчете фермы (рис. 1). Путем использования инструмента построения объекта способом перемещения образующей, из плоских фигур были «выдавлены» пространственные «трубы» (рис. 2).

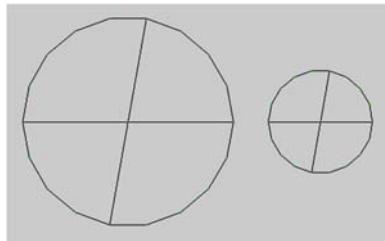


Рис. 1. Плоские фигуры для построения объемных элементов

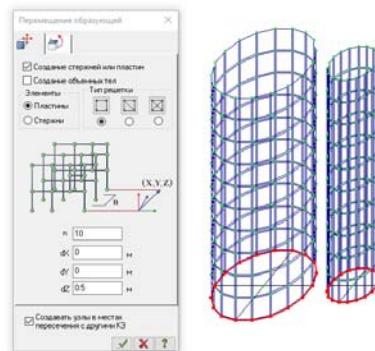


Рис. 2. Построение объемных элементов

При построении заготовок и самих трубчатых элементов необходимо было, варьируя количество ярусов и секторов, добиться оптимального разбиения на КЭ-сетки. Чтобы, при стыковке элементов узла не произошло появление «вырожденных элементов».

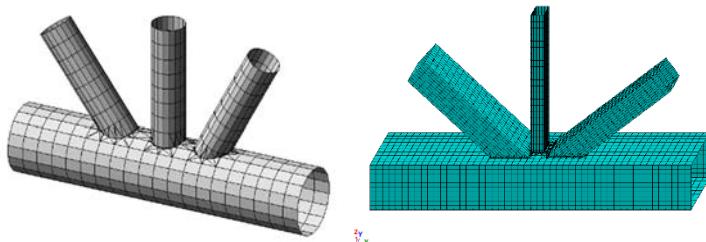


Рис. 3. Трехмерные узлы ферм из трубчатых элементов

Используя вспомогательные элементы, имитирующие ось и центр тяжести сечения элемента, эти объемные фигуры были объединены в одно целое (рис. 3). Таким образом, получался трехмерный узел фермы из пластинчатых элементов (КЭ41 – оболочка).

Используя инструмент «сборка», обучающиеся смогли соединить два объекта, стропильную ферму и ее трехмерный узел в один файл (рис. 4). При этом часть элементов узла в стержневой модели фермы была заменена трехмерной моделью. На границе стыка стержневой и пластинчатой моделей для имитации жесткого соединения элементов пояса и раскосов были объединены перемещения узлов по всем направлениям.

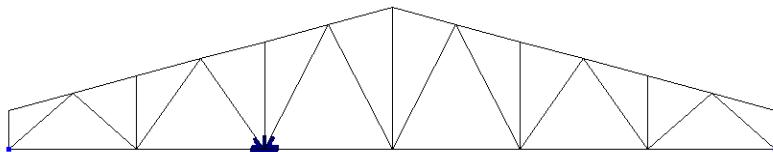


Рис. 4. Ферма с трехмерным узлом

После проведения статического расчета собранной конструкции в упругой и нелинейной постановке задачи, был проведен анализ НДС системы в целом и НДС деталей трехмерного узла.

Результаты и проблематика

Результаты расчета разных моделей фермы (с трехмерным узлом и без) показали одинаковый характер вертикальных деформаций и распределение напряжений в элементах аналогично [5–7]. Выявлено 99,6% совпадение этих параметров, что подтверждает адекватность моделирования.

При выполнении расчета фермы с учетом нелинейности, были вычислены эквивалентные напряжения в элементах трехмерного узла по энергетической теории прочности Губера–Хенки–Мизеса (рис. 5). Полученные значения сравнивались с пределом текучести стали. И поделив полученные значения напряжений на предел текучести стали, определялся коэффициент использования материала, который можно сравнить с коэффициентом использования стальных стержней, получаемый при расчете конструирования.

Таким образом, при проведении поверочных расчетов узлов металлических конструкций необходимо также оценивать работу узлов, и, если не удается рассчитать его по нормам или типовым сериям, его приходится моделировать оболочечными или объемными конечными элементами и оценивать уже по напряжениям и деформациям [8].

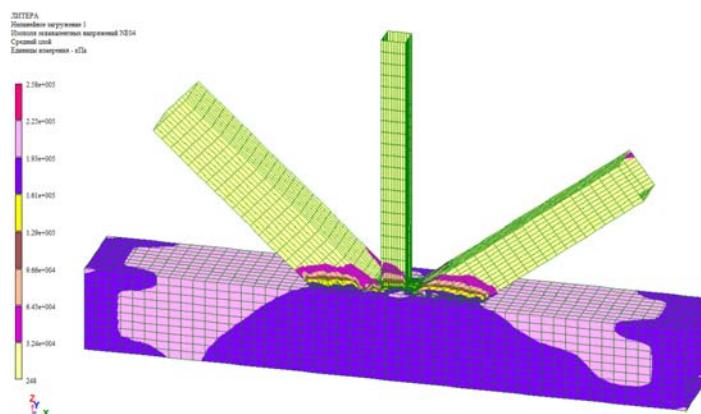


Рис. 5. Изополя эквивалентных напряжений в узле фермы

Заключение

Использование детальных конечно-элементных моделей узлов, в том числе и отдельных частей конструкций, позволяет подробно изучить напряженно-деформированное состояние узлов конструкций, местные несовершенства, а также выявить локализации потенциального развития пластических деформаций. Впрочем, такой метод более приемлем для исследований резервов несущей способности или при разработке усиления конструкций.

Полученные результаты работы вполне могут использоваться для обучения специалистов строительной области, т. к. позволяют выявить связь между нормативными документами, программными комплексами расчета конструкций, различными видами расчетов и моделирования. И побуждают обучающихся проводить научные исследования не только в рамках дисциплины, но и при выполнении дипломного проектирования [9; 10].

Список литературы

1. Кудишин Ю.И. Металлические конструкции / Ю.И. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева [и др.]; под ред. Ю.И. Кудишина. – 13-е изд., испр. – М.: Академия, 2011. – 688 с.
2. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции (актуализированная редакция СНиП II-23-81*) / Минрегион России. – М.: ОАО ЦПП, 2017. – 172 с.
3. Порываев И. Моделирование узлов металлических конструкций в среде ПВК SCAD Office / И. Порываев, М. Сафиуллин.
4. Перельмутер А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – Киев: Сталь, 2002. – 600 с.
5. Шафиков М. Анализ напряженно-деформированного состояния стропильной фермы с использованием различных конечно-элементных моделей в ПК SCAD Office / М. Шафиков, Д. Валитов, И. Порываев // CADMASTER. – 2019. – № 1 (89). – С. 108–111.
6. Маляренко А.А. Анализ напряженно-деформированного состояния моделей узлов металлических конструкций в среде SCAD / А.А. Маляренко, А.А. Семенов, М.Н. Сафиуллин [и др.] // Строительная механика и расчет сооружений. – 2013. – №3. – С. 47–56.
7. Рытова Т.Г. Анализ частоты собственных колебаний большепролетной фермы с фланцевыми соединениями / Т.Г. Рытова, Л.А. Максимова, А.Г. Николаева [и др.] // Вестник ЧГПУ им. И.Я. Яковлева. Серия: Механика предельного состояния. – 2021. – № 1 (47). – С. 76–85.
8. Моделирование работы узлов металлических конструкций | Заметки эксперта ПК ЛИРА 10 [Электронный ресурс]. – Режим доступа: lira-soft.com

9. Николаева А.Г. Применение САПР в проектировании многоэтажных стальных каркасов / А.Г. Николаева, Н.В. Иванова // Современные вопросы механики сплошных сред–2019: сб. ст. по материалам конф. с междунар. участием – Чебоксары: ИД «Среда», 2019. – С. 175–180.
10. Иванова Н.В. Интеграция САПР в образовательном процессе подготовки специалистов строительной области / Н.В. Иванова, А.Г. Николаева // Развитие современного образования: от теории к практике: материалы III Междунар. науч.–практ. конф. (Чебоксары, 23 дек. 2017 г.) / ред.-кол.: О.Н. Широков [и др.]. — Чебоксары: ЦНС «Интерактив плюс», 2017.

Николаева Анастасия Георгиевна – старший преподаватель ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, e-mail: nag_sf@mail.ru

Иванова Наталья Васильевна – старший преподаватель ФГБОУ ВО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия, e-mail: sus-a@mail.ru

Nikolaeva Anastasia Georgievna – senior lecturer of the «Chuvash state University named I.N. Ulyanov», Cheboksary, Russia, e-mail: nag_sf@mail.ru

Ivanova Natalia Vasilevna – senior lecturer of the «Chuvash state University named I. N. Ulyanov», Cheboksary, Russia, e-mail: sus-a@mail.ru

Для заметок

Для заметок

Научное издание

**СОВРЕМЕННЫЕ ВОПРОСЫ МЕХАНИКИ
СПЛОШНЫХ СРЕД – 2021**

Сборник статей по материалам
III Международной конференции
(Чебоксары, 23–24 ноября 2021 г.)

Ответственный редактор *М.В. Петров*
Компьютерная верстка *Е.В. Кузнецова*
Дизайн обложки *Н.В. Фирсова*

Подписано в печать 27.12.2021 г.
Дата выхода издания в свет 30.12.2021 г.
Формат 60×84/16. Бумага офсетная. Печать офсетная.
Гарнитура Times. Усл. печ. л. 11,3925. Заказ К-933. Тираж 500 экз.

Издательский дом «Среда»
428005, Чебоксары, Гражданская, 75, оф. 12
+7 (8352) 655-731
info@phsreda.com
<https://phsreda.com>

Отпечатано в Студии печати «Максимум»
428005, Чебоксары, Гражданская, 75
+7 (8352) 655-047
info@maksimum21.ru
[www.maksimum21.ru](http://maksimum21.ru)