



Научно-технический журнал
Издается с 2003 года.

Выходит шесть раз в год.

№2 (28) 2010

(март-апрель)

СТРОИТЕЛЬСТВО И РЕКОНСТРУКЦИЯ

Учредитель – государственное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Орловский государственный технический университет»

Содержание

Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции

Аунг Мо Хейн, Сан Лин Тун. Оценка колебаний поверхности грунта при щитовой проходке тоннелей.....	3
Клееко В.И., Сурсанов Д.Н., ШUTOва О.А. Винтовые сваи в малоэтажном строительстве. Проектирование и экономическая эффективность.....	8
Клюева Н.В., Андросова Н.Б. Деформационные зависимости и определяющие уравнения плосконапряженного коррозионно повреждаемого бетона.....	12
Колчин Я.Е., Колчунов В.И. Исследование закономерностей деформирования и разрушения зон контакта железобетонных составных конструкций.....	17
Коробко В.И., Абашин Е.Г. Способы определения площади поперечного сечения продольной арматуры и модуля упругости бетона в железобетонных балках по результатам статических и динамических испытаний.....	23
Прокуров М.Ю., Индыкин А.А. Применение эволюционного моделирования при определении коэффициента устойчивости откосов грунтовых сооружений.....	26
Семенов В.Н. Научные проблемы энергосбережения и повышения энергоэффективности в жилищно-коммунальном комплексе муниципального образования..	33
Смоляго Е.Г. Расчет по образованию нормальных трещин в сборно-монолитных железобетонных предварительно напряженных изгибаемых элементах.....	39
Степаненко А.Н., Егоров П.И. Обеспечение прочности и жесткости стальных двутавровых стержней с тонкой гофрированной стенкой.....	46
Трещев А.А., Рыбальченко С.А. Пластический изгиб тонких круглых пластин из дилатирующих материалов при конечных прогибах.....	51
Турков А.В., Калинов А.В. Подбор сечения образцов для проведения испытаний трещиностойкости клееных деревянных конструкций.....	58

Безопасность зданий и сооружений

Поландов Ю.Х., Бабанков В.А. Об эффективности системы автоматического устранения утечек в системе отопления.....	62
---	----

Строительные материалы и технологии

Добшиц Л.М., Швецов Н.В. Исследование реологических свойств бетонных смесей для изготовления дорожных барьерных ограждений методом скользящей опалубки.....	67
Черных Д.С., Мардиросова И.В. Цветной пластбетон для дорожного строительства	73

Редакционный совет:

Голенков В.А. д.т.н., проф., председатель
Радченко С.Ю. д.т.н., проф.,
зам. председателя
Борзенков М.И. к.т.н., доц., секретарь
Астафичев П.А. д.ю.н., проф.
Иванова Т.Н. д.т.н., проф.
Колчунов В.И. д.т.н., проф.
Константинов И.С. д.т.н., проф.
Новиков А.Н. д.т.н., проф.
Попова Л.В. д.э.н., проф.
Степанов Ю.С. д.т.н., проф.

Главный редактор:

Колчунов В.И. акад. РААСН, д.т.н., проф.

Заместители главного редактора:

Гончаров Ю.И. д.т.н., проф.
Колесникова Т.Н. д. арх., проф.
Коробко В.И. д.т.н., проф.

Редколлегия:

Бондаренко В.М. акад. РААСН, д.т.н., проф.
Гордон В.А. д.т.н., проф.
Карпенко Н.И. акад. РААСН, д.т.н., проф.
Клюева Н.В. д.т.н., доц.
Коробко А.В. д.т.н., проф.
Король Е.А. чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.
Меркулов С.И. чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.
Ольков Я.И. акад. РААСН, д.т.н., проф.
Римшин В.И. чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.
Серпик И.Н. д.т.н., проф.
Турков А.В. д.т.н., проф.
Федоров В.С. чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.
Чернышов Е.М. акад. РААСН, д.т.н., проф.

Ответственные за выпуск:

Данилевич Д.В. к.т.н., доц.
Солонов С.В.

Адрес редколлегии:

302006, Россия, г. Орел,
ул. Московская, 77.
Тел.: +7 (4862) 73-43-49;
www.ostu.ru
E-mail: oantc@ostu.ru

Зарегистрировано в Федеральной службе
по надзору в сфере связи и массовых ком-
муникаций. Свидетельство:
ПИ № ФС77-35718 от 24 марта 2009 г.

Подписной индекс **86294** по объединенному
каталогу «Пресса России»

© ОрелГТУ, 2010

Журнал «Строительство и реконструкция» входит в перечень ведущих рецензируемых научных журналов и изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата и доктора технических наук.



Scientific and technical journal
The journal is published since 2003.
The journal is published 6 times a year.

№2 (28) 2010
(March-April)

BUILDING AND RECONSTRUCTION

The founder – The State Higher Professional Institution
Orel State Technical University

Editorial council:

Golenkov V.A. Doc. Sc. Tech., Prof.,
president

Radchenko S.Y. Doc. Sc. Tech., Prof.,
vice-president

Borzenkov M.I. Candidat Sc. Tech.,
Assistant Prof.

Astafichev P.A. Doc. Sc. Law., Prof.

Ivanova T.N. Doc. Sc. Tech., Prof.

Kolchunov V.I. Doc. Sc. Tech., Prof.

Konstantinov I.S. Doc. Sc. Tech., Prof.

Novikov A.N. Doc. Sc. Tech., Prof.

Popova L.V. Doc. Ec. Tech., Prof.

Stepanov Y.S. Doc. Sc. Tech., Prof.

Editor-in-chief

Kolchunov V.I. Doc. Sc. Tech., Prof.

Editor-in-chief assistants:

Goncharov Y.I. Doc. Sc. Tech., Prof.

Kolesnikova T.N. Doc. Arc., Prof.

Korobko V.I. Doc. Sc. Tech., Prof.

Editorial committee

Bondarenko V.M. Doc. Sc. Tech., Prof.

Gordon V.A. Doc. Sc. Tech., Prof.

Karpenko N.I. Doc. Sc. Tech., Prof.

Kljueva N.V. Doc. Sc. Tech., Assistant Prof.

Korobko A.V. Doc. Sc. Tech., Prof.

Korol E.A. Doc. Sc. Tech., Prof.

Merkulov C.I. Doc. Sc. Tech., Prof.

Olkov Y.I. Doc. Sc. Tech., Prof.

Rimshin V.I. Doc. Sc. Tech., Prof.

Serpik I.N. Doc. Sc. Tech., Prof.

Turkov A.V. Doc. Sc. Tech., Prof.

Fyodorov V.S. Doc. Sc. Tech., Prof.

Chernyshov E.M. Doc. Sc. Tech., Prof.

Responsible for edition:

Danilevich D.V. Candidat Sc. Tech.,
Assistant Prof.

Solopov S.V.

Address: 302006, Orel,
Street Moscow, 77
+7 (4862) 73-43-49
www.ostu.ru
E-mail: oantc@ostu.ru

Journal is registered in Federal service on su-
pervision in sphere of communication and
mass communications
The certificate of registration:
III № ФС77-35718 from 24.03.09

Index on the catalogue of the «**Pressa Rossii**»
86294

©OSTU, 2010

Journal is included into the list of the Higher Examination Board for publishing the results of theses for competition the academic degrees

Contents

Theory of engineering structures.

Building units

Aung Mo Hein, San Lin Tun. Estimations of ground surface oscillations at shielding	3
Kleveko V.I., Sursanov D.N., Shutova O.A. Screw piles, low – rise building. Design and cost effectiveness.....	8
Klyueva N.V., Androsova N.B. Deformation dependences defining equations of planar stressed corrosion damaged concrete.....	12
Kolchin Ya.E, Kolchunov V.I. Regularities research in deformation and destruction of contact areas in reinforced concrete compound elements.....	17
Korobko A.V., Abashin E.G. The methods of finding of cross-section area of longitudinal reinforcement bar and concrete elasticity module in reinforced concrete beams on the results of static and dynamic tests.....	23
Prokurov M.Yu., Indykin A.A. Evolutionary modeling application in stability factor definition of ground construction slopes.....	26
Semyonov V.N. Scientific problems of energy-saving and energy-effectiveness in municipal housing complex.....	33
Smolyago E.G. Calculation cracked formation in the composite prestressed reinforced concrete bending elements.....	39
Stepanenko A.N., Egorov P.I. Ensuring of strength and stiffness of steel I-shaped cross-section bars with thin corrugated web.....	46
Treshchyov A.A., Rybalchenko S.A. Plastic bend of thin round plates made of dilatating material at end deflection.....	51
Turkov A.V., Kalinov A.V. Selection of profile of models of the glued wooden constructions for testing crack resistance.....	58

Building and structure safety

Polandov Yu.Kh., Babankov V.A. To effectiveness of automatic leakage elimination system in heat supply.....	62
--	----

Construction technologies and materials

Dobshits L.M., Shvetsov N.V. Rheological property researches in concrete mixes for road barriers production by sliding shuttering.....	67
Chernykh D.S., Mardirosova I.V. Color asphalt-concrete for road building.....	73

УДК 539.3

АУНГ МО ХЕЙН, САН ЛИН ТУН

ОЦЕНКА КОЛЕБАНИЙ ПОВЕРХНОСТИ ГРУНТА ПРИ ЩИТОВОЙ ПРОХОДКЕ ТОННЕЛЕЙ

Рассматривается распространение волн в упругом полупространстве от источников вибраций, которые могут моделировать динамические воздействия на массив грунта при проходке тоннелей, сооружаемых щитовым способом. Для получения результатов используется теорема взаимности [1] и известные аналитические решения о распространении волн в упругом полупространстве при воздействии вертикальной [2] и горизонтальной [3] силы.

Ключевые слова: колебание, теорема взаимности, щитовая проходка.

The wave distribution from different sources in the elastic half-space which can be modeled dynamics effects in the soil caused by shield tunneling is solved. The wave distribution results and patterns by using the reciprocal theorem and well-known analytical solutions for wave distribution in the elastic half-space subjected by vertical and horizontal forces also have been conducted.

Keywords: vibration, reciprocal theorem, shield tunneling.

Проблемы колебаний поверхности грунта, создаваемых подземными источниками вибраций (поездами метрополитенов мелкого заложения и другими источниками техногенного происхождения), стоят довольно остро особенно в условиях городской застройки. При сооружении тоннелей щитовым способом возникает динамическое воздействие при работе рабочих механизмов щита. Колебания, возникающие при разработке грунта режущими механизмами щитового комплекса, при создании грунтового пригруза, а так же при нагнетании раствора за обделку могут достигать дневной поверхности и вызывать значительные деформации. Поэтому при проектировании новых тоннелей, сооружаемых рядом с существующими зданиями, желательно оценить параметры динамического воздействия на здания, возникающие при работе щитовых механизмов.

Динамические воздействия рабочих механизмов моделируются силой, направленной вдоль оси щита; парой сил; двойной парой сил без момента; комбинацией пары сил и продольной силы; комбинацией двойной пары сил без момента и продольной силы.

Теорема взаимности

При решении используются известные аналитические решения и теорема взаимности [1] (рисунок 1), которая для динамических задач теории упругости принимается в следующей формулировке.

Если сила $F(t)$, приложенная в направлении α в некоторой точке A упругого, анизотропного, неоднородного пространства, вызывает в другой точке B в направлении β перемещение, равное $u(t)$, тогда эта же сила $F(t)$, приложенная в точке B в направлении β , вызовет в точке A в направлении α перемещение, равное $u(t)$.

Для определения колебаний точек грунта при распространении продольных и поперечных волн от горизонтальной гармонической силы $F_0 e^{i\omega t}$, приложенной к поверхности упругого полупространства, воспользуемся решением [2].

В продольной волне

$$u_r^h = \frac{F_0 \delta \cos \theta \sin \varphi \cos \varphi \left[1 - \delta^2 \sin^2 \varphi \right]^{1/2} e^{-i\omega r/\alpha} e^{i\omega t}}{\pi \rho \alpha^2 r \left\{ \left[1 - 2\delta^2 \sin^2 \varphi \right]^2 + 4\delta^3 \sin^2 \varphi \cos \varphi \left[1 - 2\delta^2 \sin^2 \varphi \right]^{1/2} \right\}}; \quad (1)$$

в поперечной волне

$$u_{\varphi}^h = \frac{F_0 \cos \theta \cos \varphi [1 - 2 \sin^2 \varphi] e^{-i\omega r/\beta} e^{i\omega t}}{2\pi\rho\beta^2 r \left\{ [1 - 2 \sin^2 \varphi]^2 + 4 \sin^2 \varphi \cos \varphi [\delta^2 - \sin^2 \varphi]^{1/2} \right\}}, \quad (2)$$

где $\delta = \frac{\beta}{\alpha}$ – отношение скорости поперечной волны к скорости продольной волны.

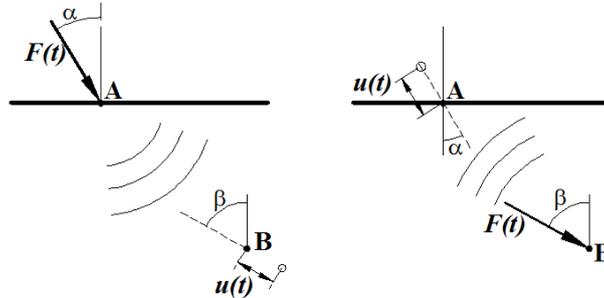


Рисунок 1 – Иллюстрация теоремы взаимности

Для определения колебания точек поверхности от силы, приложенной внутри полупространства, используется теорема взаимности. Обозначим u_z – вертикальное колебание поверхности и u_x – горизонтальное колебание поверхности грунта, $r = \sqrt{x^2 + y^2 + h^2}$, $\cos \phi = \frac{h}{r}$, $\sin \theta = \frac{y}{\sqrt{x^2 + y^2}}$.

Для определения вертикальной и горизонтальной составляющей амплитуд колебаний используются соотношения:

$$u_z = u_r^h \cdot \frac{h}{\sqrt{x^2 + y^2 + h^2}} \cdot \frac{y}{\sqrt{x^2 + y^2}}; \quad (3)$$

$$u_x = u_r^h \cdot \frac{\sqrt{x^2 + y^2}}{\sqrt{x^2 + y^2 + h^2}} \cdot \frac{y}{\sqrt{x^2 + y^2}}. \quad (4)$$

Для определения вертикальных колебаний грунта используется решение [3] и теорема взаимности.

Вертикальные колебания поверхности грунта от горизонтальной гармонической силы, передающиеся посредством продольных волн, можно представить в следующем виде:

$$u_p^v = \frac{F_0 \cos \varphi \sin \varphi [1 - 2\delta^2 \sin^2 \varphi] e^{-i2\pi fr/\alpha} e^{i2\pi ft}}{2\pi\rho\alpha^2 r \left\{ [1 - 2\delta^2 \sin^2 \varphi]^2 + 4\delta^3 \sin^2 \varphi \cos \varphi [1 - 2\delta^2 \sin^2 \varphi]^{1/2} \right\}}; \quad (5)$$

вертикальные колебания поверхности грунта от горизонтальной гармонической силы, передающиеся посредством поперечных волн, можно представить в следующем виде:

$$u_s^v = \frac{-F_0 \sin \varphi \cos^2 \varphi [\delta^2 - \sin^2 \varphi]^{1/2} e^{-i2\pi fr/V_p} e^{i2\pi ft}}{\pi\rho\beta^2 r \left\{ [1 - 2 \sin^2 \varphi]^2 + 4 \sin^2 \varphi \cos \varphi [\delta^2 - \sin^2 \varphi]^{1/2} \right\}}; \quad (6)$$

горизонтальные колебания поверхности грунта от горизонтальной гармонической силы, передающиеся посредством продольных волн можно представить в виде:

$$u_p^h = \frac{F_0 \delta \cos \theta \sin^2 \varphi \cos \varphi [1 - \delta^2 \sin^2 \varphi]^{1/2} e^{-i2\pi fr/\alpha} e^{i2\pi ft}}{\pi\rho\alpha^2 r \left\{ [1 - 2\delta^2 \sin^2 \varphi]^2 + (1 - 2 \sin^2 \varphi)^2 + 4\delta^3 \sin^2 \varphi \cos \varphi [1 - 2\delta^2 \sin^2 \varphi]^{1/2} \right\}}; \quad (7)$$

горизонтальные колебания поверхности грунта от горизонтальной гармонической силы, передающиеся посредством поперечных волн можно представить в виде:

$$u_s^h = \frac{F_0 \delta \cos \theta \cos^2 \varphi [1 - 2 \sin^2 \varphi] e^{-i2\pi fr/\beta} e^{i2\pi ft}}{\pi r \beta^2 r \left\{ (1 - 2 \sin^2 \varphi)^2 + 4 \sin^2 \varphi \cos \varphi [\delta^2 - \sin^2 \varphi]^{1/2} \right\}}. \quad (8)$$

Колебания поверхности грунта при щитовой проходке тоннелей в упругом полупространстве

Вибрации от источников колебаний распространяются в виде продольных волн (*P*-волн) и поперечных волн (*S*-волн). Для каждого типа волн получены выражения для определения амплитуд вертикальных и горизонтальных перемещений поверхности полупространства от источников различного типа, моделирующих воздействие рабочих органов щитового комплекса, расположенных внутри упругого полупространства.

Для определения амплитуд скоростей и ускорений колебаний поверхности необходимо амплитуды перемещений умножить на частоту и квадрат частоты колебаний, т.к. зависимости от силы гармонические. Для периодической силы можно воспользоваться рядами Фурье произвольно изменяющейся силы во времени – интегралом Фурье.

В качестве исходных данных для определения колебаний поверхности грунта при щитовой проходке необходимы паспортные данные щитового комплекса: давление в забое, величины пар сил, возникающих при разработке грунта и характеристики грунтового массива.

В качестве примера определим колебание поверхности грунта от возведения тоннеля, сооружаемого щитовым способом, при следующих значениях исходных данных: $F_0=1000$ Н – амплитуда гармонической силы; $f=31,5$ Гц – частота гармонической силы; $\nu=0,25$ – коэффициент Пуассона грунта; $\alpha = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} = 600$ м/с – скорость продольных волн в грунте; $\beta = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} = 350$ м/с – скорость поперечных волн в грунте; $\rho=1700$ кг/м³ – плотность грунта, λ и μ – параметры Ляме; γ – коэффициент внутреннего трения материала грунта; $h=20$ м – расстояние от точки приложения силы до поверхности грунта (глубина заложения тоннеля). Для получения наглядных графических изображений используется программный комплекс Matlab.

Пример 1. Вертикальные и горизонтальные колебания поверхности при действии сосредоточенной силы

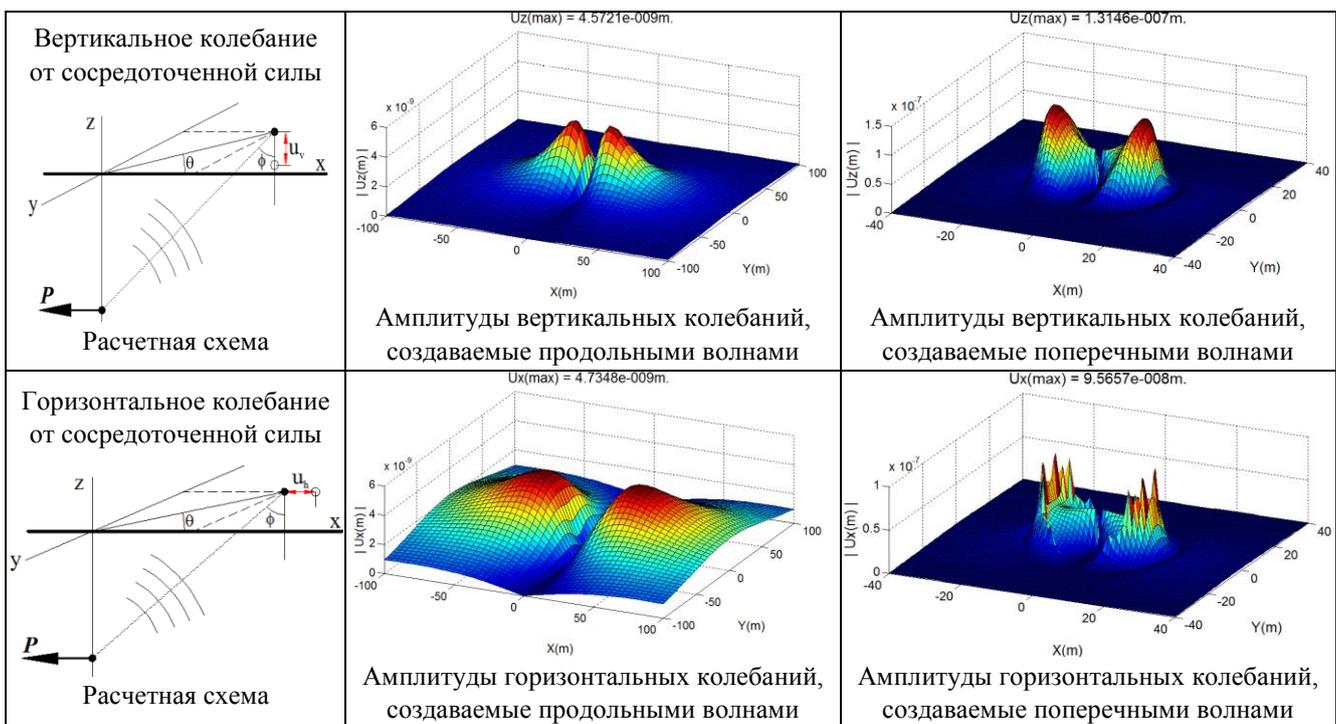


Рисунок 2 – Расчетные схемы и графики амплитуд вертикальных и горизонтальных колебаний, при действии в полупространстве горизонтальной сосредоточенной силы

Пример 2. Вертикальные и горизонтальные колебания поверхности при действии сосредоточенной пары сил

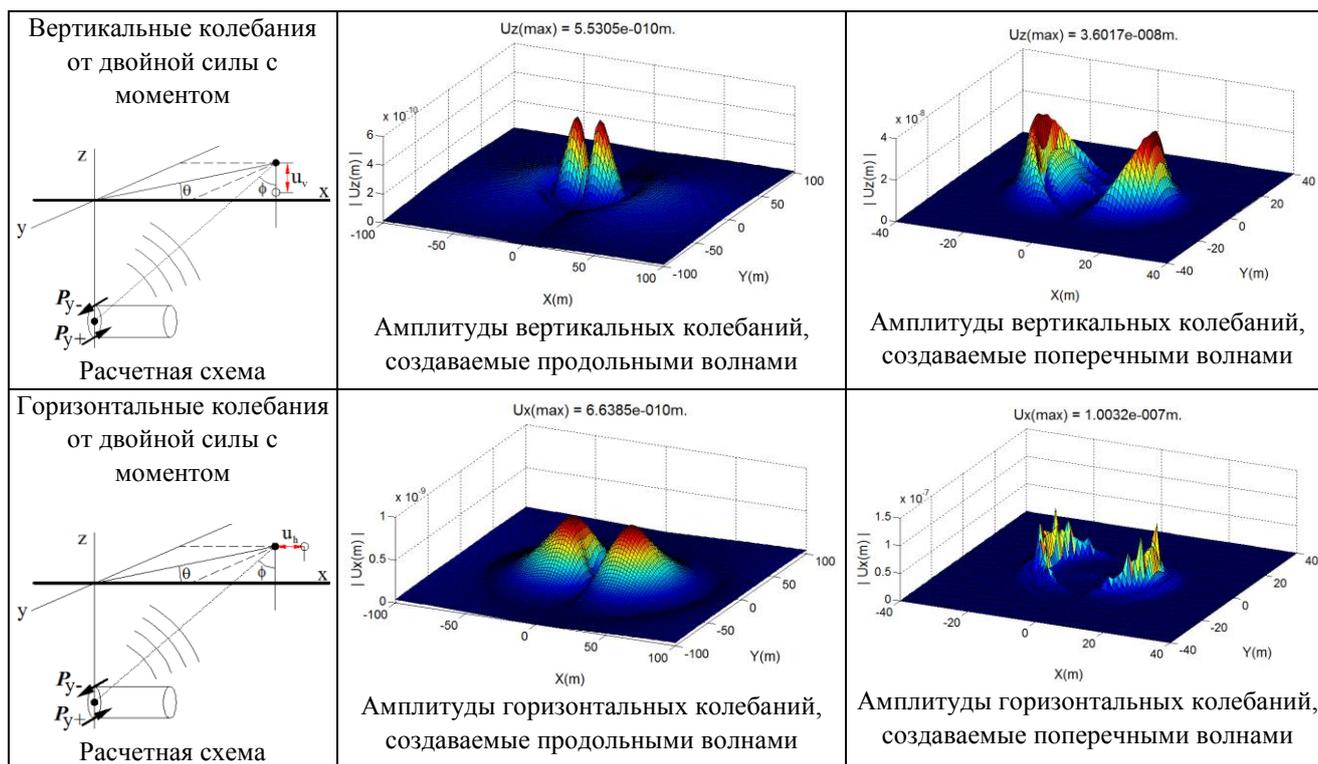


Рисунок 3 – Расчетные схемы и графики амплитуд вертикальных и горизонтальных колебаний, при действии в полупространстве горизонтальной сосредоточенной пары сил

Пример 3. Вертикальные и горизонтальные колебания поверхности при действии одновременно пары сил и сосредоточенной силы

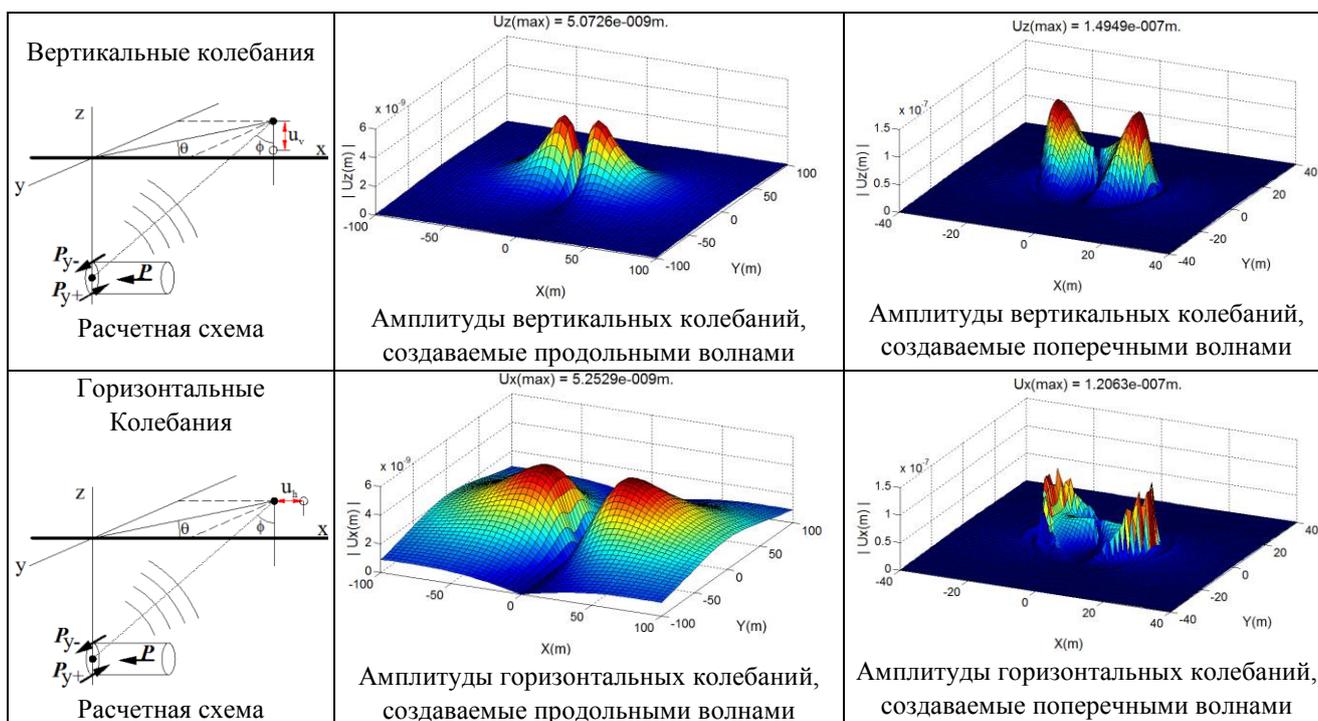


Рисунок 4 – Расчетные схемы и графики амплитуд вертикальных и горизонтальных колебаний, при действии в полупространстве горизонтальной сосредоточенной силы и пары сил

Пример 4. Комбинации сосредоточенной силы и двух пар сил (модель воздействия на грунт щита с двойным роторным органом или двойным щитом)

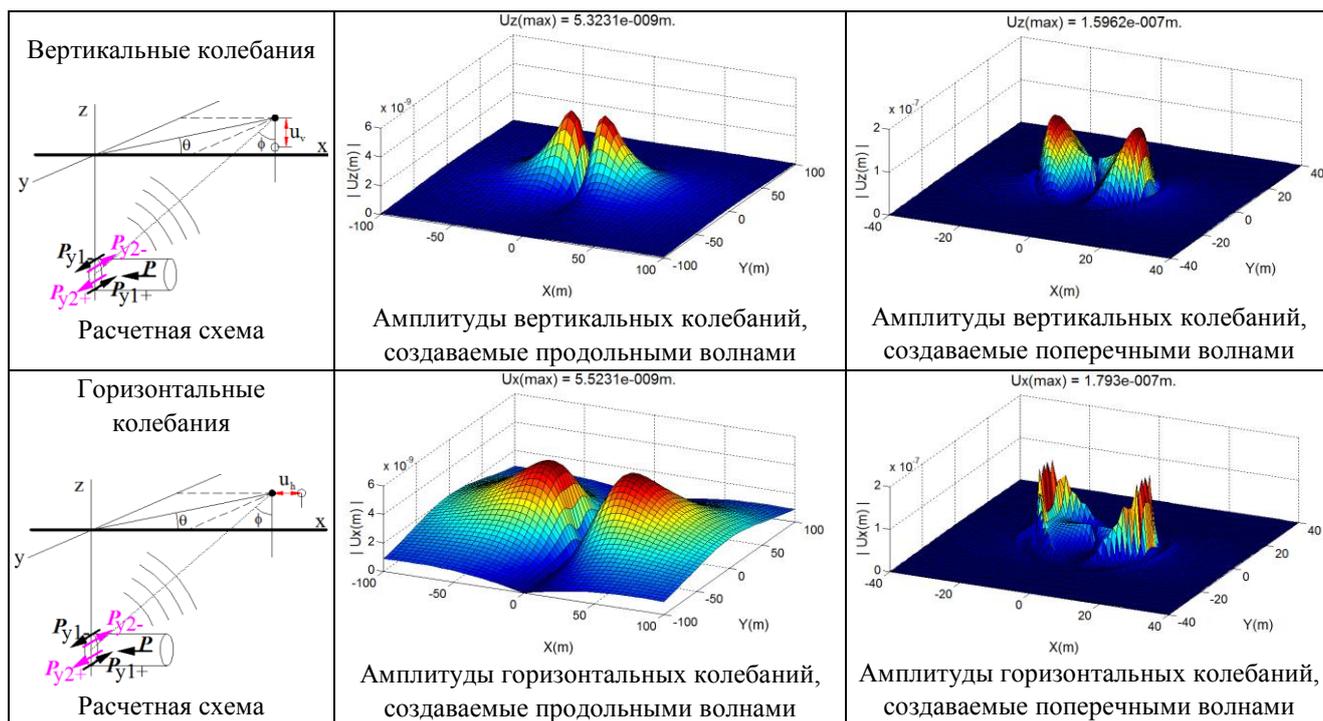


Рисунок 5 – Расчетные схемы и графики амплитуд вертикальных и горизонтальных колебаний, при действии в полупространстве горизонтальной сосредоточенной силы и двойной пары сил (модель воздействия на грунт щита с двойным ротором)

Заключение

Полученное решение позволяет определить уровни колебаний поверхности грунта при действии различных комбинаций сил, приложенных внутри упругого полупространства.

Эти результаты можно использовать для оценки колебаний поверхности грунта, возникающих при сооружении тоннелей щитовым способом.

ЛИТЕРАТУРА

1. Курбацкий, Е.Н. Использование теоремы взаимности для оценки уровней вибраций поверхности упругого полупространства от точечного источника, расположенного внутри полупространства [Текст] / Е.Н. Курбацкий // Вестник МИИТа. – М.: МИИТ. – 2005. – №13.
2. Cherry, J.T. The azimuthal and polar radiation patterns obtained from a horizontal stress applied at the surface of an elastic half space [Text] / J.T. Cherry // Bull. Seismological Soc. Am., 1962. – P. 27-36.
3. Miller, G.F. The field and radiation impedance of mechanical radiators on the free surface semi-infinite isotropic solid [Text] / G.F. Miller, H. Pursey. – London, 1954. – P. 521-541.

Аунг Мо Хейн

Московский государственный университет путей сообщения, г. Москва
 Аспирант кафедры «Подземные сооружения»
 Тел.: +7 (499) 978-40-75
 E-mail: usd.miit@gmail.com

Сан Лин Тун

Московский государственный университет путей сообщения, г. Москва
 Аспирант кафедры «Подземные сооружения»
 Тел.: +7 (499) 978-40-75
 E-mail: usd.miit@gmail.com

ВИНТОВЫЕ СВАИ В МАЛОЭТАЖНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ЭФФЕКТИВНОСТЬ

Представлен обзор по применению винтовых свай в строительстве. Выполнено экономическое сравнение различных видов фундаментов с фундаментом из винтовых свай для малоэтажного строительства.

Ключевые слова: сваи, экономическая эффективность, строительство.

The review on screw piles is presented. Economic comparison various kinds of the bases screw piles with concrete foundation framework for low-rise buildings is executed.

Keywords: piles, economic efficiency, building.

В настоящее время на территориях крупных градостроительных агломераций развернуто широкомасштабное строительство, которое характеризуется увеличением передачи полезных нагрузок на грунтовое основание в связи с увеличением этажности зданий и уникальности сооружений, использованием для строительства площадок со сложными геолого-гидрологическими условиями, а также с необходимостью решать вопросы экологической безопасности строительства (шум, вибрация, загрязнение и т.п.). В этой ситуации является достаточно актуальной задачей решение проблемы применения фундаментов, которые, с одной стороны, обладают высокой удельной несущей способностью, а с другой, гарантируют конструктивную безопасность сооружения в течение всего нормативного срока эксплуатации. Такой конструкцией, с нашей точки зрения, являются винтовые сваи, которые за счет лопастей способны передать значительные нагрузки на нижележащие плотные слои грунта, обладающие высокой несущей способностью. Кроме того, погружение свай осуществляется методом завинчивания с помощью специального оборудования – кабестана. Таким образом, влияние устройства винтовых свай на окружающую среду сведено к минимуму. Также положительным эффектом с точки зрения технологии устройства является точность установки винтовых свай на строительной площадке.

Винтовая свая представляет собой стальную трубу с заостренным концом, на которой расположены винтовые лопасти с определенным диаметром и шагом. Винтовые сваи применяются в IА-IVГ климатических районах по СНиП 23-01-99 [1] для дисперсных связных и несвязных грунтов, для природных мерзлых связных грунтов по ГОСТ 25100-95 [4].

Наиболее целесообразно использовать винтовые сваи в обводненных и подверженных сезонному пучению грунтах при условии прорезки пучинистых грунтов.

Винтовые сваи предназначены для возведения опор мостов, высоковольтных линий, антенно-мачтовых сооружений, возведения фундаментов промышленных и гражданских зданий.

Стволы свай рекомендуется изготавливать из стали прочностью не менее Ст20 или 09Г2С при этом предпочтительнее использовать низколегированные стали. Значение минимально допустимой толщины стенки трубы, которое определяется прочностью ствола на скручивание в процессе погружения, колеблется от 8 до 12 мм, в зависимости от диаметра лопасти сваи. Диаметр трубы сваи колеблется от 57 до 325 мм, длина сваи – от 2,5 до 12 м. Лопасти рекомендуется изготавливать из углеродистой стали ВСтЗсп5 или низколегированной стали марок 09Г2С, 10ХСНД, 10Г2С. Толщину листа лопасти следует принимать не менее 6 мм для низколегированной и не менее 8 мм для углеродистой сталей. Возможен вариант, когда лопасть сваи выполняется из одного стального листа и усиливается накладками, имеющими ту же форму, но меньшую ширину.

При возведении фундаментов жилых малоэтажных зданий (не более трех этажей) нашли широкое применение винтовые сваи с плоскими лопастями диаметром от 150 до 900 мм.

Винтовая лопасть таких свай начинается на конусе заострения ствола и переходит на цилиндрическую часть, при этом ее ширина постепенно увеличивается (рисунок 1). Для увеличения срока эксплуатации сваи покрывают различными покрытиями, такими как сурик, покрытие цинком, обработка эпоксидной смолой с армированием стеклотканью.

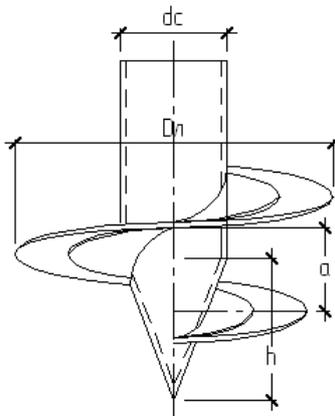


Рисунок 1 – Одновитковая винтовая свая

Наилучшим оборудованием для погружения винтовых свай зарекомендовали себя гидрокабестаны, способные развить крутящий момент более 100 кН·м, и навешиваемые как сменное оборудование на экскаваторы (например, Е-14 (Е-18) с емкостью ковша 0,5 м³) или иную строительную технику.

Как альтернатива гидрокабестану разработано устройство для погружения винтовых свай – механизм завинчивания МВ-85, который устанавливается в качестве навесного оборудования на краны, экскаваторы и краны манипуляторы. Передвижение машины между объектами предусмотрено по всем видам автомобильных дорог. При малом диаметре и небольшом количестве свай возможно погружение вручную.

На сегодняшний день не существует единой номенклатуры винтовых свай; производители самостоятельно выбирают типоразмеры, технические требования и маркировку своей продукции.

Актуальность: сложные условия, простота погружения, стоимость нулевого цикла.

Область применения винтовых свай достаточно обширна. Однако в последние годы особенно возрос интерес к малоэтажному строительству и основными проблемами, возникающими при выполнении нулевого цикла, являются:

- сложные инженерно-геологические условия;
- стоимость работ нулевого цикла.

В рамках данной области строительства рассмотрим применение винтовых свай.

В качестве исходных данных для выполнения технико-экономического сравнения вариантов был выбран фундамент под внешнюю несущую кирпичную стену частного жилого двухэтажного дома для заданных инженерно-геологических условий в г. Перми (рисунок 2). Погонная нагрузка на стену $q = 49$ кН/м, длина стены $l = 13$ м, толщина стены $d = 510$ мм.

ИГЭ-1: Песок пылеватый, средней плотности, влажный, очень сильно водопроницаемый, мощность слоя составляет 2,1-2,3 м.

ИГЭ-2: Глина, насыщенная водой, тугопластичная, водонепроницаемая, мощность слоя: 1,9-2,7 м. Угол внутреннего трения $\varphi = 23^\circ$, удельное сцепление грунта $c_1 = 70$ кПа. Модуль деформации $E = 21$ МПа.

В ходе выполнения технико-экономического сравнения были рассмотрены четыре типа фундаментов, конструкция которых включает:

1. Стальные винтовые сваи с диаметром лопасти 300 мм, $l=2,5$ м;
2. Железобетонные сваи заводского изготовления сечением 300×300 мм, $l=2,5$ м;
3. Буровые железобетонные сваи диаметром 300 мм, $l=2,5$ м;

4. Монолитный железобетонный ленточный фундамент.

Сваи в конструкции первых трех фундаментов объединены железобетонным ростверком.

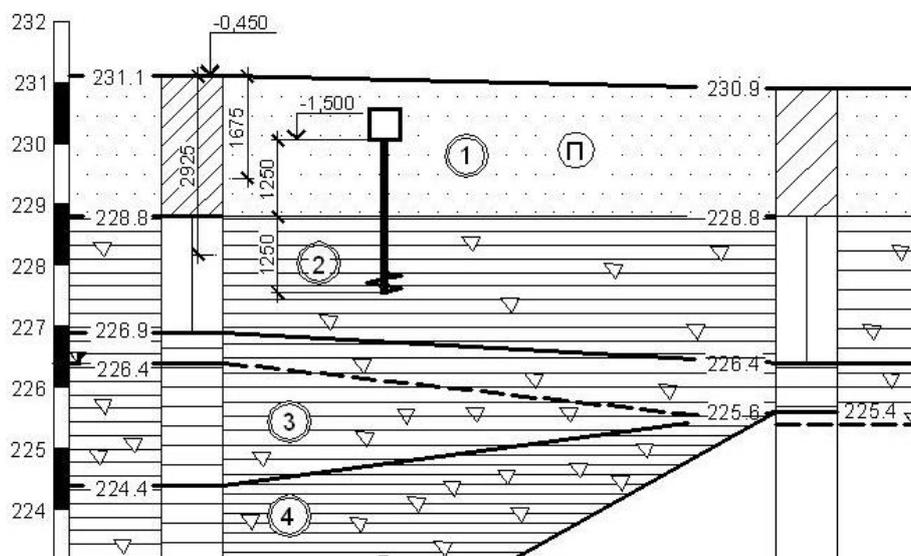


Рисунок 2 – Инженерно-геологический разрез

После определения несущей способности сваи каждого типа (расчеты велись по СНиП [3]) получились следующие результаты (таблица 1).

Таблица 1 – Несущая способность свай

№ п/п	Тип фундамента	Несущая способность сваи, кН	Кол-во свай в фундаменте, шт.	Шаг свай, м
1	Стальные винтовые сваи	112,7	8	1,6
2	Стальные винтовые сваи (расчет по серии [8])	129,1	7	1,8
3	Железобетонные сваи заводского изготовления	192,9	5	2,6
4	Буровые железобетонные сваи	58,08	16	0,8

Далее была определена удельная несущая способность фундамента с применением различных типов свай (таблица 2).

Таблица 2 – Удельная несущая способность фундаментов

№ п/п	Тип фундамента	Масса элемента, кг	Удельная несущая способность, кН/кг
1	Стальные винтовые сваи	15,5	7,27
2	Стальные винтовые сваи (расчет по серии [8])	15,5	8,32
3	Железобетонные сваи заводского изготовления	562,5	0,343
4	Буровые железобетонные сваи	441,6	0,132
5	Монолитный ленточный фундамент	2000	0,0245

Далее была определена стоимость погонного метра фундамента каждого типа (таблица 3).

Таблица 3 – Стоимость устройства фундаментов

№ п/п	Тип фундамента	Стоимость погонного метра фундамента, руб.
1	Стальные винтовые сваи	3871
2	Железобетонные сваи заводского изготовления	2724
3	Буровые железобетонные сваи	8961
4	Монолитный ленточный фундамент	9176

По результатам стоимостного сравнения наиболее выгодными вариантами оказались железобетонные сваи заводского изготовления и стальные винтовые сваи. Однако значительная несущая способность по материалу железобетонных свай заводского изготовления при данной величине нагрузок (до 50 кН/м) не может быть использована в полной мере. Кроме того, устройство забивных свай требует применения тяжелой строительной техники и не всегда возможно в условиях плотной городской застройки.

По результатам сравнения удельной несущей способности фундаментов с применением свай различных типов наибольшей несущей способностью обладают фундаменты с применением стальных винтовых свай. К тому же небольшая масса стальных свай позволяет устраивать фундаменты без применения тяжелой техники.

Применение буровых свай при незначительном ценовом отличии от монолитного ленточного фундамента также не представляется выгодным.

Таким образом, применение винтовых свай в данном диапазоне нагрузок не только позволяет возводить здания на площадке со сложными грунтовыми условиями, но и экономически оправдано в малоэтажном строительстве.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 23-01-99. Строительная климатология [Текст]. – М.: ЦПП, 2003. – 70 с.
2. СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений [Текст]. – М.: Минстрой России, 1995. – 49 с.
3. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты [Текст]. – М.: ГП ЦПП, 1995. – 48 с.
4. ГОСТ 25100-95. Грунты. Классификация [Текст]. – М.: Изд-во стандартов, 2002. – 19 с.
5. ГОСТ 8731-74. Трубы стальные бесшовные горячедеформированные [Текст]. – М.: Изд-во стандартов, 1974. – 8 с.
6. ГОСТ 380-94. Сталь углеродистая обыкновенного качества [Текст]. – М.: Изд-во стандартов, 1998. – 12 с.
7. ТУ 14-3-500-76. Сваи стальные винтовые [Текст]. – Ижевск: ФГУ Удмуртский ЦСМ, 2007. – 13 с.
8. Серия 3.407.9-158. Унифицированные конструкции для закрепления опор ВЛ и ОРУ подстанций, вып.0-2. – Свердловск: СФ ЦИТП Госстрой СССР, 1988. – 15 с.

Клевко В.И.

Пермский государственный технический университет, г. Пермь
Кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительное производство»
Тел.: +7 (342) 241-36-38

Шутова О.А.

Пермский государственный технический университет, г. Пермь
Ассистент кафедры «Строительное производство»
E-mail: spstf@pstu.ru

Сурсанов Д.Н.

Пермский государственный технический университет, г. Пермь
Студент
Тел.: +7 (342)244-20-91

КЛЮЕВА Н.В., АНДРОСОВА Н.Б.

ДЕФОРМАЦИОННЫЕ ЗАВИСИМОСТИ И ОПРЕДЕЛЯЮЩИЕ УРАВНЕНИЯ ПЛОСКОНАПРЯЖЕННОГО КОРРОЗИОННО ПОВРЕЖДАЕМОГО БЕТОНА*

Приведены деформационные зависимости для коррозионно повреждаемого бетона, учитывая его реологические свойства. Для плосконапряженного элемента получена система определяющих дифференциальных уравнений, в которой искомые неизвестные величины и физические характеристики бетона являются функциями времени воздействия агрессивной среды.

Ключевые слова: плосконапряженный элемент, напряжения, прочность, коррозионно повреждаемый бетон.

Deformation dependences for corrosion the damaged concrete, considering it reologically properties are resulted. For a plane-stressed element the system of the defining differential equations in which required unknown sizes and physical characteristics of concrete are functions of time of influence of an excited environment is received.

Keywords: plane-stressed element, a pressure, durability, corrosion the damaged concrete.

Работа посвящена исследованиям, связанным с вопросами прочности, пластичности и ползучести коррозионно повреждаемого бетона. В исследовании [1] решена задача, в которой сформулирован критерий прочности коррозионно повреждаемого бетона. В настоящей работе получены физические зависимости, касающиеся деформационных и реологических свойств коррозионно повреждаемого бетона. При этом использованы экспериментальные данные, приведенные в [2].

Формулировку основных физических зависимостей между напряжениями и деформациями коррозионно повреждаемого бетона (в его допредельном состоянии) выполним, используя общую модель упруговязкого тела, в которой учет вязких свойств обусловлен явлением ползучести [3]. Для коррозионно повреждаемого и нагруженного бетонного элемента можно выделить два крайних случая изменения их напряженно-деформированного состояния.

Первый случай соответствует начальному прочностному и средовому режиму, когда в течение времени прочность бетона практически не изменяется. Другими словами, рассматривается новый бетон в отсутствии агрессивной среды, для которого, с одной стороны, прочность во времени нарастает, с другой стороны, после приложения внешней нагрузки прочность бетона падает [4]. В итоге имеет место случай, когда суммарная прочность остается неизменной. Для первого случая начальный коэффициент поперечной деформации принимаем равным 0,2 для всех видов бетона. Следуя [5], связь между модулем сдвига и начальным коэффициентом деформаций может быть записана в виде:

$$G(R_b) = \frac{E(R_b)}{[2 \cdot (1 + \mu)]} = 0,4 \cdot E(R_b). \quad (1)$$

В практических расчетах величины модулей упругости тяжелых бетонов естественного твердения можно определить по формуле:

$$E_b = 55000R_m / (19 + R_m), \quad (2)$$

где R_m – среднестатистическая прочность бетона в соответствующем возрасте.

Изменение напряженно-деформированного состояния бетона обусловлено изменением не только внешних статических или динамических нагрузок, но и средовыми воздействиями. Одновременный учет этих процессов можно выполнить на основе модели неоднородного упругопластического тела (в силу переменности модулей $E(R_b)$ и $G(R_b)$).

* Работа выполнена при поддержке РФФИ по проекту 09-08-13600.

Второй крайний случай соответствует значительному изменению во времени прочности коррозионно повреждаемого бетона под действием агрессивной среды при неизменности внешних нагрузок. Для этого можно принять общую модель неоднородного упруговязкого тела.

Используя рассматриваемые два случая, получим систему разрешающих уравнений для определения напряженного состояния нагруженного коррозионно повреждаемого бетона в условиях двумерной задачи – при плоском напряженном состоянии ($\sigma_z = \sigma_z = 0$).

Для первого случая, соответствующего начальному режиму среднего и силового нагружения ($R_b = R_b(x, y)$) в произвольной (удобной для вычислений) ортогональной системе x, y , решение определяется гармоническим дифференциальным уравнением диффузии агрессивной среды для нагруженного бетона эллиптического типа следующего вида:

$$\nabla^2 R_b = \frac{\partial^2 R_b}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 R_b}{\partial y^2} = 0 \quad (3)$$

при заданном законе изменения R_b во времени на поверхности рассматриваемой железобетонной конструкции.

Используя выражение (1), можно определить соответствующие поля распределения (значения) модулей деформаций $E = E(R_b) = E(x, y)$ и $G = G(R_b) = G(x, y)$ как функций координат x, y и установить количественные характеристики неоднородности коррозионно повреждаемого бетона.

Зависимости деформаций бетона $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}$ от напряжений $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ для плоского напряженного состояния определяются из выражений:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E(R_b)}(\sigma_x - \mu\sigma_y); \varepsilon_y = \frac{1}{E(R_b)}(\sigma_y - \mu\sigma_x); \gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G(R_b)}, \quad (4)$$

где μ – коэффициент поперечной деформации, величина которого для бетона может быть принята равной 0,2 как для несжимаемой среды: $\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = 0$.

Из (4) следуют соотношения:

$$\sigma_x = E_1(R_b) \cdot (\varepsilon_x + \mu\varepsilon_y); \sigma_y = E_1(R_b) \cdot (\varepsilon_y + \mu\varepsilon_x); \tau_{xy} = G(R_b) \cdot \gamma_{xy}, \quad (5)$$

где $E_1(R_b)$ – приведенный начальный модуль деформаций, определенный из выражения: $E_1(R_b) = E_b(R_b)/(1 - \mu^2)$.

При $\mu = 0,2$ значение начального модуля деформаций составит $E_1(R_b) = 2,4 \cdot G(R_b)$ и, подставив его и соотношения (5) в дифференциальные уравнения равновесия, получим:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = X; \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} = Y.$$

Выразив предварительно деформации через перемещения U, V и введя обозначение $\varepsilon = \varepsilon_x + \varepsilon_y \neq 0$, получим два дифференциальных уравнения второго порядка:

$$\left. \begin{aligned} \nabla^2 U + 3 \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} + \left[0,48 \left(\frac{\partial U}{\partial x} + \varepsilon \right) \frac{\partial R_b}{\partial x} + \left(\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \right) \frac{\partial R_b}{\partial y} \right] \frac{d \ln G(R_b)}{d R_b} &= \frac{X}{G(R_b)} \\ \nabla^2 V + 3 \frac{\partial \varepsilon}{\partial y} + \left[0,48 \left(\frac{\partial V}{\partial y} + \varepsilon \right) \frac{\partial R_b}{\partial x} + \left(\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \right) \frac{\partial R_b}{\partial y} \right] \frac{d \ln G(R_b)}{d R_b} &= \frac{Y}{G(R_b)} \end{aligned} \right\}. \quad (6)$$

Здесь $\nabla^2 U = \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial y^2}$, $\nabla^2 V = \frac{\partial^2 V}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 V}{\partial y^2}$ и производная $\frac{dG(R_b)}{dR_b}$ в выражении

$$\frac{d \ln G(R_b)}{d R_b} = \frac{1}{G(R_b)} \cdot \frac{dG(R_b)}{d R_b} \text{ определяется из зависимости (1).}$$

При решении задачи о напряженно-деформированном состоянии коррозионно повреждаемого бетона в напряжениях выражения (4) следует подставить в условие неразрывности деформаций:

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \gamma_{xy}}{\partial x \partial y}, \quad (7)$$

учитывая при этом дифференцирование модулей деформаций $E = E(x, y)$ и $G = G(x, y)$ по координатам x, y , получая, таким образом, аналог бигармонического уравнения для плоской задачи однородной упругой среды (на каждой итерации) относительно функции напряжений.

Для второго случая при достаточной стабильности агрессивных воздействий на массив коррозионно повреждаемого бетона наиболее неблагоприятным является режим коррозионных повреждений, соответствующий уменьшению толщины слоя нетронутого бетона по глубине сечения. При таком режиме в плосконапряженном элементе возможно возникновение значительных по величине главных напряжений и образование в толще бетона трещин.

Характерным примером рассматриваемого случая может быть приопорная зона защемленной балки в зоне действия главных растягивающих и сжимающих напряжений (рисунок 1, а, б).

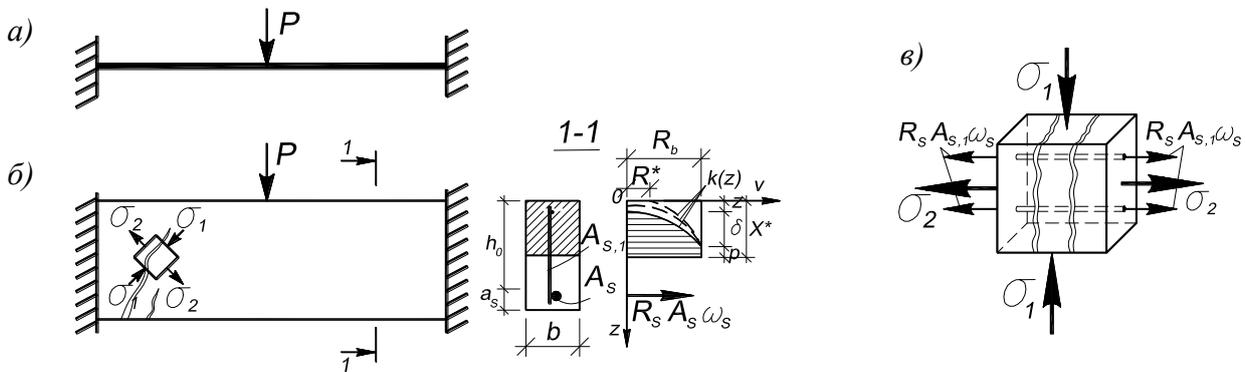


Рисунок 1 – К анализу плосконапряженной зоны защемленной балки-стенки:

а – расчетная схема; б – схема напряжений в приопорной нагруженной и коррозионно повреждаемой зоне; в – схема характерного плосконапряженного элемента для оценки трещиностойкости

Выявленный в процессе экспериментов характер деформирования бетона под нагрузкой позволяет говорить о том, что в общем случае в основной области применения (когда объем рассматриваемого элемента тела намного превосходит объем отдельных зерен крупного заполнителя) бетон проявляет себя внешне как упруго-вязко-пластический материал, разрушение которого совпадает с нарушением его сплошности. Для оценки величины инициируемых при этом в массиве коррозионно повреждаемого бетона растягивающих напряжений, как уже указывалось выше, можно использовать модель неоднородного упруго-вязкого тела, поскольку учет реологических свойств бетона приводит к определенному уменьшению значений растягивающих напряжений за счет их частичной релаксации в течение интервала времени понижения прочности бетона. Момент разрушения оценивается по значениям предельных деформаций: при сжатии – ε_{bu} , при растяжении – ε_{btu} .

Получим расчетные зависимости для определения главных напряжений в фиксированной точке для некоторого характерного элемента малых размеров в сечении коррозионно повреждаемого бетона (см. рисунок 1, в).

В работе [2] на основе анализа и обобщения результатов разрозненных опытных данных по коррозии бетона, арматурной стали и железобетона в различных агрессивных средах предложена феноменологическая теория расчета железобетонных конструкций, подверженных коррозии. Не нарушая общности решаемой задачи, положим, что в начальный момент времени $\tau_0 = 0$,

$R_b(\tau_0) = R_b$, во всех точках по высоте массива горизонтальные напряжения и деформации равны нулю, т.е. имеет место первый случай коррозионно повреждаемого бетона. Закон изменения прочности бетона $R_{ar,c} = R_b(\tau)$ во времени для этого случая определяется зависимостью:

$$R_{ar,c} = a \cdot \tau^b \cdot R_b, \quad (8)$$

где τ – время воздействия агрессивной среды; a, b – коэффициенты модели, определяемые в зависимости от вида агрессивной среды.

Принимая в первом приближении реологическую модель согласно [3], соответствующую условиям деформирования упруго-вязко-пластической среды (рисунок 2), в виде параллельно соединенных упругого элемента 1, который описывается деформационной теорией пластичности бетона (константы – предельные значения интенсивности касательных напряжений, интенсивности деформаций сдвига, величина начального модуля сдвига G_0), и чисто вязкого элемента 2, характеризуемого константой η – модулем вязкого сопротивления.

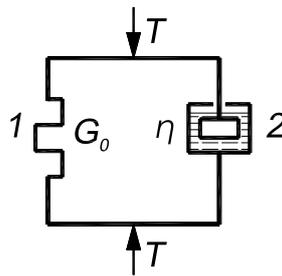


Рисунок 2 – Интерпретация реологической модели деформирования бетона

Для упругого элемента 1 при $\sigma^{(1)} = \sigma_x^{(1)} = \sigma_y^{(1)}$ и $\varepsilon^{(1)} = \varepsilon_x^{(1)} = \varepsilon_y^{(1)}$:

$$\varepsilon^{(1)} = \frac{(1-\mu)}{E(R_b)} \sigma^{(1)}. \quad (9)$$

При последовательном соединении элементов 1 и 2:

$$\sigma^{(1)} = \sigma^{(2)} = \eta \frac{d\varepsilon^{(2)}}{d\tau}. \quad (10)$$

На основании (9)-(10) можно записать:

$$\varepsilon^{(1)} = \frac{(1-\mu)}{E(R_b)} \cdot \eta \frac{d\varepsilon^{(2)}}{d\tau}. \quad (11)$$

Деформации по главным напряжениям можно представить в следующем виде:

$$\varepsilon = \varepsilon^{(1)} + \varepsilon^{(2)} = 0. \quad (12)$$

Из соотношений (11) и (12) следует линейное дифференциальное уравнение с переменными коэффициентами для определения зависимости $\varepsilon^{(2)}(\tau)$:

$$\frac{d\varepsilon^{(2)}}{d\tau} + \frac{E(R_b)}{\eta(1-\mu)} \cdot \varepsilon^{(2)} = 0, \quad (13)$$

где выражение $E(R_b)$ определяется зависимостями (1) и (8).

Введя обозначения $P(\tau) = \frac{E(R_b)}{\eta(1-\mu)}$, общее решение уравнения (13) запишем в виде:

$$\varepsilon^{(2)} = \exp\left[-\int P(\tau)d\tau\right] + C. \quad (14)$$

В том случае, когда даже при больших значениях градиента R_b , но при сравнительно малом диапазоне изменения прочности – от R_b до $R_{b,min}$, можно считать $E(\tau) = E(R_b) \approx const$, и дифференциальное уравнение (12) принимает вид уравнения с постоянными коэффициентами. Его решение имеет вид:

$$\varepsilon^{(2)} = \frac{\eta(1-\mu)}{E(R_b)} \cdot \left\{ 1 - \exp \left[-\frac{E(R_b)}{\eta(1-\mu)} \right] \right\} \quad (15)$$

при начальном условии: $\varepsilon^{(2)} = 0$ при $\tau = \tau_0 = 0$.

Таким образом, искомая зависимость между главными напряжениями $|\sigma_x| = |\sigma_y| = |\sigma^{(1)}| = |\sigma^{(2)}|$ и τ в соответствии с (10) и (15) имеет вид:

$$\sigma_x = \sigma_y = \eta \frac{d\varepsilon^{(2)}}{d\tau} = \eta \left\{ 1 - \exp \left[-\frac{E(R_b)}{\eta(1-\mu)} \right] \right\}. \quad (16)$$

Условие невозникновения вертикальных трещин в массиве в течение заданного отрезка времени $\tau = \tau_*$ выражается сопоставлением значений напряжений, определяемых зависимостью (16), и абсолютным значением предела бетона при двухосном неравномерном растяжении, например, приведенном в [1]:

$$p = \sigma_1 = \sigma_2 = \frac{2}{3}(R_b - R_{bt}) \pm \sqrt{\frac{4(R_b - R_{bt})^2}{9} + \frac{2}{3}R_b \cdot R_{bt}}. \quad (17)$$

Из выражений (1), (9):

$$\eta \left\{ 1 - \exp \left[\frac{E(R_b)}{\eta(1-\mu)} \right] \right\} \leq \frac{2}{3}(R_b - R_{bt}) - \sqrt{\frac{4(R_b - R_{bt})^2}{9} + \frac{2}{3}R_b \cdot R_{bt}}. \quad (18)$$

При $\eta = \infty$ выражение (16) после раскрытия неопределенности определяет линейную зависимость:

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{E(R_b)}{(1-\mu)}. \quad (19)$$

Представленные деформационные зависимости и определяющие уравнения для определения напряженно-деформированного состояния позволяют выполнить анализ изменений напряженного состояния нагруженных коррозионно повреждаемых плосконапряженных элементов и, как следствие, определить критическое состояние, предшествующее внезапному хрупкому разрушению в бетонных плосконапряженных элементах.

ЛИТЕРАТУРА

1. Клюева, Н.В. Общий критерий прочности коррозионно повреждаемого бетона при плоском напряженном состоянии [Текст] / Н.В. Клюева, Н.Б. Андросова, К.А. Шувалов // Строительная механика и расчет сооружений. – 2009. – №3. – С. 2-5.
2. Попеско, А.И. Работоспособность железобетонных конструкций, подверженных коррозии [Текст] / А.И. Попеско. – СПб: СПб гос. архит.-строит. ун-т, 1996. – 182 с.
3. Гениев, Г.А. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях [Текст] / Г.А. Гениев, В.И. Колчунов, Н.В. Клюева [и др.]. – М.: АСВ, 2004. – 216 с.
4. Гениев, Г.А. Вопросы конструктивной безопасности железобетонных конструкций при внезапных запроектных воздействиях [Текст] / Г.А. Гениев, В.И. Колчунов, Н.В. Клюева // Бетон и железобетон – пути развития. Научные труды 2-ой Всероссийской (Международной) конференции по бетону и железобетону. В 5 томах. – М.: НИИЖБ. – 2005. – Т. 2. – С. 359-367.
5. Голышев, А.Б. Железобетонные конструкции. Часть I [Текст] / А.Б. Голышев, В.П. Полищук, В.Я. Бачинский. – К.: Логос, 2001. – 420 с.
6. Бондаренко, В.М. К расчету сооружений, меняющих расчетную схему вследствие коррозионных повреждений [Текст] / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов, Н.В. Клюева // Известия ВУЗов. Строительство. – М., 2008. – №1. – С. 4-12.

Клюева Н.В.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
 Доктор технических наук, доцент кафедры «Городское строительство и хозяйство»
 E-mail: proekt@orel.ru

Андросова Н.Б.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
 Кандидат технических наук, ст. преподаватель кафедры «Строительные конструкции и материалы»
 Тел.: +7 (4862) 73-43-49

КОЛЧИН Я.Е., КОЛЧУНОВ В.И.

ИССЛЕДОВАНИЕ ЗАКОНОМЕРНОСТЕЙ ДЕФОРМИРОВАНИЯ И РАЗРУШЕНИЯ ЗОН КОНТАКТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СОСТАВНЫХ КОНСТРУКЦИЙ*

Приведены результаты экспериментально-теоретических исследований закономерностей деформирования и разрушения зон контакта железобетонных составных конструкций. Предложены аналитические зависимости для определения приведенного модуля сдвига между железобетонными элементами, соединенными непрерывным податливым пограничным железобетонным слоем.

Ключевые слова: приведенный модуль сдвига, экспериментальные исследования, составное сечение, железобетонные элементы.

The results of experimental and theoretical researches of the deformation and fracture regularities of contact zones of reinforced concrete compound structures are shown. Analytical dependences for definition of the reduced shift module between reinforced concrete elements connected by a continuous pliable boundary reinforced concrete layer are offered.

Keywords: reduced shift module, experimental researches, compound section, reinforced concrete elements.

С целью исследования закономерностей деформирования и разрушения зон контакта железобетонных составных конструкций были испытаны три группы опытных образцов, моделирующие три основные типы швов сопряжения: 1) составные балки с контактным слоем бетона, выполненным без армирования; 2) составные балки с воздушным зазором между смежными элементами и армированные проволочной арматурой; 3) балки с контактным бетонным слоем между элементами, армированным проволочной арматурой. Схема составных опытных образцов и схема их испытаний представлена на рисунке 1, а (методика испытаний изложена в работе [2]).

Одним из основных результатов экспериментальных исследований составных балочных образцов явилось получение опытных зависимостей сдвига (Δ) от сдвигающих усилий (Q) в зоне контакта элементов составной балки. На рисунке 1, б представлены графики « $Q - \Delta$ » для опытных образцов всех групп: 1 – с контактным слоем бетона, выполненным без армирования; 2 – то же для образцов, с воздушным зазором между смежными элементами и армированных проволочной арматурой; 3 – для балочек с контактным бетонным слоем между элементами, армированным проволочной арматурой. Для сопоставления на этом же графике представлены результаты испытаний аналогичных опытных образцов с бетонным (4) и армированным (5) швом, представленные в [6].

Для определения приведенного модуля сдвига непрерывного податливого шва толщиной t_0 из материала пограничного слоя с модулем сдвига G и поперечными стержнями диаметром d , площадью A_w , шагом S_w принята расчетная схема, представленная на рисунке 2, а. Согласно этой схеме контактный шов между брусками выполнен из материала с более низким модулем сдвига по сравнению с модулем сдвига соединяемых брусков, а в работе на сдвиг дополнительно участвуют поперечные стержни-нагели. При смещении брусков относительно друг друга вдоль шва на величину $\Delta = u$ поперечные стержни-нагели находятся в условиях продольно-поперечного изгиба. Каждый стержень можно рассматривать как микробалку, заделанную по краям с обеих сторон шва в податливое бетонное основание. На некотором удалении \bar{t}_0 от кромок шва сдвига арматурный стержень можно считать жестко за-

* Работа выполнена при поддержке РФФИ по проекту 09-08-99024 «Деформационная теория пластичности коррозионно-повреждаемого бетона для случая сложного напряженного состояния при учете в нем неравновесных процессов»

деланным в бетонную матрицу. Расчетная схема нагеля приведена на рисунке 2, б).

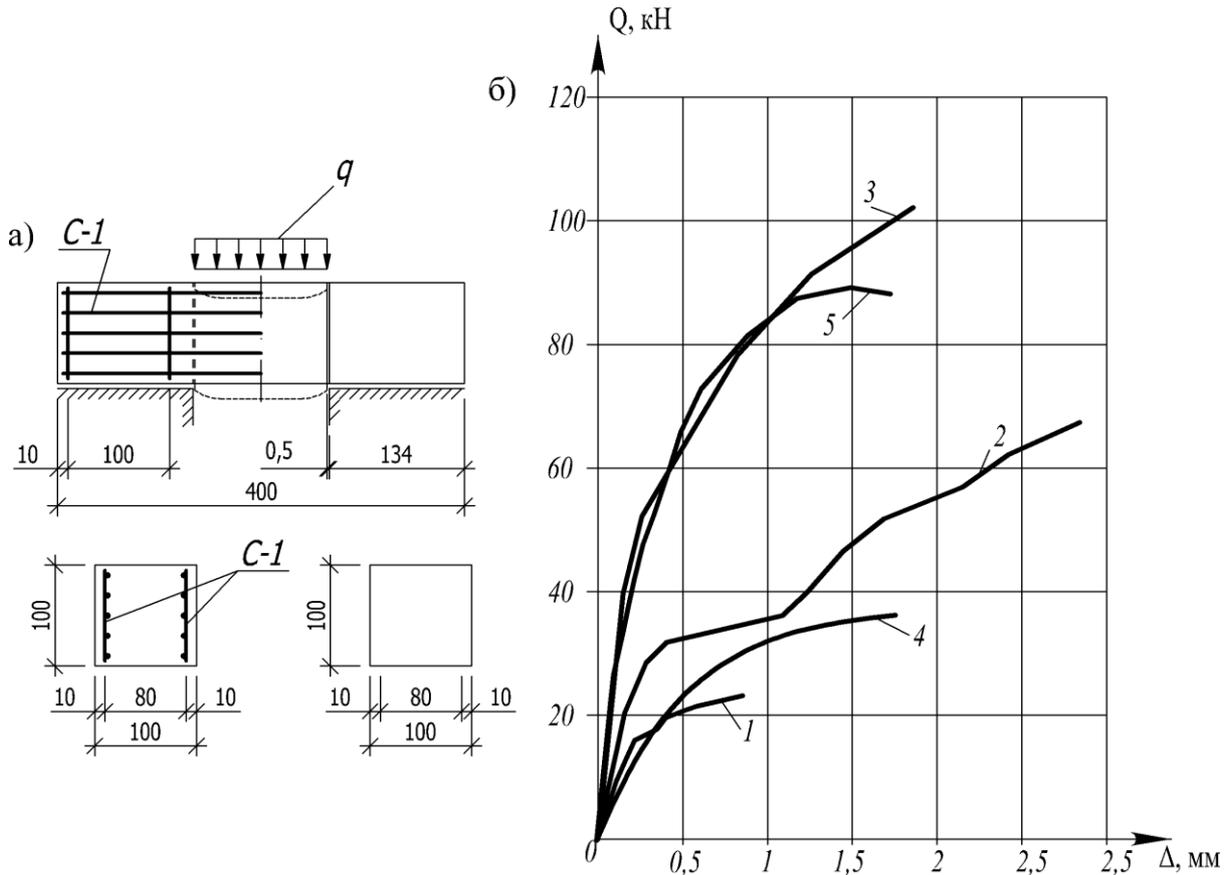


Рисунок 1 – К анализу результатов испытаний опытных образцов на сдвиг:
 а – конструкция и схема испытания образцов; б – опытные зависимости « $Q - \Delta$ » для экспериментальных образцов: 1, 2 – с контактным слоем бетона, выполненным без армирования; 3 – то же выполненных, с воздушным зазором между смежными элементами и армированных проволочной арматурой; 4, 5 – то же, выполненных с контактным бетонным слоем между элементами, армированным проволочной арматурой

Полагаем, что расстояние \bar{f}_0 до точки заделки на участке CB в первом приближении может быть принято равным двум диаметрам арматурного стержня. На участке AC , как показывают опыты, это расстояние переменное, что связано с возможностью образования продольной трещины отрыва. Поэтому логично, приняв в качестве начального расстояние AC , равное расстоянию CB , уточнять его из условия отрыва при распространении трещины вдоль оси арматурного стержня. Суммарная поперечная сила, представляющая собой «нагельный эффект» (обозначим ее $Q_{s,tot}$), может быть выражена в следующем виде:

$$Q_{s,tot} = Q_{s,\Delta} + Q_{s,R_{bt}} + Q_{s,\Delta v} \cdot \quad (1)$$

Здесь $Q_{s,\Delta}$, $Q_{s,R_{bt}}$, $Q_{s,\Delta v}$ – поперечные силы в арматурном стержне, соответственно, от перемещения Δ , от усилий отрыва в бетоне, от поворота арматурного стержня в точках заделки A_1 и B (см. рисунок 2, б, в).

Как установлено анализом проведенных испытаний, помимо «нагельного» эффекта в поперечных арматурных стержнях смещению смежных элементов опытных образцов препятствует зацепление берегов зоны контакта. К одним из первых работ, в которых сформулирован физический смысл зацепления, можно отнести [1]. В этой работе предлагается физическая модель, согласно которой при нагрузках, соответствующих уровню трещинообразования, в бетоне контактной зоны могут сохраняться некоторые бетонные связи между краями трещин. Кроме того, возможно непосредственное зацепление зерен заполнителя или

цементного камня в смежных элементах составных образцов. Зацепление берегов зоны контакта моделируется равномерно распределенными по длине шва погонными силами зацепления $Q_{зп}$ (см. рисунок 2, а).

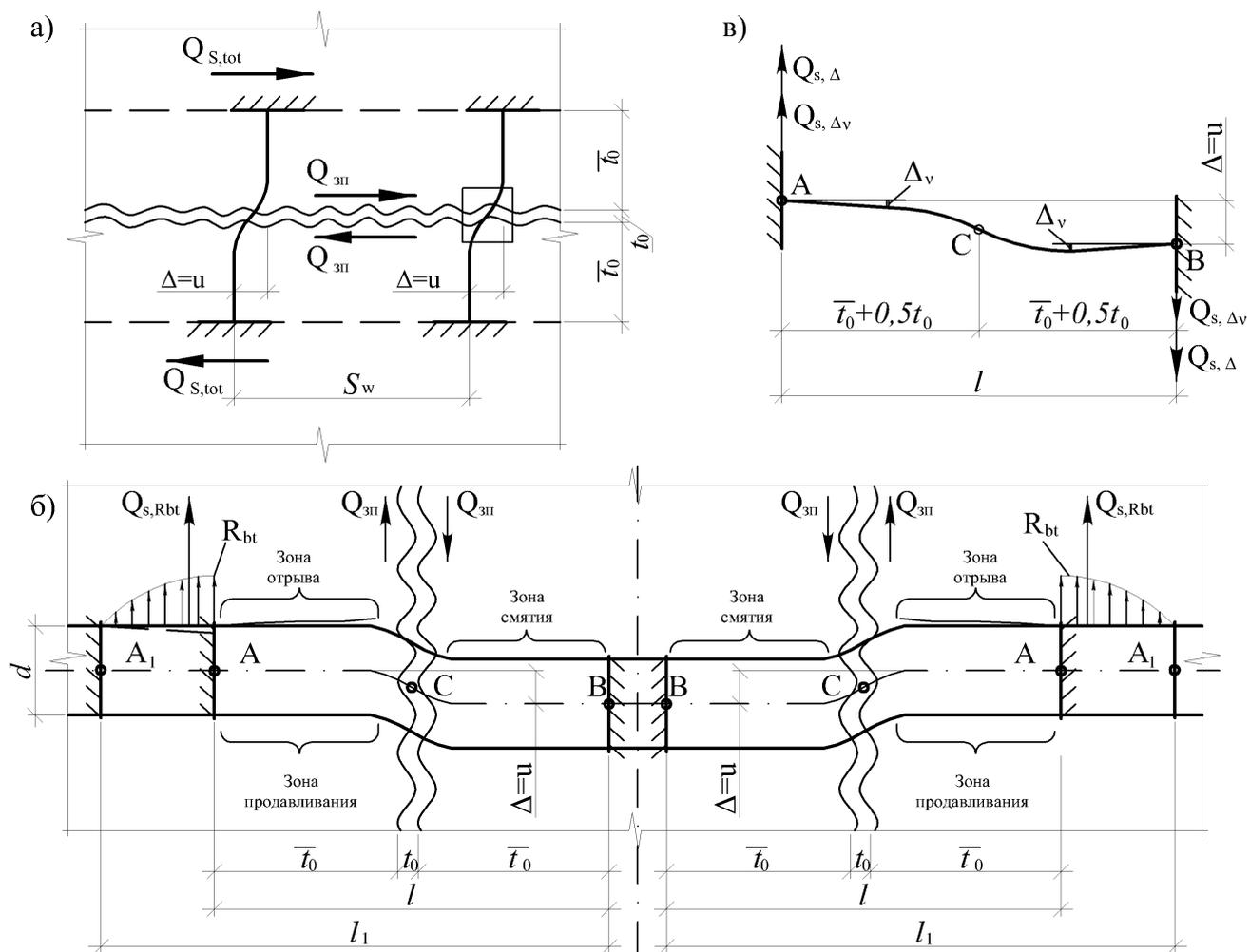


Рисунок 2 – К определению усилий в зоне контакта элементов составного сечения:
 а – схема деформирования нагеля и шва в зоне контакта;
 б – расчетная схема нагеля; в – расчетная схема для определения поперечных сил в нагеле, соответственно, от перемещения Δ и от поворота арматурного стержня

Приведенный модуль сдвига может быть представлен двумя слагаемыми:

$$G_0 = G_S + \bar{G}_0. \quad (2)$$

Первое слагаемое определяется «нагельным эффектом» поперечных стержней-связей, второе обусловлено деформированием бетона шва сдвига толщиной t_0 . Этим слагаемым учитываются деформации сдвига бетона, а также действие сил зацепления по берегам зоны контакта. Параметр \bar{G}_0 может быть представлен в виде суммы модуля сдвига бетона зоны контакта и модуля деформаций связей зацепления:

$$\bar{G}_0 = \bar{G}_b + \bar{G}_{зп}. \quad (3)$$

Переходя от единичной ширины шва сдвига составного бруса к заданной, равной b , выражение для приведенного модуля сдвига рассматриваемого варианта соединения железобетонных элементов составного сечения записывается в виде:

$$G_0 = \frac{Q_{S,tot}}{S_w b} + \frac{(\bar{G}_b + \bar{G}_{зп}) \cdot b}{t_0}. \quad (4)$$

Согласно принятой расчетной схеме, критерий прочности шва сдвига можно записать

в общем виде:

$$Q \leq Q_{sh,u}, \quad (5)$$

где $Q_{sh,u}$ – предельное значение сдвигающей силы, воспринимаемое элементами контактной зоны.

Предельное значение сдвигающей силы $Q_{sh,u}$ можно представить в виде суммы трех слагаемых:

$$Q_{sh,u} = Q_{b,sh} + Q_{s,tot} + Q_{zn}, \quad (6)$$

где $Q_{b,sh}$ – усилия сдвига, воспринимаемые бетоном зоны контакта; $Q_{s,tot}$ – то же, воспринимаемые арматурными стержнями-нагелями; Q_{zn} – то же, воспринимаемые за счет зацепления берегов зоны контакта.

До момента образования в шве сдвига трещин (при $Q \leq Q_{sh,crc}$) внешняя нагрузка воспринимается преимущественно бетоном контактной зоны. Поскольку силы зацепления до момента трещинообразования не возникают в шве сдвига, то слагаемое Q_{zn} можно принять равным нулю. Слагаемое $Q_{s,tot}$ на этом этапе вычисляется по формуле (1), а слагаемое $Q_{b,sh}$ по следующей формуле:

$$Q_{b,sh} = R_{b,sh} A_{sh}, \quad (7)$$

где $R_{b,sh}$ – прочность на срез бетона контактной зоны; A_{sh} – площадь зоны контакта.

При уровне нагружения $Q > Q_{sh,crc}$ происходит образование трещины вдоль шва сдвига, при этом сопротивление бетона в шве сдвига обеспечивается только силами зацепления по берегам трещины и, следовательно, сдвигающие усилия воспринимаются за счет стержней-нагелей, находящихся в условиях поперечного изгиба, и сил зацепления по берегам контактной зоны. В этом случае выражение для определения предельного значения сдвигающей силы может быть записано в следующем виде:

$$Q_{sh,u} = Q_{s,tot} + Q_{zn}. \quad (8)$$

Полагая, что силы зацепления по берегам зоны контакта по своему физическому смыслу соответствуют приведенным в [1], слагаемое Q_{zn} может быть записано в виде:

$$Q_{zn} = A_{sh} \bar{G}_{zn} \frac{\Delta}{\bar{t}_0}, \quad (9)$$

где A_{sh} – то же, что в формуле (7); \bar{G}_{zn} – модуль деформаций связей зацепления; Δ – величина сдвига смежных элементов зоны контакта; \bar{t}_0 – толщина контактного шва.

Используя представленные зависимости для определения предельного значения сдвигающей силы, воспринимаемой элементами контактной зоны $Q_{sh,u}$, уточняя при помощи итерационной процедуры на каждом уровне нагружения железобетонного образца ее составляющие, построены теоретические кривые зависимости сдвига (Δ) от сдвигающих усилий (Q) в зоне контакта элементов составной балки и по этим графикам определено начальное значения приведенного модуля сдвига с учетом и без учета сил зацепления по берегам зоны контакта.

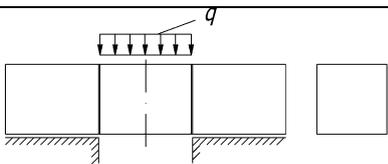
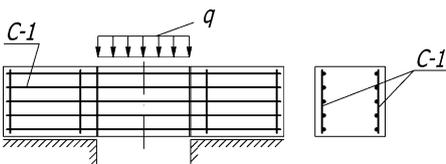
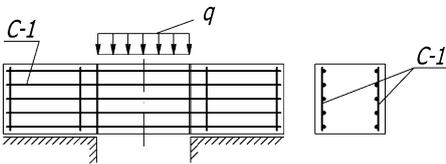
Экспериментальные значения приведенного модуля сдвига для испытанных образцов были получены по данным графиков деформирования « $Q - \Delta$ ». Величина приведенного модуля сдвига шва может быть определена как отношение сдвигающих усилий к значению взаимного смещения смежных элементов составного сечения, приведенное к единице длины.

В таблице 1 представлены значения приведенного модуля сдвига, полученные по испытаниям опытных образцов и вычисленные по разработанной методике.

Результаты сопоставления опытных и расчетных значений приведенного модуля сдвига показали удовлетворительное их согласование. Некоторые количественные расхож-

дения между опытными и расчетными величинами связаны с погрешностями определения физико-механических характеристик при моделировании шва сдвига. Кроме того, такие расхождения могут быть объяснены действием сил зацепления бетона по границе контакта, обусловленных совместным действием зацепления частиц крупного заполнителя по берегам шва и явлением «нагельного» эффекта.

Таблица 1 – Сопоставление опытных и теоретических значений приведенного модуля сдвига

Тип образцов	Начальные значения приведенного модуля сдвига G_0 , кПа		
	Полученные теоретически (без учета сил зацепления)	Полученные теоретически (с учетом сил зацепления)	По результатам эксперимента
 <p>шов не армирован</p>	$1,18 \cdot 10^5$	$1,32 \cdot 10^5$	$1,29 \cdot 10^5$
 <p>воздушная прослойка в шве</p>	$1,74 \cdot 10^5$	$1,92 \cdot 10^5$	$2,01 \cdot 10^5$
 <p>монолитный шов</p>	$3,58 \cdot 10^5$	$4,37 \cdot 10^5$	$4,28 \cdot 10^5$

Сравнение результатов экспериментальных и аналитических исследований показывает, что степень влияния сил зацепления тем выше, чем больше жесткость шва сдвига в направлении, нормальном к плоскости контакта. Так, для образцов с воздушной прослойкой в зоне контакта – до 10%, а для опытных балочек с монолитным контактом значение сил зацепления – 18-20%.

Вывод

Экспериментальными исследованиями на специальных образцах – железобетонных элементах составного сечения – получены опытные параметры для определения приведенного модуля сдвига зоны контакта в железобетонных элементах составного сечения. Эти данные могут быть использованы как для подтверждения имеющихся теоретических моделей для определения приведенной жесткости шва сдвига между железобетонными элементами, а также и при нормировании параметров шва сдвига в составных железобетонных конструкциях.

ЛИТЕРАТУРА

1. Карпенко, Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами [Текст] / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1976. – 208 с.

2. Колчин, Я.Е. Экспериментальные исследования по определению приведенной жесткости на сдвиг в железобетонных элементах составного сечения [Текст] / Я.Е. Колчин, Вл.И. Колчунов, М.И. Стадольский // Строительная механика и расчет сооружений. – М., 2009. – №2 (223). – С. 62-67.

3. Колчунов, В.И. Расчет составных тонкостенных конструкций [Текст] / В.И. Колчунов, Л.А. Панченко. – М.: АСВ, 1999. – 287 с.

4. Колчунов, Вл.И. Расчетная модель «нагельного эффекта» в железобетонном элементе [Текст] / Вл.И. Колчунов, Э.И. Заздравных // Известия вузов. Строительство, 1996. – №10. – С. 18-25.

5. Стадольский, М.И. Экспериментальные исследования по определению приведенной жесткости на сдвиг в железобетонных элементах составного сечения [Текст] / М.И. Стадольский, Я.Е. Колчин, В.И. Колчунов, Вл.И. Колчунов // Пространственные конструкции зданий и сооружений (Исследования, расчет, проектирование и применение): Сб. статей. – Вып. 11. – под ред. В.В. Шугаева [и др.] – М.: Пространственные конструкции, 2008. – С. 137-144.

6. Тур, В.В. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил [Текст] / В.В. Тур, А.А. Кондратчик. – Брест: БГТУ, 2000. – 400 с.

Колчин Я.Е.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Аспирант, ассистент кафедры «Строительные конструкции и материалы»
Тел.: +7 (4862) 73-43-48
E-mail: oantc@ostu.ru

Колчунов В.И.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Академик РААСН, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Строительные конструкции и материалы»
Тел.: +7 (4862) 73-43-48
E-mail: oantc@ostu.ru

КОРОБКО В.И., АБАШИН Е.Г.

СПОСОБЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПЛОЩАДИ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ И МОДУЛЯ УПРУГОСТИ БЕТОНА В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛКАХ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ СТАТИЧЕСКИХ И ДИНАМИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ

В статье рассматривается возможность оценки площади поперечного сечения продольной рабочей арматуры и модуля упругости бетона в железобетонных балках с использованием вибрационного метода. Теоретически показано, что оба эти параметра функционально связаны с основной (или первой резонансной) частотой колебаний балок.

Ключевые слова: железобетонная балка, рабочая продольная арматура, площадь поперечного сечения, модуль упругости бетона, основная частота колебаний.

The article examines the possible evaluation of cross-section area of longitudinal reinforcement bar and concrete elasticity module in reinforced concrete beams at the application of vibration method. It is theoretically proved that these parameters functionally connected with the main (or the first resonance) frequency of beam vibrations.

Keywords: reinforced concrete beams, longitudinal reinforcement bar, cross-section area, concrete elasticity module, the main frequency of vibrations.

Проблема контроля качества строительных конструкций всегда имела актуальное значение. В настоящее время в нашей стране существует система выборочного контроля железобетонных конструкций балочного типа, регламентируемая ГОСТ 8829-94 [1], когда из конструкций определенной партии выбираются для контроля лишь несколько изделий, которые испытывают методом статического нагружения до разрушения, при этом полученные результаты распространяются на всю партию. Такой метод контроля экономически неэффективен и не обеспечивает достоверности результатов контроля.

Более выгодны с экономической точки зрения и более достоверны вибрационные методы контроля. Однако в нашей стране они не получили должного распространения из-за отсутствия серьезного теоретического обоснования и методического обеспечения.

Многочисленные теоретические и экспериментальные исследования, проводимые научными коллективами под руководством Э.А. Сехниашвили [2] и В.И. Коробко [3], показали, что вибрационные методы позволяют определять интегральные характеристики железобетонных балок (прочность, жесткость и трещиностойкость) по результатам анализа динамических параметров контролируемых конструкций (основная или первая резонансная частота колебаний, логарифмический декремент затуханий колебаний). Это стало возможным благодаря установлению наличия функциональной связи между контролируемыми параметрами конструкций и их динамическими характеристиками. Большое значение в этом плане имеет фундаментальная закономерность, установленная в работах В.И. Коробко [3], согласно которой *произведение максимального прогиба упругой однопролетной балки постоянного сечения с произвольными граничными условиями, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой q , на квадрат ее основной (или первой резонансной) частоты колебаний с точностью до размерного коэффициента q/m (q – интенсивность нагрузки, m – погонная масса балки) есть величина постоянная, равная $\approx 4/\pi$:*

$$w_0 \omega^2 \approx 4/\pi \cdot q/m. \quad (1)$$

Для железобетонных балок без предварительного напряжения продольной рабочей арматуры основными параметрами, влияющими на прочность, жесткость и трещиностойкость, являются модуль упругости бетона E_b и площадь поперечного сечения арматуры A_s . Железобетонная балка при высоких процентах армирования до начала образования трещин

работает как упругая и изгибная жесткость ее приведенного сечения B определяется по формуле [4]:

$$B = 0,85 y_b I_{red}. \quad (2)$$

Здесь и далее использованы общепринятые обозначения в теории железобетонных конструкций и строительной механики, ряд обозначений приведен на рисунке 1.

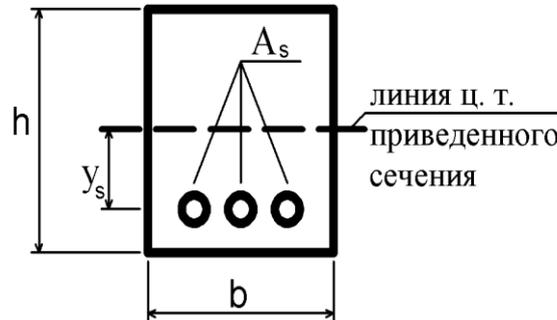


Рисунок 1 – Поперечное сечение железобетонной балки

Максимальный прогиб шарнирно опертой по концам железобетонной балки w_0 без предварительного напряжения арматуры определяется по известной из сопротивления материалов формуле:

$$w_0 = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{B}. \quad (3)$$

Подставим выражения (2) и (3) в формулу (1), при этом получим:

$$\frac{5}{384} \frac{ql^4}{0,85 E_b (I_b + \alpha_s A_s y_s^2)} \omega^2 = \frac{4}{\pi m} q. \quad (4)$$

Выразим из этой формулы площадь поперечного сечения растянутой арматуры A_s и модуль упругости бетона E_b через основную частоту колебаний:

$$A_s = \frac{1}{\alpha_s y_s^2} \left(\frac{l^4 \omega^2 m}{83,12 E_b} - I_b \right); \quad (5)$$

$$E_b = \frac{l^4 \omega^2 m}{83,12 (I_b + \alpha_s A_s y_s^2)}. \quad (6)$$

Как видно из выражения (5), зная основную частоту колебаний железобетонной изгибаемой балки и модуль упругости бетона, можно экспериментальным путем определить площадь продольной арматуры. Используя выражение (6), зная основную частоту колебаний железобетонной балки и площадь продольной арматуры, можно определить модуль упругости бетона.

Подставим значение жесткости B в формулу (3):

$$w_0 = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{0,85 E_b (I_b + \alpha_s A_s y_s^2)}. \quad (7)$$

Из формулы (7) найдем площадь поперечного сечения арматуры нижнего растянутого слоя балки и модуль упругости E_b :

$$A_s = \frac{1}{\alpha_s y_s^2} \left(\frac{ql^4}{65,28 w_0} - E_b I_b \right); \quad (8)$$

$$E_b = \frac{ql^4}{65,28 w_0 (I_b + \alpha_s A_s y_s^2)}. \quad (9)$$

Как видно из выражения (8), зная основную величину максимального прогиба железобетонной балки и модуль упругости бетона, можно экспериментальным путем определить площадь продольной арматуры. Используя выражение (9), зная величину максимального прогиба железобетонной балки и площадь продольной арматуры, можно определить модуль упругости бетона.

Таким образом, в статье теоретически показано, что в некоторых случаях, когда имеется неполная информация о физико-механических свойствах материала железобетонных жестко армированных балок, стоящих в сооружении, можно по результатам статических и динамических испытаний, определив величину максимального прогиба балки и основную частоту колебаний, найти площадь продольной (растянутой) арматуры и модуль упругости бетона. Очевидно, что второй способ (с использованием основной частоты колебаний) является более предпочтительным, поскольку обладает меньшей трудоемкостью. Однако совместное использование обоих способов может оказаться также полезным, поскольку при этом достоверность получаемых оценок будет выше.

Для подтверждения приведенных теоретических рассуждений следует провести комплексные экспериментальные исследования и подтвердить или опровергнуть работоспособность предлагаемых способов.

Железобетонные балки с низким процентом армирования обладают упругопластическими свойствами, поэтому приведенные выше рассуждения не могут быть напрямую использованы для оценки рассматриваемых параметров. Однако можно ожидать, что упругопластические свойства балочных конструкций определенного типа могут быть учтены в подобного рода рассуждениях путем корректировки коэффициента пропорциональности в формуле (1). Этот вопрос требует дальнейшей теоретической и экспериментальной проработки.

ЛИТЕРАТУРА

1. ГОСТ 8829-94. Конструкции и изделия железобетонные сборные. Методы испытания нагружением и оценка прочности, жесткости и трещиностойкости [Текст]. – М.: Изд-во стандартов, 1994. – 24 с.
2. Сехниашвили, Э.А. Интегральная оценка качества и надежности предварительно напряженных конструкций [Текст] / Э.А. Сехниашвили. – М.: Наука, 1988. – 216 с.
3. Коробко, В.И. Контроль качества строительных конструкций: Виброакустические технологии [Текст] / В.И. Коробко, А.В. Коробко – М.: АСВ, 2003. – 288 с.
4. Бондаренко, В.М. Расчет железобетонных и каменных конструкций [Текст] / В.М. Бондаренко, А.И. Судницин, В.Г. Назаренко. – М.: Высшая школа, 1988. – 304 с.

Коробко В.И.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Доктор технических наук, профессор кафедры «Строительные конструкции и материалы»
Тел.: +7 (4862) 76-03-72

Абашин Е.Г.

Центр ЭПБ Орловского государственного технического университета, г. Орел
Инженер
Тел.: +7 (4862) 76-03-72
E-mail: oantc@ostu.ru

ПРОКУРОВ М.Ю., ИНДЫКИН А.А.

ПРИМЕНЕНИЕ ЭВОЛЮЦИОННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ КОЭФФИЦИЕНТА УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ ГРУНТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

В статье приводятся краткие сведения о разработке программного обеспечения по оценке устойчивости откосов и склонов, построенного на основе метода круглоцилиндрических поверхностей скольжения с использованием аппарата эволюционного моделирования; результаты его тестирования и исследование влияния воздействий, типичных для строительства, на устойчивость указанных грунтовых сооружений.

Ключевые слова: эволюционное моделирование, грунтовые сооружения, откосы.

In the paper short information regarding software development for the estimation of slopes stability on the basis of the round-cylindrical sliding surfaces method with the use of an evolutionary modeling system is presented. The results of method testing and researches of effects common for building upon the stability of the mentioned ground structures are shown.

Keywords: evolutionary modeling, ground construction, slopes.

В проектной практике применяются инженерные методы расчета устойчивости откосов грунтовых сооружений, содержащие различного рода упрощающие предположения. Наиболее распространенным из них является метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения, рассматривающий призму обрушения как недеформируемый массив грунта. Данный метод впервые был применен К. Петерсоном в 1916 г. для расчета устойчивости откосов.

Согласно указанному методу, поверхность скольжения грунта представляется дугой окружности радиусом R с центром в точке O , положение которого определяется, как правило, графоаналитическим способом (рисунок 1).

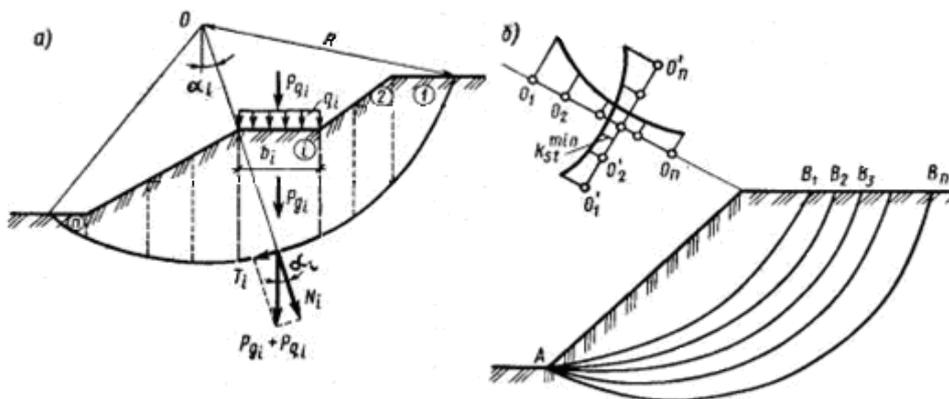


Рисунок 1 – Схема к расчету устойчивости откоса графоаналитическим методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения: а – расчетная схема; б – определение положения наиболее опасной поверхности скольжения; 1, 2, ... – номера отсеков призмы обрушения

Коэффициент устойчивости выражается при этом следующим образом:

$$k_{st} = \frac{M_{sr}}{M_{sa}} = \frac{\sum_{i=1}^n (P_{gi} + P_{qi}) \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + \sum_{i=1}^n c_i l_i}{\sum_{i=1}^n (P_{gi} + P_{qi}) \sin \alpha_i}, \quad (1)$$

где M_{sr} и M_{sa} – моменты всех сил, соответственно, удерживающих и смещающих рассматриваемый массив, взятые относительно принятого центра вращения.

При значениях $k_{st} \geq 1$ устойчивость массива грунта относительно выбранного центра вращения считается обеспеченной.

Основная сложность практического использования данного метода заключается в том, что положение центра вращения O и выбор радиуса R , соответствующих наиболее опасному случаю, точно неизвестны. Для определения k_{st}^{\min} проводится ряд пробных расчетов при различных положениях центров вращения и значениях радиуса, как показано на рисунке 1, б.

Существующие универсальные программные комплексы могут решать данную задачу, однако, требуют задания области поиска центра вращения или приблизительные очертания призмы обрушения, что предполагает наличие у пользователя специальных знаний и опыта проектирования. Отметим также, что есть группа методов, не требующих определения указанных координат, но позволяющих рассчитать откос без учета действующей полезной нагрузки, что не дает возможности проанализировать влияние воздействий, типичных для строительства, на его несущую способность.

Таким образом, для решения поставленной задачи необходимым условием является автоматизация определения координат центра вращения призмы обрушения, соответствующих минимальному значению коэффициента устойчивости откоса.

В связи с этим была поставлена задача автоматизации поиска координат центра вращения призмы обрушения природного склона или откоса грунтового сооружения при действии внешней нагрузки, моделирующей воздействия, характерные для строительства. Решение этой задачи осуществлялось с использованием алгоритма Холланда или простого генетического алгоритма SGA (simple genetic algorithm), реализующего в данном случае направленный поиск координат, соответствующих минимальному значению коэффициента устойчивости. Общий вид используемого генетического алгоритма представлен на рисунке 2.

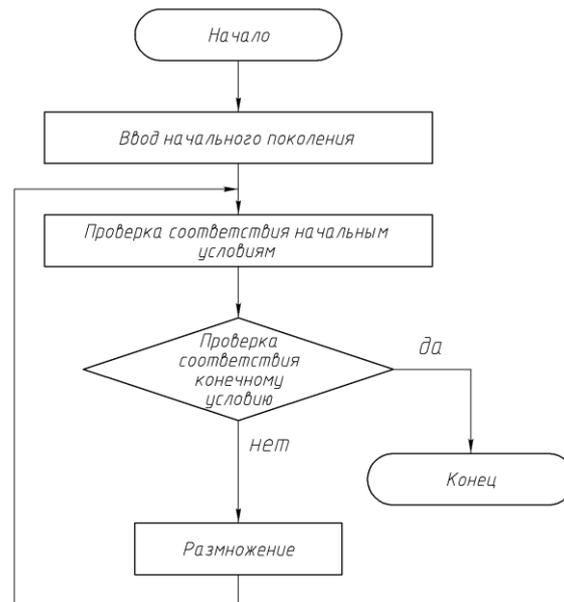


Рисунок 2 – Блок-схема генетического алгоритма

Координаты центра вращения призмы обрушения (x ; y) рассматриваются в виде хромосомы, состоящей из цепочки генов, принимающих значения 0 или 1.

Применительно к поставленной задаче длина хромосомы была принята равной 28 генам (14 для координаты x и 14 для y). Такая длина позволяет определить значения координат в интервале от 0 до 16 м.

Идея эволюционного моделирования заключается в определении приспособленности каждой конкретной хромосомы к условиям поставленной задачи. В расчете определяются

наиболее «приспособленные» хромосомы, что обеспечивает направленность поиска минимального экстремума.

Алгоритм поиска использует процедуры, повторяющие изменения, проходящие в живой природе при переходе от одного поколения организмов к другому: скрещивание (кроссовер), мутация, инверсия. Примеры соответствующих изменений хромосом показаны на рисунке 3.

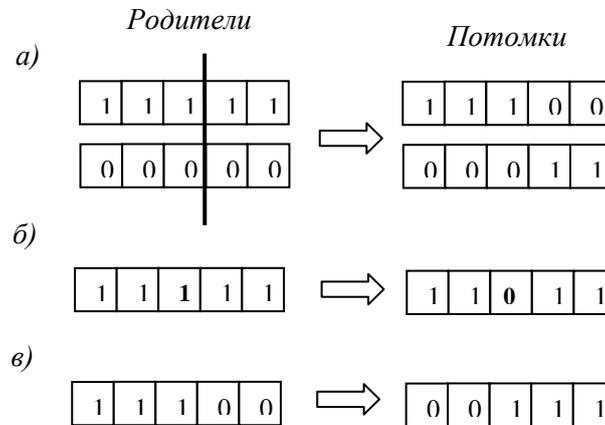


Рисунок 3 – Примеры изменения хромосом: а – кроссовер; б – мутация; в – инверсия

Кроссовер моделирует изменения в хромосомах организмов последующего поколения. Для решения поставленной задачи использовался двухточечный кроссовер с переменным числом генов, т.е. положения начальной и конечной точек скрещивания в каждом случае определяется вероятностно.

Мутация предназначена для защиты от преждевременной сходимости решения в случае, когда популяция представлена в большинстве одинаковыми элементами, что актуально на поздних этапах эволюции.

В разработанном алгоритме используется однородная мутация – случайным образом определяется число генов, которые будут мутировать, а также их положение в цепочке хромосомы. Одной из особенностей такой процедуры является то, что каждый последующий ген выбирается после мутации предыдущего. Таким образом, каждый ген может мутировать несколько раз в соответствии с реальными процессами природы.

Процедура инверсии используется для записи ген в хромосоме в порядке обратном заданному.

На основе разработанной математической модели задачи и генетического алгоритма оптимизации в среде программирования DELPHI 7.0 разработано ядро процессора программного комплекса «S-clon».

Исходные данные для решения задачи разбиты на следующие группы.

1. Параметры откоса: длина и высота.
2. Грунтовые условия: сцепление грунта c , угол внутреннего трения φ , плотность грунта ρ (на предварительном этапе рассматривались откосы однородного грунта).
3. Внешняя распределенная нагрузка задается абсолютным значением q , а также координатами начала и окончания приложения $x_{нач}$ и $x_{кон}$, отсчитываемыми от бровки откоса.
4. Параметры генетического алгоритма задаются по умолчанию, однако, при необходимости могут быть изменены пользователем.

Результатом программного расчета является минимальное значение коэффициента устойчивости исследуемого грунтового сооружения.

Тестирование разработанного программного обеспечения

Для тестирования программного обеспечения параллельно выполнялся расчет различными методами для откоса, имеющего следующие параметры:

- длина $L = 3000$ мм;
- высота $H = 2500$ мм;

- угол внутреннего трения $\varphi = 20^\circ$;
- коэффициент сцепления $c = 40$ кПа;
- удельный вес грунта $\rho = 1900$ кг/м³.

Тестовый расчет проводился без внешней нагрузки, что позволило применить методы, не учитывающие ее.

Для расчета откоса с использованием разработанной программы были приняты следующие характеристики генетического алгоритма:

- вероятность кроссовера: $v_1 = 40\%$;
- вероятность мутации: $v_2 = 55\%$;
- вероятность инверсии: $v_3 = 5\%$.

Результатом расчета стало значение коэффициента устойчивости $k_{st}=5,3599$, вычисленное относительно центра вращения призмы обрушения $O(x; y) = (2919; 848)$ мм (см. рисунок 4). Результаты тестовых расчетов сведены в таблицу 1.

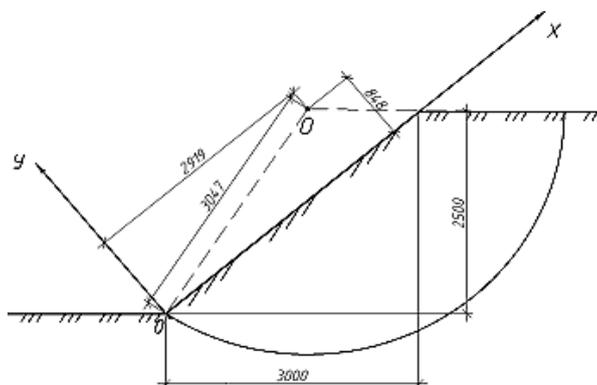


Рисунок 4 – Положение центра вращения грунтового массива, полученное при расчете по программе «S-clon»

Таблица 1 – Коэффициенты устойчивости, полученные различными методами

№ п/п	Метод расчета	Значение коэффициента устойчивости k_{st}
1	Метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения (графоаналитический способ определения центра вращения)	5,7259
2	Метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения (использование графиков Ямбу)	5,7669
3	Метод М.Н. Гольдштейна – Г.И. Тер-Степаняна	6,055
4	Расчет по программе «S-clon»	5,3599

Примечание: Расчеты по пунктам 1-3 проведены вручную.

Таким образом, программа «S-clon» показывает достаточную точность расчета коэффициента устойчивости грунтового откоса, что связано с уточненным нахождением параметров отсеков призмы обрушения – расчет площадей отсеков и координат их центров тяжести, а также оптимизацией, реализованной генетическим алгоритмом.

Ввод значений координат центров вращения, полученных по результатам расчета графоаналитическим методом и найденных с использованием графика Ямбу (таблица 1, строки 1 и 2), в программу «S-clon» дал следующие результаты.

1. Значение коэффициента устойчивости для координат, полученных с помощью графоаналитического метода, $k_{st} = 5,7592$.

2. Значение коэффициента устойчивости для координат, полученных с помощью графика Ямбу, $k_{st} = 5,7826$.

Полученные результаты позволили сделать вывод о корректной работе программного обеспечения.

Расчет грунтового откоса с заданными параметрами

С помощью разрабатываемой программы «S-clon» исследовался откос грунтового сооружения, сложенного песком средней крупности с коэффициентом пористости $e = 0,65$, удельным сцеплением $c = 2$ кПа и углом внутреннего трения $\varphi = 38^\circ$. Высота откоса была принята постоянной $H = 2,5$ м как назначенная по требованиям к устройству фундамента в разрабатываемом котловане.

Требуется оценить несущую способность откоса при разработке грунта гусеничным экскаватором ЭО-5122, оборудованным обратной лопатой. В этом случае рассматривалась возможность потери устойчивости откоса в результате действия на него дополнительной нагрузки. Схема производства работ, а также вероятные очертания призмы обрушения представлены на рисунке 5.

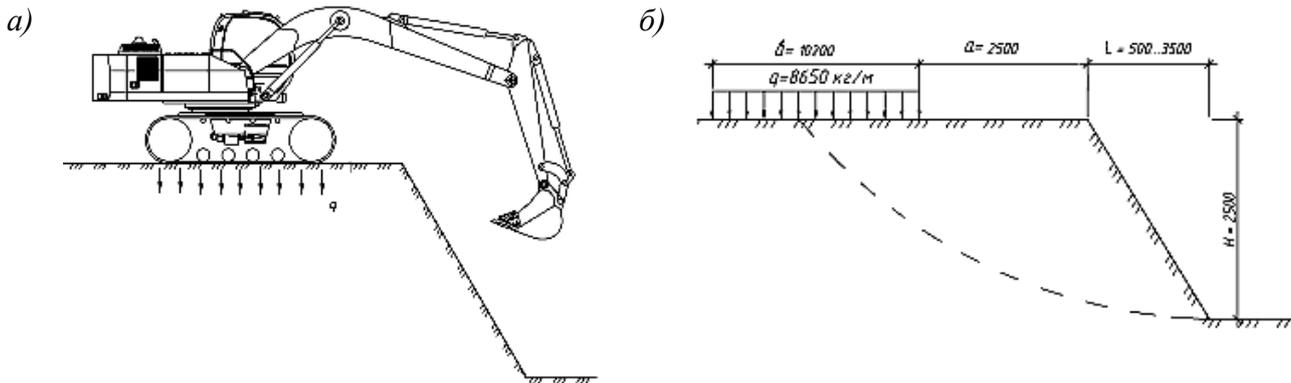


Рисунок 5 – К расчету откоса котлована: а – схема производства работ; б – расчетная схема откоса

Для оценки устойчивости откоса, а также подбора оптимального его очертания был выполнен ряд расчетов при различных соотношениях его длины и высоты.

Расчет производился для двух случаев: в естественном состоянии (без внешней нагрузки) и с учетом полезной нагрузки от экскаватора ЭО-5122.

Максимальная нагрузка давления на грунт от экскаватора ЭО-5122 равномерно распределена по гребню откоса на удалении $a = 2,5$ м от его края (в соответствии с требованиями по технике безопасности), на расстоянии равном базе экскаватора $b = 10,7$ м. Шаг изменения длины откоса принят 500 мм.

Результат расчета коэффициента устойчивости представлен в таблице 2, соответствующие графики его изменения изображены на рисунке 6.

По результатам расчета можно сделать вывод, что минимальная длина откоса при глубине котлована 2,5 м должна составить не менее 1,5 м.

Таблица 2 – Зависимость значений коэффициента устойчивости откоса от его длины при фиксированном значении глубины котлована

№ п/п	Длина откоса L , мм	Высота откоса H , мм	Значение коэффициента устойчивости k_{st}	
			при $q = 0$	при $q = 8,625$ т/м
1	500	2500	0,799	0,773
2	1000	2500	0,955	0,940
3	1500	2500	1,185	1,085
4	2000	2500	1,258	1,257
5	2500	2500	1,394	1,424
6	3000	2500	1,567	1,480
7	3500	2500	1,765	1,622

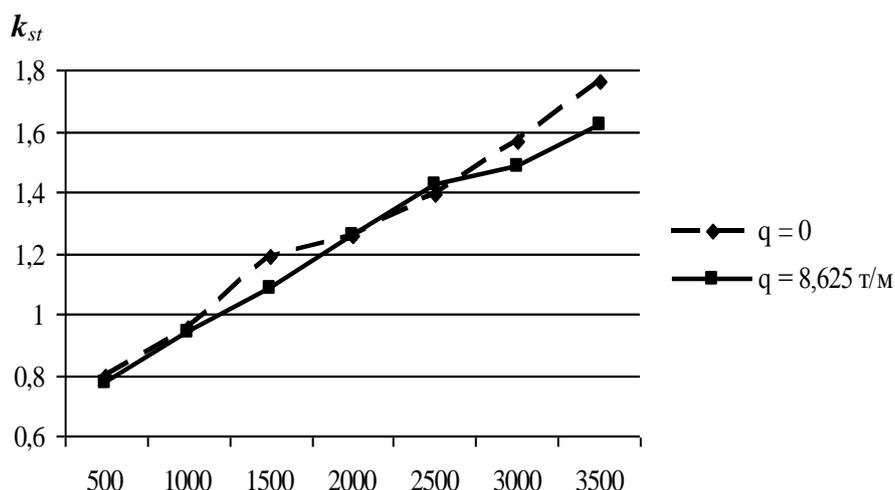


Рисунок 6 – Графики зависимости коэффициента устойчивости от длины откоса при глубине котлована $H = 2,5 \text{ м}$

При нарушении правил техники безопасности и приближении экскаватора к краю откоса коэффициент его устойчивости резко уменьшается (см. таблицу 3). Динамика изменения коэффициента отражена графиками на рисунке 7.

Таблица 3 – Изменение коэффициента устойчивости при приближении экскаватора к краю откоса

№ п/п	Длина откоса L , мм	Высота откоса H , мм	Значение коэффициента устойчивости k_{st} при расстоянии до края откоса a			
			1 м	1,5 м	2 м	2,5 м
1	500	2500	0,625	0,772	0,773	0,773
2	1000	2500	0,736	0,887	0,916	0,940
3	1500	2500	0,807	0,963	1,080	1,085
4	2000	2500	0,932	1,040	1,209	1,257
5	2500	2500	1,020	1,152	1,283	1,424
6	3000	2500	1,078	1,232	1,304	1,480
7	3500	2500	1,112	1,282	1,364	1,622

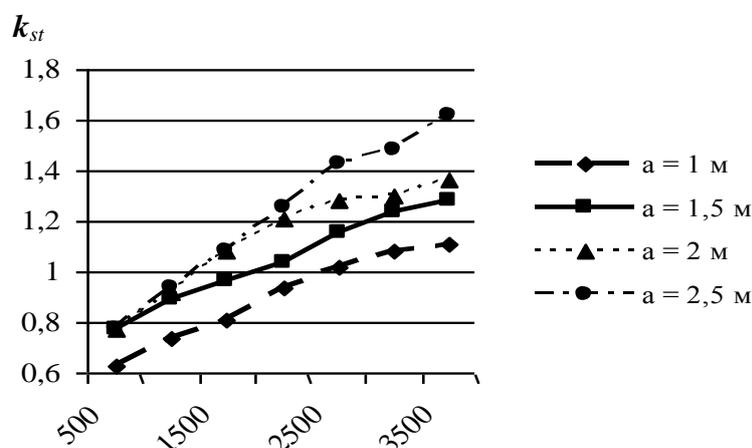


Рисунок 7 – Графики зависимости коэффициента устойчивости от длины откоса при изменении положения действующей нагрузки для котлована глубиной $H = 2,5 \text{ м}$

Таким образом, с уменьшением расстояния от первоначальной стоянки экскаватора до края откоса на 1 м прогнозируется выход откоса котлована из равновесного состояния и обрушение грунта вместе с техникой.

Заключение

1) На основании проведенных тестовых расчетов подтверждается корректная работа и эффективность использования программы «S-clon», дающей достаточную точность определения коэффициента устойчивости природного склона или откоса грунтового сооружения.

2) С использованием разработанного программного обеспечения проведен ряд расчетов, иллюстрирующих возможность потери устойчивости грунта при проведении строительных работ на откосах инженерных сооружений, в том числе смоделированы ситуации, возникающие при нарушении техники безопасности.

3) Сделан вывод о необходимости дополнительной проверки устойчивости откосов и склонов при подборе типов строительной техники.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ли К. Основы САПР (CAD/CAM/CAE) [Текст] / К. Ли. – Санкт-Петербург: Питер, 2004. – 560 с.
2. Ухов, С.Б. Механика грунтов, основания и фундаменты [Текст]: учеб. пособие для строит. спец. вузов / С.Б. Ухов, В.В. Семенов, В.В. Знаменский и др. – М.: Высшая школа, 2004. – 566 с.
3. Программирование в среде Delphi 7. Самоучитель [Текст]. – М. Вильямс, 2004. – 288 с.
4. Маилян, Л.Р. Справочник современного строителя [Текст] / Л.Р. Маилян и др. – Ростов н/Д: Феникс, 2005. – 540 с.

Прокуров М.Ю.

Брянская государственная инженерно-технологическая академия, г. Брянск
Кандидат технических наук, доцент
Тел.: +7 (4862) 76-03-72
E-mail: mail@bgita.ru

Индыкин А.А.

Брянская государственная инженерно-технологическая академия, г. Брянск
Аспирант
Тел.: +7 (4832) 74-60-08

СЕМЕНОВ В.Н.

НАУЧНЫЕ ПРОБЛЕМЫ ЭНЕРГОСБЕРЕЖЕНИЯ И ПОВЫШЕНИЯ ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНОСТИ В ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОМ КОМПЛЕКСЕ МУНИЦИПАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ

Приводится анализ энергоэффективности системы жизнеобеспечения жилищно-коммунального комплекса муниципального образования. Определены основные задачи стратегии развития организационно-технической системы энергосбережения жилищно-коммунального комплекса муниципального образования. Представляется концептуальная модель интегрированной системы энергоэффективности жилищного и коммунального комплексов.

Ключевые слова: *энергосбережение, энергоэффективность, жилищно-коммунальный комплекс, концептуальная модель интегрированной системы энергосбережения, стратегия развития организационно-технической системы энергосбережения на муниципальном уровне.*

The analysis of a power system effectiveness of life-support of a housing-and-municipal complex of municipal union is resulted. The primary goals strategists of development of organizational-technical system of power savings of a housing-and-municipal complex of municipal union are defined. The conceptual model of the integrated system of power efficiency of housing and municipal complexes is represented.

Keywords: *the power savings, power efficiency, a housing-and-municipal complex, conceptual model of the integrated system of power savings, strategy of development of organizational-technical system of power savings at municipal level.*

Анализируя энергоэффективность систем жизнеобеспечения, необходимо учитывать их экономичность, экологические и социальные аспекты. При оценке соответствующих мероприятий по энергосбережению следует исходить по возможности из того, какой «положительный вклад» вносит их осуществление в достижение социальных целей. Если попытаться конкретизировать классические цели энергоснабжения (экономичность и надежность) с учетом перечисленных выше параметров, то мы получим следующие виды положительного эффекта мероприятий, связанных с энергосбережением: прекращение расточительства энергии; сохранение природных не возобновляющихся энергоресурсов; предупреждение ущерба окружающей среде и экологического риска; обеспечение благоприятных социальных аспектов. Анализ видов положительного эффекта дает следующую картину (рисунок 1).

Результаты исследований в области технологии и факторов, определяющих потребление энергоносителей хозяйственными субъектами, указывают на расточительство энергии в серьезных масштабах, несмотря на то, что на пути выявления элементов расточительства стоят многочисленные методологические трудности. И хотя можно рассчитывать на заинтересованность конкретных потребителей в прекращении избыточного и расточительного расходования энергии, очевидно также, что проблема рационального энергопотребления требует проведения соответствующей государственной политики.

В частности, во многих областях все еще отсутствует важная информация об источниках потерь и возможностях рационального расходования энергии.

Одна из особенностей современной жизни в России – это формирование определенной системы и структуры по рациональному снабжению и потреблению энергии, которую можно назвать также проблемой энергосбережения.

Такая проблема была всегда, но на протяжении десятилетий она оставалась инициативной и периодически директивной. В настоящее время ситуация изменяется коренным образом.

Принятый Федеральный закон №28-ФЗ, №261-ФЗ от 23.11.2009 г. «Об энергосбережении и повышении энергоэффективности...», который ставит своей целью регулирование отношений, возникающих в процессе деятельности в области энергосбережения, в целях соз-

дания экономических и организационных условий для эффективного использования энергетических ресурсов. Закон Воронежской области «Об энергосбережении» ставит аналогичные цели поставщикам и потребителям ТЭР на территории Воронежской области.

УРОВЕНЬ ЦЕЛЕЙ

ЦЕЛИ

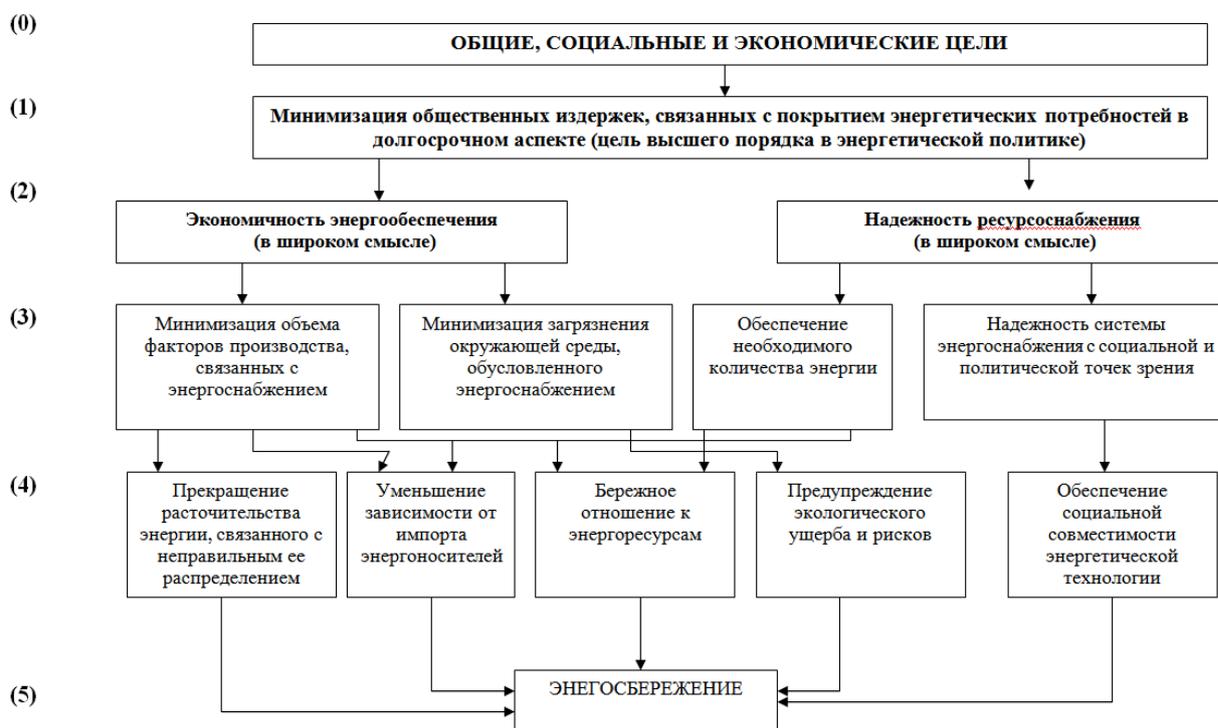


Рисунок 1 – Схема, иллюстрирующая цели экономии энергии и их обоснование

Опыт освоения рыночных отношений в последнее десятилетие показал, что Россия оказалась не готовой по своим показателям энергоэффективности быть достойным конкурентом в едином мировом экономическом пространстве. В связи с этим проблема энергосбережения стала остро актуальной в коммунальной сфере, где энергетические затраты, выраженные в денежной форме, оказались особенно обременительными для российского бюджета и населения.

В немалой степени это вызвано тем, что муниципалитет пока оплачивает часть коммунальных расходов населения. То есть, население должно научиться управлять снижением спроса на энергию. В этой ситуации проблема энергосбережения, определяя в немалой степени и конкурентоспособность промышленной продукции, и устойчивость всей экономики, становится ежедневной задачей как потребителей, так и органов публичной власти. Задача рационального и эффективного использования энергии, в конечном счете, должна стать одной из общенациональных идей, имеющих не только экономическое, но и техническое значение.

Необходима разработка системы организации энергосбережения жилищно-коммунального комплекса муниципальных образований.

Автором предложена стратегия развития организационно-технической системы энергосбережения жилищно-коммунального комплекса муниципального образования (рисунок 2).

Основными задачами стратегии развития организационно-технической системы энергосбережения жилищно-коммунального комплекса муниципального образования являются:

- эффективное (рациональное) использование и экономное расходование топливно-энергетических ресурсов с целью обеспечения повышения качества жизни населения и энергетической безопасности;
- формирование действенной и рациональной организационно-технической системы энергосбережения;

- создание условий для реализации социально-ориентированной деятельности поставщиков и потребителей энергетических ресурсов с учетом запросов населения и экологической безопасности территорий;
- формирование условий для внедрения энергосберегающих мероприятий на предприятиях коммунальной инфраструктуры и потребителей в жилищных комплексах;
- разработка и реализация комплексной программы энергосбережения муниципального образования.

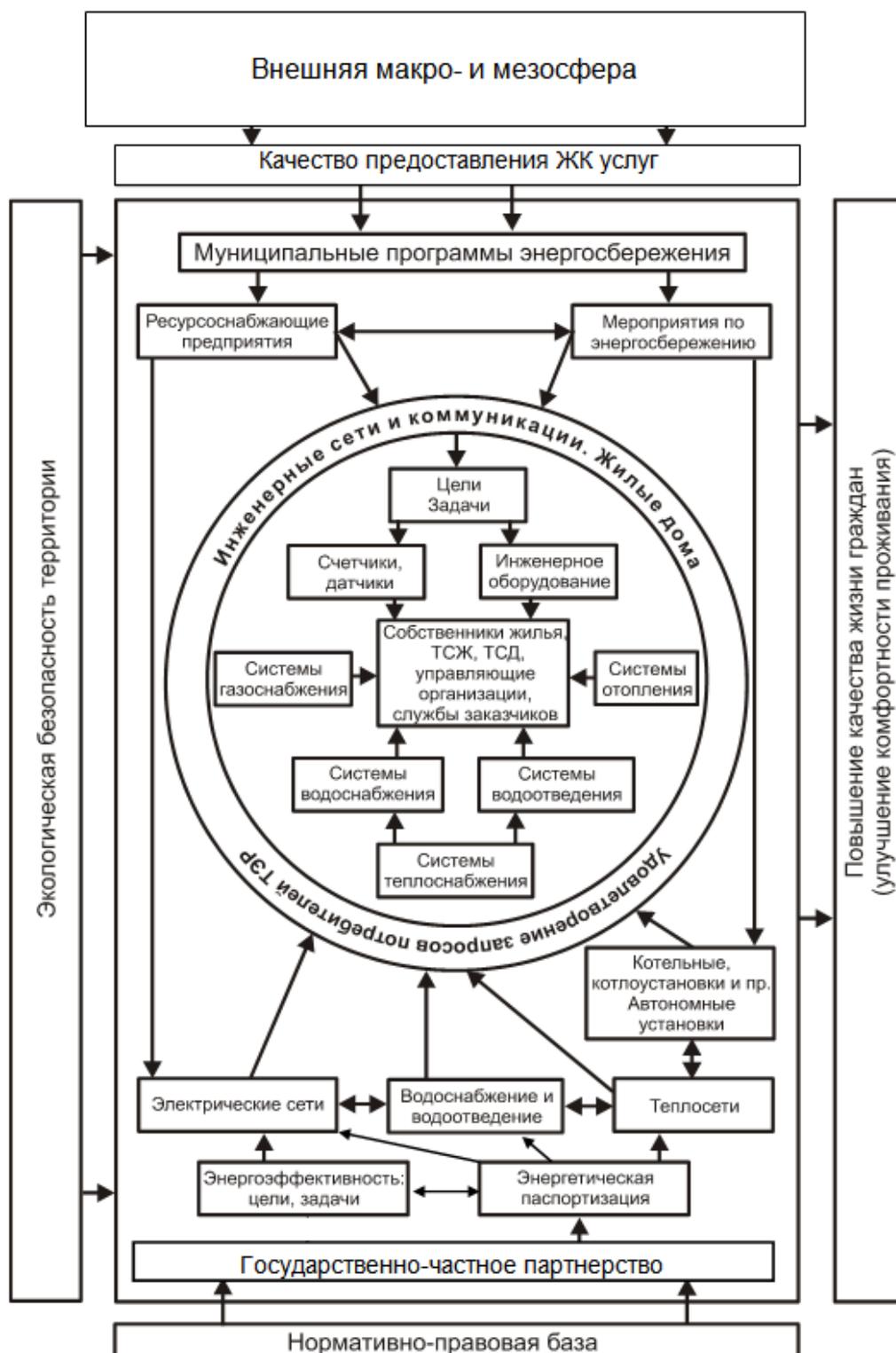


Рисунок 2 – Стратегия развития организационно-технической системы энергосбережения на муниципальном уровне

Логическое выстраивание организационно-технической системы жилищно-коммунального комплекса муниципального образования базируется на взаимодействии поставщиков ТЭР, на основе конкурентоспособности и их потребителей с возможностью потреблять услуги в количестве и качестве соответствующих его платежеспособности и гарантиях законодательной и исполнительной властей. Удовлетворение этих требований возможно при условии оценки системы в соответствии с основополагающими направлениями, определяющими гарантированную стабильность обеспечения топливно-энергетическими ресурсами жилищно-коммунального комплекса и организационно-технической надежности системы.

Реализация предложенной организационно-технической системы энергосбережения жилищно-коммунального комплекса муниципального образования повышает надежность работы его за счет следующих факторов:

- средств взаимодействия, необходимых при увеличении роста оценки потребителями стоимости и качества топливно-энергетических ресурсов;
- экономического эффекта большого масштаба, возникающего при затратах на предоставляемые топливно-энергетические ресурсы, транспортировку и реализацию их отдельных направлений;
- неукоснительное исполнение возникающих изменений требований потребителей топливно-энергетических ресурсов.

Предлагаемая схема взаимодействий поставщиков и потребителей топливно-энергетических ресурсов дает возможность выстроить организационно-техническую систему управления энергосбережением в жилищно-коммунальном комплексе муниципального образования по следующим направлениям:

- определить роль и функции системы в строго ориентированных целях и задачах, в соответствии с целевыми показателями, определяющих уровень устойчивости, надежности, бесперебойной работы энергетических систем и удовлетворение запросов потребителей ТЭР в рыночных условиях;
- бездотационности поставщиков и потребителей ТЭР;
- обеспечение не дискриминационного доступа к инфраструктуре рынка всем производителям и потребителям ТЭР;
- обеспечение устойчивой, надежной и бесперебойной работы систем жизнеобеспечения;
- обеспечение полной финансовой прозрачности деятельности ТЭР энергетики и предприятий регулируемых секторов энергетики;
- повышение эффективности использования энергетических ресурсов на единицу ВВП муниципального образования;
- сокращение удельных расходов энергоресурсов и водных ресурсов без ущемления интересов населения и промышленных предприятий, в том числе внедрение малых и альтернативных источников получения энергоресурсов, независимых от централизованных энергоисточников;
- снижение финансовой нагрузки на бюджет муниципального образования за счет сокращения платежей за топливо, тепловую и электрическую энергию;
- создание условий для реализации жилищно-коммунальной реформы.

Таким образом, сущность организационно-технической системы энергосбережения заключается в том, чтобы добиться максимально-возможного уровня энергетической эффективности в современной социально-экономической ситуации.

Основными задачами концептуального подхода к организации управления энергосбережения в ЖКК являются:

- целевое использование всех видов ТЭР для обеспечения полного удовлетворения нужд, потребностей и запросов потенциальных покупателей продукции, услуг;
- формирование эффективной системы управления тарифной политики городских органов власти;
- формирование условий для реализации принципа социально-ориентированной деятельности ЖКК, учитывая нужды, потребности и запросы населения и общества в ТЭР;
- формирование условий для расширенного воспроизводства предприятий коммунальной инфраструктуры, эффективной поставки ресурсов и оказание услуг в жилищно-коммунальной сфере на принципах государственно-частного партнерства;

- разработка единой программы комплексного развития системы коммунальной инфраструктуры и жилого фонда.

Концептуальная модель энергоэффективности (рисунок 3), предусматривает обеспечение конкурентного преимущества предприятий и компаний жилищно-коммунального комплекса, направленная на повышение уровня организационно-технической надежности системы энергосбережения (M_1), удовлетворенности потребителей в предоставлении качественных жилищно-коммунальных услуг (M_2) и стабильного ресурсообеспечения предприятий коммунального комплекса (КК), эксплуатационных и управляющих компаний ЖК (M_3), что позволяет создать условия по синхронизации баланса между ресурсами инвестиционной и производственной деятельности предприятий городского производства и ресурсами потребления организаций и компаний ЖКК, в рамках достижения ключевых результатов устойчивого функционирования жизнеобеспечения систем города в виде роста конкурентных преимуществ хозяйствующих субъектов, увеличения их результативности: экономичность (R_1), производительность всей системы (R_2), качество и внедрение новшеств (R_3) с учетом организационных рисков (R_4).

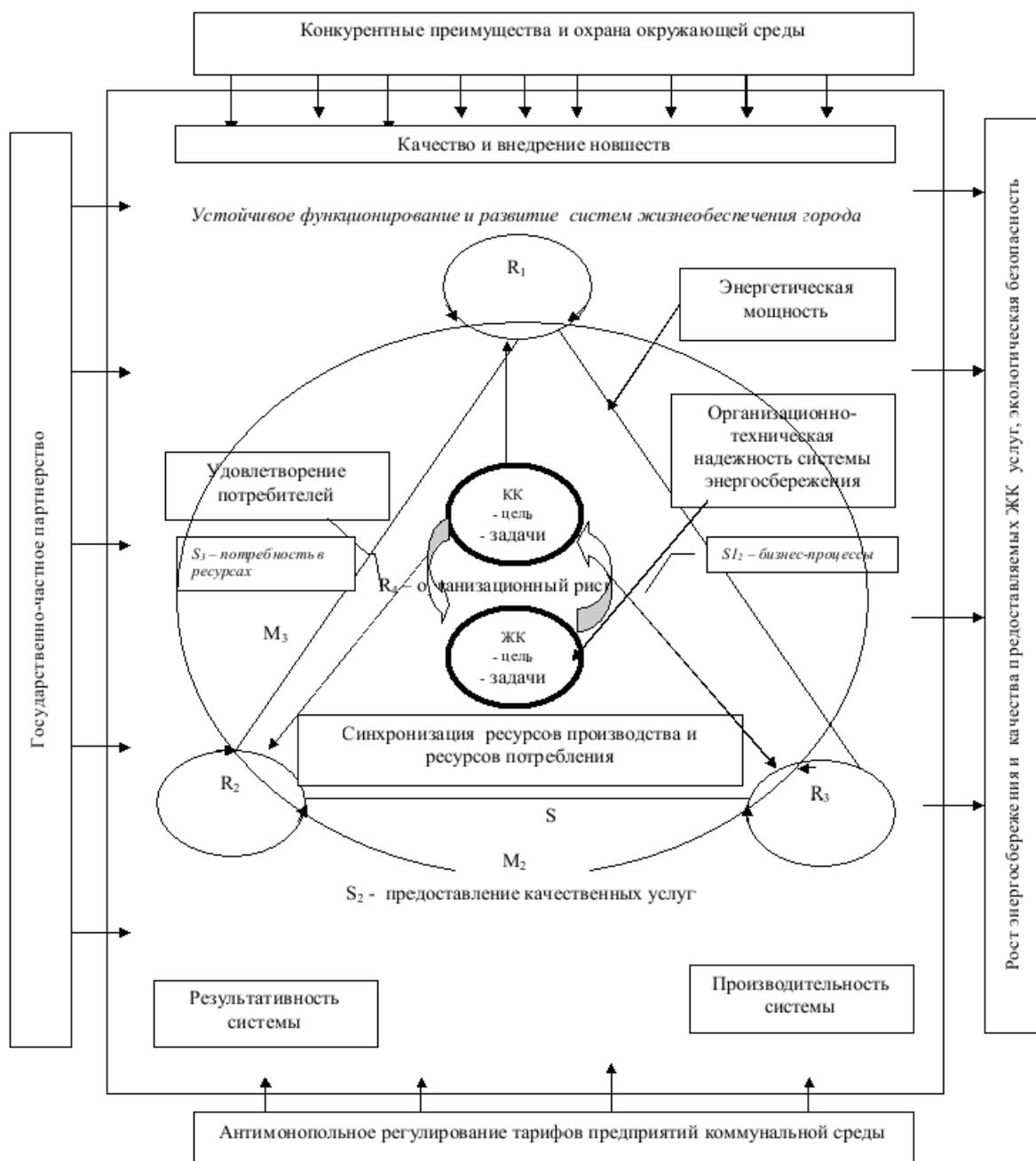


Рисунок 3 – Концептуальная модель интегрированной системы энергоэффективности жилищного и коммунального комплексов

$$f_{omm}(M_1; M_2; M_3) \rightarrow R_1 \cap R_2 \cap R_3 \cap R_4, \quad (1)$$

где R_1, R_2, R_3, R_4 – ключевые результаты деятельности ЖКК за счет энергосбережения; M_1, M_2, M_3 – условия повышения конкурентного преимущества качества управления системой энергосбережения.

Логика, на которой базируется требование о соответствии между ресурсами фирм-участников системы и их бизнесами, заключается в том, что ресурсы должны создать конкурентное преимущество качества управления системой. Чтобы удовлетворить это требование ресурсы системы должны оцениваться в соответствии с теми ключевыми факторами, которые определяют успех в предоставлении качественных услуг потребителям организационно-экономической надежности системы.

Организационно-техническая надежность системы энергосбережения обеспечивается и за счет повышения эффективности ключевых результатов деятельности:

$$K_k = f(R_1; R_2; R_3, R_4) = f\left(\sum_{i=1}^n R_i\right). \quad (2)$$

Таким образом, реализуя предложенную концептуальную стратегию, повышается организационно-техническая надежность системы энергосбережения за счет:

- эффекта взаимодействия, возникающего, когда оценка потребителями коммунальной продукции возрастает;
- экономии на масштабах, которая возникает, когда издержки на предоставление коммунальной продукции и услуг оказываются ниже, чем издержки на производство и продажу тех же самых услуг по отдельности;
- удовлетворения выявленных изменений в потребительских предпочтениях.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ресурсо-энергосбережение как фактор устойчивого развития городов и территорий. Сборник научных статей. – М.: РААСН, 2004. – 243 с.
2. Беринов, В.Н. Методическое совершенствование управления деятельностью организаций и предприятий жилищного и коммунального комплексов. Дисс. ... док. экон. наук. – М.: МГСУ, 2009. – 348 с.

Семенов В.Н.

Воронежский государственный архитектурно-строительный университет, г. Воронеж
Кандидат технических наук, доцент, заведующий кафедрой «Городское строительство и хозяйство»
Тел.: +7 (4732) 77-90-30
E-mail: svn@vgasu.vrn.ru

СМОЛЯГО Е.Г.

РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ НОРМАЛЬНЫХ ТРЕЩИН В СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТАХ

В статье приведена методика расчета по образованию нормальных трещин в сборно-монолитных железобетонных изгибаемых элементах на основе деформационной модели. В качестве критерия образования трещин принято достижение фибровым волокном растянутой зоны предельной растяжимости бетона ε_{btu} .

Ключевые слова: предельная растяжимость бетона, относительная деформация растянутого бетона.

The article describes the method of calculation for the normal formation of cracks in the composite reinforced concrete bending element based on the deformation model. As a criterion of crack formation made the achievement of boundary fiber of stretched side limit concrete stretchability ε_{btu} .

Keywords: limit concrete stretchability, relative strain stretched concrete.

Рекомендованные в российских нормах расчетные зависимости используют модель сечений с сопоставлением действующих моментов и момента трещинообразования [1]. В то же время нормы предусматривают и альтернативный вариант, в котором критерием образования нормальных трещин является условие достижения предельных деформаций в растянутом бетоне. В нормах республики Беларусь и в европейских нормах критерием образования нормальных трещин в железобетонных конструкциях является условие достижения крайним растянутым волокном бетона основной или дополнительной части сечения предельных деформаций растяжения [2, 3].

В основу предлагаемой методики расчета по образованию нормальных трещин сборно-монолитных предварительно напряженных конструкций положена деформационная модель с использованием уравнений равновесия внешних и внутренних усилий, полная диаграмма деформирования бетонов (рисунок 1), метод интегральных оценок нелинейных и неравновесных свойств деформирования железобетона с применением интегрального модуля деформаций, зависящего от уровня напряженного состояния сечения в каждой точке и отражающего выбранное реологическое уравнение материала $\varepsilon(t, t_0)$ [4], податливый характер связей сдвига сборного и монолитного бетонов.

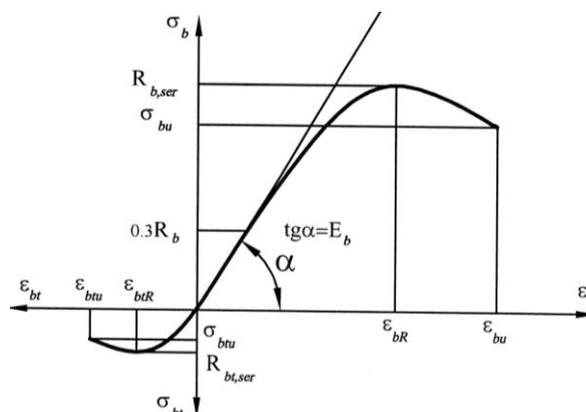


Рисунок 1 – Диаграмма деформирования бетона

Учитывая вышеизложенное, приняты следующие исходные положения и рабочие гипотезы:

– условия равенства разности линейных деформаций сборного и монолитного бетонов ε_{qm} в плоскости контакта разности условных угловых деформаций $\gamma_{b,m}$ на уровне контакта:

$$\gamma_{b,m} \cdot \xi_m = \varepsilon_{qm} \cdot \xi_m ; \quad (1)$$

– для средних деформаций бетонов и арматуры принимается гипотеза плоских сечений в пределах высоты сборного и монолитного элементов с учетом на контакте шва сосредоточенного сдвига ε_{qm} ;

– связь между напряжениями и относительными деформациями бетона на основе метода интегральных оценок нелинейных и неравновесных свойств деформирования железобетона с применением интегрального модуля деформаций [4];

– в качестве критерия образования трещин в нормальном сечении принято достижение крайним волокном растянутой зоны предельной величины относительной деформации ε_{btu} .

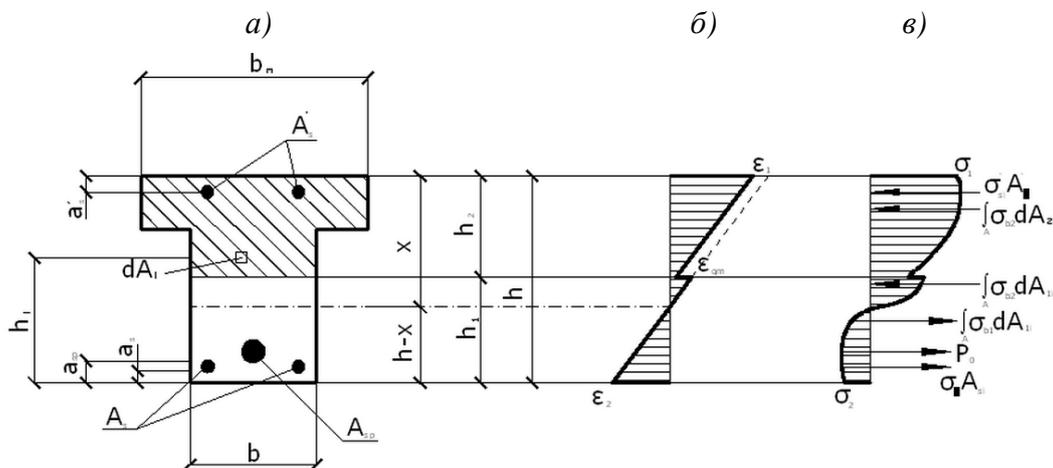


Рисунок 2 – Напряженно-деформированное состояние сечения: поперечное сечение (а); эпюра деформаций (б); эпюра напряжений (в)

Для установления связи между напряженно-деформированным состоянием составного сечения и внешними усилиями запишем следующие уравнения:

$$\int_A \sigma_b dA_b + \sum_{i=1}^n \sigma'_{si} A'_{si} - \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - P_0 = 0, \quad (2)$$

$$\int_A \sigma_b y dA_b + \sum_{i=1}^n \sigma'_{si} A'_{si} y'_{si} - \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} y_{si} - P_0 a_{sp} - M = 0, \quad (3)$$

где σ_b – соответственно, напряжения сжатия, растяжения в элементарной площадке в монолитном, сборном бетонах на площадке dA_b , расположенной на расстоянии y от нижней грани сечения; $\sigma'_{si}, \sigma_{si}$ – напряжения в продольной сжатой, растянутой арматуре; A'_{si}, A_{si} – площадь поперечного сечения продольной сжатой и растянутой арматуры; y'_{si}, y_{si} – расстояние от нижней грани сечения до центра тяжести площади арматуры; P_0 – усилие предварительного обжатия; M – внешний изгибающий момент.

Разбиваем эпюру нормальных напряжений на 3 участка, записываем для каждого из них гипотезу плоских сечений с учетом принятых предпосылок, рассматривая случай, когда нейтральная ось проходит в сборном элементе (рисунок 2):

1 участок: $0 \leq h_i \leq h - x$

$$\frac{\varepsilon_i}{h-x-h_i} = \frac{\varepsilon_2}{h-x};$$

$$\varepsilon_i = \varepsilon_2 - \varepsilon_2 \cdot \frac{h_i}{h-x}. \quad (4)$$

2 участок: $h-x \leq h_i \leq h_1$

$$\frac{\varepsilon_i}{h_i} = \frac{\varepsilon_{qm}}{x-h_2}; \quad \frac{\varepsilon_2}{h-x} = \frac{\varepsilon_{qm}}{x-h_2};$$

$$\varepsilon_i = \varepsilon_2 \cdot \frac{h_i}{h-x}, \quad (5)$$

где ε_{qm} – разность продольных сосредоточенных деформаций в шве.

Поперечная нагрузка вызывает в сборно-монолитной балке при абсолютно жестких поперечных связях только изгибающий момент, продольные усилия в ней отсутствуют, тогда разность относительных продольных сосредоточенных деформаций в шве:

$$\varepsilon_{qm} = \frac{T'}{\xi_m}. \quad (6)$$

Учитывая прямую зависимость между деформациями и касательными напряжениями, дифференциальное уравнение теории составных стержней можно представить в виде [5]:

$$\frac{T'}{\xi_m} = \gamma T + \Delta, \quad (7)$$

где $T = \int_0^z \tau_q(z) dz$ – сдвигающее усилие; $\gamma = \frac{1}{E_1 A_1} + \frac{1}{E_2 A_2} + \frac{(y_1 + y_2)^2}{\sum EY}$; $\Delta = -\frac{M_0(y_1 + y_2)}{\sum EY} = -\eta M_0$;

M_0 – суммарный изгибающий момент; y_1, y_2 – расстояния от геометрических продольных осей соответствующих стержней до шва; $E_1 Y_1; E_2 Y_2$ – жесткости стержней.

Решением дифференциального уравнения (7) является уравнение вида:

$$T = \pm \xi_m e^{\lambda \xi_m z} \int_0^z \frac{\Delta(z)}{e^{\gamma \xi_m z}} dz \pm C e^{\gamma \xi_m z}. \quad (8)$$

Постоянную C найдем из граничных условий, приняв в качестве образца экспериментально исследованные сборно-монолитные балки [6] с шарнирным закреплением опор:

- если $z = 0$, тогда $T = 0$, отсюда $C = \mp \xi_m \eta P$.

Проинтегрировав зависимость (8), получим:

$$\tau_q(z) = \pm P \eta \gamma \xi_m^2 e^{\lambda \xi_m z} \left[\left(\frac{a}{\xi_m \gamma} \left(\frac{e^{\gamma \xi_m a}}{e^{\gamma \xi_m l}} - e^{-\gamma \xi_m a} \right) + 1 \right) \pm a \right]. \quad (9)$$

Принимая $a \leq z \leq l - 2a$, решая совместно уравнения (6) и (9), при помощи разработанного программного комплекса получим ε_{qu} .

3 участок: $h_1 \leq h_i \leq h$

$$\frac{\varepsilon_2}{h-x} = \frac{\varepsilon_i}{\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2}(h-x) - h_2 + h_i};$$

$$\varepsilon_i = \varepsilon_1 - \varepsilon_2 \cdot \frac{h_2}{h-x} + \varepsilon_2 \frac{h_i}{h-x}. \quad (10)$$

Разбиение на отрезки обеспечивает непрерывность и постоянство знака функции напряжений на участках интегрирования. Учитывая, что в пределах каждого рассматриваемого l -го слоя величины b и h постоянны и, следовательно, $dA = b dh$, система уравнений (2) и

(3), характеризующая работу сборно-монолитного железобетонного элемента, представленного на (рисунке 2), после опускаемых преобразований и с учетом того, что кривизна оси в сечении равна $\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{h}$, получим:

$$b \int_0^{h-x} \sigma_{b_1} dh_i + b \int_{h-x}^{h_1} \sigma_{b_2} dh_i + b \int_{h_1}^h \sigma_{b_2} dh_i + \sum_{i=1}^n \sigma'_{si} A'_{si} - \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - P_0 = 0; \quad (11)$$

$$b \int_0^{h-x} \sigma_{b_1} h_i dh_i + b \int_{h-x}^{h_1} \sigma_{b_2} h_i dh_i + b \int_{h_1}^h \sigma_{b_2} h_i dh_i + \sum_{i=1}^n \sigma'_{si} A'_{si} h_{si} - \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} h_{si} - P_0 a_{sp} - M = 0; \quad (12)$$

Преобразуем (7), (8):

$$b \int_0^{h-x} E_{b_1}^{uu} \varepsilon_{1i} dh_i + b \int_{h-x}^{h_1} E_{b_2}^{uu} \varepsilon_{2i} dh_i + b \int_{h_1}^h E_{b_2}^{uu} \varepsilon_{2i} dh_i + \sum_{i=1}^n \sigma'_{si} A'_{si} - \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - P_0 = 0; \quad (13)$$

$$b \int_0^{h-x} E_{b_1}^{uu} \varepsilon_{1i} h_i dh_i + b \int_{h-x}^{h_1} E_{b_2}^{uu} \varepsilon_{2i} h_i dh_i + b \int_{h_1}^h E_{b_2}^{uu} \varepsilon_{2i} h_i dh_i + \sum_{i=1}^n \sigma'_{si} A'_{si} h_{si} - \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} h_{si} - P_0 a_{sp} - M = 0, \quad (14)$$

подставив выражения (4), (5), (6) в (9) и выполнив интегрирование, получим:

$$b E_{b_1}^{uu} \varepsilon_2 \frac{1}{2(h-x)} + E_{b_2}^{uu} \varepsilon_2 b \left(h-x - \frac{h_1^2}{h-x} \right) + b E_{b_2}^{uu} \left[\varepsilon_1 (h-h_1) - \frac{\varepsilon_2}{h-x} \left(h_2 (h-h_1) - \frac{h^2 - h_1^2}{2} \right) \right] + \sigma'_{si} A'_{si} - \sigma_{si} A_{si} - P_0 = 0; \quad (15)$$

$$b E_{b_1}^{uu} \varepsilon_2 \frac{(h-x)^2}{3} + \frac{E_{b_2}^{uu} \varepsilon_2 b}{3} \left(\frac{h_1^3}{(h-x)} - (h-x)^2 \right) + b E_{b_2}^{uu} \varepsilon_2 \left[\frac{(h-x)^2}{3} + \frac{h_1^3}{3(h-x)} \right] + b E_{b_2}^{uu} \left[\left(\varepsilon_1 + \varepsilon_2 \frac{h}{h-x} \right) \frac{h^2 - h_1^2}{2} + \frac{\varepsilon_2}{h-x} \frac{h^3 - h_1^3}{3} \right] + \sigma'_{si} A'_{si} (h - a'_{ss}) - \sigma_{si} A_{si} a_s - P_0 a_{sp} - M = 0. \quad (16)$$

На основании вышеизложенной методики расчета разработан алгоритм и программа расчета сборно-монолитных стержневых предварительно напряженных изгибаемых железобетонных элементов.

Решение уравнений (15) и (16) производится методом итераций. При этом представляется целесообразным по заданной кривизне определять первоначально значение действующего в сечении момента и жесткости, а затем деформации фибрового волокна растянутого бетона. В этом случае существенно улучшается сходимость итерационного процесса.

На базе проведенных расчетов и анализа экспериментальных исследований была разработана упрощенная инженерная методика по образованию нормальных трещин в сборно-монолитных предварительно напряженных железобетонных конструкциях с учетом кривизны элементов.

Полная кривизна сечения [1]:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r} \right)_1 - \left(\frac{1}{r} \right)_2 - \left(\frac{1}{r} \right)_3 - \left(\frac{1}{r} \right)_4, \quad (17)$$

где $\left(\frac{1}{r} \right)_1 = \frac{M}{E_b^{uu} Y_{red}}$ – кривизна при непродолжительном действии нагрузки; $\left(\frac{1}{r} \right)_2 = \frac{P_0 e_{op}}{E_b^{uu} Y_{red}}$ –

кривизна от усилия обжатия арматуры; $\left(\frac{1}{r} \right)_3 = \frac{\varepsilon_{b,sh}}{h}$ – кривизна вследствие усадки бетона, где

$\varepsilon_{b,sh}$ – деформации усадки бетона, значение которых принимается в зависимости от класса

бетона; $\left(\frac{1}{r} \right)_4 = \frac{\Delta \sigma_{sp6}}{E_s h}$ – кривизна вследствие ползучести бетона от усилия предварительного

обжатия P_0 , где

$$\Delta\sigma_{sp,6} = \frac{0.8\alpha\varphi_{b,cr}\sigma_{bpi}}{1 + \alpha\mu_{spi}\left(1 + \frac{y_{si}^2 A_{red}}{Y_{red}}\right)(1 + 0.8\varphi_{b,cr})} = \kappa\varepsilon_{bt}E_b^{uu} \frac{h - x - a_s}{h - x}, \quad (18)$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона; σ_{bpi} – напряжения в бетоне на уровне центра тяжести стержней напрягаемой арматуры; y_{si} – расстояние между центрами тяжести рассматриваемой группы стержней; μ_{spi} – коэффициент продольного армирования.

Гипотеза плоских сечений для сборно-монолитных железобетонных элементов с учетом разности продольных деформаций на уровне шва принимает вид:

$$\frac{\varepsilon_{bt}}{h - x} = \frac{\varepsilon_b \pm \varepsilon_{qm}}{x}. \quad (19)$$

Знак "±" перед ε_{qm} зависит от принятой эпюры (рисунок 3):

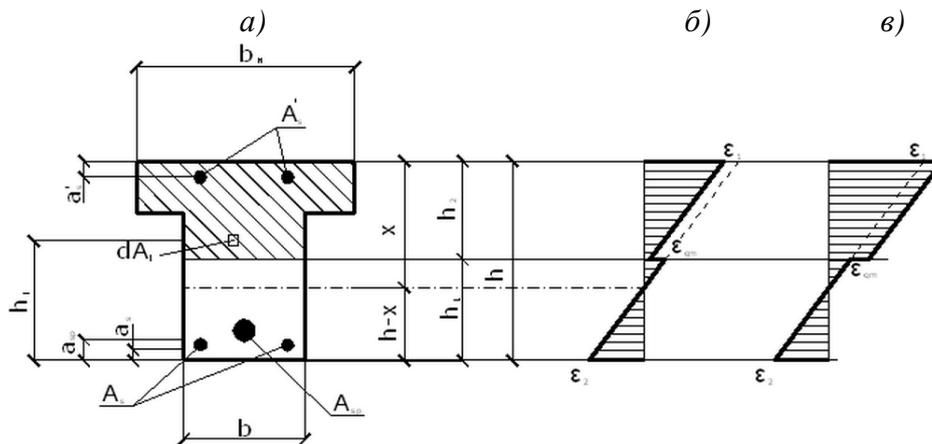


Рисунок 3 – Напряженно-деформированное состояние сечения с различными вариантами распределения деформаций по высоте сечения

Учитывая вышеперечисленные зависимости, подставив (19) в уравнение (17), получим:

$$\frac{\varepsilon_b + \varepsilon_{bt}}{h} = \frac{M - P_0 e_{op}}{E_b^{uu} Y_{red}} - \frac{\varepsilon_{b,sh}}{h} - \frac{\Delta\sigma_{sp6}}{E_s h}. \quad (20)$$

Выражая деформацию фибрового волокна растянутого бетона, получим:

$$\varepsilon_{bt} = \frac{\left(\frac{M - P_0 e_{op}}{E_b^{uu} Y_{red}}\right) h - \varepsilon_{b,sh} \pm \varepsilon_{qm}}{1 + \kappa \left(1 - \frac{a_s}{h - x}\right) h}. \quad (21)$$

С учетом принятого критерия трещинообразования:

$$\varepsilon_{bt} \leq \varepsilon_{btu} \quad (22)$$

устанавливаем предельное значение, при котором происходит образование трещины.

Определение предельной величины относительной деформации ε_{btu} рекомендуется вести следующим образом:

$$\varepsilon_{btu} = \frac{0.232R^{2/3}}{E_b^{uu}}, \quad (23)$$

где $0.232R^{2/3}$ – значение R_{bt} согласно формуле Фере.

Для оценки эффективности разработанной методики, получения и сопоставления опытных и теоретических данных, подтверждения некоторых принятых положений были проведены испытания сборно-монолитных изгибаемых стержневых элементов. Эксперимен-

тальные исследования предусматривали испытание основных образцов – однопролетных шарнирно опертых железобетонных балок, и вспомогательных – бетонных призм и кубов. В качестве основных опытных образцов было изготовлено шесть серий сборно-монолитных балок таврового сечения высотой $h=200$ мм, расчетным пролетом $L=1200$ мм. Общий объем эксперимента составил 24 балки.

Сборные элементы балок выполнены предварительно напряженными из тяжелого бетона класса В40, в качестве предварительно напряженной использована арматура класса А800 диаметром 12 мм. Каркасы выполнены сварными из арматуры класса А400 диаметром 6 и 8 мм. В полке балки установлена конструктивная проволочная арматура класса В500 диаметром 4 мм с шагом, равным шагу установки поперечных стержней [6].

На базе экспериментальных данных было проанализировано распределение деформаций бетонов по высоте сечения. На рисунке 4 прослеживается наличие разности продольных деформаций ε_{qm} на уровне шва при переходе от бетона сборного элемента к бетону омоноличивания.

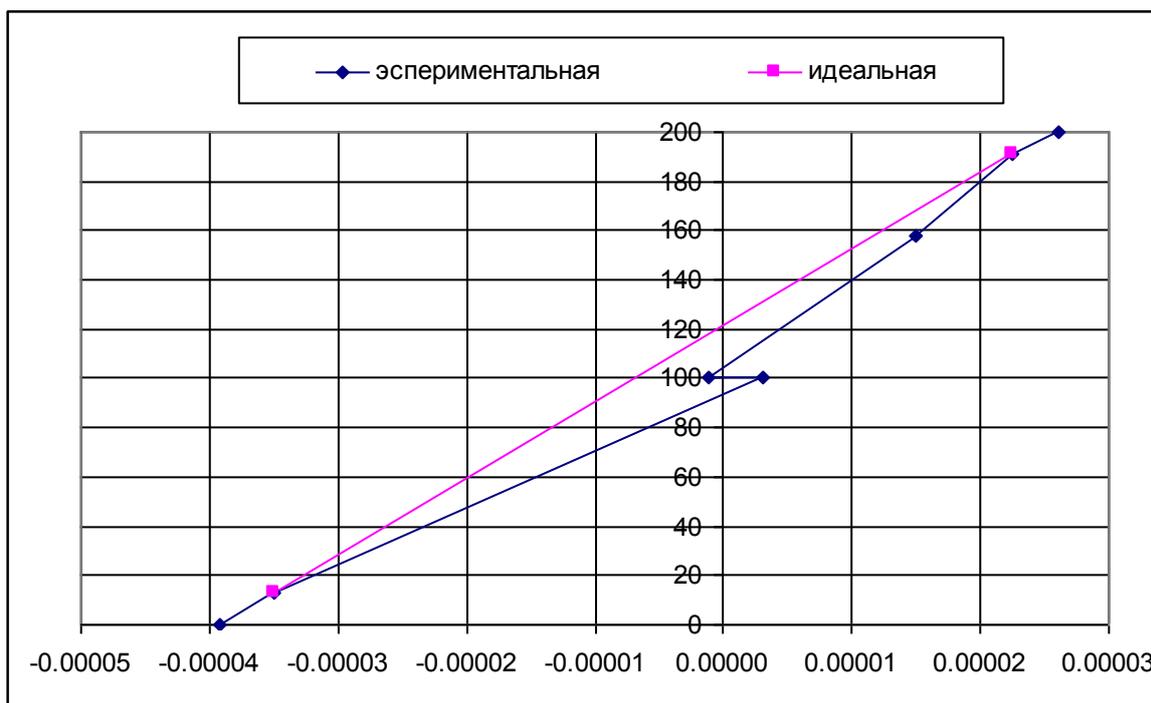


Рисунок 4 – Распределение деформаций в бетоне по высоте сечения

Результаты сопоставлений деформаций ε_{bt} с опытной и теоретической величинами предельной растяжимости приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Сопоставление опытной и теоретической величин, характеризующих образование первой трещины

Шифр образца	$\varepsilon_{bt} \cdot 10^5$	$\varepsilon_{bt}^{on} \cdot 10^5$	$\varepsilon_{bt}^{теор} \cdot 10^5$	$\frac{\varepsilon_{bt}}{\varepsilon_{btu}^{on}}$	$\frac{\varepsilon_{bt}}{\varepsilon_{btu}^{теор}}$	Нормативная методика [1] $M_{cpc}^{теор}, кН \cdot м$	$M_{cpc}^{on}, кН \cdot м$	$\frac{M_{cpc}^{теор}}{M_{cpc}^{on}}$
БСМ I	34,02	29,55	27,36	1,15	1,24	6,32	10,79	0,59
БСМ II	32,83	29,96	27,36	1,10	1,20	6,27	10,06	0,62
БСМ III	27,18	29,30	27,18	0,93	1,00	6,69	11,78	0,57
БСМ IV	27,22	30,15	27,42	0,90	0,99	5,70	9,32	0,61
БСМ V	31,90	30,00	27,19	1,06	1,17	6,23	10,14	0,61
БСМ VI	21,18	29,95	27,68	0,87	0,94	6,17	9,81	0,63

Результаты статистической обработки представлены в таблице 2.

Таблица 2 – Статистика расчетных методик

Расчетная методика	\bar{X}	σ	$C_v, \%$
Предлагаемая методика	1,00	0,117	11,63
Нормативная методика	0,605	0,022	3,58

ЛИТЕРАТУРА

1. СП 52-102-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции [Текст]. – М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 55с.
2. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции [Текст]. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2003. – 139 с.
3. Eurocode 2: Design of Concrete Structure. Part 1-1: General Rules and rules for Building. European committee for standardization, 1992. – 226 p.
4. Бондаренко, В.М. Инженерные методы нелинейной теории [Текст] / В.М. Бондаренко, С.В. Бондаренко. – М.: Стройиздат, 1982. – 288 с.
5. Гениев, Г.А. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях [Текст] / Г.А. Гениев, В.И. Колчунов, Н.В. Ключева, А.И. Никулин, К.П. Пятикрестовский. – М.: АСВ, 2004. – 216 с.
6. Луценко, А.Н. Деформативность предварительно напряженных сборно-монолитных железобетонных изгибаемых элементов [Текст] / А.Н. Луценко, А.А. Крючков, Е.Г. Смоляго // Известия ОрелГТУ. Серия «Строительство. Транспорт». Орел: Орел ГТУ, 2009. – №1/21. – С. 51-57.

Смоляго Е.Г.

Московская государственная академия коммунального хозяйства и строительства, г. Москва
Аспирантка
Тел.: +7 920 552 47 73
E-mail: Lina-Loza@yandex.ru

СТЕПАНЕНКО А.Н., ЕГОРОВ П.И.

ОБЕСПЕЧЕНИЕ ПРОЧНОСТИ И ЖЕСТКОСТИ СТАЛЬНЫХ ДВУТАВРОВЫХ СТЕРЖНЕЙ С ТОНКОЙ ГОФРИРОВАННОЙ СТЕНКОЙ

В статье приведены результаты исследования напряженного состояния стальных стержневых двутавровых конструкций с треугольным и трапециевидным профилем с тонкой гофрированной стенкой.

Ключевые слова: стальные стержни, треугольный и трапециевидный профиль, гофрированная стенка, напряженное состояние, жесткость, устойчивость.

The article contains the results of the research of stress distribution in steel I-shaped bar systems with triangular and trapezoidal cross-section with thin corrugated web.

Keywords: steel bars, triangular and trapezoidal cross-section, corrugated web, stress-strain distribution, stiffness, stability.

Исследования по изучению напряженного состояния гофрированных стержневых конструкций с учетом дополнительных изгибно-крутящих усилий, а также исследования по общей и местной устойчивости как конструкции в целом, так и отдельных ее элементов позволили получить напряжения в любой точке двутаврового сечения, а также необходимые условия для обеспечения жесткости в соответствии с действующими нормативными документами. Это явилось предпосылками для создания универсальной инженерной методики проектирования стальных стержневых двутавровых конструкций с треугольным и трапециевидным профилем с тонкой гофрированной стенкой.

1 Обеспечение прочности элементов сечения стержня

Как и в обычных стержневых конструктивных элементах в тонкостенных двутаврах для обеспечения нормальной и безопасной эксплуатации необходимо обеспечить прочность всех его элементов во всех сечениях, требуемую жесткость, общую устойчивость всего стержня и местную устойчивость его стенки и поясов.

В соответствии с [1] прочность и устойчивость проверяется на действие расчетных усилий, а жесткость – на действие нормативных нагрузок.

Наиболее опасными точками сечения являются кромки свесов поясов (точки 1 и 2 на рисунке 1), т.к. в них достигают экстремальных значений суммарные (расчетные) нормальные напряжения:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_x}{2 \cdot b \cdot t_f} \pm \frac{M_y}{h \cdot b \cdot t_f} + \frac{M_z \cdot y_{1,2}}{J_z} + \frac{B_\omega \cdot \omega_{1,2}}{J_\omega} \pm \frac{2 \cdot M_z \cdot y_{1,2}}{J_z},$$

где N_x – продольное усилие в рассматриваемом сечении стержня, кН; M_y , M_z – расчетные изгибающие моменты в рассматриваемом сечении стержня, кН·см; b – ширина сечения пояса стержня, см; t_f – толщина пояса стержня, см; h – высота поперечного сечения стержня, см; J_z – момент инерции двутаврового стержня с гофрированной стенкой относительно оси z , см⁴; J_ω – секториальный момент инерции двутаврового стержня с гофрированной стенкой, см⁶; y – координата точек сечения от его центра тяжести в направлении оси y , см; ω – секториальная координата точки поперечного сечения стержня, см²; B_ω – суммарный изгибно-крутящий бимомент (кН·см²) в поперечном сечении стержня от основных усилий в нем;

M_3 – дополнительный изгибающий момент в поясе от продольного осевого нагружения стержня, кН·см.

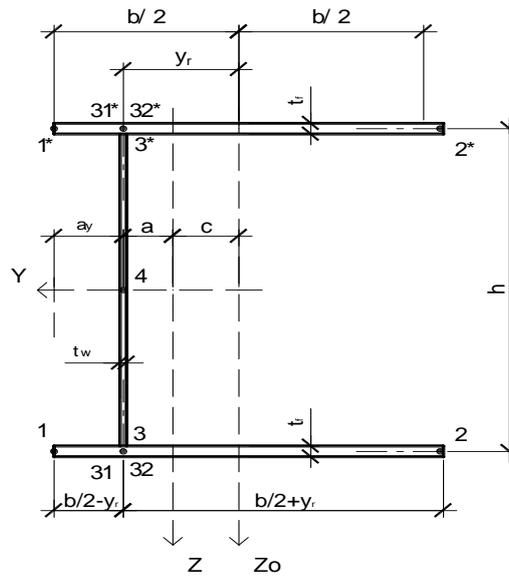


Рисунок 1 – Произвольное поперечное сечение стержня с гофрированной стенкой и номера его характерных точек

$$M_3 = \frac{N_x}{2} \cdot k_c \cdot \frac{4 \cdot f}{\pi \cdot \alpha} \cdot F_2(x); \quad B_{\omega 1} = M_y \cdot k_c \cdot \frac{4 \cdot f}{\pi \cdot \alpha} \cdot F_2(x);$$

$$B_{\omega 2} = \frac{2 \cdot q_z \cdot f \cdot L \cdot l_2}{\pi^2 \cdot \alpha} \cdot \left(0,5 \cdot \alpha^{\frac{0,8}{\alpha}} + 0,343 \right) \cdot \left[\frac{x}{L} \cdot \left(3 + \cos \left(\frac{\pi \cdot L}{l_2} \right) \right) - 1 + \cos \left(\frac{\pi \cdot x}{l_2} \right) - \right.$$

$$\left. - \frac{2 \cdot x}{L} \cdot \left(1 + \cos \left(\frac{\pi \cdot x}{l_2} \right) \right) \right]; \quad B_{\omega 4} = k' \cdot q_z \cdot f \cdot l_2^2 \cdot \pi^2 \cdot \sin \left(\frac{\pi \cdot x}{l_2} \right);$$

$$B_{\omega 4} = k' \cdot q_z \cdot f \cdot l_2^2 \cdot \pi^2 \cdot \sin \left(\frac{\pi \cdot x}{l_2} \right); \quad B_{\omega 5} = k_{mk} \cdot M_{kp} \cdot \pi^2 \cdot L \cdot \sin \left(\frac{\pi \cdot x}{L} \right),$$

где f – высота полуволны гофра стенки, см; L – длина стержня; l_2 – длина полуволны гофра, см; α – коэффициент, учитывающий геометрические параметры гофра; k_c – коэффициент влияния размеров сечения поясов и стенки на величину смещения центра тяжести поперечного сечения стержня с гофрированной стенкой с его оси; q_z – задаваемая погонная поперечная нагрузка на стержень, кН/см; x – координата сечения стержня от его начала, см; M_{kp} – момент чистого кручения в поперечном сечении стержня, кН·см;

$$k_{mk} = \frac{2 \cdot \sin \left(\frac{\pi \cdot x}{L} \right)}{\pi^2 \cdot \left(\pi^2 + \frac{G \cdot J_k \cdot L^2}{E \cdot J_{\omega}} \right)};$$

$$k' = \frac{1 + k_{\alpha}}{\pi^4 + \pi^2 \cdot l_2^2 \cdot \frac{G \cdot J_k}{E \cdot J_{\omega}}},$$

где G – модуль сдвига материала стенки стержня, кН/см²; E – модуль упругости материала поясов стержня, кН/см²; J_k – момент инерции чистому кручению двутаврового стержня с гофрированной стенкой, см⁴.

$$F_2(x) = \sum_{k=0}^{\infty} \frac{\sin((2 \cdot k + 1) \cdot \alpha) \cdot \sin\left(\frac{(2 \cdot k + 1) \cdot \pi \cdot x}{l_z}\right)}{(2 \cdot k + 1)^2}; k_{\alpha} = \frac{6 \cdot b \cdot t_f}{h \cdot t_w + 6 \cdot b \cdot t_f},$$

где t_w – толщина стенки стержня, см.

Так как гофрированная стенка рассматриваемого двутаврового стержня полностью исключена из работы его сечения на основные нормальные напряжения, то нежелательно допускать упруго пластическую работу материала поясов стержня. Поэтому прочность металла в этих (и других) точках сечения проверяется по упругой стадии с соблюдением условия [1] $\sigma_{1,2} \leq R_y^f \cdot \gamma_c$, где R_y^f и γ_c принимаются по [1].

Другими опасными точками сечения являются кромки стенки (точки 3 на рисунке 1) и точки примыкания свесов поясов к стенке (точки 31 и 32), т.к. в них одновременно действуют нормальные и касательные напряжения:

$$\sigma_3 = \pm \frac{B_{\omega} \cdot \omega_3}{J_{\omega}} \pm \frac{2 \cdot M_3 \cdot a}{J_z}; \tau_3 = \frac{Q_z}{h \cdot t_w} + \frac{M_{\omega} \cdot S_{\omega 3}}{J_{\omega} \cdot t_w} \pm \frac{M_k \cdot t_w}{J_k} + \frac{2 \cdot Q_3 \cdot S_{z3}}{J_z};$$

$$\sigma_{31,32} = \frac{N_x}{2 \cdot b \cdot t_f} \pm \frac{M_y}{h \cdot b \cdot t_f} + \frac{B_{\omega} \cdot \omega_{31,32}}{J_{\omega}} + \frac{2 \cdot M_3 \cdot y_{31,32}}{J_z};$$

$$\tau_{31} = \frac{Q_z \cdot S_{y1}}{J_y \cdot t_f} + \frac{M_{\omega} \cdot S_{\omega 1}}{J_{\omega} \cdot t_f} \pm \frac{M_k \cdot t_f}{J_k} + \frac{2 \cdot Q_3 \cdot S_{z1}}{J_z \cdot t_f};$$

$$\tau_{32} = \frac{Q_z \cdot S_{y2}}{J_y \cdot t_f} + \frac{M_{\omega} \cdot S_{\omega 2}}{J_{\omega} \cdot t_f} \pm \frac{M_k \cdot t_f}{J_k} + \frac{2 \cdot Q_3 \cdot S_{z2}}{J_z \cdot t_f},$$

где a – расстояние от оси стенки до центра тяжести поперечного сечения, см; Q_z – поперечное усилие в рассматриваемом сечении стержня, кН; S_{ω} – секториальный статический момент части поперечного сечения стержня, см⁴; S_z – статический момент части поперечного сечения стержня относительно оси z , см³; S_y – статический момент части поперечного сечения стержня относительно оси y , см³.

$$Q_3 = \frac{N_x}{2} \cdot k_c \cdot \frac{4 \cdot f}{\alpha \cdot l_z} \cdot F_1(x); F_1(x) = \sum_{k=0}^{\infty} \frac{\sin((2 \cdot k + 1) \cdot \alpha) \cdot \cos\left(\frac{(2 \cdot k + 1) \cdot \pi \cdot x}{l_z}\right)}{2 \cdot k + 1}.$$

Для обеспечения прочности металла в этих точках необходимо выполнить следующие условия: $\tau_3 \leq R_s^w \cdot \gamma_c$; $\sqrt{\sigma_3^2 + \sigma_z^2 - \sigma_z \cdot \sigma_3 + 3 \cdot \tau_3^2} \leq R_y^w \cdot \gamma_c$, где σ_z – местное (локальное) напряжение в стенке вблизи нагруженного пояса, определяемое по формуле $\sigma_z = q_z / t_w$ при распределенной поперечной нагрузке или по [1] с учетом коэффициента 1.1, предлагаемого по [2], при сосредоточенной нагрузке на пояс стержня; R_y^w – расчетное сопротивление материала стенки; $\sqrt{\sigma_{1'}^2 + 3 \cdot \tau_{1'}^2} \leq R_y^f \cdot \gamma_c$; $\sqrt{\sigma_{2'}^2 + 3 \cdot \tau_{2'}^2} \leq R_y^f \cdot \gamma_c$.

2 Обеспечение жесткости стержня

Жесткость тонкостенного стержня, как и обычного, регламентируется прогибом при изгибе [3] и гибкостью [1] при осевом нагружении (сжатии и растяжении). Если определение гибкости рассматриваемого стержня выполняется как для обычного стержня, то при определении прогиба тонкостенного изгибаемого двутавра со значительными касательными напряжениями в его стенке требуется учет сдвиговых деформаций, которыми в обычных изгибаемых элементах пренебрегают.

Полный прогиб поперечно нагруженного свободно опертого по концам стержня с учетом сдвигов в его сечениях может быть определен по формуле [4]:

$$\xi_{\max} = \frac{M^H \cdot L^2}{10 \cdot E \cdot J_f} + \frac{M^H}{G \cdot h_w \cdot t_w \cdot k_s},$$

где M^H – максимальный изгибающий момент от нормативного значения поперечной нагрузки; J_f – момент инерции сечения без стенки; G – модуль сдвига материала стенки; k_s – коэффициент приведения толщины гофрированной стенки к условно плоской.

Жесткость сжатого (растянутого) стержня считается обеспеченной при соблюдении условия $\lambda \leq \lambda_{lim} = [\lambda]$, где λ – максимальная гибкость стержня с гофрированной стенкой или большая из двух: $\lambda_y^c = \lambda_y^{nl}$ или $\lambda_z^c = \lambda_z^{ml} / \sqrt{k_{z2}}$; λ_{lim} – предельная гибкость стержня, принимаемая по [1].

$$k_{z2} = 1 + 6 \cdot \left(\frac{4 \cdot f}{b \cdot \pi \cdot \alpha} \right)^2 \cdot k_c \cdot F_2^2; F_2^2 = \sum_{k=0}^{\infty} \frac{\sin^2((2 \cdot k + 1) \cdot \alpha)}{(2 \cdot k + 1)^4}.$$

Жесткость изгибаемого стержня обеспечивается соблюдением условия $\xi_{max} \leq \xi_{lim} = [\xi] = \frac{L}{n_0}$,

где ξ_{lim} – допускаемый (предельный) прогиб изгибаемого стержня, принимаемый по [3].

Из условия обеспечения жесткости определяется минимальная высота однопролетного шарнирно опертого по концам элемента, изгибаемого равномерно распределенной нагрузкой:

$$h_{min} = \frac{L \cdot R_y^f \cdot \gamma_c \cdot n_0}{5 \cdot E \cdot \gamma_f \cdot k_{\sigma M} \cdot \left(1 - \frac{0,145 \cdot R_y^w \cdot \gamma_c \cdot n_0}{G \cdot \gamma_f \cdot k_s \cdot k_{\tau Q}} \right)},$$

где R_y^f и R_y^w – расчетные сопротивления материала поясов и стенки стержня соответственно; $k_{\sigma M}$ и $k_{\tau Q}$ – коэффициенты повышения нормальных (в поясах) и касательных (в стенке) напряжений от дополнительных усилий в изгибаемом стержне, они равны $k_{\sigma M} = 1 + d\sigma_{\omega 1}$ и $k_{\tau Q} = 1 + d\tau_{\omega 2}$.

$$d\sigma_{\omega 1} = \frac{\sigma_{\omega 1}}{\sigma_1}, d\tau_{\omega 2} = \frac{\tau_{\omega Q3}}{\tau_{\omega 3}},$$

где $\sigma_{\omega 1}$ – максимальное дополнительное нормальное напряжение от изгибно-крутящего бимоментов $B_{\omega 1}$; $\sigma_1 = \frac{M_y}{h \cdot b \cdot t_f}$ – основное нормальное напряжение в поясе от балочного изгибающего момента M_y , принимаемое равномерным по его ширине; $\tau_{\omega Q3} = \frac{M_{\omega 2} \cdot S_{\omega 3}}{J_{\omega}^x \cdot t_w}$ – дополнительное касательное напряжение в крайней точке стенки от изгибно-крутящего момента $M_{\omega 2}$;

$\tau_{\omega 3} = \frac{Q_z}{h \cdot t_w}$ – основное касательное напряжение в стенке стержня, принимаемое равномерным по ее высоте.

по ее высоте.

$$M_{\omega 2q} = \frac{2 \cdot q_z \cdot f \cdot L}{\pi \cdot \alpha} \cdot \left(\frac{2 \cdot x}{L} - 1 \right) \cdot F_2(x).$$

Заключение

Исследования по изучению напряженного состояния гофрированных стержневых конструкций с учетом дополнительных изгибно-крутящих усилий, а также исследования по общей и местной устойчивости как конструкции в целом, так и отдельных ее элементов позволили получить напряжения в любой точке двутаврового сечения, а также необходимые условия для обеспечения жесткости в соответствии с действующими нормативными документами. Это явилось предпосылками для создания универсальной инженерной методики проектирования стальных стержневых двутавровых конструкций с треугольным и трапециевидным профилем тонкой гофрированной стенки.

ЛИТЕРАТУРА

1. СП 53-102-2004. Общие правила проектирования стальных конструкций [Текст]. – М.: ЦНИИСК, 2005. – 131 с.
2. Бирюлев, В.В. Местное напряженное состояние гофрированной двутавровой балки при локальной нагрузке. [Текст] / В.В. Бирюлев, Г.М. Остриков, Ю.С. Максимов // Известия вузов «Строительство и архитектура». – М., 1969. – Вып. 11. – С. 13-15.
3. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия [Текст]. – М.: Стройиздат, 1993. – 58 с.
4. Короткин, Я.И. Строительная механика корабля и теория упругости [Текст] / Я.И. Короткин, В.А. Постнов, Н.Л. Сиверс. – Л.: Судостроение, 1968. – Т. 1. – 423 с.

Степаненко А.Н.

Тихоокеанский государственный университет, г. Хабаровск
Доктор технических наук, профессор кафедры «Строительные конструкции»
E-mail: oantc@ostu.ru

Егоров П.И.

Тихоокеанский государственный университет, г. Хабаровск
Аспирант кафедры «Строительные конструкции»
E-mail: oantc@ostu.ru

ТРЕЩЕВ А.А., РЫБАЛЬЧЕНКО С.А.

ПЛАСТИЧЕСКИЙ ИЗГИБ ТОНКИХ КРУГЛЫХ ПЛАСТИН ИЗ ДИЛАТИРУЮЩИХ МАТЕРИАЛОВ ПРИ КОНЕЧНЫХ ПРОГИБАХ

Рассматривается решение задачи изгиба тонких круглых пластин, выполненных из дилатирующих разносопротивляющихся материалов, работающих за пределами упругости при конечных прогибах.

Ключевые слова: дилатирующие материалы, пластический изгиб, круглые пластины.

The decision of a problem of a bend of the thin round plates made from the differently resistant materials working outside elasticity at final deflections.

Keywords: differently resistant materials, plastic bend, round plates.

За последние 20 лет произошло широкое внедрение полимерных и композитных материалов в строительстве, машиностроении, а также во многих других отраслях промышленности. К сожалению, полноценное их применение затруднено отсутствием единой расчетной базы.

Исследование экспериментальных данных по деформированию и предельным состояниям таких материалов как бетоны, чугуны, графиты указывает на неприменимость к ним обобщенного закона Гука. Гораздо более результативным оказывается аналитическое представление опытных данных при одноосном сжатии и при одноосном растяжении различными линейными функциями с вычислением модулей деформации, соответствующих одноосному сжатию и одноосному растяжению. Этот подход предлагается считать главным для представления свойств изотропного разносопротивляющегося материала.

Дальнейшее изучение свойств и поведения разносопротивляющихся материалов обнаружило, что ощутимые эффекты, возникающие в работе конструкций, связанные с явлением разносопротивляемости, обнаруживаются лишь при сложном напряженно-деформированном состоянии.

На основе анализа экспериментальных данных можно заключить, что вид напряженного состояния существенно влияет на величину предельных напряжений. Причем следует отметить, что эта величина зависит не только от вида напряженного состояния, но и от количественного соотношения возникающих напряжений.

Для обобщения подхода к описанию предельных состояний разносопротивляющихся дилатирующих материалов условие пластичности можно сформулировать в следующем виде, предложенном в работе [1]:

$$F(\sigma_i) = \tau \cdot f(\xi) = k_\tau, \quad (1)$$

где $f(\xi)$ – функция вида напряженного состояния; $\xi = \sigma / S_0$ – октаэдрическое нормальное нормированное напряжение; $\sigma = \sigma_i \delta_i / 3$ – среднее напряжение; $\tau = \sqrt{S_i S_i / 3}$ – касательное напряжение на октаэдрической площадке; $S_i = \sigma_i - \delta_i \sigma$ – девиатор напряжений; $S_0 = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2}$ – модуль вектора полного напряжения на октаэдрической площадке; δ_i – символ Кронекера; $k_\tau = \sqrt{2/3} \tau_s$; τ_s – предел текучести при чистом сдвиге.

Выражение для функции, характеризующее вид напряженного состояния $f(\xi)$, входящей в условие (1), определяется индивидуально для каждого материала при обработке экспериментальных диаграмм его предельных состояний при различных видах напряженного со-

стояния. Следует заметить, что используемый в выражении (1) качественный параметр ξ изменяется в интервале $[-1; 1]$, что позволяет описать полный спектр напряженных состояний.

Рассмотрим равновесие тонкой пластины толщиной h и радиусом R из дилатирующего разнородного материала, находящейся под действием поперечной нагрузки, распределенной с интенсивностью q по ее верхней поверхности симметрично относительно оси, перпендикулярной к плоскости пластинки и проходящей через ее центр.

Для стадии работы дилатирующего разнородного материала в пластической области принимаем следующие предпосылки:

1) используются традиционные положения технической теории изгиба пластин – гипотезы Кирхгофа-Лява;

2) диаграмма напряжений – деформаций материала обладает ярко выраженной площадкой текучести, что позволяет применить к нему концепцию идеально упруго-пластического тела;

3) нагружение считается простым.

Для удобства дальнейших расчетов введем функцию угла поворота поперечного сечения:

$$\varphi = \frac{dw}{dr},$$

где w – прогиб срединной плоскости; r – радиальная координата.

Следуя методике последовательных нагружений, запишем геометрические соотношения для круглых пластин в приращениях:

$$\delta e_r = \delta \varepsilon_r - z \frac{d\delta\varphi}{dr}; \quad \delta e_\theta = \delta \varepsilon_\theta - z \frac{1}{r} \delta\varphi, \quad (2)$$

где $\delta \varepsilon_r = \frac{d\delta u}{dr} + \varphi_\kappa \delta\varphi$; $\delta \varepsilon_\theta = \frac{\delta u}{r}$; $\delta\varphi = \frac{d\delta w}{dr}$; u – радиальное перемещение в срединной плоскости.

Выражения для приращений напряжений с учетом принятых гипотез и справедливости обобщенного закона Гука при упругом деформировании запишем следующим образом:

$$\delta\sigma_r = \frac{E}{1-\nu^2} (\delta e_r + \nu \delta e_\theta); \quad (3)$$

$$\delta\sigma_\theta = \frac{E}{1-\nu^2} (\nu \delta e_r + \delta e_\theta).$$

Поскольку переход от напряжений к их интегральным характеристикам (усилиям и моментам) не зависит от физической природы материала, эти характеристики можно определить обычным образом. Перейдем от приращений напряжений к приращениям усилий и моментов:

$$\delta N_i = \int_{-h/2}^{h/2} \delta\sigma_i dz; \quad \delta M_i = \int_{-h/2}^{h/2} \delta\sigma_i z dz. \quad (4)$$

Подставляя в формулы (4) выражения для напряжений (3) с учетом геометрических соотношений (2), получим:

$$\delta N_r = D_1 \left(\frac{d\delta u}{dr} + \varphi_\kappa \delta\varphi + \nu \frac{\delta u}{r} \right); \quad \delta M_r = -D \left(\frac{d\delta\varphi}{dr} + \frac{\nu}{r} \delta\varphi \right); \quad (5)$$

$$\delta N_\theta = D_1 \left(\nu \frac{d\delta u}{dr} + \nu \varphi_\kappa \delta\varphi + \frac{\delta u}{r} \right); \quad \delta M_\theta = -D \left(\nu \frac{d\delta\varphi}{dr} + \frac{1}{r} \delta\varphi \right),$$

где $D_1 = \frac{Eh}{1-\nu^2}$; $D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}$ – цилиндрическая жесткость; E – модуль упругости материала;

ν – коэффициент поперечной деформации; φ_κ – функция угла поворота поперечного сечения с предыдущих этапов нагружения.

Уравнения равновесия элемента круглой пластины с учетом действующих мембранных усилий в приращениях имеют вид:

$$\delta N_r - \delta N_\theta + r \frac{d\delta N_r}{dr} = 0; \quad (6)$$

$$\frac{d\delta M_r}{dr} + \frac{\delta M_r - \delta M_\theta}{r} = -\varphi_\kappa \delta N_r - N_{rk} \delta \varphi - \frac{r\delta q}{2},$$

где N_{rk} – продольное усилие с предыдущих этапов нагружения.

Подставляя зависимости (5) в уравнения (6), получим линеаризованную систему разрешающих уравнений относительно приращений функций u и φ :

$$D_1 \left(\frac{d^2 \delta u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{d\delta u}{dr} - \frac{\delta u}{r^2} + \frac{d\varphi_\kappa}{dr} \delta \varphi + \frac{d\delta \varphi}{dr} \varphi_\kappa + \frac{(1-\nu)}{r} \varphi_\kappa \delta \varphi \right) = 0; \quad (7)$$

$$D \left(\frac{d^2 \delta \varphi}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{d\delta \varphi}{dr} - \frac{\delta \varphi}{r^2} \right) - D_1 \left(\frac{d\delta u}{dr} \varphi_\kappa + \varphi_\kappa^2 \delta \varphi + \frac{\nu}{r} \delta u \varphi_\kappa + N_{rk} \delta \varphi \right) = \frac{r\delta q}{2}.$$

Упругая стадия работы дилатирующего разнсопротивляющегося материала полностью описывается дифференциальными уравнениями (7). Распределение напряжений в поперечном сечении элемента пластины будет соответствовать эпюре, изображенной на рисунке 1.

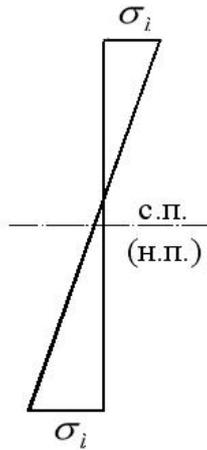


Рисунок 1 – Распределение напряжений в поперечном сечении элемента пластины в упругой стадии работы

Перейдем к рассмотрению работы материала пластинки при наступлении упруго-пластической стадии. Введение в условие пластичности функции вида напряженного состояния обуславливает разницу между напряжениями, вызывающими пластичность в растянутой и сжатой зонах сечения (рисунок 2). Очевидно, что работу материала за пределом упругости следует разделить на две стадии: состояние односторонней текучести (рисунок 2, а) и состояние двусторонней текучести (рисунок 2, б). Введем следующие обозначения. Пусть A_i – напряжения, вызывающие пластичность в верхней зоне, B_i – напряжения, вызывающие пластичность в нижней зоне. Параметры A_i и B_i определяются при помощи условия пластичности (1).

Зоны распространения пластичности по толщине пластины по всем направлениям ($i = r, \theta$) одинаковы для каждого определенного сечения, поскольку они формируются комплексным соотношением из условия пластичности (1), а не каждым отдельно взятым напряжением. Вследствие этого будет удобно опустить в дальнейших выкладках индексы для величин a_i и b_i , приняв для них общие обозначения a , b .

Выражения для приращений напряжений запишем следующим образом:

$$\delta \sigma_r = k(\delta \eta_r - z \cdot \delta \Delta_r); \quad \delta \sigma_\theta = k(\delta \eta_\theta - z \cdot \delta \Delta_\theta), \quad (8)$$

где $k = E/(1-\nu^2)$; $\delta \Delta_r = \frac{d\delta \varphi}{dr} + \frac{\nu}{r} \delta \varphi$; $\Delta_\theta = \nu \frac{d\delta \varphi}{dr} + \frac{1}{r} \delta \varphi$; $\delta \eta_r = \delta \varepsilon_r + \nu \cdot \delta \varepsilon_\theta$; $\delta \eta_\theta = \nu \cdot \delta \varepsilon_r + \delta \varepsilon_\theta$.

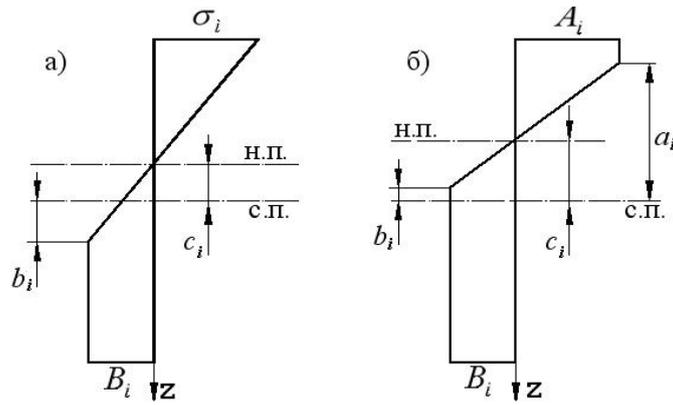


Рисунок 2 – Распределение напряжений в поперечном сечении элемента пластины в пластической стадии работы

Значения приращений продольных усилий вычисляются путем интегрирования приращений напряжений по толщине пластины:

а) при односторонней пластичности:

$$\delta N_i = \int_{-h/2}^{h/2} \delta \sigma_i dz = \int_{-h/2}^a A_i dz + \int_a^{h/2} \delta \sigma_i dz; \quad (9)$$

б) при двусторонней пластичности:

$$\delta N_i = \int_{-h/2}^{h/2} \delta \sigma_i dz = \int_{-h/2}^a A_i dz + \int_a^b \delta \sigma_i dz + \int_b^{h/2} B_i dz. \quad (10)$$

Рассматривая зависимости (8), (9) и (10) совместно, получим выражения для продольных усилий в виде:

а) при односторонней пластичности:

$$\delta N_i = C_i + D \delta \Delta_i, \quad (11)$$

где $C_i = k \delta \eta_i (h/2 - a) + A_i (h/2 + a)$; $D = -k(h^2/4 - a^2)/2$;

б) при двусторонней пластичности:

$$\delta N_i = K_i + L \delta \Delta_i, \quad (12)$$

где $K_i = A_i (h/2 + a) + B_i (h/2 - b) + k \delta \eta_i (b - a)$; $L = -k(b^2 - a^2)/2$.

Значения моментов вычисляются путем интегрирования напряжений по толщине пластины:

а) при односторонней пластичности:

$$\delta M_i = \int_{-h/2}^{h/2} \delta \sigma_i z dz = \int_{-h/2}^a A_i z dz + \int_a^{h/2} \delta \sigma_i z dz; \quad (13)$$

б) при двусторонней пластичности:

$$\delta M_i = \int_{-h/2}^a A_i z dz + \int_a^b \delta \sigma_i z dz + \int_b^{h/2} B_i z dz. \quad (14)$$

Рассматривая зависимости (8), (13) и (14) совместно и проведя несложные преобразования, получим выражения для моментов в виде:

а) при односторонней пластичности:

$$\delta M_i = P_i + R \delta \Delta_i, \quad (15)$$

где $P_i = (h^2/4 - a^2)(k \delta \eta_i - A_i)/2$; $R = -k(h^3/8 - a^3)/3$;

б) при двусторонней пластичности:

$$\delta M_i = S_i + T \delta \Delta_i, \quad (16)$$

где $S_i = B_i (h^2/4 - b^2)/2 - A_i (h^2/4 - a^2)/2 + k \delta \eta_i (b^2 - a^2)/2$; $T = k(a^3 - b^3)/3$.

Подставляя зависимости (13), (15) в уравнения (6), получим линеаризованную систему разрешающих уравнений при односторонней пластичности:

$$\begin{aligned}
 & -\frac{k}{2}(1-\nu)\left(\frac{h^2}{4}-a^2\right)\left(\frac{d\delta\varphi}{dr}-\frac{1}{r}\delta\varphi\right)+k(1-\nu)\left(\frac{h}{2}-a\right)\left(\frac{d\delta u}{dr}+\varphi_k\delta\varphi+\frac{1}{r}\delta u\right)+ \\
 & +\left(A_r-A_0\right)\left(\frac{h}{2}+a\right)-\frac{kr}{2}\left(\frac{h^2}{4}-a^2\right)\left(\frac{d^2\delta\varphi}{dr^2}+\frac{\nu}{r}\frac{d\delta\varphi}{dr}-\frac{\nu}{r^2}\delta\varphi\right)+ \\
 & +k\left(\frac{h}{2}-a\right)\left(\frac{d^2\delta u}{dr^2}+\frac{d\varphi_k}{dr}\delta\varphi+\varphi_k\frac{d\delta\varphi}{dr}+\frac{\nu}{r}\frac{d\delta u}{dr}-\frac{\nu}{r^2}\delta u\right)=0; \\
 & \frac{k}{3}\left(\frac{h^3}{8}-a^3\right)\left(\frac{d^2\delta\varphi}{dr^2}+\frac{\nu}{r}\frac{d\delta\varphi}{dr}-\frac{\nu}{r^2}\delta\varphi\right)+\frac{k}{2}\left(\frac{h^2}{4}-a^2\right)\left(\frac{d\delta\varphi}{dr}+\frac{\nu}{r}\delta\varphi\right)\varphi_k- \\
 & -\frac{k}{2}\left(\frac{h^2}{4}-a^2\right)\left(\frac{d^2\delta u}{dr^2}+\frac{d\varphi_k}{dr}\delta\varphi+\varphi_k\frac{d\delta\varphi}{dr}+\frac{\nu}{r}\frac{d\delta u}{dr}-\frac{\nu}{r^2}\delta u\right)-N_{rk}\delta\varphi+ \\
 & +\frac{k}{3r}(1-\nu)\left(\frac{h^3}{8}-a^3\right)\left(\frac{d\delta\varphi}{dr}-\frac{1}{r}\delta\varphi\right)-\frac{k}{2r}(1-\nu)\left(\frac{h^2}{4}-a^2\right)\left(\frac{d\delta u}{dr}+\varphi_k\delta\varphi-\frac{1}{r}\delta u\right)+ \\
 & +\frac{1}{2r}\left(\frac{h^2}{4}-a^2\right)\left(A_r-A_0\right)-\left(\frac{h}{2}+a\right)A_r\varphi_k-\left(\frac{h}{2}-a\right)\left(\frac{d\delta u}{dr}+\varphi_k\delta\varphi+\frac{\nu}{r}\delta u\right)\varphi_k=\frac{r\delta q}{2}.
 \end{aligned} \tag{17}$$

Подставляя зависимости (14), (16) в уравнения (6), получим линеаризованную систему разрешающих уравнений при двусторонней пластичности:

$$\begin{aligned}
 & \left(A_r-A_0\right)\left(\frac{h}{2}+a\right)+\left(B_r-B_0\right)\left(\frac{h}{2}-b\right)+\frac{k}{2}(1-\nu)\left(a^2-b^2\right)\left(\frac{d\delta\varphi}{dr}+\frac{\nu}{r}\delta\varphi\right)+ \\
 & +k(1-\nu)(b-a)\left(\frac{d\delta u}{dr}+\varphi_k\delta\varphi-\frac{1}{r}\delta u\right)-\frac{kr}{2}\left(b^2-a^2\right)\left(\frac{d^2\delta\varphi}{dr^2}+\frac{\nu}{r}\frac{d\delta\varphi}{dr}-\frac{\nu}{r^2}\delta\varphi\right)+ \\
 & +kr\left(\frac{h}{2}-a\right)\left(\frac{d^2\delta u}{dr^2}+\frac{d\varphi_k}{dr}\delta\varphi+\varphi_k\frac{d\delta\varphi}{dr}+\frac{\nu}{r}\frac{d\delta u}{dr}-\frac{\nu}{r^2}\delta u\right)=0; \\
 & \frac{k}{3}\left(b^3-a^3\right)\left(\frac{d^2\delta\varphi}{dr^2}+\frac{\nu}{r}\frac{d\delta\varphi}{dr}-\frac{\nu}{r^2}\delta\varphi\right)+\frac{k}{3r}(1-\nu)\left(b^3-a^3\right)\left(\frac{d\delta\varphi}{dr}-\frac{1}{r}\delta\varphi\right)+ \\
 & -\frac{k}{2}\left(b^2-a^2\right)\left(\frac{d^2\delta u}{dr^2}+\frac{d\varphi_k}{dr}\delta\varphi-\frac{\nu}{r}\varphi_k\delta\varphi+\frac{\nu}{r}\frac{d\delta u}{dr}-\frac{\nu}{r^2}\delta u\right)-\frac{1}{2r}\left(\frac{h^2}{4}-b^2\right)\left(B_r-B_0\right) \\
 & -\frac{k}{2r}(1-\nu)\left(b^2-a^2\right)\left(\frac{d\delta u}{dr}+\varphi_k\delta\varphi-\frac{1}{r}\delta u\right)+\frac{1}{2r}\left(\frac{h^2}{4}-a^2\right)\left(A_r-A_0\right)-\left(\frac{h}{2}+a\right)A_r\varphi_k- \\
 & -\left(\frac{h}{2}-b\right)B_r\varphi_k-k(b-a)\left(\frac{d\delta u}{dr}+\varphi_k\delta\varphi+\frac{\nu}{r}\delta u\right)\varphi_k-N_{rk}\delta\varphi=\frac{r\delta q}{2}.
 \end{aligned} \tag{18}$$

Системы уравнений (17) и (18) определяют работу круглой пластины при конечных прогибах в упруго-пластической стадии с учетом пластической дилатации. Решение полученных разрешающих дифференциальных уравнений проводится численно методом конечных разностей.

С точки зрения развития любой теории, важным аспектом является возможность применения ее для решения конкретных прикладных задач, использующихся в инженерной практике. В качестве такой задачи в данной работе предлагается решение задачи упруго-пластического изгиба тонкой круглой пластины, выполненной из графита МПГ-6, при конечных прогибах.

Расчет проводился по двум вариантам: в первом варианте в качестве условия предельного состояния использовалось уравнение (1), а аппроксимация функции вида напряженного состояния для графита МПГ-6 принималась по выражению:

$$f(\xi) = 1 + (0,9582_1 + 0,0341\text{Sign}\xi)\xi.$$

При этом константа пластичности k_T для графита МПГ-6, входящая в условие (1) равна 21,68 МПа.

Во втором варианте расчета в качестве условия предельного состояния применялась классическое уравнение Мизеса [2], не учитывающее зависимость характеристик пластичности от вида напряженного состояния. Пластина принималась круглой в плане с жесткой заделкой по контуру и толщиной h , равной 1 см, радиус пластины – 50 см, модуль упругости – 10000 МПа, коэффициент поперечной деформации – 0,25.

На рисунке 3 представлена полученная картина развития текучести по поверхности пластины при принятом опирании для первого варианта расчета. Поверхности, вступившие в состояние текучести, заштрихованы.

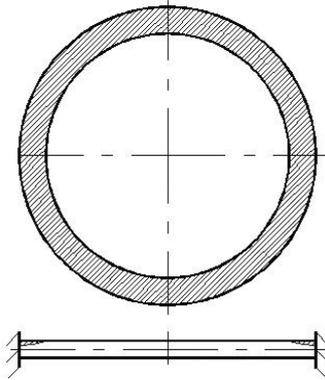


Рисунок 3 – Развитие текучести по поверхности пластины при упруго-пластическом изгибе

Пластичность при расчете пластины для обоих вариантов расчета возникает в верхней зоне пластины. Нагрузка, соответствующая появлению пластичности для первого варианта расчета, составила 23,41 МПа, для второго – 38,71 МПа. Предельная нагрузка для первого варианта расчета составила – 48,80 МПа, для второго – 57,21 МПа.

На рисунке 4 отражены зависимости безразмерного прогиба w/h в центральной точке пластины от величины интенсивности безразмерной нагрузки qR^4/Eh^4 . На этом рисунке сплошной линией обозначен прогиб, полученный при первом варианте расчета, и пунктирной линией – прогиб, полученный во втором варианте расчета.

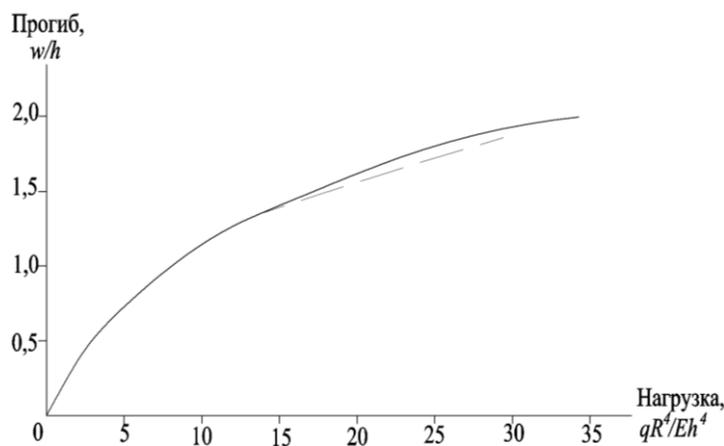


Рисунок 4 – График зависимости безразмерного прогиба в центральной точке пластины от величины интенсивности безразмерной нагрузки

Полученные результаты, очевидно, подтверждают тот факт, что описание пластического изгиба пластин из дилатирующих разнсопротивляющихся материалов не укладывается в рамки классической теории механики пластин. Различие величин нагрузок, вызывающих наступление пластичности, и предельных разрушающих нагрузок, полученных в первом варианте расчета, на 17-65% ниже, чем соответствующие значения по второму варианту расчета.

ЛИТЕРАТУРА

1. Трещев, А.А. К теории пластичности дилатирующих разнсопротивляющихся материалов [Текст] / А.А. Трещев // Проблемы машиностроения и автоматизации, 2003. – №2. – С. 58-62.
2. Писаренко, Г.С. Деформирование и прочность материалов при сложном напряженном состоянии [Текст] / Г.С. Писаренко, А.А. Лебедев. – Киев: Наукова думка, 1976. – 416 с.

Трещев А.А.

Тульский государственный университет, г. Тула

Доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Строительство, строительные материалы и конструкции»

Тел.: +7 (4872) 35-54-58

E-mail: taa58@yandex.ru

Рыбальченко С.А.

Тульский государственный университет, г. Тула

Ассистент кафедры «Строительство, строительные материалы и конструкции»

Тел.: +7 (4872) 42-27-34

E-mail: Sershr@yandex.ru

ПОДБОР СЕЧЕНИЯ ОБРАЗЦОВ ДЛЯ ПРОВЕДЕНИЯ ИСПЫТАНИЙ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ КЛЕЕНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

На основе анализа значений нормальных и касательных напряжений в деревянных балках составлено неравенство, при котором происходит скалывание древесины на опоре без разрушения конструкции от нормальных напряжений.

Ключевые слова: трещиностойкость деревянных конструкций, клееная деревянная балка, нормальные напряжения, касательные напряжения.

The inequality was compiled, which was based on the analysis of the values of normal and tangential stresses in wooden balks, where wood was chipped on the support leg without destroying the construction from the normal stresses.

Keywords: crack resistance of the wood constructions, glued wooden balk, normal stresses, tangential stresses.

Россия располагает огромными лесными ресурсами, значительная часть которых используется в строительстве. Номенклатура клееных деревянных конструкций весьма разнообразна, что объясняется высокой прочностью при небольшом весе: по соотношению предела прочности к объемному весу древесина выдерживает сравнение со сталями. Кроме того, следует учесть высокие прочностные характеристики древесины при действии динамических, в том числе и вибрационных воздействий.

Однако наряду с многочисленными достоинствами древесина обладает и рядом существенных недостатков, в частности, невысокой прочностью и хрупким характером разрушения при скалывании вдоль волокон. Как показывают исследования, многие клееные деревянные конструкции эксплуатируются с трещинами, которые имеют или силовой характер, или являются результатом попеременного увлажнения и высыхания древесины, т.е. усушечными. Одним из критериев распространения трещин является критическая интенсивность освобождения энергии в вершине трещины, которую определяют по результатам испытания образцов из клееной древесины с искусственной трещиной. Целью настоящего исследования является выбор рациональных сечений образцов из клееной древесины, работающих на изгиб, при которых разрушение происходит в результате скалывания древесины на опоре.

В качестве опытной конструкции используем однопролетную двухшарнирную клееную деревянную балку, расчетная схема которой представлена на рисунке 1.

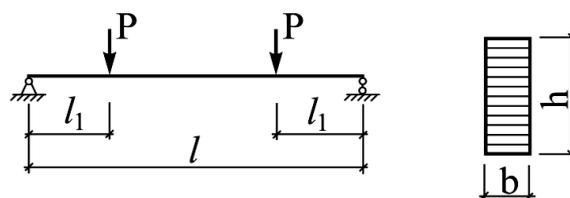


Рисунок 1 – Расчетная схема и сечение опытной конструкции

Рассмотрим задачу с использованием расчетных сопротивлений древесины изгибу и скалыванию. Для достижения цели исследования должно выполняться условие:

$$\begin{cases} \sigma < R_u \\ \tau > R_{ск} \end{cases}, \quad (1)$$

где σ – нормальные напряжения от действия изгибающего момента; τ – касательные напряжения от действия поперечных сил на опоре; R_u – расчетное сопротивление клееной древесины изгибу; $R_{ск}$ – расчетное сопротивление скалыванию на опоре. Все прочностные характеристики при проведении исследований приняты по нормам [1].

Запишем значения напряжений в (1) и получим:

$$\frac{M_{\max}}{W_x} < R_u, \quad \frac{Q_y \cdot S_x}{I_x \cdot b} > R_{ск}, \quad (2)$$

где M_{\max} – максимальный изгибающий момент; W_x – момент сопротивления сечения; Q_y – максимальная поперечная сила на опоре; S_x – статический момент половины сечения; I_x – момент инерции сечения; $b = l/l$.

После подстановки значений геометрических характеристик прямоугольного сечения получим:

$$\frac{6P \cdot l \cdot \alpha}{b \cdot h^2} < R_u, \quad \frac{3P}{2b \cdot h} > R_{ск}. \quad (3)$$

Решая (3) относительно ширины сечения, получаем интервал значений b , при котором удовлетворяются условия (1):

$$\frac{6P \cdot l \cdot \alpha}{h^2 R_u} < b < \frac{3P}{2h \cdot R_{ск}}. \quad (4)$$

Подставляя в неравенство (4) различные параметры α , P и l , получим сечения для исследования трещиностойкости клееной деревянной балки.

Рассмотрим пример 1. Примем пролет $l = 50$ см; $\alpha = 0,25$; расчетное сопротивление древесины изгибу $R_u = 1,4$ кН/см²; расчетное сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон $R_{ск} = 0,16$ кН/см²; нагрузка $P = 0,1$ кН. Подставляем принятые параметры в (4) и получаем неравенство:

$$\frac{5,5371}{h^2} < b < \frac{0,9375}{h}. \quad (5)$$

По (5) построим графики зависимости ширины сечения b относительно высоты сечения h , которые представлены на рисунке 2.

С учетом того, что для образцов выбирается чистая древесины без пороков, а нагрузка при испытании до разрушения является кратковременной, рассмотрим задачу с применением пределов прочности древесины на изгиб и скалывание. Тогда условие (1) запишется в виде:

$$\begin{cases} \sigma < \sigma_u \\ \tau > \tau_{ск} \end{cases}, \quad (6)$$

где σ – нормальные напряжения от действия изгибающего момента; τ – касательные напряжения от действия поперечных сил на опоре; σ_u – предел прочности клееной древесины изгибу; $\tau_{ск}$ – предел прочности древесины скалыванию на опоре. Все прочностные характеристики при проведении исследований приняты по нормам [2].

Подставляя в неравенство (4) различные параметры α , P и l , получим сечения для исследования трещиностойкости клееной деревянной балки.

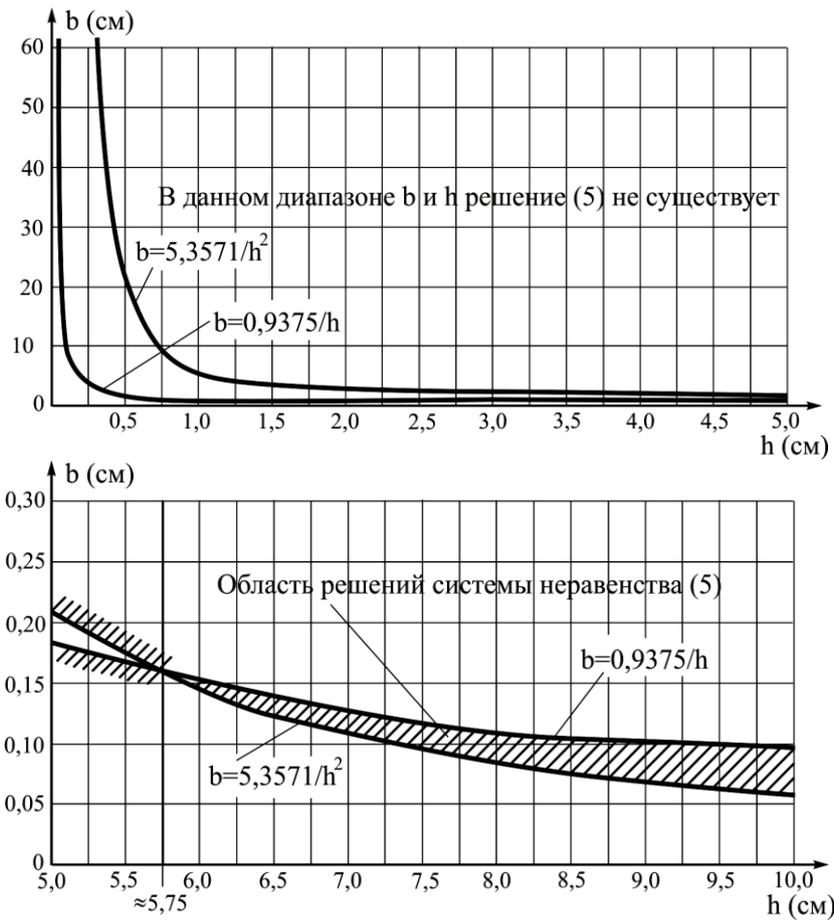


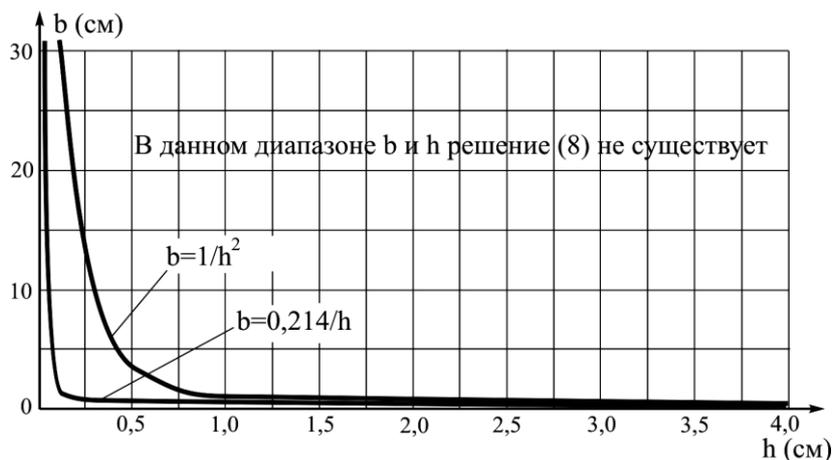
Рисунок 2 – Соотношение размеров поперечного сечения конструкции при удовлетворении условия (5)

Рассмотрим пример 2. Примем пролет $l = 50$ см; $\alpha = 0,25$; расчетное сопротивление древесины изгибу $\sigma_u = 7,5$ кН/см²; расчетное сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон $\tau_{ск} = 0,7$ кН/см²; нагрузка $P = 0,1$ кН. Подставляем принятые параметры в (7) и получаем неравенство:

$$\frac{1}{h^2} < b < \frac{0,214}{h}. \quad (8)$$

По (8) построим графики зависимости ширины сечения b относительно высоты сечения h , которые представлены на рисунке 3.

Начало рисунка 3



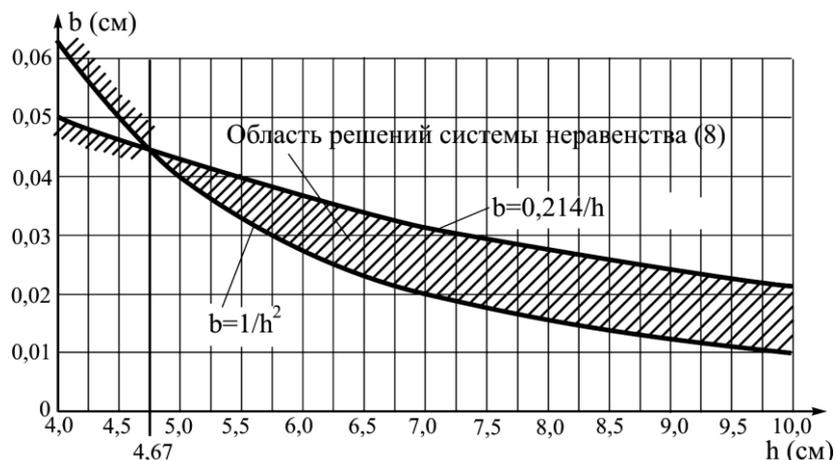


Рисунок 3 – Соотношение размеров поперечного сечения конструкции при удовлетворении условия (8)

Как видно из графиков (см. рисунки 2 и 3), область решения неравенства (5) начинается с высоты сечения $h \approx 5,75$ см и $b \approx 0,16$ см. Область решения (5) имеет клиновидную форму с уширением в сторону увеличения высоты сечения h . Область решения неравенства (8) начинается с высоты сечения $h \approx 4,67$ см и $b \approx 0,044$ см и также имеет клиновидную форму с уширением в сторону увеличения высоты сечения h .

ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования [Текст]. – М.: Стройиздат, 1983. – 31 с.
2. Сличкоухов, Ю.В. Конструкции из дерева и пластмасс [Текст]: Учеб. для вузов / Ю.В. Сличкоухов, В.Д. Буданов, М.М. Гаппоев и др. – М.: Стройиздат, 1986. – 543 с.

Турков А.В.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
 Доктор технических наук, профессор кафедры «Строительные конструкции и материалы»
 Тел.: +7 8 (4862) 73-43-95
 E-mail: antur@orel.ru.

Калинов А.В.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
 Аспирант
 Тел.: +7 (910) 747 1945
 E-mail: kalina169@mail.ru

УДК 51-74

ПОЛАНДОВ Ю.Х., БАБАНКОВ В.А.

ОБ ЭФФЕКТИВНОСТИ СИСТЕМЫ АВТОМАТИЧЕСКОГО УСТРАНЕНИЯ УТЕЧЕК В СИСТЕМЕ ОТОПЛЕНИЯ

Предложена математическая модель, описывающая истечение воды из закрытой емкости в случае ее повреждения в двух местах. Учтено, что характер истечения определяется инерционными процессами и состоит из трех этапов: 1) истечение воды через оба повреждения; 2) истечение через нижнее повреждение при периодическом образовании пузырей в верхнем и по снижению зеркала воды до уровня верхнего повреждения; 3) истечение по своему характеру близкое к истечению из открытой емкости.

Ключевые слова: закрытая емкость, повреждения, истечение, пузыри, математическая модель процесса.

The mathematical model of the expiration of water from the closed capacity in case of its damage to two places is offered. It is considered that character of the expiration is defined by inertial processes and consists of three stages: the first – the water expiration through both damages, the second – the expiration through the bottom damage, accompanied by periodic formation of bubbles in top, and, on decrease in a mirror of water to level of the top damage, the third – a stage of the expiration in character close to the expiration from open capacity.

Keywords: closed capacity, damage, expiration, bubble, model.

Обоснование темы исследования

Тема исследования возникла при оценке эффективности автоматической системы устранения утечек в отопительных сетях многоэтажных домов. Принцип работы устройства основан на контроле баланса расходов воды по отдельным отопительным контурам, их локализации в случае появления дисбаланса расходов и организации слива воды из поврежденного контура в его нижней точке (рисунок 1).

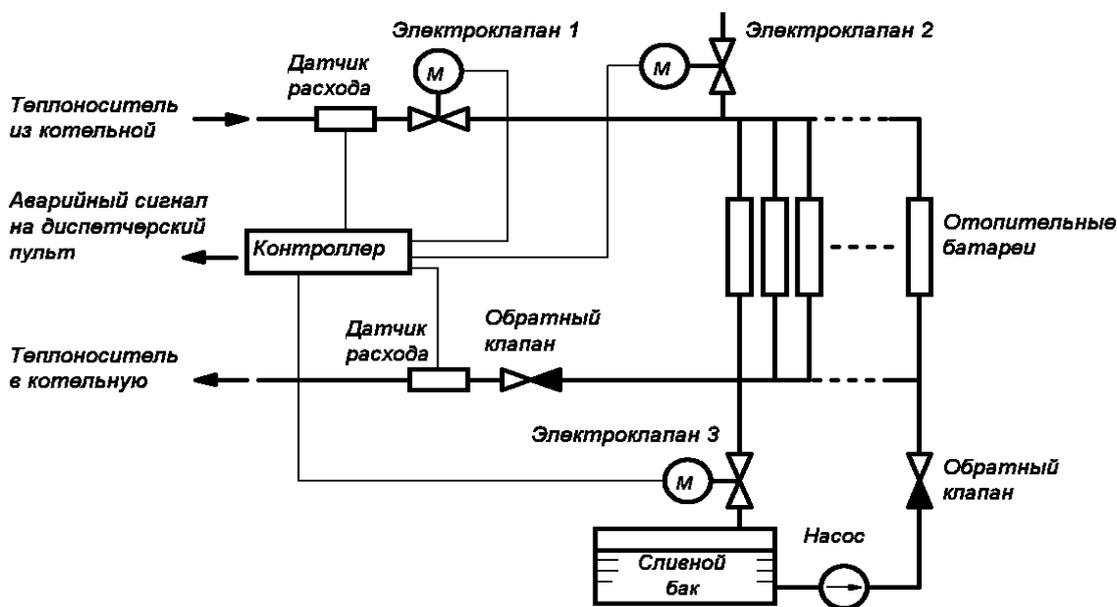


Рисунок 1 – Структурная схема автоматической системы обнаружения и устранения утечек в отопительных сетях многоэтажных домов

Контроль баланса расхода воды осуществляется двумя датчиками расхода воды, один из которых установлен на входе в контур, а другой – на выходе. При появлении утечки теплоносителя контроллер фиксирует дисбаланс расходов, что приводит к закрытию электроклапана 1 на входе в контур и его изоляции от остальной части отопительной сети. Последующим открытием электроклапана 3, расположенного в нижней части контура, организуется слив теплоносителя.

Эффективность системы, понятно, определяется, в первую очередь, тем количеством теплоносителя, которое выльется в результате появившейся утечки. Однако воспользоваться для этого известными методиками расчетов истечения жидкости через отверстие не удастся ввиду оригинальности гидравлической схемы.

Картина исследуемого процесса и его математическая модель

Рассмотрим подробнее схему отопительного контура. В первом приближении изолированный клапанами от остальной части отопительной сети контур, имеющий повреждение и организованный сток теплоносителя в нижней точке, можно представить в виде закрытой цилиндрической емкости с отверстиями в основании и на боковой поверхности (рисунок 2). Истечение воды из нее при соизмеримых диаметрах отверстий места утечки и стока, как показали прямые опыты, характеризуется тремя этапами. Первый из них – это истечение из обоих отверстий. Второй – истечение из обоих отверстий с периодическим образованием в верхнем пузырь. И третий – по достижению зеркалом воды уровня бокового отверстия – истечению по своему характеру близкому к истечению из открытой емкости.

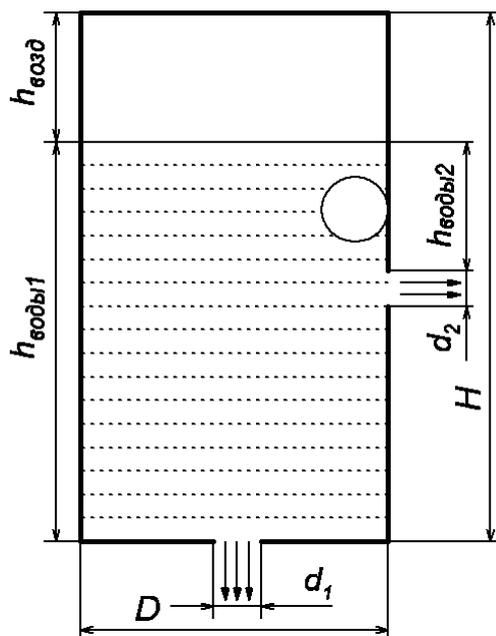


Рисунок 2 – Схема истечения жидкости из цилиндрической емкости

1. На первом этапе уровень воды изначально находится выше обоих отверстий и давление в контуре выше атмосферного. В этом случае истечение происходит из обоих отверстий (месте утечки и стока), описываемое уравнением расхода:

$$m = \mu S_0 \sqrt{2 \cdot (P_k - P_a)} \cdot \rho,$$

где m – расход утечки, кг/с; μ – коэффициент расхода, $\mu \approx 0,64 \div 0,8$; S_0 – эффективная площадь сечения места утечки, м²; P_k – давление воды в контуре, Па; P_a – атмосферное давление, Па; ρ – плотность воды, кг/м³.

На практике это истечение весьма короткотечно и составляет не более нескольких секунд, т.к. давление в контуре быстро снижается. После того как давление в месте утечки становится ниже атмосферного, характер истечения в месте утечки резко изменяется.

2. Далее начинается второй этап истечения с тремя характерными частями.

2, а. В первой части за счет инерции вытекающей жидкости движущаяся система проходит положение равновесия сил, действующих на столб жидкости. Эта часть этапа описывается уравнением [1]:

$$\left\{ \begin{aligned} & \rho_B \cdot S_0 \cdot (h_{\text{воды1}} - h(t)) \cdot \frac{d^2 h_1(t)}{dt^2} + \rho_B \cdot S_0 \cdot \left(\frac{S_0}{S_1} - 1 \right) \cdot \frac{dh_1(t)}{dt} \cdot \left| \frac{dh_1(t)}{dt} \right| = \\ & = \left(\rho_B \cdot g \cdot (h_{\text{воды1}} - h(t)) + P_{\text{вн}} \cdot \frac{h_{\text{возд}}}{h_{\text{возд в}} + h(t)} - P_{\text{внеш}} \right) \cdot S_1; \\ & \rho_B \cdot S_0 \cdot (h_{\text{воды2}} - h(t)) \cdot \frac{d^2 h_2(t)}{dt^2} + \rho_B \cdot S_0 \cdot \left(\frac{S_0}{S_2} - 1 \right) \cdot \frac{dh_2(t)}{dt} \cdot \left| \frac{dh_2(t)}{dt} \right| = \\ & = \left(\rho_B \cdot g \cdot (h_{\text{воды2}} - h(t)) + P_{\text{вн}} \cdot \frac{h_{\text{возд}}}{h_{\text{возд в}} + h(t)} - P_{\text{внеш}} \right) \cdot S_2; \\ & h(t) = h_1(t) + h_2(t), \end{aligned} \right.$$

где ρ_B – плотность воды, кг/м³; S_0 – площадь поперечного сечения емкости, м²; $h_{\text{воды1}}$, $h_{\text{воды2}}$ – начальные уровни воды над нижним и боковым отверстиями соответственно, м; $h(t)$ – суммарное изменение уровня воды, м; $h_1(t)$, $h_2(t)$ – изменение уровня воды над нижним и боковым отверстиями соответственно, м; S_1 , S_2 – площади нижнего и бокового отверстий соответственно, м²; g – ускорение свободного падения, м/с²; $P_{\text{вн}}$, $P_{\text{внеш}}$ – давление воздуха внутри и снаружи емкости, Па; $h_{\text{возд}}$, $h_{\text{возд в}}$ – начальный и текущий уровни воздуха в емкости, м.

2, б. Во второй части этапа струя воды должна начинать двигаться вверх, что, естественно, произойти не может. Струя разрывается и вместо нее в емкость начинает поступать воздух с образованием пузыря. Размер пузыря обусловлен масштабом кинетической энергии колебательного движения. За счет образования пузыря увеличивается столб воды в емкости, что усиливает упругие свойства системы и ограничивает масштаб пузыря. Эта часть этапа описывается уравнением:

$$\left\{ \begin{aligned} & \rho_B \cdot S_0 \cdot (h_{\text{воды1}} - h_1(t)) \cdot \frac{d^2 h_1(t)}{dt^2} + \rho_B \cdot S_0 \cdot \left(\frac{S_0}{S_1} - 1 \right) \cdot \frac{dh_1(t)}{dt} \cdot \left| \frac{dh_1(t)}{dt} \right| = \\ & = \left(\rho_B \cdot g \cdot (h_{\text{воды1}} - h(t)) + P_{\text{вн}} \cdot \frac{h_{\text{возд}}}{h_{\text{возд в}} + h(t)} - P_{\text{внеш}} \right) \cdot S_1; \\ & \rho_B \cdot S_0 \cdot (h_{\text{воды2}} - h_1(t)) \cdot \frac{d^2 h_2(t)}{dt^2} = \\ & = \left(\rho_B \cdot g \cdot \left(h_{\text{воды2}} - \sqrt[3]{\frac{3}{4\pi} |h_2(t)| \cdot S_0} \right) + P_{\text{вн}} \cdot \frac{h_{\text{возд}}}{h_{\text{возд в}} + h(t)} - P_{\text{внеш}} \right) \times \\ & \times \left(S_2 + 4\pi \left(\sqrt[3]{\frac{3}{4\pi} h_2(t) \cdot S_0} \right)^2 \right); \\ & h(t) = h_1(t) + h_2(t). \end{aligned} \right.$$

2, в. Следующая часть этапа – это всплытие пузыря в объеме воды. В это время идет истечение воды, подобное первой части второго этапа. По всплытию пузырь разрушается, что влечет за собой скачкообразное уменьшение столба воды. Эти части этапа образуют цикл, который повторяется с некоторыми изменениями (уменьшается уровень воды). Этот этап продолжается до тех пор, пока уровень воды не снизится до верхнего места утечки. Течение через нижнее место стока является непрерывным с наложенным колебательным движением. Эта часть описывается уравнением:

$$\left\{ \begin{aligned} & \rho_B \cdot S_0 \cdot (h_{\text{воды1}} - h(t)) \cdot \frac{d^2 h_1(t)}{dt^2} + \rho_B \cdot S_0 \cdot \left(\frac{S_0}{S_1} - 1 \right) \cdot \frac{dh_1(t)}{dt} \cdot \left| \frac{dh_1(t)}{dt} \right| = \\ & = \left(\rho_B \cdot g \cdot (h_{\text{воды1}} - \Delta - h(t)) + P_{\text{вн}} \cdot \frac{h_{\text{возд}}}{h_{\text{возд}} + \Delta + h(t)} - P_{\text{внеш}} \right) \cdot S_1; \\ & \rho_B \cdot S_0 \cdot (h_{\text{воды2}} - h(t)) \cdot \frac{d^2 h_2(t)}{dt^2} + \rho_B \cdot S_0 \cdot \left(\frac{S_0}{S_2} - 1 \right) \cdot \frac{dh_2(t)}{dt} \cdot \left| \frac{dh_2(t)}{dt} \right| = \\ & = \left(\rho_B \cdot g \cdot (h_{\text{воды2}} - \Delta - h(t)) + P_{\text{вн}} \cdot \frac{h_{\text{возд}}}{h_{\text{возд}} + \Delta + h(t)} - P_{\text{внеш}} \right) \cdot S_2; \\ & h(t) = h_1(t) + h_2(t), \end{aligned} \right.$$

где Δ – значение изменения уровня воды при образовании пузыря, м.

3. На третьем этапе истечения колебательного движения нет, и через место утечки начинает непрерывно поступать в емкость воздух. Истечение из емкости через место стока на этом этапе становится по характеру близким к истечению из открытой емкости, но зависит от объема поступающего воздуха. Этап продолжается до тех пор, пока уровень воды не станет ниже места утечки. Он описывается уравнением:

$$\left\{ \begin{aligned} & \rho_B \cdot S_0 \cdot (h_{\text{воды1}} - h(t)) \cdot \frac{d^2 h_1(t)}{dt^2} + \rho_B \cdot S_0 \cdot \left(\frac{S_0}{S_1} - 1 \right) \cdot \frac{dh_1(t)}{dt} \cdot \left| \frac{dh_1(t)}{dt} \right| = \\ & = \left(\rho_B \cdot g \cdot (h_{\text{воды1}} - \Delta - h(t)) + P - P_{\text{внеш}} \right) \cdot S_1; \\ & \frac{dP}{dt} = S_1 \cdot \sqrt{2 \cdot \frac{P_{\text{внеш}} - P}{\rho_{\text{возд}}}} - \frac{P_{\text{внутр}}}{V_{\text{возд}}} \cdot S_2 \cdot \sqrt{2 \cdot \left(g \cdot h_1(t) + \frac{P_{\text{внеш}} - P}{\rho_{\text{возд}}} \right)}, \end{aligned} \right.$$

где $\rho_{\text{возд}}$ – плотность воздуха, кг/м³; $V_{\text{возд}}$ – Объем воздуха в системе.

Затем истечение воды можно описать известным уравнением:

$$\frac{dh(t)}{dt} = \frac{S_1 \cdot \sqrt{2gh(t)}}{\sqrt{S_0^2 + S_1^2}}.$$

Результаты расчетов по математической модели

Система уравнений решалась численно методом Рунге-Кутты. Для примера рассмотрен процесс истечения воды из цилиндрической емкости диаметром – 0,26 м, высотой – 0,56 м, заполненной водой до $h_{\text{воды1}}=0,26$ м, высотой бокового повреждения, $h_{\text{воды2}}=0,12$ м.

Произведены расчеты зависимости изменения уровня воды с течением времени при варьировании значений диаметров нижнего и бокового отверстий, изображенные на рисунке 3. Видно, что увеличение диаметра нижнего отверстия с 12 до 17 мм (на 42%) приводит к сокращению общего времени истечения в два раза.

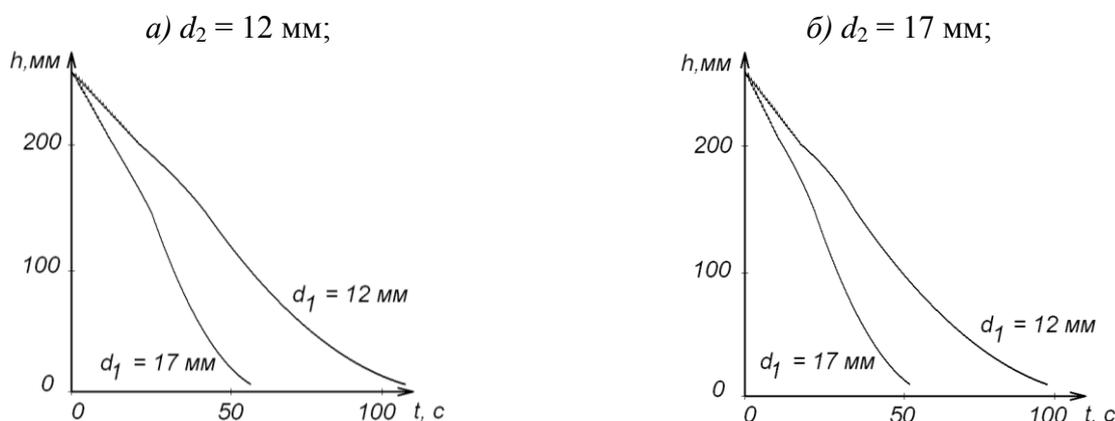


Рисунок 3 – Динамика изменения уровня воды h при различных диаметрах нижнего d_1 и верхнего d_2 отверстий

Представленные на рисунке 4 графики зависимости доли утечки q от размера бокового отверстия d_2 при различных диаметрах нижнего дадут представление о масштабах возможных утечек в отопительных сетях, где q – отношение объема вытекшей жидкости ко всему объему над местом повреждения.

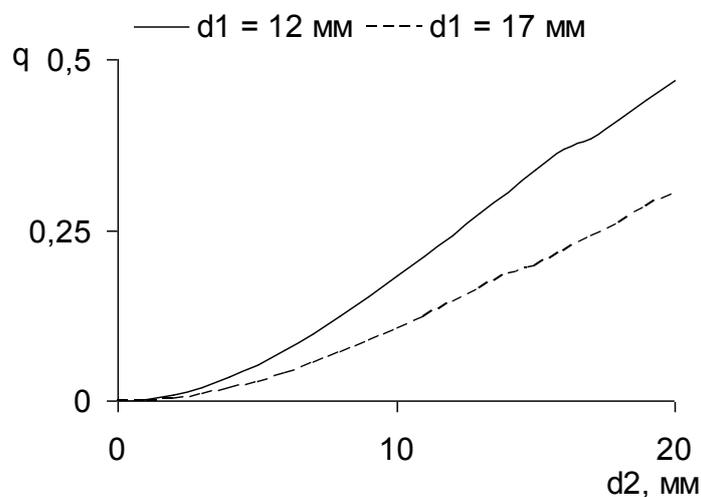


Рисунок 4 – Влияние размера бокового отверстия d_2 на долю утечки q при различных диаметрах нижнего отверстия d_1

Видно, что в случае применения системы автоматического устранения утечек размер бокового отверстия является определяющим при расчетах утечек воды, а отверстие слива также серьезно влияет на их масштабы. При самом неблагоприятном стечении обстоятельств из места повреждения может вытечь около трети объема воды, находящегося выше уровня места повреждения. При реальных масштабах повреждения (3-5 мм) из системы вытекает не более 3-5% объема воды, остальное вытекает через отверстие слива.

Замечания к математической модели

Авторы считают необходимым заметить, что эти расчеты и рассуждения справедливы для емкости, в которой свободно образуются и всплывают пузыри воздуха. В стесненных условиях вполне очевидно, что образование пузырей и само истечение через боковое отверстие будет иметь другой характер. Применительно к поставленной задаче полученное решение можно считать всего лишь оценкой.

ЛИТЕРАТУРА

1. Поландов, Ю.Х. Задача истечения воды из закрытой емкости в случае ее повреждения [Текст] / Ю.Х. Поландов, С.А. Власенко, А.В. Митрохин // Известия ОрелГТУ. Серия «Строительство и транспорт». – Орел: ОрелГТУ. – 2008. – №2/18 (543). – С. 30-36.

Поландов Ю.Х.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Доктор технических наук, профессор
Тел.: +7 (4862) 73-03-72
E-mail: oantc@ostu.ru

Бабанков В.А.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Тел.: +7 (4862) 73-03-72
E-mail: oantc@ostu.ru

УДК 624

ДОБШИЦ Л.М., ШВЕЦОВ Н.В.

ИССЛЕДОВАНИЕ РЕОЛОГИЧЕСКИХ СВОЙСТВ БЕТОННЫХ СМЕСЕЙ ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ДОРОЖНЫХ БАРЬЕРНЫХ ОГРАЖДЕНИЙ МЕТОДОМ СКОЛЬЗЯЩЕЙ ОПАЛУБКИ

Исследовано влияния добавки поташа на реологические свойства бетонных смесей, применяемых при формировании дорожных, барьерных ограждений с использованием технологии скользящей опалубки. Описаны исследования влияния добавки поташа как ускорителя твердения бетонных смесей на разработанной модели рабочего органа бетоноукладчика.

Ключевые слова: бетон, прочность, добавка, моделирование.

This article is about research of influence potash, as admixture, on rheological properties of concrete mixes, which be use for construction of road barriers with use slip-forming technology. There was characterized research of influence potash admixture as accelerator of hardening concrete mixes, on model of forming unit.

Keywords: concrete, durability, mix, modeling.

Возведение дорожных барьерных ограждений при помощи технологии скользящей опалубки связано с выполнением жестких требований, предъявляемых к конструкции, как самой технологией безопалубочного формирования, так и требованиями ГОСТов, применяемых к дорожным объектам. На основании выполненных ранее исследований сформировались требования, предъявляемые к способу возведения данного типа ограждения в условиях применяемой технологии и нового арматурного каркаса, предложенного ОАО «СоюзДорНИИ». Данные требования представлены в «Руководстве по механизированному формированию барьерного ограждения с применением бетоноукладчика со скользящими формами Commander III» и в работе [1]. В руководстве указаны требования к свойствам бетонных смесей и бетонов. Основные из них: осадка стандартного конуса должна быть равна 4 см, соотношение песок/щебень 0,6...0,65; водонепроницаемость бетонов не ниже W12 и морозостойкость не ниже F300 в солях (попеременное замораживание и оттаивание не менее 37 циклов).

Для обеспечения высокой скорости перемещения скользящей опалубки с целью ускорения процесса возведения барьерного ограждения было предложено применение добавки поташа как ускорителя схватывания бетонных смесей [2]. Поташ является ингибитором коррозии арматуры, его добавка повышает щелочность бетонной среды и, как следствие, снижает вероятность коррозии арматуры в бетоне, что положительно влияет на долговечность железобетона при службе в агрессивных средах. Введение поташа в бетон позволит ускорить процесс формирования структуры и сократить время задержки движения транспорта до минимума или вообще исключить запрет на движения транспорта во время производства строительных работ.

Основной целью проводимых исследования являлось создание плотного бетонного тела по всему поперечному сечению конструкции, которое в основном зависит от реологических свойств бетонной смеси и ее качественного уплотнения в процессе формирования барьерного ограждения.

После предварительных исследований было установлено ориентировочное время начала формирования структуры бетона – не ранее 30 мин. со времени затворения (или введе-

ния добавки поташа). В расчетах было принято, что этого временного интервала должно хватить для проведения технологических операций сопровождающих процесс формирования конструкции (замес, разгрузка бетоносмесительного узла (БСУ), транспортировка, загрузка бетоноукладчика, формование).

Реализация данного предложения потребовала проведения экспериментальных исследований по определению необходимого количества вводимой в бетон добавки поташа. Предварительно для определения действия добавки поташа на реологические свойства смеси были произведены экспериментальные замесы состава «цемент – вода – добавки».

Испытания смесей производились в лабораторных условиях при температуре окружающей среды $+20\pm 2^\circ\text{C}$, сроки схватывания определялись прибором Вика. Данные о результатах экспериментальных замесов представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Влияние количества и вида добавки на сроки схватывание смесей

Вводимые добавки, % массы цемента	Время загустевания, мин. (не менее)	Величина водоцементного отношения
Контрольный состав	170	0,3
Поташ, 5	14	0,3
Поташ, 2	14...15	0,3
Поташ, 7	22...23	0,5
Поташ; 2 + С-3; 0,3	10	0,3
Поташ, 2 + С-3; 0,3	24...25	0.5

На основании полученных данных было установлено, что применение добавки поташа существенно влияет на реологические свойства смесей. При этом возможно получение смесей с технологически удобными сроками загустевания.

Ведение 2% поташа (42%-й раствор) приводит к сокращению времени сохранения подвижности цементных смесей. Схватывание наступает в 11 раз быстрее срока схватывания контрольной (бездобавочной) смеси. Зависимость изменения сроков схватывания от количества вводимого поташа имеет нелинейный вид, дальнейшее введение поташа в количестве до 5% практически не изменило сроки схватывания смесей. Однако увеличение количества вводимой добавки до 7% массы цемента увеличило срок схватывания смеси на 7 минут. Дальнейшее исследование влияния добавки поташа на реологические свойства бетонных смесей проводилось при подборе состава бетонной смеси, удовлетворяющей требованиям технического задания.

Применение поташа существенно интенсифицирует выделение тепла при гидратации цементного теста. Первичный пик выделения тепла наступает значительно раньше по сравнению с контрольной смесью и приходится на первые 40 минут гидратации со времени затворения смеси водой, что в 10 раз быстрее. Интенсивность тепловыделения также зависит от количества вводимой добавки. Так, при введении 7% поташа первичный пик наблюдается через 40 минут ($29,5^\circ\text{C}$) со времени затворения при периоде схватывания 22 минуты. Введение 2% поташа менее способствует повышению выделяемого тепла (20°C) по истечению 15 минут после затворения, однако, сокращает сроки схватывания в среднем на 7 минут.

Следующим этапом исследований был подбор состава бетона, отвечающего требованиям технического задания. Для определения экспериментального состава бетона за основу был взят состав бетона, соответствующий следующим проектным требованиям: бетон дорожный В40, ПЗ, F300 (П), W12. Подбор состава бетонной смеси производился поэтапно, конечный результат подбора состава бетона представлен в таблице 2.

Из полученной смеси были изготовлены образцы – кубы, для последующих испытаний прочности на сжатие. Полученные результаты испытаний представлены в таблице 3.

Таблица 2 – Состав бетонной смеси для проведения экспериментальной работы (на 1 м³)

Материал	Расход, кг
Цемент	450
Песок	617
Щебень фракция 5-20	1188
Вода	140
С-3, % массы цемента	0,6
Поташ, % массы цемента	0,35-0,36

Таблица 3 – Результаты испытания контрольных образцов – кубов 100×100×100 мм, на сжатие

Маркировка образцов	Возраст бетона, сут.	Плотность в образцах, кг/м ³	Прочность бетона в образцах, МПа	Средняя приведенная прочность, МПа
1	7	2496	49,5	49
2	7	2480	50,1	
3	7	2460	47,6	
4	28	2411	58,8	57,2
5	28	2451	55,3	
6	28	2446	57,6	

На основе полученных данных, представленных в таблице 4, была построена зависимость изменения времени потери подвижности от количества вводимой добавки поташа (рисунок 1).

Таблица 4 – Влияние количества вводимых добавок на подвижность и время потери подвижности бетонной смеси

№ смеси	С-3, % массы цемента	Поташ, % массы цемента	Вода, л	Время схватывания, мин.	Удобоукладываемость (ОК), см
1	0,3	2	5,3	4	7
2	0,6	0,25	3,5	105	4
3	0,6	0,35	3,5	30	4,5
4	0,6	0,36	3,5	28	4
5	0,6	0,4	3,5	15	3,5
6	0,6	0,5	3,5	4	4
7	0,6	1	3,5	4	4
8	0,6	2	4,346	4	4
9	0,65	0,35	3,5	42	4,5

Ввиду невозможности использования реальной формовочной машины для проведения экспериментальной работы была разработана уменьшенная (в масштабе 1:3) модель рабочего органа. В модели использовались те же принципы формования, что и в реальном бетоноукладчике.

В ходе эксперимента потребовалось уменьшение зоны действия вибратора в бетонной смеси, для этого была проведена серия экспериментов, показывающая зависимость радиуса

эффективной зоны вибрации бетонной смеси от диаметра вибратора при частоте вибрации 200 Гц. Данные о результатах эксперимента представлены на рисунке 2.

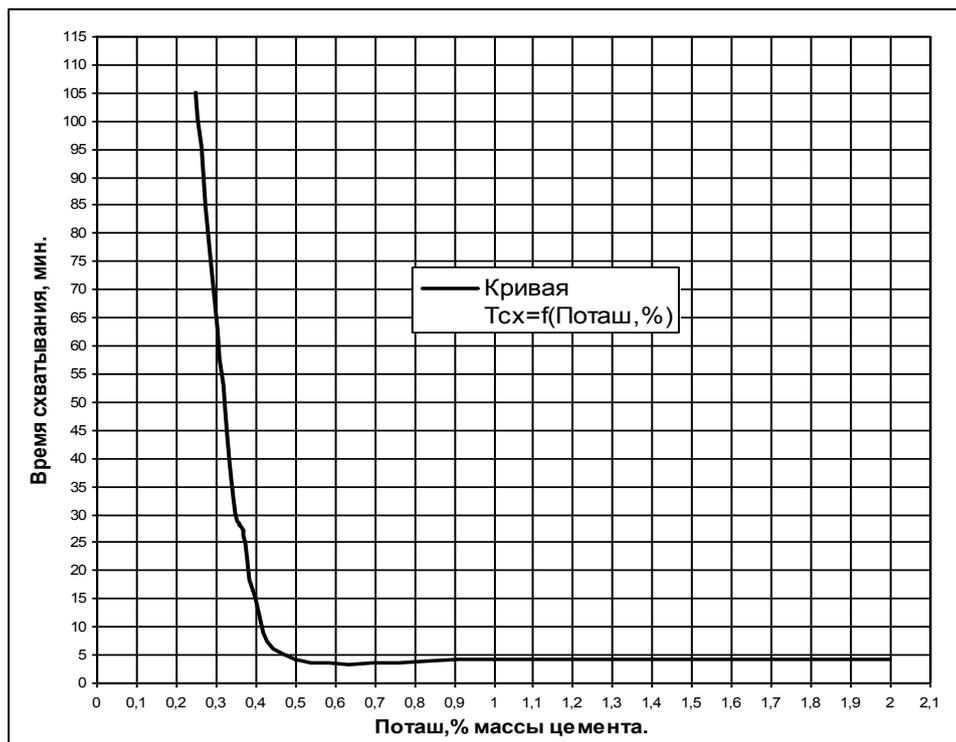


Рисунок 1 – Зависимость сроков схватывания бетонной смеси от количества вводимой добавки поташа

Передвижение рабочего органа осуществлялось при помощи электролебедки с преобразователем частоты для обеспечения необходимой скорости перемещения формы. Скорость передвижения формы во время формования составляла 36,5 см/мин.

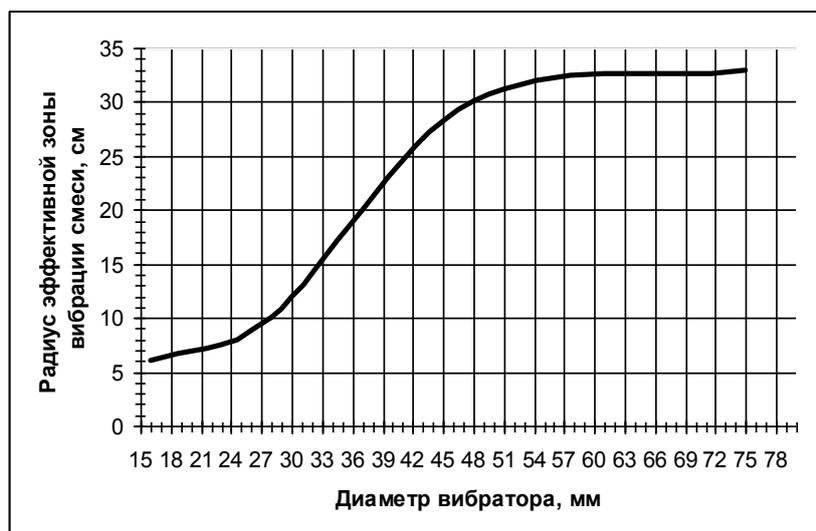


Рисунок 2 – Зависимость радиуса эффективной зоны вибрации от диаметра вибратора при частоте вибрации 200 Гц

Подбор бетонной смеси был описан в первой части статьи, необходимый объем смеси 240 литров. Расход материалов для приготовления бетонной смеси представлен в таблице 2. Бетонная смесь объемом 240 литров была изготовлена в соответствии с расчетными данными

на бетоносмесительном узле емкостью 250 литров. При помощи стандартного конуса была определена подвижность бетонной смеси, которая соответствовала требованиям технического задания ($4\pm 0,5$ см).

Экспериментальная работа проводилась в НИЦ СМ ОАО «ЦНИИС» (Научно-исследовательский центр строительных материалов). Условия проведения экспериментального бетонирования – нормальные (температура окружающей среды $+20\pm 2^\circ\text{C}$). В ходе эксперимента контролировались входные параметры бетонной смеси (температура $+16^\circ\text{C}$, осадка конуса 4 см и воздухововлечение 5...6% от объема бетонной смеси), частоты работы вибратора, скорость передвижения формы и геометрические размеры получаемого изделия.

В результате экспериментального формования было получено готовое изделие, удовлетворяющее требованиям технического задания. При обследовании полученной конструкции с применением как разрушающих, так и не разрушающих методов контроля было установлено, что основные цели, поставленные техническим заданием, были достигнуты. Поперечные распилы конструкции барьера показали однородность уплотнения бетонной смеси по высоте всего сечения, отсутствие образования пустот в нижней части барьера.

Проведенный контроль геометрических размеров конструкции показал их соответствие проектным заданиям. Стабильность геометрических размеров изделия указывает на отсутствие оседания конструкции в ходе формовочных работ и в период до начала потери подвижности бетонной смеси. В таблице 5 представлены результаты испытаний образцов-кернов, выбуренных из готовой конструкции (модели) барьерного ограждения.

Таблица 5 – Результаты испытания образцов-кернов, выбуренных из конструкции

№ керна	Дата испытания	Диаметр, мм	Высота, мм	Масса, г	Плотность, кг/см ³	Коеф.	$R_{\text{разр}}$, кН	$R_{\text{разр}}$, МПа	$R_{\text{ср}}$, МПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	12.12.2009	70	69,5	651	2,434	1,0	155,2	40,33	39,79
2	12.12.2009	70	69,5	658	2,460	1,0	149,6	38,87	
3	12.12.2009	70	69,5	649	2,427	1,0	148	38,46	
4	12.12.2009	70	69,5	660	2,468	1,0	158,2	41,11	
5	12.12.2009	70	69,5	643	2,404	1,0	154,6	40,17	
6	16.12.2009	70,5	70,0	657	2,404	1,0	165,2	42,32	46,27
7	16.12.2009	70	69,5	654	2,445	1,0	170,6	44,33	
8	16.12.2009	70	69,5	648	2,423	1,0	196,1	50,96	
9	16.12.2009	70	69,5	651	2,434	1,0	162,6	42,25	
10	16.12.2009	70	69,5	641	2,397	1,0	198,1	51,48	
11	10.01.2010	70	71	642	2,350	1,0	224,6	58,36	55,75
12	10.01.2010	69,5	70	635	2,391	1,0	212,3	55,96	
13	10.01.2010	69,5	70	636	2,395	1,0	196	51,67	
14	10.01.2010	69	70	638	2,438	1,0	208	55,63	
15	10.01.2010	69,5	70	632	2,380	1,0	216,7	57,12	

На основании выполненных исследований можно сделать следующие выводы:

1. Применение добавки поташа как ускорителя твердения бетона требует его тщательной дозировки, а также экспериментальной проверки реологических свойств получаемых бетонных смесей на соответствие их заданным параметрам.

2. Зависимость сроков схватывания от количества вводимой добавки поташа имеет нелинейный вид и характеризуется резкой потерей подвижности бетонных смесей, происходящей через 4...5 минут после добавки поташа в смесь в количествах более 0,5% массы цемента.

3. При подборе состава бетона с применением добавки поташа необходимо учитывать пластифицирующий эффект оказываемый добавкой на бетонную смесь, который позволяет снизить количество вводимого суперпластификатора.

4. Проведен эксперимент по моделированию реального процесса формования, в результате которого установлено влияние размера крупного заполнителя, частоты работы, диаметра и расположения вибраторов в форме.

5. Разработана технология изготовления железобетонного барьерного ограждения, позволяющая качественно уплотнять бетонную смесь по всему сечению изделия и исключая образования пустот в нижней части барьерного ограждения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Добшиц, Л.М. Повышение качества барьерных ограждений транспортных сооружений, возводимых с помощью технологии скользящей опалубки [Текст] / Л.М. Добшиц, Н.В. Швецов // Управление строительными свойствами бетонов для автомобильных дорог и сооружений на них. – Сб. научн. тр. 68 научно-методической и научно-исследовательской конференции. – М.: МАДИ, 2010. – С. 47-55.

2. Добшиц, Л.М. Исследование влияния добавки поташа на реологические свойства бетонных смесей для изготовления дорожных барьеров [Текст] / Л.М. Добшиц, Н.В. Швецов // Сборник научных трудов Института строительства и архитектуры МГСУ. – М.: МГСУ, 2009. – С. 34-37.

Добшиц Л.М.

Московский государственный университет путей сообщения, г. Москва

Доктор технических наук, профессор кафедры «Строительные материалы и технологии»

Тел.: +7 (495) 684-22-75

E-mail: levdobshits@mail.ru; levdobshits@yandex1.ru

Швецов Н.В.

Научно-исследовательский институт транспортного строительства, г. Москва

Инженер научно-исследовательского центра «Строительные материалы»

Тел.: +7 (499) 180-40-53

E-mail: pofa276@mail.ru

ЧЕРНЫХ Д.С., МАРДИРОСОВА И.В.

ЦВЕТНОЙ ПЛАСТБЕТОН ДЛЯ ДОРОЖНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

С использованием полимерных компонентов, имеющих светлую окраску, получено вяжущее для цветных пластбетонов. На основе разработанного вяжущего получен цветной пластбетон, полностью удовлетворяющий требованиям ГОСТ 9128-97 «Смеси асфальтобетонные дорожные, аэродромные и асфальтобетон» к типу А.

Ключевые слова: цветной пластбетон, вяжущее, асфальтобетон, физико-механические показатели, полимерные материалы, каучук, полиэтилен.

With use of the polymeric components having light colouring is made binding for colour asphalt – concrete. On the basis of developed binder is made colour asphalt-concrete completely satisfying requirements of GOST 9128-97 «Asphalt – concrete mix for roads and air field and asphalt-concrete» to type A.

Keywords: colour asphalt-concrete, binder, asphalt-concrete, physic mechanical indicators, polymeric materials, rubber, polyethylene.

Цветной дорожный пластбетон – действенный инструмент обеспечения безопасности дорожного движения. Он делает более эффективным освещение в тоннелях и на эстакадах, позволяет легче «читать» дорожную разметку. Цветные пластбетоны помогают ориентироваться на современных многоуровневых с множеством развязок автострадах, структурируют территорию автозаправочных станций. Они могут быть использованы при устройстве разделительных полос, мест переходов, выделении перекрестков, остановочных площадок, островков безопасности и т.п., которые отличаются своим цветом от основного покрытия дороги. В зарубежной практике цветной пластбетон находит применение для устройства покрытия всего полотна, преимущественно загородных дорог, с целью уменьшения утомляемости водителей. Определенное чередование различных оттенков благоприятно воздействует на работоспособность водителей, помогая объективно оценивать ситуацию, и снижает уровень аварийности на дороге.

Работы по созданию и применению в дорожном строительстве цветных пластбетонов ведутся в нашей стране и во многих других странах [1-3], включая крупнейшего скандинавского производителя асфальтобетона компанию NCC – лидера дорожно-строительного рынка Северной Европы. Разработаны составы различных вяжущих, есть некоторый опыт практического использования этих материалов в дорожном строительстве Москвы, Санкт-Петербурга. Однако широкомасштабного применения цветные дорожные пластбетоны в нашей стране пока не нашли.

Одна из главных причин, сдерживающих широкое применение цветных пластбетонов, состоит в дефицитности используемых для их получения материалов, узком спектре вяжущих, дороговизне и сложности технологического процесса их приготовления по сравнению с асфальтобетонами на битумном вяжущем. Для выделения цветных участков автомобильной дороги необходим материал на основе органического вяжущего, имеющего светлую окраску, которому можно придать различные оттенки и создать яркие цветные смеси [1, 2].

Вследствие этого в дорожном строительстве в качестве вяжущих для цветных пластбетонов стремятся применять синтетические полимерные вещества, отличительной особенностью которых является их хорошая окрашиваемость пигментами. В нашей стране и за рубежом в этих целях получили распространение светлые синтетические и природные смолы

(эпоксидная, полиэфирная, карбомидная, полиизобутилен, нефтеполимерная смола, талловый пек и др.).

Поскольку цветные пластбетоны по условиям приготовления и применения близки к асфальтобетонам и фактически являются их разновидностью, то и требования к цветным пластбетонам и материалам для их приготовления должны соответствовать требованиям, предъявляемым к асфальтобетонам, но с учетом специфики первых. На основании многолетних исследований определялись свойства вяжущих для цветных дорожных пластбетонов. По основным показателям свойств (температура размягчения, растяжимость, глубина проникания иглы, адгезия) полимерное вяжущее должно приближаться к вязким дорожным битумам (ГОСТ 22245-90).

В настоящей работе для получения цветных пластбетонных смесей использовали полимерные компоненты, имеющие светлую окраску: нефтеполимерную смолу, синтетический полибутадиеновый каучук СКД (марка П), структурирующую полиолефиновую добавку из вторичного полиэтилена, индустриальное масло.

Введение эластомеров, к которым относятся каучуки, оказывает положительное влияние в основном на низкотемпературные свойства пластбетона. Следовательно, позволяет уменьшить его жесткость зимой для предотвращения трещиностойкости.

Используемый в работе полибутадиеновый каучук СКД (марка П) представляет собой брикеты желтого цвета массой 30 ± 1 кг. Физико-механические показатели каучука представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Физико-механические показатели каучука СКД (марка П)

№ п/п	Наименование показателей	Требования	Результат испытаний
1	Содержание 1,4 цис-звеньев, %	87-93	89
2	Вязкость по Муни МБ 1 + 4 (100°C)	40-50	44
3	Разброс по вязкости внутри партии, не более	6	5
4	Потеря массы при сушке, % не более	0,4	0,25
5	Массовая доля золы, %, не более	0,3	0,25
6	Массовая доля антиоксиданта, %, золы, %	0,6-1,0	0,6
7	Плотность, г/см ³	Около 0,92	0,93
8	Температура стеклования, °С	До минус 110	-108
9	Каталитическая система	Титан-хлор-иод	Титан-хлор-иод

Известно использование нефтеполимерной смолы в качестве вяжущего для приготовления цветных пластбетонов [5]. Добавка нефтеполимерной смолы повышает термостабильность и водостойчивость асфальто- и пластбетонов [6]. В качестве нефтеполимерной смолы применялась ее модификация «Пиропласт – 2», выпускаемый ООО ПКС «АКРИЛ» Воронежской области в соответствии с требованиями ТУ 2451-008-49740748 – 2006.

«Пиропласт – 2» является продуктом термической полимеризации фракции С₉ пиролиза углеводородов при температуре 250°C и давлении до 1 МПа. Нефтеполимерная смола представляет собой твердое вещество от желтого до коричневого цвета. В настоящей работе использовался «Пиропласт – 2» желтого цвета. Продукт содержит нелетучих соединений – 99%, температура размягчения его составляет 93°C, кислотное число мг КОН / г – 0,89, иодное число г I₂ / 100 г 48, цвет 60% раствора смолы в уайт-спирите по йодометрической шкале составляет 71 мг I₂ / 100 мл. Применяется указанная смола в качестве компонента высоковяжущих материалов (для производства ячеистых бетонов), в качестве эффективной структурирующей добавки к маловязким битумам и нефтяным остаткам (для производства асфальтобетона). Показатели свойств соответствовали выше указанному ТУ.

Спецификация продукта (усредненные значения):

- нелетучие составляющие: 99%;
- температура размягчения: 85-100°C;

- цвет 60% раствора смолы в уайт-спирите по йодометрической шкале мг I₂/100 мл: 60-80;
- кислотное число, мг КОН/г, не более: 1;
- иодное число, г I₂/100 г: 35-60.

Вторичный полиэтилен использовался как низкой (пленка сельскохозяйственного назначения), так и высокой степени плотности (упаковочный материал). Эти виды полиэтилена сохраняют достаточно высокие прочностные и деформационные показатели и могут использоваться в качестве упрочняющей добавки асфальтобетона. Полиэтилен способствует улучшению высокотемпературных свойств, позволяет увеличить его жесткость летом для борьбы с колеобразованием [4].

Физико-механические показатели вторичного полиэтилена:

- предел прочности при растяжении: 9,2 МПа;
- относительное удлинение при разрыве: 176%;
- морозостойкость: -46°С.

В качестве пластификатора использовалось индустриальное масло марки И-40А производства ООО «Новокуйбышевский завод масел и присадок», отвечающее требованиям ГОСТ 20799-88 «Масла индустриальные, технические условия». Показатели свойств индустриального масла И-40А представлены в таблице 2.

Таблица 2 – Показатели свойств индустриального масла И-40А

№ п/п	Наименование показателя	Норма по ГОСТ	Фактически
1	Кинетическая вязкость при 40°С, мм ² /с	51-75	70,08
2	Кислотное число, мг КОН на 1 г масла, не более	0,05	0,04
3	Зольность, %, не более	0,005	0,004
4	Массовая доля серы в маслах из сернистых нефтей, не более	1,1	1,02
5	Плотность при 20°С, кг/м ³ , не более	900	889
6	Температура застывания, °С, не выше	-15	-17
7	Цвет на колориметре ЦНТ, единицы ЦНТ, не более	4,5	3,5
8	Температура вспышки, определяемая в открытом тигле, °С, не ниже	200	226
9	Стабильность против окисления: -приращение кислотного окисленного масла, не более -приращение смол, %, не более	0,40 3,0	0,37 2.6

Приготовление вяжущего для пластбетонов осуществляли следующим образом. Измельченный каучук, взятый в количестве 9,0%, перемешивался с индустриальным маслом в лабораторной мешалке при температуре 140-150°С с в течение 0,5 часа до получения однородной массы. Затем при отключенном нагревателе мешалки и понижении температуры до 100-120°С при перемешивании вводился полиэтилен, после чего в полученную композицию подавался «Пиропласт – 2» и смешивался с остальными компонентамиготавливаемого вяжущего до получения однородной консистенции.

В таблице 3 приведены составы и характеристики полученного вяжущего, испытания которого проводились в соответствии с требованиями ГОСТов на методы испытаний битумов, перечисленных в таблице №1 ГОСТ 22245-90 «Битумы нефтяные вязкие дорожные», эластичность вяжущего определяли по ГОСТ Р 52056-2003, определение качества сцепления вяжущего с поверхностью щебня по ГОСТ 12801-98 п. 28.

С использованием разработанного состава вяжущего (был взят состав №4), минеральных материалов и пигмента подобрана цветная пластбетонная смесь. Подобранный состав смеси приведен в таблице 4. Для приготовления был взят природный песок фр. 0-5 мм, ще-

бень из гравия фр. 5-15 мм с маркой по дробимости М1000 и минеральный порошок, который частично замещался пигментом.

Таблица 3 – Составы композиций вяжущего и их физико-механические показатели

№ составов смеси	Компонентный состав				Физико-механические показатели вяжущего						
	Нефтеполимерная смола	Индустриальное масло	Каучук	Вторичный полиэтилен	Глубина проникания иглы при		Температура размягчения по КиШ, °С	Растяжимость при 25°С	Температура хрупкости, °С	Эластичность, %	Адгезия
					25°С	0°С					
1	43,0	29,0	16,0	10,0	71	43	67	27	-26	63	3
2	49,0	28,0	13,0	9,0	92	41	65	17	-29	55	4
3	55,0	27,0	11,0	7,0	119	43	60	23	-32	49	5-
4	59,0	25,0	9,0	6,0	127	46	58	22	-28	46	4
5	61,0	22,0	6,0	11,0	139	40	61	16	-16	40	4-

Таблица 4 – Зерновые составы исходных материалов и подобранный состав минеральной части цветного пластбетона

Наименование	Содержание, %	Размер зерен, мм									
		20	15	10	5	2,5	1,25	0,63	0,315	0,16	0,071
<i>Исходные материалы</i>											
Щебень фр. 5-15 мм	100	100	100	86,11	9,53	4,13	3,65	3,44	3,31	3,05	2,53
Песок фр. 0-5 мм	100	100	100	99,93	97,48	70,88	57,75	41,85	28,89	19,82	11,99
Минеральный порошок (активир.)	100	100	100	100	100	100	100	99,7	99,5	97,4	81
<i>Состав смеси</i>											
Щебень фр. 5-15 мм	65	65	65	56	6,2	2,7	2,4	2,2	2,2	2	1,6
Песок фр. 0-5 мм	31	31	31	31	30,2	22	17,9	13	9	6,1	3,7
Минеральный порошок (активир.)	4	4	4	4	4	4	4	4	4	3,9	3,2
Количество вяжущего	6,5										
Готовая смесь		100	100	91	40,4	28,7	24,3	19,2	15,2	12	8,5
ГОСТ 9128-97 Тип А (непр. зер. сост)		90-100	75-100	62-100	40-50	28-38	20-28	14-20	10-16	6-12	4-10

Для придания яркой и насыщенной окраски в процессе приготовления цветных пластбетонных смесей использовались следующие пигменты:

- оксид хрома 99% (производство Германия), порошок зеленого цвета, 4 класса опасности по ГОСТ 12.1.007-76 (вещества малоопасные);

- железоксидный пигмент S 120 (Производство Германия), порошок красного цвета, 4 класса опасности по ГОСТ 12.1.007-76 (вещества малоопасные).

Область применения пигментов: в качестве сырья для лакокрасочной промышленности, окраски пластмасс, резины, бумаги, искусственных кож, линолеума, бетона и др., для изготовления продукции производственно-технического назначения. Количество пигмента составляло 1% от массы минеральной части смеси.

Из приготовленной пластбетонной смеси были получены образцы цветного пластбетона зеленого и красного цвета. Физико-механические показатели пластбетона представлены в таблице 5.

Таблица 5 – Физико-механические показатели цветного пластбетона

Наименование показателей	Нормы по ГОСТ 9128-97 для типа А марки 1			Цветная пластбетонная смесь на полимерном вяжущем
	Для дорожно-климатических зон			
	I	II, III	IV, V	
Водонасыщение, % по объему	2,0-5,0			3,69
Предел прочности при сжатии при температуре 20°C, МПа, не менее	2,5	2,5	2,5	3,9
Предел прочности при сжатии при температуре 50°C, МПа, не менее	0,9	1,0	1,1	1,9
Предел прочности при сжатии при температуре 0°C, МПа, не более	9,0	11,0	13,0	8,95
Водостойкость, не менее: плотных асфальтобетонов	0,95	0,90	0,85	0,98
Сдвигоустойчивость по:				
коэффициенту внутреннего трения, не менее	0,86	0,87	0,89	0,89
по сцеплению при сдвиге при температуре 50°C, МПа, не менее	0,23	0,25	0,26	0,39
Трещиностойкость по пределу прочности на растяжение при расколе при температуре 0°C и скорости деформирования 50 мм/мин, МПа:	3,0-5,5	3,5-6,0	4,0-6,5	4,61
Примечание: при использовании полимерно-битумных вяжущих допускается снижать нормы к сцеплению при сдвиге и пределу прочности на растяжение при расколе на 20%.				

Из данных таблицы 5 следует, что полимерная композиция разработанного вяжущего обеспечивает получение сдвиго- и трещиностойкого цветного пластбетона яркой окраски, с повышенным коэффициентом водостойкости, удовлетворяющего полностью требованиям ГОСТ 9128-97 «Смеси асфальтобетонные дорожные, аэродромные и асфальтобетон» к типу А.

Выводы

При получении вяжущих для цветных пластбетонных смесей использовались полимерные компоненты, имеющие светлую окраску, в состав которых входили «Пиропласт – 2», синтетический полибутадиеновый каучук СКД (марка II), структурирующая полиолефиновая добавка из вторичного полиэтилена и индустриальное масло. С использованием разработанного вяжущего получен пластбетон, полностью удовлетворяющий требованиям ГОСТ 9128-97 «Смеси асфальтобетонные дорожные, аэродромные и асфальтобетон» к типу А.

ЛИТЕРАТУРА

1. Макаренков, В.Н. Цветные дорожные пластбетоны [Текст] / В.Н. Макаренков. – Воронеж: ВГУ, 1975. – С. 168.
2. Сюньи, Г.К. Цветной асфальтобетон [Текст] / Г.К. Сюньи. – М.: Транспорт, 1964. – С. 50.
3. SU 1717578 А 1, С 04 26/26 «Способ приготовления цветной смеси для дорожных покрытий».
4. Бонченко, Г.А. Асфальтобетон. Сдвигоустойчивость и технология модифицирования полимером [Текст] / Г.А. Бонченко. – М: Машиностроение, 1994. – 176 с.
5. Гун, Р.Б. Исследования в области совершенствования производства цветного пластбетона для дорожного строительства г. Москвы [Текст] / Р.Б. Гун, М.Ф. Фарбер. – М.: МИНХ и ГП, 1975. – 52 с.
6. Поздняева, Л.В. Нефтеполимерная смола в качестве модификатора нефтяных дорожных битумов [Текст] / Л.В. Поздняева. – Труды РосДорНИИ. – 1996. – Вып. 8. – С. 54-60.

Черных Д.С.

Ростовский государственный строительный университет, г. Ростов-на-Дону
 Аспирант кафедры «Автомобильные дороги и аэродромы» Дорожно-транспортного института
 Тел.: +7 903 400 32 43
 E-mail: chdmitriy@nm.ru

Мардиросова И.В.

Ростовский государственный строительный университет, г. Ростов-на-Дону
 Кандидат химических наук, доцент кафедры «Автомобильные дороги и аэродромы»
 Тел.: +7 (863) 263 77 76

Уважаемые коллеги!

В Орловском государственном техническом университете с 2004 г. издается научный журнал «Строительство и реконструкция» («Известия ОрелГТУ»). Серия «Строительство. Транспорт», в котором Вы можете опубликовать свои статьи по широкому спектру проблем в следующих областях:

Строительство

- эффективные архитектурно-конструктивные решения зданий и сооружений;
- энергосберегающие технологии в строительном комплексе;
- развитие теории расчета сооружений и элементов строительных конструкций, оснований и фундаментов;
- вопросы безопасности зданий и сооружений.
- строительные технологии, материалы и изделия;
- теория архитектуры и градостроительства;
- архитектурно-строительное проектирование;
- синтез искусств в архитектуре и др.

Транспорт

- современные технологии и технологическое оборудование, используемые для технического обслуживания, ремонта автомобилей и реновации их деталей;
- системный анализ, управление и обработка информации в транспортном комплексе;
- повышение эффективности эксплуатации автомобильного транспорта;
- проблемы качества энерго- и ресурсосбережения на автомобильном транспорте;
- экологическая безопасность транспортного комплекса.

Журнал открыт для рекламы, оплата – на договорной основе.

Объем статьи, как правило, не должен превышать 7 стр., рекламного объявления – не более 1 стр. Материал принимается в файловом виде: по электронной почте, на дискетах 3,5 дюйма или на CD-диске, выполненный в любом из текстовых редакторов Word, с приложением распечатки. С аспирантов плата за публикацию не взимается.

ОБЯЗАТЕЛЬНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ОФОРМЛЕНИЮ СТАТЬИ:

- Объем материала, предлагаемого к публикации, измеряется страницами текста на листах формата А4 и содержит от 3 до 7 страниц (заполнение последней страницы – не менее 75 процентов; все страницы рукописи должны иметь сплошную нумерацию. Объем рекламного объявления не должен превышать 1 страницу).
- Статья предоставляется в 1 экземпляре на бумажном носителе и в электронном виде (по электронной почте или на любом электронном носителе).
- В одном сборнике может быть опубликована только одна статья одного автора, включая соавторство.
- Статьи должны быть набраны шрифтом Times New Roman, размер 12 pt с одинарным интервалом, текст выравнивается по ширине; абзацный отступ – 1,25 см, правое поле – 2 см, левое поле – 2 см, поля внизу и сверху – 2 см.
- Название статьи, а также фамилии и инициалы авторов обязательно дублируются на английском языке.
- К статье прилагается перечень ключевых слов на русском и английском языке.
- В тексте статьи желательно:
 - не применять обороты разговорной речи, техницизмы, профессионализмы;
 - не применять для одного и того же понятия различные научно-технические термины, близкие по смыслу (синонимы), а также иностранные слова и термины при наличии равнозначных слов и терминов в русском языке;
 - не применять произвольные словообразования;
 - не применять сокращения слов, кроме установленных правилами русской орфографии, соответствующими государственным стандартам.
- Сокращения и аббревиатуры должны расшифровываться по месту первого упоминания (вхождения) в тексте статьи.

ПОСТРОЕНИЕ СТАТЬИ

- УДК (сверху слева) с абзацным отступом.
 - С пропуском одной строки – выровненные по центру страницы и набранные прописными буквами светлым шрифтом прямого начертания инициалы и фамилии авторов (ИВАНОВ И.И.).
 - С пропуском одной строки – название статьи, набранное без абзацного отступа прописными буквами полужирным шрифтом 14 pt и расположенное по центру страницы.
 - С пропуском одной строки – краткая (не более 10 строк) аннотация, набранная с абзацного отступа курсивным шрифтом 10 pt на русском языке.
 - Краткая (не более 10 строк) аннотация, набранная с абзацного отступа курсивным шрифтом 10 pt на английском языке, отделенная от предыдущей аннотации одинарным интервалом.
 - Основной текст статьи. Заголовки подразделов набирают с абзацным отступом полужирным шрифтом прописными буквами (размер 12 pt), выравнивание по левому краю. Заголовки и подзаголовки отделяют от основного текста одинарным интервалом сверху.
-

Пример оформления

УДК 539.4:620.179

МАЛИНИН В.Г., МАЛИНИН В.В.

ДВУХУРОВНЕВЫЙ СТРУКТУРНО-МЕХАНИЧЕСКИЙ ГРАДИЕНТНЫЙ КРИТЕРИЙ РАЗРУШЕНИЯ

На основе системного подхода структурно-аналитической мезомеханики формулируется двухуровневый структурно-механический, градиентный критерий разрушения, позволяющий развить методики оценки параметров трещиностойкости и учитывающий влияние зон структурных концентраторов на прочность в окрестности макроконцентратора напряжений.

Ключевые слова: критерий разрушения, напряжения, прочность.

On the basis of the system approach structural - analytical mezo mechanics it is formed two-level structural - mechanical gradiental criterion of the destruction, allowing to develop techniques of an estimation of parameters crack of resistance and taking into account influence of zones of structural concentrators on durability in a vicinity of the macroconcentrator of stresses.

Keywords: criterion of destruction, a pressure, durability.

ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ

Прочностное состояние нагруженного твердого тела находится между хрупким и вязким, различие между которыми в механическом аспекте зависит от вида напряженно-деформированного состояния, истории нагружения, эволюции дефектной структуры и определяется соотношением энергетических затрат на обратимые и необратимые явления деформирования. В связи с этим возникает необходимость рассмотрения прочностного состояния материала в изделиях с макроконцентраторами с учетом влияния структурного состояния на микро- и мезомасштабном уровнях и влияния неоднородности макронапряженного состояния на локальные механические характеристики материала. Поставленную задачу можно решать в рамках градиентного подхода оценки локальной прочности в зоне концентрации напряжений, рассматривая состояние материала по двум критериям с непрерывным переходом из одного в другой.

Таблицы, рисунки, формулы

• Все таблицы, рисунки и основные формулы, приведенные в тексте статьи, должны быть пронумерованы.

• Формулы следует набирать в редакторе формул Microsoft Equation 3.0 с размерами: обычный шрифт – 12 pt, крупный индекс – 10 pt, мелкий индекс – 8 pt. Формулы, внедренные как изображение, не допускаются! Русские и греческие буквы, а также обозначения тригонометрических функций, набираются прямым шрифтом, латинские буквы – *курсивом*.

• Формулы выравнивают по левому краю страницы с абзацным отступом и нумеруют (только те, на которые приводят ссылки); порядковый номер формулы обозначается арабскими цифрами в круглых скобках около правого поля страницы.

• В формулах в качестве символов следует применять обозначения, установленные соответствующими государственными стандартами. Описание начинается со слова «где» без двоеточия, без абзацного отступа; пояснение каждого символа дается в той последовательности, в которой символы приведены в формуле. Единицы измерения даются в соответствии с Международной системой единиц СИ.

• Переносить формулы на следующую строку допускается только на знаках выполняемых операций, причем знак в начале следующей строки повторяют.

Пример оформления формулы в тексте

$$q_1 = (\alpha - 1)^2 \left(1 + \frac{1}{2\alpha}\right) / d, \quad (11)$$

где $\alpha = 1 + 2a/b$ – коэффициент концентрации напряжений; $d = 2a$ – размер эллиптического отверстия вдоль опасного сечения.

• Рисунки и другие иллюстрации (чертежи, графики, схемы, диаграммы, фотоснимки) следует располагать непосредственно после текста, в котором они упоминаются впервые.

• Если рисунок небольшого размера, желательно его обтекание текстом.

• Подписи к рисункам выравнивают по ширине страницы, в конце подписи точка не ставится:

Рисунок 1 – Текст подписи

• Пояснительные данные набираются шрифтом прямого начертания 12 pt и ставят после наименования рисунка.

Пример оформления рисунка в тексте

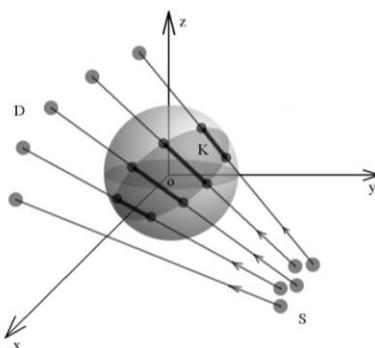


Рисунок 1 – Схема сканирования объекта: S – множество источников; D – множество детекторов; K – множество элементарных объемов тела, через которые прошел луч

• На все таблицы должны быть приведены ссылки в тексте, при ссылке следует писать слово «таблица» с указанием ее номера.

- Заголовки граф и строк таблицы пишутся с прописной буквы, а подзаголовки – со строчной, если они составляют одно предложение с заголовком, или с прописной буквы, если они имеют самостоятельное значение. В конце заголовков и подзаголовков таблиц точки не ставятся. Текст внутри таблицы в зависимости от объема размещаемого материала может быть набран шрифтом меньшего кегля, но не менее 8 pt. Текст в столбцах располагают от левого края либо центрируют.

- Слово «Таблица» размещается по левому краю, после него через тире располагается название таблицы:

Таблица 1 – Текст названия

- Если в конце страницы таблица прерывается и ее продолжение будет на следующей странице, нижнюю горизонтальную линию в первой части таблицы не проводят. При переносе части таблицы на другую страницу над ней пишут слово «Продолжение» и указывают номер таблицы: «Продолжение таблицы 1».

- Нумерация граф таблицы арабскими цифрами необходима только в тех случаях, когда в тексте документа имеются ссылки на них, при делении таблицы на части, а также при переносе части таблицы на следующую страницу.

Примеры оформления таблиц в тексте

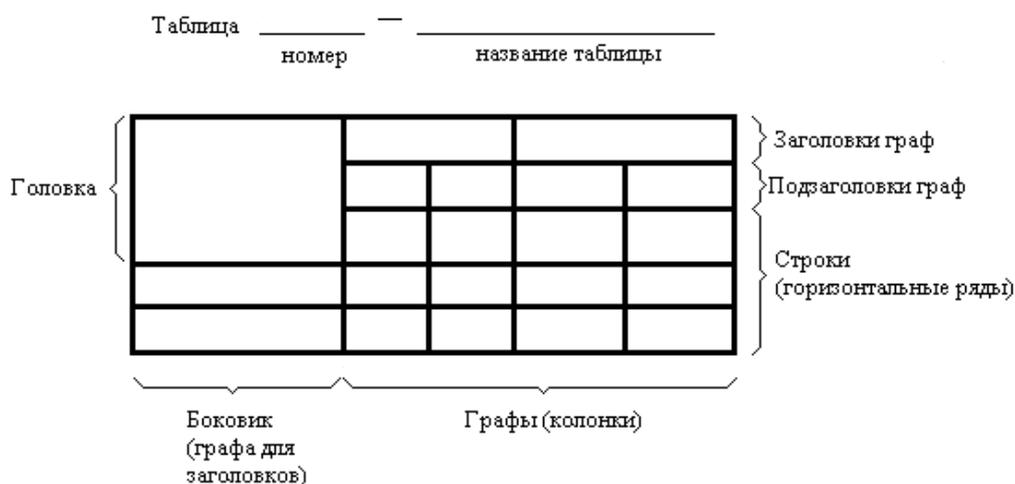


Таблица 1 – Название

Номинальный диаметр резьбы болта, винта, шпильки	Внутренний диаметр шайбы	Толщина шайбы					
		легкой		нормальной		тяжелой	
		<i>a</i>	<i>b</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>a</i>	<i>b</i>
1	2	3	4	5	6	7	8
2,0	2,1	0,5	0,8	0,5	0,5	-	-

Список литературы

- Список литературы, набранный обычным шрифтом прямого начертания 10 pt, помещается в конце статьи. Заголовок «ЛИТЕРАТУРА» набирается жирным шрифтом 12 pt прописными буквами с выравниванием по центру без абзачного отступа. Литературные ссылки оформляются по ГОСТ 7.1 2003.

Пример оформления списка литературы

ЛИТЕРАТУРА

1. Валиев, Р.З. Наноструктурные материалы, полученные интенсивной пластической деформацией [Текст] / Р.З. Валиев, И.В. Александров. – М.: Логос, 2000. – 271 с.

Сведения об авторах

• В конце статьи приводятся набранные 10 pt сведения об авторах в такой последовательности: Фамилия, имя, отчество (полужирный шрифт); учреждение или организация, ученая степень, звание, должность, адрес, телефон, электронная почта (обычный шрифт).

Пример оформления сведений об авторах

Константинов И.С.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Доктор технических наук, заведующий кафедрой «Информационные системы», профессор
Тел.: +7 (4862) 40-96-14
E-mail: konstantinov@ostu.ru

Бизин И.В.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Ассистент кафедры «Информационные системы»
Тел.: +7 (4862) 43-26-19
E-mail: bizin@yandex.ru

Адрес учредителя:

Орловский государственный технический университет
302020, г. Орел, Наугорское шоссе, 29
+7 (4862) 73-43-48
www.ostu.ru
E-mail: oantc@ostu.ru

Технический редактор С.В. Солопов
Компьютерная верстка С.В. Солопов

Подписано в печать 22.04.2010 г.
Формат 70x108 1/16. Печ. л. 3,46.
Тираж 300 экз.
Заказ № _____

Отпечатано с готового оригинал-макета на полиграфической базе ОрелГТУ
302030, г. Орел, ул. Московская, 65.