

Редакционный совет:

Пилипенко О.В. д-р техн. наук., проф.,
председатель
Голенков В.А. д-р техн. наук, проф.,
зам. председателя
Пузанкова Е.Н. д-р пед. наук, проф.,
зам. председателя
Радченко С.Ю. д.т.н., проф.,
зам. председателя
Борзенков М.И. канд. техн. наук, доц.,
секретарь
Авдеев Ф.С. д-р пед. наук, проф.
Астафичев П.А. д-р юрид. наук, проф.
Желтикова И.В. канд. филос. наук, доц.
Иванова Т.Н. д-р техн. наук., проф.
Зомитева Г.М. канд. экон. наук, доц.
Колчунов В.И. д-р техн. наук., проф.
Константинов И.С. д-р техн. наук, проф.
Косыкин А.В. д-р техн. наук., проф.
Новиков А.Н. д-р техн. наук., проф.
Попова Л.В. д-р экон. наук., проф.
Уварова В.И. канд. филос. наук., доц.

Главный редактор:

Колчунов В.И. акад. РААСН, д.т.н., проф.
Заместители главного редактора:
Данилевич Д.В. канд. техн. наук, доц.
Колесникова Т.Н. д-р арх., проф.
Коробко В.И. д-р техн. наук, проф.

Редакция:

Бок Т. д-р техн. наук., проф. (Германия)
Бондаренко В.М. акад. РААСН,
д-р техн. наук, проф. (Россия)
Гордон В.А. д-р техн. наук, проф. (Россия)
Емельянов С.Г. чл.-корр. РААСН,
д-р техн. наук, проф. (Россия)
Карпенко Н.И. акад. РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)
Коробко А.В. д-р техн. наук, проф. (Россия)
Король Е.А. чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)
Римшин В.И. чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)
Сергейчук О.В. д-р техн. наук, проф. (Украина)
Серпик И.Н. д-р техн. наук, проф. (Россия)
Тамразян А.Г. д-р техн. наук, проф. (Россия)
Тур В.В. д-р техн. наук., проф. (Белоруссия)
Турков А.В. д-р техн. наук, проф. (Россия)
Федоров В.С. акад. РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)
Федорова Н.В. советник РААСН,
д-р техн. наук, проф. (Россия)
Чернышов Е.М. акад. РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)
Шах Р. д-р техн. наук, проф. (Германия)

Ответственный за выпуск:

Савин С.Ю. к.т.н.

Адрес редакции:

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

Зарегистрировано в Федеральной службе
по надзору в сфере связи, информационных
технологий и массовых коммуникаций.
Свидетельство: ПИ №ФС 77-67169
от 16 сентября 2016 г.

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

© ОГУ имени И.С. Тургенева, 2018

Содержание

Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции

Глаголев А.В. Работа на продавливание железобетонных балок прямоугольного сечения с жесткой арматурой.....	3
Гордон В.А., Колчунов В.И., Трифонов В.А. Реакция системы «балка-упругое основание» на внезапное изменение граничных условий	8
Демьянов А.И., Наумов Н.В., Колчунов Вл. И. Программа и методика экспериментальных исследований составных железобетонных конструкций при кручении с изгибом.....	22
Истомин А.Д. Прогиб и ширина раскрытия трещин железобетонной балки по отечественным нормам и Еврокоду 2	31
Карневич В.В. О вычислении критической нагрузки на колонну в общем случае упруго-податливого закрепления по ее концам	38
Купчикова Н. В. Экспериментальные исследования группы свай с поверхностными уширениями в виде ступеней	45
Курбацкий Е. Н., Титов Е.Ю., Голосова О.А., Косауров А.П. Метод защиты сооружений от вибраций и сейсмических воздействий	55
Малахова А.Н. Возможные комплексные причины появления трещин в стенах подземного резервуара	67
Кузнецов В.С., Шапошникова Ю.А. К определению длины анкеровки продольной растянутой арматуры на крайней свободной опоре	72

Безопасность зданий и сооружений

Аветисян Л.А., Скорняков Т.С. Оценка сейсмостойкости многоэтажного каркасного здания по российским и европейским нормативным документам	80
Ванус Д.С. Расчет железобетонной балки на действие мгновенного импульса с учетом деформирования арматуры как вант	88
Федорова Н.В., Андросова Н.Б. К оценке динамических догрузений в арматуре железобетонных элементов конструктивной системы при трещинообразовании и внезапном выключении одной из конструкций	93

Архитектура и градостроительство

Акуфуна Кабанго, Енин А.Е. Системный подход при архитектурных исследованиях пространственной среды экологических систем «население - среда» в условиях Замбии	103
--	-----

Строительные материалы и технологии

Котова К.С., Славчева Г.С. Изучение сцепления различных видов арматуры с пенобетоном	114
Хольшемахер К., Булгаков А.Г. Анализ применения экологически безопасных армированных бетонов	124

Editorial council:

Pilipenko O.V. *Doc. Sc. Tech., Prof., President*
Golenkov V.A. *Doc. Sc. Tech., Prof., Vice-president*
Puzankova E.N. *Doc. Sc. Ped., Prof., Vice-president*
Radchenko S.Y. *Doc. Sc. Tech., Prof., Vice-president*
Borzenkov M.I. *Candidat Sc. Tech., Docent, Secretary*
Astafichev P.A. *Doc. Sc. Law., Prof.*
Avdeyev F.S. *Doc. Sc. Ped., Prof.*
Ivanova T.N. *Doc. Sc. Tech., Prof.*
Kolchunov V.I. *Doc. Sc. Tech., Prof.*
Konstantinov I.S. *Doc. Sc. Tech., Prof.*
Koskin A.V. *Doc. Sc. Tech., Prof.*
Novikov A.N. *Doc. Sc. Tech., Prof.*
Popova L.V. *Doc. Ec. Tech., Prof.*
Uvarova V.I. *Candidat Sc. Philos., Docent*
Zheltikova I.V. *Candidat Sc. Philos., Docent*
Zomiteva G.M. *Candidate Sc. Ec., Docent*

Editor-in-chief

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

Editor-in-chief assistants:

Danilevich D.V. *Candidat Sc. Tech., Docent.*
Kolesnikova T.N. *Doc. Arc., Prof.*
Korobko V.I. *Doc. Sc. Tech., Prof.*

Editorial committee

Bock T. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Germany)*
Bondarenko V.M. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*
Gordon V.A. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*
Emelyanov S.G. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*
Karpenko N.I. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*
Korobko A.V. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*
Korol E.A. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*
Rimshin V.I. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*
Sergeyчук O.V. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Ukraine)*
Serpik I.N. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*
Tamrazyan A.G. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*
Tur V.V. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Belorussia)*
Turkov A.V. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*
Fedorov V.S. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*
Fedorova N.V. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*
Chernyshov E.M. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Russia)*
Schach R. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Germany)*

Responsible for edition:

Savin S.Yu. *Candidat Sc. Tech.*

The edition address:

302006, Orel, Moskovskaya Street, 77
+7 (4862) 73-43-49
www.build.oreluniver.ru
E-mail: str_and_rek@mail.ru

Journal is registered in Russian federal service for monitoring communications, information technology and mass communications
The certificate of registration:
ПН №ФС 77-67169 from 16.09.2016 г.

Index on the catalogue of the «Pressa Rossii»
86294

© Orel State University, 2018

Contents

Theory of engineering structures. Building units

Glagolev A.V. Work on punching reinforced concrete beams rectangular section with hard reinforcement.....	3
Gordon V.A., Kolchunov V.I., Trifonov V.A. The reaction of the «beam-elastic foundation» system to a sudden change in the boundary conditions	8
Dem'yanov A.I., Naumov N.V., Kolchunov V.I. The program and methodology of experimental studies of composite reinforced concrete structures under the action torsion with bending.....	22
Istomin A.D. Comparative bending and width of opening of cracks of reinforced-concrete beam on home norms and Eurocode 2	31
Karnevich V.V. On calculating buckling critical load of columns with generally defined semi-rigid end restraints	38
Kupchikova N.V. Experimental study of the stepped ready piles	45
Kurbatskiy E.N., Titov E.U., Golosova O.A., Kosaurov A.P. Vibration and seismic action abatement method for structures	55
Malakhova A.N. Possible complex causes of the appearance of cracks in the walls of an underground reservoir	67
Kuznetsov V. S., Shaposhnikova Yu. A. To the determination of the anchoring length of a longitudinal stretched reinforcement on extreme free support	72

Building and structure safety

Avetisyan L.N., Skorniyakov T.S. Estimation of seismic resistance of multi-storey frame building according to russian and european normative documents	80
Vanus D.S. Calculation of reinforced concrete beam to action instant impulse with the account of reinforcement as vant	88
Fedorova N.V., Androsova N.B. On assessment of additional dynamic forces in reinforcement of rc structural element at cracking and instantinious failure of a construction	93

Architecture and town-planning

Akufuna Kabango, Enin A.E. Systematic approach to architectural studies of the spatial environment of ecological systems "population - environment" in conditions of Zambia	103
--	-----

Construction materials and technologies

Kotova K. S., Slavcheva G. S. Study of clutch of various types of reinforcements with foam concrete	114
Holschemacher K., Bulgakov A.G. Analysis of application of ecologically safe reinforced concrete	124

УДК 624.046.2

ГЛАГОЛЕВ А.В.

РАБОТА НА ПРОДАВЛИВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ С ЖЕСТКОЙ АРМАТУРОЙ

Рассмотрены результаты экспериментального исследования прочности железобетонных балок с жесткой арматурой. Установлен характер напряженного состояния и разрушения по наклонным сечениям. Напряжения в стенке стального профиля достигали предела текучести. Напряжения в нижней гибкой арматуре не достигали предельных значений. Совместная работа бетона и жесткой арматуры наблюдалась вплоть до исчерпания несущей способности балок. Расслоения конструкций по контакту бетона и стального профиля не отмечено. Появление критических наклонных трещин наблюдалось при нагрузке около 80% от разрушающей. Способ передачи внешней нагрузки и меняющийся пролет среза не оказали влияния на характер трещинообразования и разрушения образцов. Разрушение опытных образцов балочных элементов происходило по наклонным сечениям под углом 45°. Приведены рекомендации по определению продавливающих усилий.

Ключевые слова: железобетонные балки с жесткой арматурой, разрушение по наклонным сечениям, продавливание балок, продавливающее усилие.

С развитием строительной индустрии в монолитном строительстве все большее внимание обращается на железобетонные конструкции с жесткой арматурой. Эти конструкции, обладая повышенной несущей способностью и достаточной огнестойкостью, имеют хорошие перспективы использования.

Жесткая арматура наиболее эффективна в строительстве монолитных и сборно-монолитных каркасных зданий, большепролетных перекрытий, перекрытий под большие распределенные и сосредоточенные нагрузки при ограниченной строительной высоте конструкций и нестандартных пролетах [1].

Актуальная задача удешевления конструкций и экономия стали связана с рациональным использованием арматурных сталей. Надежность железобетонных конструкций на продавливание при действии сосредоточенной силы рассматривалась в работах [2,3].

Применительно к конструкциям с жесткой арматурой эта задача решается при использовании более эффективных видов стальных тонкостенных профилей – прокатных, штампованных, гнутых и сварных. Тонкостенные профили могут обеспечивать более рациональное распределение стали в поперечном сечении изгибаемого элемента.

Ранее проведенные исследования железобетонных конструкций с жесткой арматурой показали, что при однократном статическом нагружении железобетонных изгибаемых элементов с жесткой арматурой, обеспеченной анкерровкой, и имеющих дополнительную поперечную арматуру, наблюдается совместная работа бетона и жесткой арматуры вплоть до разрушения по нормальным или наклонным сечениям. Отмечалась аналогия характера разрушения элементов с жестким и гибким армированием [5,6].

Более поздние исследования ставили задачей детально изучить значения усилий в жесткой арматуре и бетоне, развивающиеся при разрушении по наклонным сечениям, исследовать по всей ли зоне разрушения по наклонному сечению в стенке стального профиля развиваются деформации текучести, достигается ли текучесть в верхнем сжатом стальном поясе, каковы напряжения в нижнем стальном поясе и в нижней гибкой арматуре. Каково влияние пролета среза на характер трещинообразования и разрушения [7-9].

Для проведения исследования прочности были запроектированы две серии опытных образцов железобетонных балок прямоугольного сечения (40х23 см) с жесткой арматурой. Образцы конструировались так, чтобы прочность по нормальному сечению была больше, чем прочность по наклонному сечению. Анкеровка жесткой и гибкой арматуры надежно обеспечивалась [6].

Для армирования балок было разработано три типа жесткой арматуры. Первый и второй типы представляли собой сварные двутавры с симметричными полками, которые отличались между собой только толщиной стенки. Третий тип представлял собой прокатный двутавр №14, располагаемый в нижней зоне сечения. Схему армирования см. рис. 1.

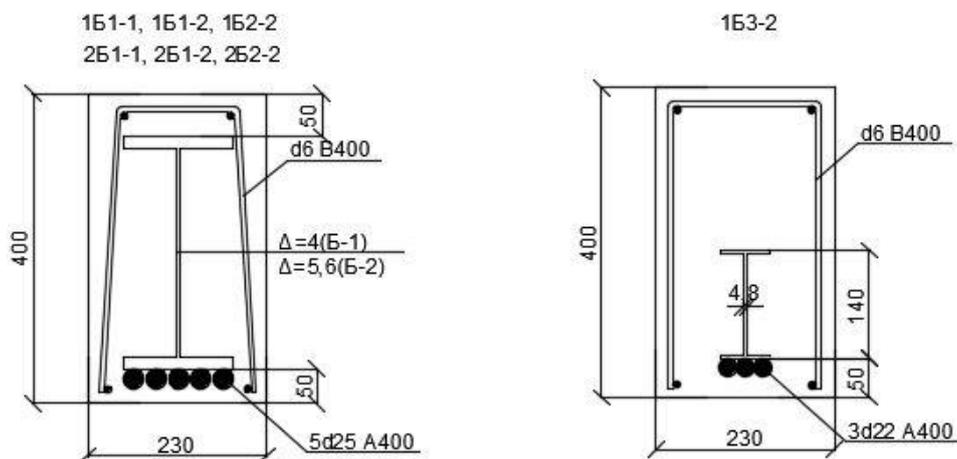


Рисунок 1 - Схема армирования образцов

Для проведения исследования прочности были запроектированы две серии опытных образцов железобетонных балок прямоугольного сечения (40х23 см) с жесткой арматурой. Первая серия образцов предполагала загрузку балок по верхней грани балок (имитировался случай платформенного опирания). Вторая серия образцов предполагала загрузку балок через монолитный выступ (имитировался случай опирания на балку монолитного столба или колонны).

Образцы первой и второй серий отличались не только способом передачи нагрузки, но и пролетом среза – a/h_0 . Первая серия имела пролет среза 1,4 и 1,7, вторая – 1,4 и 1,95 (см. рис. 2).

Для замера деформаций элементов жесткой арматуры при поэтапном нагружении на стенку и полку жесткой арматуры наклеивались тензорезисторные датчики с базой 5 мм. Деформации бетона должны были контролировать тензорезисторные датчики на базе 5 см.

Параметры опытных образцов приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Расчетные параметры опытных образцов

Марка элемента	Бетон (МПа)			a/h_0	δ_c , см	$Q_p^{оп}$ кН	Руководство	
	R	R_b	R_{bt}				Q_p^T кН	$Q_p^{оп}/Q_p^T$
1Б1-1(1)	54	44	2,5	1,7	0,4	715	531,2	1,35
1Б1-1(2)						722,5	501,3	1,44
1Б1-2(1)	41,5	31,5	2,1	1,4	0,4	745	471,6	1,58
1Б1-2(2)						755	471,6	1,60
1Б2-2(1)	58,2	49,3	2,95	1,4	0,56	935	664	1,41
1Б2-2(2)						958	668,9	1,43
1Б3-2(1)	53	48,5	2,64	1,4	0,48	573	413,3	1,39

давалась прессом на фрагмент колонны. Это обстоятельство объясняет схожесть схем разрушения образцов, похожесть рисунков трещинообразования, так как это соответствует известным схемам разрушения - от продавливания, (см. рис.3). Продавливаемый участок ограничен точками приложения усилий и критическими наклонными трещинами под углом 45° . Величина продавливающего усилия определяется по границам критических наклонных трещин из условия прочности наклонных сечений руководства п.п. 30.20 [10].

$$Q \leq 0.8h_{ст} \delta_c R_{аж} + \sum R_{ах} F_x + \sum R_{ах} F_o \sin \alpha + Q_b. \quad (1)$$

Разрушение опытных образцов изгибаемых элементов происходило по наклонным сечениям под углом 45° . Меняющийся пролет среза не оказал влияния на характер критических трещин и характер разрушения. Напряжения в стенке стального профиля достигали предела текучести. Расслоение конструкций по металлу не наблюдалось. Совместная работа бетона и жесткой арматуры наблюдалась вплоть до исчерпания несущей способности.

Учитывая возможность проявления эффекта продавливания балок сосредоточенной нагрузкой, необходимо проверять эту вероятность расчетом.

Выводы

В лабораторных условиях удалось создать одинаковые величины усилий в балках справа и слева от точек приложения внешней нагрузки. Поэтому полученная картина разрушения соответствует продавливанию во всех испытанных образцах. Однако на практике невозможно создать одинаковые усилия справа и слева от точки приложения разрушающего усилия. Всегда имеется вероятность, что усилия справа и слева от точки приложения усилия будут разными. Это может быть вызвано: неточностью монтажа, техническими дефектами, случайными повреждениями, эксцентриситетами и др. Поэтому за предельное состояние при расчете на продавливание следует принимать минимальное условие прочности в наклонном сечении по одной из сторон - справа или слева от места приложения сосредоточенной нагрузки (1).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Тамразян, А.Г. Бетон и железобетон: проблемы и перспективы // Промышленное и гражданское строительство. - 2014. - №7. - С. 51-54.
2. Тамразян, А.Г. К оценке надежности железобетонных плоских безбалочных плит перекрытий на продавливание при действиях сосредоточенной силы в условиях высоких температур / А.Г. Тамразян, Ю.Н. Звонов // Промышленное и гражданское строительство. - 2016. - №7. - С.224-28.
3. Тамразян, А.Г. О надежности железобетонных плит перекрытий на продавливание в условиях огневых воздействий / А.Г. Тамразян, Ю.Н. Звонов // Современные проблемы расчета железобетонных конструкций, зданий и сооружений на аварийные воздействия. Под редакцией А.Г. Тамразяна, Д.Г. Копаницы. - 2016. - С. 416-421.
4. Тамразян, А.Г. Определение расчетных параметров для оценки надежности платформенных стыков панельных зданий / А.Г. Тамразян, Д.С. Дехтерев, А.Е. Карпов, А.Г. Ласковенко // Современные проблемы расчета железобетонных конструкций, зданий и сооружений на аварийные воздействия. Под редакцией А.Г. Тамразяна, Д.Г. Копаницы. - 2016. - С. 413-416.
5. Васильев, А.П. Прочность наклонных сечений изгибаемых элементов с жесткой арматурой / А.П. Васильев, Н.И. Катин, Э.Е. Сигалов, А.В. Глаголев // Бетон и железобетон. - 1979. - №7.
6. Сигалов, Э.Е. Прочность наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов с жесткой арматурой / Э.Е. Сигалов, А.В. Глаголев // Известия вузов. Сер. «Строительство и архитектура». - 1979. - №1.
7. Карпенко, Н.И. Практическая методика расчета железобетонных плит на продавливание по различным схемам / Н.И. Карпенко, С.Н. Карпенко // Бетон и железобетон. - 2012. - №5.
8. Старишко, И.Н. Влияние пролета среза, размеров свеса сжатых полок и других факторов на несущую способность по наклонным сечениям изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного и таврового сечений // Бетон и железобетон. 2016. - №2.
9. Тамразян, А.Г. Основные требования к проектированию железобетонных конструкций по модельному кодексу ФИБ / А.Г. Тамразян, В.Р. Фаликман // Строительство и реконструкция. - 2016. - № 3 (65). - С. 71-77.
10. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой. - М.: Стройиздат, 1978. - 55 с.

Глаголев Александр Васильевич

Национальный Исследовательский Московский Государственный Строительный Университет, г. Москва
К.т.н., доцент, доцент кафедры железобетонных конструкций
E-mail: geradgeny@rambler.ru.

GLAGOLEV A.V.

WORK ON PUNCHING REINFORCED CONCRETE BEAMS RECTANGULAR SECTION WITH HARD REINFORCEMENT

The results of an experimental study of the strength of reinforced concrete beams with rigid reinforcement are considered. The nature of the stressed state and fracture along oblique sections is established. Stresses in the wall of the steel profile reached the yield point. The stresses in the lower flexible armature did not reach the limit values. The joint work of concrete and rigid reinforcement was observed up to the exhaustion of the bearing capacity of the beams. The stratification of structures on the contact of concrete and the steel profile was not observed. The appearance of critical inclined cracks was observed at a load of about 80% of the fracture. The method of transferring the external load and the varying span of the cut did not affect the character of the cracking and fracture of the samples. The destruction of the prototypes of the beam elements occurred along oblique cross sections under the 45 ° hole. The recommendations for determining the pushing forces are given.

Key words: reinforced concrete beams with rigid reinforcement, destruction along inclined sections, pushing of beams, pushing force.

REFERENCES

1. Tamrazyan, A.G. Beton i zhelezobeton: problemy i perspektivy // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. - 2014. - №7. - S. 51-54.
2. Tamrazyan, A.G. K otsenke nadezhnosti zhelezobetonnykh ploskikh bezbalochnykh plit perekrytiy na prodavlivaniye pri deystvii sosredotochennoy sily v usloviyakh vysokikh temperatur / A.G. Tamrazyan, YU.N. Zvonov // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. - 2016. - №7. - S.224-28.
3. Tamrazyan, A.G. O nadezhnosti zhelezobetonnykh plit perekrytiy na prodavlivaniye v usloviyakh ognevnykh vozdeystviy / A.G. Tamrazyan, YU.N. Zvonov // Sovremennyye problemy rascheta zhelezobetonnykh konstruksiy, zdaniy i sooruzheniy na avariynnyye vozdeystviya. Pod redaktsiyey A.G. Tamrazyana, D.G. Kopanitsy. - 2016. - S. 416-421.
4. Tamrazyan, A.G. Opredeleniye raschetnykh parametrov dlya otsenki nadezhnosti platformennykh stykov panel'nykh zdaniy / A.G. Tamrazyan, D.S. Dekhterev, A.Ye. Karpov, A.G. Laskovenko // Sovremennyye problemy rascheta zhelezobetonnykh konstruksiy, zdaniy i sooruzheniy na avariynnyye vozdeystviya. Pod redaktsiyey A.G. Tamrazyana, D.G. Kopanitsy. - 2016. - S. 413-416.
5. Vasil'yev, A.P. Prochnost' naklonnykh secheniy izgibayemykh elementov s zhestkoy armaturoy / A.P. Vasil'yev, N.I. Katin, E.Ye. Sigalov, A.V. Glagolev // Beton i zhelezobeton. - 1979. - №7.
6. Sigalov, E.Ye. Prochnost' naklonnykh secheniy izgibayemykh zhelezobetonnykh elementov s zhestkoy armaturoy / E.Ye. Sigalov, A.V. Glagolev // Izvestiya vuzov. Ser. «Stroitel'stvo i arkhitektura». - 1979. - №1.
7. Karpenko, N.I. Prakticheskaya metodika rascheta zhelezobetonnykh plit na prodavlivaniye po razlichnym skhemam / N.I. Karpenko, S.N. Karpenko // Beton i zhelezobeton. - 2012. - №5.
8. Starishko, I.N. Vliyaniye proleta sreza, razmerov svesa szhatykh polok i drugikh faktorov na nesushchuyu sposobnost' po naklonnym secheniyam izgibayemykh zhelezobetonnykh elementov pryamougol'nogo i tavrovogo secheniy // Beton i zhelezobeton. 2016. - №2.
9. Tamrazyan, A.G. Osnovnyye trebovaniya k proyektirovaniyu zhelezobetonnykh konstruksiy po model'nomu kodeksu FIB / A.G. Tamrazyan, V.R. Falikman // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. - 2016. - № 3 (65). - S. 71-77.
10. Rukovodstvo po proyektirovaniyu zhelezobetonnykh konstruksiy s zhestkoy armaturoy. - M.: Stroyizdat, 1978. - 55 s.

Glagolev A. V.

National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow
Candidate of Tech. Science, Docent, Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete Structures
E-mail: geradgeny@rambler.ru.

ГОРДОН В.А., КОЛЧУНОВ В.И., ТРИФОНОВ В.А.

РЕАКЦИЯ СИСТЕМЫ «БАЛКА-УПРУГОЕ ОСНОВАНИЕ» НА ВНЕЗАПНОЕ ИЗМЕНЕНИЕ ГРАНИЧНЫХ УСЛОВИЙ

Построена математическая модель динамического процесса в нагруженной балке на упругом основании Винклера при внезапном образовании дефекта в виде изменения граничных условий. Решение статической задачи изгиба защемленной по концам балки служит начальным условием процесса вынужденных колебаний консольной балки, иницированного внезапным обрывом связей, препятствующих перемещениям одного из концевых сечений. Исследуются эффекты, обусловленные внезапным преобразованием расчетной схемы нагруженной системы «балка-основание» для различных сочетаний механических и геометрических характеристик балки и основания.

Ключевые слова: балка на упругом основании, внезапное преобразование граничных условий, консольная балка, прогибы, изгибающие моменты, собственные частоты колебаний, вынужденные колебания, коэффициент динамичности.

Введение

В рамках решения проблемы обеспечения надежной и безопасной работы сооружений актуальной является задача исследования динамических процессов в конструктивно нелинейных системах, изменяющих в силу различных причин свою структуру и расчетную схему под нагрузкой. Создание методов расчета, учитывающих влияние на напряженно-деформированное состояние и динамику конструкции внезапно образующихся дефектов, является насущной необходимостью для прогнозирования их поведения и оценки живучести [1-3]. Пока изучению влияния на прочность, устойчивость, живучесть внезапных эксплуатационных повреждений конструкций в научной литературе не уделяется должного внимания. К настоящему времени выполнен ряд работ [4-9], в которых содержатся результаты математического моделирования процессов в нагруженных балках при внезапном образовании дефектов типа трещин, расслоений, выходящих связей, частичных разрушений.

Применительно к нагруженным балкам, взаимодействующим с упругими основаниями, такого типа задачи решены для случаев внезапного полного или частичного разрушения основания [10-13]: определены частоты и формы собственных и вынужденных колебаний, приращения внутренних силовых факторов и деформаций, проанализированы зависимости динамических факторов от обобщенной жесткости системы «балка-основание» и от размеров и локализации дефектов.

В настоящей работе поставлена и решена задача построения математической модели переходных динамических процессов в балке на упругом основании при внезапном образовании дефекта в виде изменения граничных условий.

Постановка задачи

Упругая балка с изгибной жесткостью EI опирается по всей длине l на упругое основание Винклера с коэффициентом жесткости k и жестко защемлена по концам (рисунок 1). На балку действует равномерно распределенная нагрузка интенсивности q . Предполагается, что в некоторый момент времени $t = 0$ связи, препятствующие перемещениям правого конца балки, внезапно разрушились, в результате чего балка стала консольной (рисунок 2).

До образования дефекта состояние балки определялось статическим воздействием внешней нагрузки и реакции основания. Внезапное образование дефекта приводит к снижению общей жесткости системы, не обеспечивающей ее статическое равновесие. Возникшие

инерционные усилия приводят балку в движение $v(x, t)$, в ходе которого внутренние силовые факторы и перемещения получают динамические приращения.

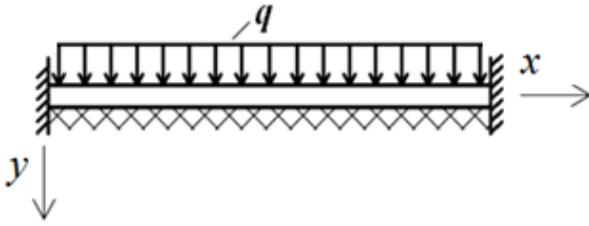


Рисунок 1 – Расчетная схема для расчета на статический изгиб балки на упругом основании («неповрежденная» балка)

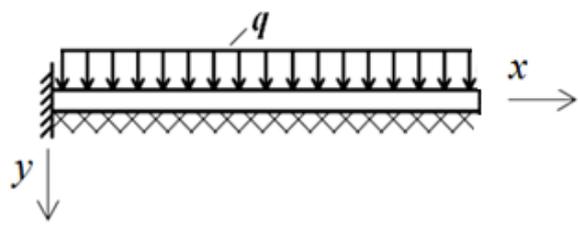


Рисунок 2 – Расчетная схема для расчета на вынужденные колебания балки («поврежденная» балка) $t \geq 0$

Ставится задача оценить изменения в напряженно-деформированном состоянии балки, вызванные внезапным изменением краевых условий

Решение задачи строится последовательным выполнением следующих позиций:

1) определяется статический прогиб и внутренние усилия в защемленной по концам (неповрежденной) балке на упругом основании, используемые в дальнейшем как начальное условие динамического процесса, инициированного в системе внезапным преобразованием граничных условий;

2) определяются собственные формы и частоты изгибных колебаний консольной балки на упругом основании, которые необходимы для исследования вынужденных колебаний поврежденной балки;

3) определяются динамические прогибы и догружения из решения задачи о вынужденных колебаниях поврежденной (консольной) балки на упругом основании путем разложения внешней нагрузки, статического прогиба неповрежденной балки и искомого динамического прогиба в ряды по формам собственных колебаний консольной (поврежденной) балки.

Решение задачи

1.1 Статический изгиб защемленной по концам балки на упругом основании

Статический изгиб балки на упругом основании Винклера описывается уравнением в безразмерных переменных и параметрах [10]

$$\frac{d^4 w_{cm}}{d\xi^4} + 4\alpha^4 w_{cm} = \bar{q}, \quad (1)$$

где $\xi = \frac{x}{l}$, $w_{cm} = \frac{v}{l}$, $\bar{q} = \frac{ql^3}{EI}$, $\alpha = \sqrt[4]{\frac{kl^4}{4EI}}$.

Общее решение уравнения (1) в случае защемления концов имеет вид [10]

$$w_{cm} = \frac{\bar{q}}{4\alpha^4} (1 - K_4(\alpha\xi)) + w_0'' K_2(\alpha\xi) + w_0''' K_1(\alpha\xi), \quad (2)$$

где $K_i(\alpha\xi)$ ($i = 1 \div 4$) – функции Крылова вида

$$K_1(\alpha\xi) = \frac{\sin \alpha\xi \operatorname{ch} \alpha\xi - \cos \alpha\xi \operatorname{sh} \alpha\xi}{4\alpha^3}, \quad K_2(\alpha\xi) = \frac{\sin \alpha\xi \operatorname{sh} \alpha\xi}{2\alpha^2},$$

$$K_3(\alpha\xi) = \frac{\sin \alpha\xi \operatorname{ch} \alpha\xi + \cos \alpha\xi \operatorname{sh} \alpha\xi}{2\alpha}, \quad K_4(\alpha\xi) = \cos \alpha\xi \operatorname{ch} \alpha\xi;$$

w_0'' , w_0''' – начальные параметры, соответственно безразмерные изгибающий момент и перере-

зывает сила в начале координат $\xi = 0$

$$w_0'' = \frac{\bar{q}}{K_2^2(\alpha) - K_1(\alpha)K_3(\alpha)} \left(\frac{K_4(\alpha) - 1}{4\alpha^4} K_2(\alpha) + K_1^2(\alpha) \right),$$

$$w_0''' = \frac{\bar{q}}{K_1(\alpha)K_3(\alpha) - K_2^2(\alpha)} \left(\frac{K_4(\alpha) - 1}{4\alpha^4} K_3(\alpha) + K_1(\alpha)K_2(\alpha) \right).$$

Безразмерный изгибающий момент в статическом состоянии определяется функцией

$$w_{cm} = \bar{q}K_2(\alpha\xi) + w_0''K_4(\alpha\xi) + w_0'''K_3(\alpha\xi). \quad (3)$$

На рисунке 3 изображены эпюры статических изгибающих моментов в балке с защемленными концами для различных значений параметра обобщенной жесткости системы «балка-основание» $\lambda = 4\alpha^4$. Следует обратить внимание на несколько «необычный» [14] вид, который принимают эпюры моментов с ростом жесткости системы – моменты в центральной части балки значительно ниже, чем в четвертях пролета. Это является результатом совместного действия на балку внешней нагрузки и реакции упругого основания.

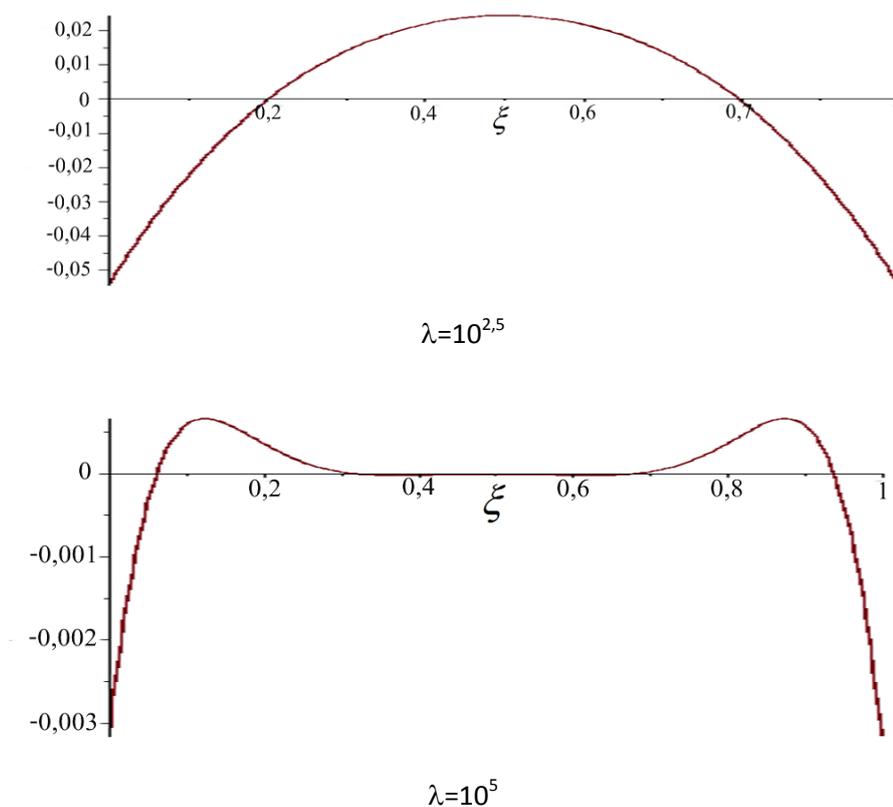


Рисунок 3 – Изгибающие моменты в недеформированной (защемленной по концам) балке

1.2 Собственные изгибные колебания консольной балки на упругом основании

Возникшее движение $v_{дин} = v(x, t)$ после внезапного преобразования правой заделки в свободный край (рисунок 2), описывается уравнением [10]

$$\frac{\partial^4 w_{дин}}{\partial \xi^4} + 4\alpha^4 \left(w_{дин} + \frac{\partial^2 w_{дин}}{\partial \tau^2} \right) = \bar{q} \quad (4)$$

при соответствующих начальных и граничных условиях. В уравнение (4) введены новые без-

размерные переменные $w_{\text{дин}}$, τ и параметр w_0

$$w_{\text{дин}} = \frac{\nu(\xi, t)}{l}, \quad \tau = w_0 t, \quad w_0 = \sqrt{\frac{k}{\rho A}},$$

где ρ – плотность материала балки.

Параметр w_0 имеет размерность частоты и поэтому назван «условной» частотой.

1.2.1 Варианты общего решения задачи о собственных колебаниях при произвольных граничных условиях

Уравнение (4) описывает вынужденные колебания нагруженной балки. Для его решения рассмотрим предварительно собственные движения консольной балки на упругом основании, которые описываются уравнением (4) с обнуленной правой частью. Полагая собственные колебания гармоническими, разделим переменные в уравнении

$$\frac{\partial^4 w_{\text{дин}}}{\partial \xi^4} + 4\alpha^4 \left(w_{\text{дин}} + \frac{\partial w_{\text{дин}}}{\partial \tau^2} \right) = 0 \quad (5)$$

представлением

$$w_{\text{дин}} = W(\xi) \sin \bar{\omega} \tau, \quad (6)$$

где $\bar{\omega} = \frac{\omega}{\omega_0}$ – безразмерная собственная частота поперечных колебаний балки на упругом основании.

Подстановка функции (6) в уравнение (5) приводит к уравнению форм собственных колебаний $W(\xi)$

$$\frac{d^4 W}{d\xi^4} + 4\alpha^4 (1 - \bar{\omega}^2) W = 0. \quad (7)$$

Используя «условную» частоту ω_0 , характеризующую жесткостные и инерционные свойства системы «балка-основание» и известную основную частоту поперечных колебаний такой же консольной балки без поддерживающего основания (свободной) [15]

$$\omega_{1\text{св}} = \left(\frac{1,875}{l} \right)^2 \sqrt{\frac{EI}{\rho A}},$$

приведем уравнение (7) к виду

$$\frac{d^4 W}{d\xi^4} + (1,875)^4 (\bar{\omega}_0 - \tilde{\omega}^2) W = 0, \quad (8)$$

где $\bar{\omega}_0 = \frac{\omega_0}{\omega_{1\text{св}}}$ – относительная «условная» частота;

$\tilde{\omega} = \frac{\omega}{\omega_{1\text{св}}}$ – относительная искомая частота.

Таким образом, все частоты, фигурирующие в исследовании: ω_0 – известная, если заданы все параметры балки и основания, и ω – искомая, приведены к одной известной основной частоте собственных колебаний свободной консольной балки.

Решение уравнения (8) находим подстановкой Эйлера

$$W = Ae^{r\xi}, \quad (9)$$

Подстановка (9) в уравнение (8) дает характеристическое уравнение

$$r^4 + (1,875)^4 (\bar{\omega}_0^2 - \tilde{\omega}^2) = 0, \quad (10)$$

корни которого можно представить тремя вариантами в зависимости от соотношений частот $\bar{\omega}_0$ и $\tilde{\omega}$:

– если $\tilde{\omega} > \bar{\omega}_0$, то корни уравнения (10) действительные и чисто мнимые

$$r_{1,2} = \pm\beta_1, \quad r_{3,4} = \pm i\beta_1, \quad \beta_1 = 1,875\sqrt[4]{\tilde{\omega}^2 - \bar{\omega}_0^2}. \quad (11)$$

При этом функция прогибов (6) имеет вид

$$W = A_1 ch\beta_1\xi + A_2 sh\beta_1\xi + A_3 \cos\beta_1\xi + A_4 \sin\beta_1\xi; \quad (12)$$

– если $\tilde{\omega} < \bar{\omega}_0$, то корни уравнения (10) комплексные

$$r_{1,2,3,4} = (\pm i \pm 1)\beta_2, \quad \beta_2 = \frac{1,875}{\sqrt{2}}\sqrt[4]{\bar{\omega}_0^2 - \tilde{\omega}^2}$$

и функция прогибов

$$W = A_1 sh\beta_2\xi \sin\beta_2\xi + A_2 sh\beta_2\xi \cos\beta_2\xi + A_3 ch\beta_2\xi \sin\beta_2\xi + A_4 ch\beta_2\xi \cos\beta_2\xi; \quad (13)$$

– если $\tilde{\omega} = \bar{\omega}_0$, четырехкратный корень уравнения (10)

$$r_{1,2,3,4} = 0$$

и функция прогибов

$$W = A_1 + A_2\xi + A_3\frac{\xi^2}{2} + A_4\frac{\xi^3}{6}. \quad (14)$$

Используя начальные параметры $W_0 = W(0)$, $W'_0 = W'(0)$, $W''_0 = W''(0)$, $W'''_0 = W'''(0)$ вместо постоянных интегрирования $A_i (i=1 \div 4)$, запишем соотношения, характеризующие состояние произвольного сечения ξ балки:

– если $\tilde{\omega} > \bar{\omega}_0$, то функция прогибов (12) принимает вид

$$W(\xi) = W_0 R_4(\beta_1\xi) + W'_0 R_3(\beta_1\xi) + W''_0 R_2(\beta_1\xi) + W'''_0 R_1(\beta_1\xi), \quad (15)$$

где $R_i (i=1 \div 4)$ – функции Крылова вида

$$R_1(\beta_1\xi) = \frac{sh\beta_1\xi - \sin\beta_1\xi}{2\beta_1\xi}; \quad R_2(\beta_1\xi) = \frac{ch\beta_1\xi - \cos\beta_1\xi}{2\beta_1^2};$$

$$R_3(\beta_1\xi) = \frac{sh\beta_1\xi + \sin\beta_1\xi}{2\beta_1}; \quad R_4(\beta_1\xi) = \frac{ch\beta_1\xi + \cos\beta_1\xi}{2}.$$

В этом случае состояние произвольного сечения ξ балки описывается матричным уравнением

$$\bar{W}(\xi) = V_1(\xi)\bar{W}_0, \quad (16)$$

где $\bar{W}(\xi)$ – вектор состояния произвольного сечения ξ

$$\bar{W}(\xi) = \{W(\xi) \ W'(\xi) \ W''(\xi) \ W'''(\xi)\};$$

$\bar{W}_0(\xi)$ – вектор начальных параметров $\bar{W}_0 = \{W_0 \ W'_0 \ W''_0 \ W'''_0\}$;

$V_1(\xi) = \{v_{ij}\}$ – функциональная матрица влияния начальных параметров на состояние сечения ξ

$$V_1(\xi) = \begin{pmatrix} R_4(\beta_1\xi) & R_3(\beta_1\xi) & R_2(\beta_1\xi) & R_1(\beta_1\xi) \\ \beta_1^4 R_1(\beta_1\xi) & R_4(\beta_1\xi) & R_3(\beta_1\xi) & R_2(\beta_1\xi) \\ \beta_1^4 R_2(\beta_1\xi) & \beta_1^4 R_1(\beta_1\xi) & R_4(\beta_1\xi) & R_3(\beta_1\xi) \\ \beta_1^4 R_3(\beta_1\xi) & \beta_1^4 R_2(\beta_1\xi) & \beta_1^4 R_1(\beta_1\xi) & R_4(\beta_1\xi) \end{pmatrix}.$$

– если $\tilde{\omega} < \bar{\omega}_0$, то соответственно

$$W = W_0 K_4(\beta_2\xi) + W_0' K_3(\beta_2\xi) + W_0'' K_2(\beta_2\xi) + W_0''' K_1(\beta_2\xi), \quad (17)$$

$$\bar{W}(\xi) = V_2(\xi) \bar{W}_0, \quad (18)$$

$$V_2(\xi) = \begin{pmatrix} K_4(\beta_2\xi) & K_3(\beta_2\xi) & K_2(\beta_2\xi) & K_1(\beta_2\xi) \\ -4\beta_2^4 K_1(\beta_2\xi) & K_4(\beta_2\xi) & K_3(\beta_2\xi) & K_2(\beta_2\xi) \\ -4\beta_2^4 K_2(\beta_2\xi) & -4\beta_2^4 K_1(\beta_2\xi) & K_4(\beta_2\xi) & K_3(\beta_2\xi) \\ -4\beta_2^4 K_3(\beta_2\xi) & -4\beta_2^4 K_2(\beta_2\xi) & -4\beta_2^4 K_1(\beta_2\xi) & K_4(\beta_2\xi) \end{pmatrix},$$

– если $\tilde{\omega} = \bar{\omega}_0$, то

$$W = W_0 + W_0' \xi + W_0'' \frac{\xi^2}{2} + W_0''' \frac{\xi^3}{6}, \quad (19)$$

$$\bar{W}(\xi) = V_3(\xi) \bar{W}_0, \quad (20)$$

$$V_3(\xi) = \begin{pmatrix} 1 & \xi & \frac{\xi^2}{2} & \frac{\xi^3}{6} \\ 0 & 1 & \xi & \frac{\xi^2}{2} \\ 0 & 0 & 1 & \xi \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}.$$

1.2.2 Анализ собственных частот и форм изгибных колебаний консольной балки на упругом основании

В этом случае граничные условия имеют вид

$$W_0 = W_0' = 0 \quad (21)$$

$$W''(1) = W'''(1) = 0.$$

С учетом первых двух условий (21) функции прогибов могут принимать следующий вид

$$W(\xi) = \begin{cases} W_0'' R_2(\beta, \xi) + W_0''' R_1(\beta, \xi) & \text{при } \tilde{\omega} > \bar{\omega}_0 \end{cases} \quad (22)$$

$$W(\xi) = \begin{cases} W_0'' K_2(\beta, \xi) + W_0''' K_1(\beta, \xi) & \text{при } \tilde{\omega} < \bar{\omega}_0 \end{cases} \quad (23)$$

$$W(\xi) = \begin{cases} W_0'' \frac{\xi^2}{2} + W_0''' \frac{\xi^3}{6} & \text{при } \tilde{\omega} = \bar{\omega}_0 \end{cases} \quad (24)$$

1.2.2.1 Вначале принимаем условие, согласно которому искомая собственная частота $\tilde{\omega}$ будет равна известной «условной» частоте $\bar{\omega}_0$, если заданы механические и инерционные параметры системы «балка-основание». Тогда вторая пара граничных условий (21) примени-

тельно к функции (24) приводит к отсутствию прогибов, то есть $W(\xi) = 0$, так как получаем $W_0'' = W_0''' = 0$. Таким образом, предположение о возможном равенстве искомой частоты $\tilde{\omega}$ и «условной» частоты $\bar{\omega}_0$ физически нереально.

1.2.2.2 Рассмотрим далее вариант: искомая частота будет выше некоторой известной для данной системы «балка-основание» «условной» частоты $\bar{\omega}_0$, то есть случай $\tilde{\omega} > \bar{\omega}_0$.

Удовлетворяя второй паре граничных условий (21), из второй и третьей производных функции (22) получим систему алгебраических уравнений относительно неизвестных начальных параметров W_0'' и W_0'''

$$\begin{cases} W_0'' R_4(\beta_1) + W_0''' R_3(\beta_1) = 0 \\ W_0'' \beta_1^4 R_1(\beta_1) + W_0''' R_4(\beta_1) = 0. \end{cases} \quad (25)$$

Условием существования ненулевых решений данной однородной системы уравнений является равенство нулю определителя матрицы коэффициентов этой системы

$$\begin{vmatrix} R_4(\beta_1) & R_3(\beta_1) \\ \beta_1^4 R_1(\beta_1) & R_4(\beta_1) \end{vmatrix} = 0.$$

Раскрывая определитель, получим частотное уравнение

$$1 + ch\beta_1 \cos \beta_1 = 0, \quad (26)$$

которое по виду совпадает с частотным уравнением свободной консольной балки [17]. Корни этого уравнения известны и численно равны следующим величинам

$$\beta_{11} = 1,875, \quad \beta_{12} = 4,694, \quad \beta_{1n} \approx \frac{2n-1}{2} \pi.$$

Частоты собственных изгибных колебаний консольной балки на упругое основание находим из формулы (11)

$$\tilde{\omega}_n = \sqrt{\left(\frac{\beta_{1n}}{1,875}\right)^4 + \bar{\omega}_0^2} \quad (27)$$

или в размерном виде

$$\omega_n = \sqrt{\left(\frac{\beta_{1n}}{1,875}\right)^4 + \bar{\omega}_0^2} \omega_{1св}.$$

Каждой частоте $\tilde{\omega}_n$ отвечает соответствующая форма колебаний – собственная функция $W_n(\xi)$

$$W_n = W_0'' \left(R_2(\beta_{1n}\xi) - \frac{R_4(\beta_{1n})}{R_3(\beta_{1n})} R_1(\beta_{1n}\xi) \right). \quad (28)$$

Таким образом, формы собственных колебаний консольной балки на упругом основании остаются теми же, как и свободной балки, а частоты применяются в зависимости от параметра $\bar{\omega}_0$ и по величине становятся в $\sqrt{\left(\frac{\beta_{1n}}{1,875}\right)^4 + \bar{\omega}_0^2}$ раз большими соответствующих частот такой же свободной балки.

1.2.2.3 Наконец, предположение, что искомая частота $\tilde{\omega}$ будет ниже некоторой известной для данной системы «балка-основание» «условной» частоты $\bar{\omega}_0$, то есть случай $\tilde{\omega} < \bar{\omega}_0$, приводит с использованием функции (23) и граничных условий (21) к частотному уравнению

$$\operatorname{tg}^2 \beta_2 + th^2 \beta_2 = -1,$$

не имеющего действительных корней. В результате следует вывод, что физически реальный результат может дать только предположение $\tilde{\omega} > \bar{\omega}_0$. Далее для описания вынужденных колебаний балки под нагрузкой используются частоты (27) и формы (28) собственных колебаний.

1.3 Вынужденные колебания консольной балки на упругом основании

Решение уравнения (4) будем искать разложением функции $w_{\text{дин}}(\xi, \tau)$ в ряд по собственным функциям $W_n(\xi)$ (28) с коэффициентами в виде неизвестных функций времени $Q_n(\tau)$

$$w_{\text{дин}} = \sum_{n=1}^{\infty} Q_n(\tau) W_n(\xi). \quad (29)$$

Функции $Q_n(\tau)$ находим, применяя следующие процедуры: подставляя ряд (29) и выражение $\frac{d^4 W}{d\xi^4}$ из уравнения (7) в уравнение (4), умножая обе части полученного уравнения на $W_n(\xi)$, интегрируя обе части по ξ от 0 до 1, используя свойство ортогональности форм собственных колебаний $W_n(\xi)$, получим дифференциальные уравнения

$$\frac{d^2 Q_n}{d\tau^2} + \bar{\omega}_n^2 Q_n = R_n, \quad (30)$$

где

$$R_n = \frac{\bar{q}}{(1,875)^4 \bar{\omega}_0^2} \cdot \frac{\int_0^1 W_n(\xi) d\xi}{\int_0^1 W_n^2(\xi) d\xi}.$$

Общее решение неоднородного уравнения (30) есть сумма решения соответствующего однородного уравнения $Q_{0n}(\tau)$

$$Q_{0n}(\tau) = D_{1n} \cos \bar{\omega}_n \tau + D_{2n} \sin \bar{\omega}_n \tau,$$

где D_{1n} и D_{2n} – произвольные постоянные, и частного решения, удовлетворяющего правой части $Q_n^{\text{част}}$

$$Q_n^{\text{част}} = \frac{R_n}{\bar{\omega}_n^2},$$

то есть

$$Q_n = D_{1n} \cos \bar{\omega}_n \tau + D_{2n} \sin \bar{\omega}_n \tau + \frac{R_n}{\bar{\omega}_n^2}. \quad (31)$$

Теперь, согласно (29), функция динамических прогибов принимает вид

$$w_{\text{дин}} = \sum_{n=1}^{\infty} \left(D_{1n} \cos \bar{\omega}_n \tau + D_{2n} \sin \bar{\omega}_n \tau + \frac{R_n}{\bar{\omega}_n^2} \right) W_n(\xi). \quad (32)$$

Постоянные интегрирования D_{1n} и D_{2n} определяются из начальных условий динамического процесса. Здесь используется результат 1.1 раздела. Найденная там функция $w_{cm}(\xi)$ статического прогиба неповрежденной балки используется в качестве начального условия при $\tau = 0$, то есть

$$\begin{aligned} w_{\partial ин}(\xi, 0) &= w_{cm}(\xi) \\ \left. \frac{\partial w_{\partial ин}}{\partial \tau} \right|_{\xi, 0} &= 0. \end{aligned} \quad (33)$$

Второе условие (33) означает отсутствие скорости точек балки при $\tau = 0$, откуда следует

$$D_{2n} = 0. \quad (34)$$

Из первого условия (33) получаем

$$\sum_{n=1}^{\infty} \left(D_{1n} + \frac{R_n}{\bar{\omega}_n^2} \right) W_n(\xi) = w_{cm}(\xi). \quad (35)$$

Умножая обе части (35) на $W_n(\xi)$ и интегрируя по ξ от 0 до 1, получим

$$D_{1n} = B_n - \frac{R_n}{\bar{\omega}_n^2}, \quad (36)$$

где $B_n = \frac{\int_0^1 w_{cm}(\xi) W_n(\xi) d\xi}{\int_0^1 W_n^2(\xi) d\xi}$.

Подставляя (34) и (36) в ряд (32) и учитывая тригонометрическое тождество

$$1 - \cos \bar{\omega}_n \tau = 2 \sin^2 \frac{\bar{\omega}_n \tau}{2},$$

Получим функцию прогибов при вынужденных колебаниях балки

$$w_{\partial ин}(\xi, \tau) = \sum_{n=1}^{\infty} \left(B_n \cos \bar{\omega}_n \tau + C_n \sin^2 \frac{\bar{\omega}_n \tau}{2} \right) W_n(\xi), \quad (37)$$

где $C_n = \frac{2\bar{q}}{(1,875)^4 \bar{\omega}^2} \cdot \frac{\int_0^1 W_n(\xi) d\xi}{\int_0^1 W_n^2(\xi) d\xi}$.

Дифференцируя (37) по ξ дважды, получим безразмерную функцию изгибающих моментов $M_{\partial ин}(\xi, \tau)$

$$M_{\partial ин}(\xi, \tau) = \sum_{n=1}^{\infty} \left(B_n \cos \bar{\omega}_n \tau + C_n \sin^2 \frac{\bar{\omega}_n \tau}{2} \right) W_n''(\xi). \quad (38)$$

2. Численные результаты

С помощью программного пакета Maple проведены расчеты безразмерных прогибов

$w(\xi, \tau)$ и изгибающих моментов $w''(\xi, \tau)$ в нагруженной равномерно распределенной нагрузкой интенсивности $\bar{q} = 1$ балке на упругом основании Винклера для различных сочетаний механических и геометрических характеристик системы «балка-основание»:

- в исходном статическом состоянии при защемлении ее концов (неповрежденная балка) $w_{cm}(\xi)$, $w''_{cm}(\xi)$;
- в статическом состоянии, образующемся при квазистатическом преобразовании правой заделки в свободный край (квазистатически поврежденная балка) $w_{кв}(\xi)$, $w''_{кв}(\xi)$;
- в динамическом процессе, инициированном мгновенным преобразованием двухопорной балки в консоль (внезапно поврежденная балка) $w_{дин}(\xi, \tau)$, $w''_{дин}(\xi, \tau)$.

В практических расчетах учитывались 20 членов рядов (37), (38). При этом получаем практическое совпадение эпюр динамических прогибов при $t = 0$ ($w_{дин}(\xi, 0)$) и статического прогиба $w_{cm}(\xi)$, то есть

$$\sum_{n=1}^{20} B_n W_n(\xi) \approx w_{cm}(\xi).$$

Результаты расчетов приведены на рисунках 4, 5, а также в таблице 1. На рисунке 4 показаны распределения прогибов $w_{кв}(\xi)$ и изгибающих моментов $w''_{кв}(\xi)$ по длине балки после квазистатического образования дефекта для различных сочетаний обобщенного параметра жесткости системы «балка-основание» $\lambda = \frac{KL^4}{EI}$.

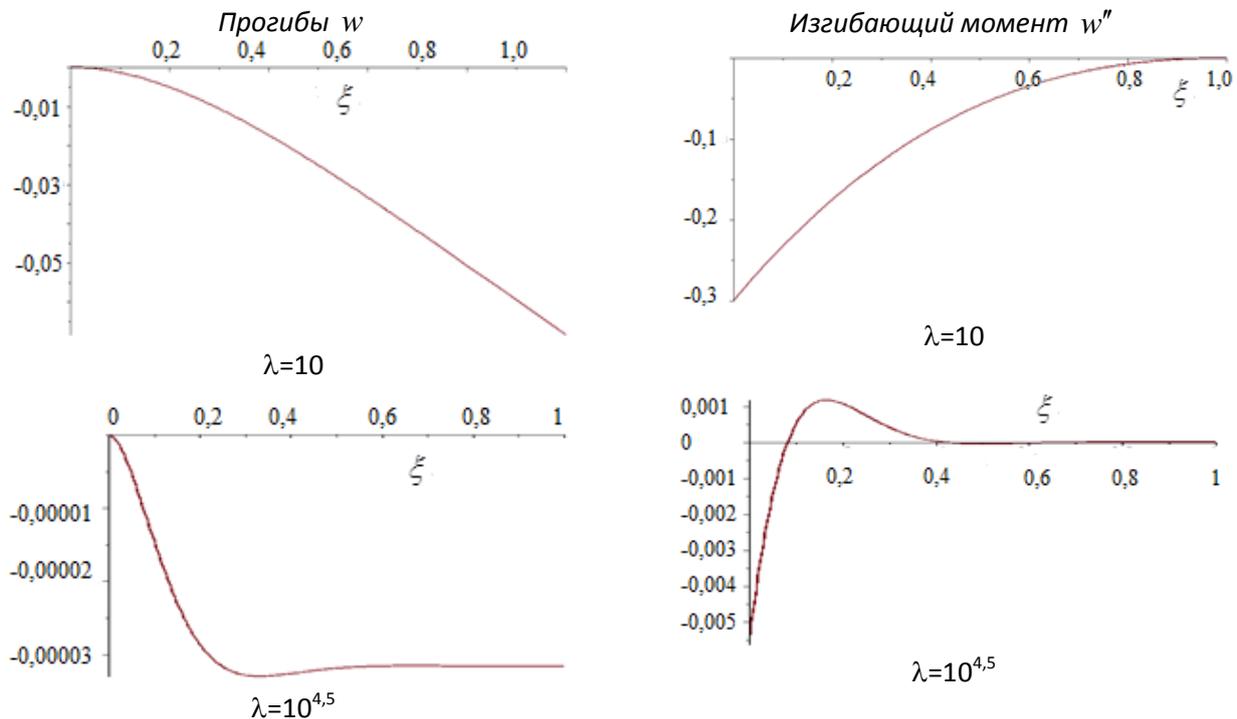
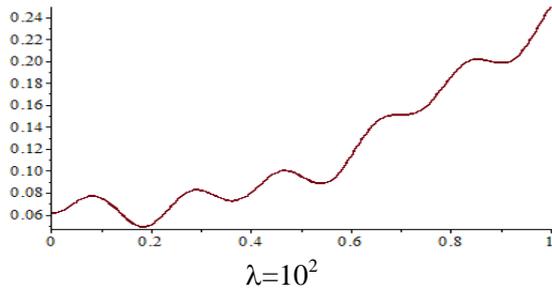
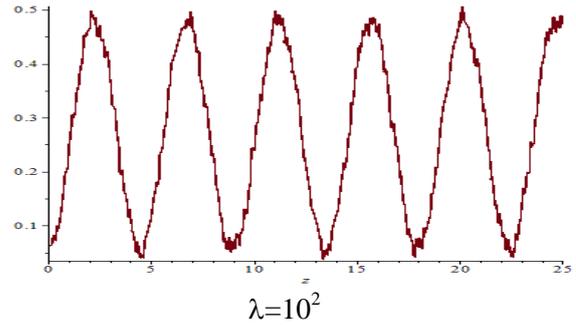


Рисунок 4 – Распределение прогибов и изгибающих моментов по длине балки при различных значениях обобщенной жесткости λ системы «балка-основание»

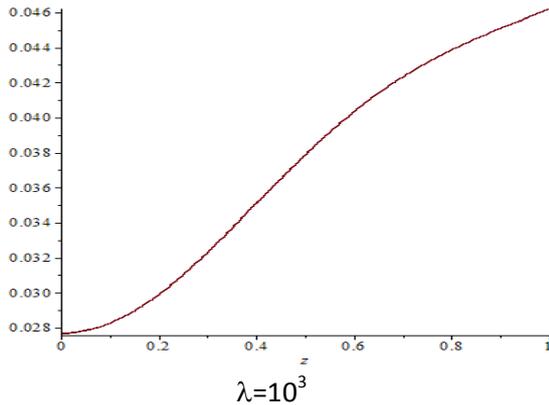
На рисунке 5 приведены графики возрастания изгибающего момента в левой заделке $w''_{дин}(0, \tau)$ в начале динамического процесса после внезапного преобразования исходной балки в консольную $\tau = 0 \div 1$ (рисунок 5а) и графики установившихся колебаний при $\tau > 1$ (рисунок 5б).



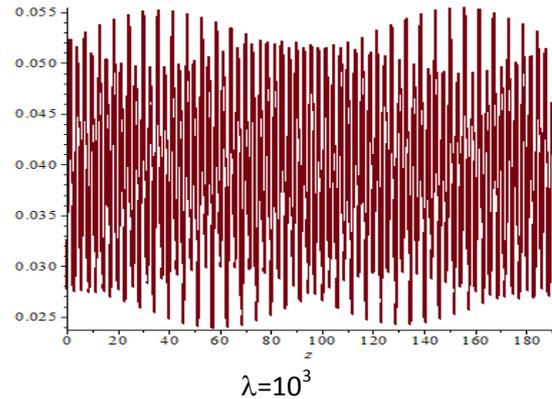
Развитие колебаний



Установившиеся колебания



$\lambda=10^3$



$\lambda=10^3$

а)

б)

Рисунок 5 – Этюры вынужденных колебаний консольной балки на упругом основании

По этим графикам определяется момент τ_* наступления первого максимума функции $w''_{дин}(0, \tau)$ для заданных значений обобщенной жесткости системы λ . Эта величина может служить одним из расчетных параметров живучести стержневой конструкции на упругом основании при определенных запроектных воздействиях. Например, для системы «балка-основание» с $\lambda=10^3$ согласно графику на рисунке 5б $\tau_* = 40$. Найдем размерное время t_* , соответствующее безразмерной величине $\tau_* = 40$ в конкретном случае железобетонной балки длиной $L=6,7$ м, прямоугольного поперечного сечения со сторонами: ширина $b=0,25$ м, высота $h=0,18$ м, площадь поперечного сечения $A=0,045$ м². Момент инерции сечения $I=1,215 \cdot 10^4$ м⁴. Модуль Юнга материала балки принимаем $E=3,05 \cdot 10^6$ Н/м². Материал основания – гравий с модулем $K_1=7,5$ МПа/м. Коэффициент постели $K=K_1 b=1,875 \cdot 10^6$ Па. Обобщенная жесткость системы «балка-основание» $\lambda = \frac{KL^4}{EI} = 10^3$. Удельный вес материала балки γ принимаем равным 18 кН/м³, ускорение свободного падения $g=9,81$ м/сек², тогда плотность материала балки $\rho = \frac{\gamma}{g} = 1,83$ кН·сек²/м² = 1830 Н·сек²/м².

Размерное время t выражается через безразмерное τ формулой

$$t = \frac{\tau}{\omega_0} = \tau \sqrt{\frac{\rho A}{K}} = \sqrt{\frac{1830 \cdot 0,045}{1,875 \cdot 10^6}} \tau \text{ сек.} = 0,00663 \tau \text{ сек.}$$

Таким образом, при $\tau_* = 40$, $t_* = 0,265$ сек. Если та же балка лежит на основании с модулем $K_1=0,75$ МПа/м, то есть обобщенная жесткость $\lambda=10^2$ становится на порядок мень-

шей, чем в предыдущем случае, то учитывая, что согласно рисунку 5б для $\lambda=10^2$, $\tau_* = 2$ и размерное время

$$t_* = \sqrt{\frac{1830 \cdot 0,045}{0,1875 \cdot 10^6}} \tau \text{ сек.} = 0,0209 \tau_* \text{ сек.}$$

Тогда при $\tau_* = 2$ $t_* = 0,0418$ сек.

Аналогичные расчеты показывают, что с увеличением обобщенной жесткости λ системы «балка-основание» время наступления наибольшего значения изгибающего момента в заделке увеличивается.

В таблице 1 приведен ряд значений наибольших изгибающих моментов и коэффициентов догрузений в сечении $\xi = 0$ (левая заделка) при нескольких значениях обобщенной жесткости λ ($\lambda = 0$ – свободная балка): $M_{ст}$ – наибольший момент в неповрежденной, защемленной по концам, балке; $M_{квaz}$ – наибольший момент в консольной балке, квазистатически образовавшейся из исходной; $M_{дин}$ – наибольший момент в консольной балке в ходе колебаний, возникших при мгновенных преобразованиях граничных условий, при $\tau = \tau_*$;

$K_{квaz} = \frac{M_{квaz}}{M_{ст}}$ – коэффициент приращения моментов при квазистатическом преобразовании; $K_{дин} = \frac{M_{дин}}{M_{квaz}}$ – коэффициент приращения моментов, учитывающий внезапность преобразования граничных условий.

Таблица 1 – Значения наибольших моментов в исходном состоянии и в ходе колебаний поврежденной балки

λ	$M_{ст}$	$M_{квaz}$	$M_{дин}$	$K_{квaz}$	$K_{дин}$
0	0,08	0,5	4,7	6,25	9,4
10^2	0,07	0,095	0,5	1,36	5,26
10^3	0,031	0,031	0,055	1	1,77
10^4	0,01	0,01	0,01	1	1

Заключение

Расчеты показывают, что фактор внезапности преобразования защемленной по концам балки на упругом основании в консольную имеет существенное влияние на напряженно-деформированное состояние балки при низких ($\lambda \leq 3$) значениях обобщенной жесткости системы «балка-основание». Естественно, независимо от скорости образования дефекта, изменяется эпюра прогибов.

При высоких значениях ($\lambda > 3$) изменение граничных условий независимо от скорости этого процесса приводит лишь к новому распределению прогибов и моментов по длине балки с сохранением локализации $\xi = 0$ и величины наибольшего момента.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гениев Г.А. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях / Г.А. Гениев, В.И. Колчунов, Н.В. Клюева, А.И. Никулин, К.П. Пятикрестовский. Научное издание. – М.: Изд-во АСВ, 2004. – 216 с.
2. Travush V, Emelianov S., Kolchunov V., Bulgakov A. Mechanical safety and survivability of buildings and building structures under different loading types and impacts / Procedia Engineering, 2016. – V. 164. – P. 416-424.
3. Клюева Н.В. Основы теории живучести железобетонных конструктивных систем при запроектных воздействиях: автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01 / Клюева Наталья Витальевна. – Москва, 2009.

4. Gordon V., Kolchunov V., Stepanov Y. Dynamic loading of composite beam with the sudden longitudinal stratification / Proc. of XIX Intern. congress on sound and vibration, 2012. – Vilnius, Lithuania.
5. Gordon V., Kolchunov V., Stepanov Y. Dynamical processes analysis in the load beams during partial destruction / Proc. of XVII Intern. congress on sound and vibration, 2010. – Cairo, Egypt.
6. Gordon V., Stepanov Y., Anokhin P. Transitional processes in the constructions with the sudden structural reconstructions / Proc. XV Intern. congress on sound and vibration, 2008. – Daejeon, Korea.
7. Stepanov Y., Gordon V., Shorkin V. Concepts for estimation of structural safety of bar systems / Proc. XII Intern. congress on sound and vibration, 2005. – Lisbon, Portugal.
8. Гордон В.А. К анализу динамических явлений в стержнях, инициируемых внезапными структурными перестройками / В.А. Гордон // Успехи строительной механики и теории сооружений. Сб. научн. ст. к 75-летию В.В. Петрова. – Саратов: Изд-во СГТУ, 2010. – С. 51-57.
9. Гордон В.А. Математическое моделирование динамических процессов в стержневых системах при внезапных изменениях их структуры / В.А. Гордон, В.И. Брусова, Э.А. Кравцова, Т.В. Потураева // Фундаментальные и прикладные проблемы техники и технологии. – №5(283). – 2010. – С. 3-9.
10. Гордон В.А. Динамическое догружение балки при внезапном повреждении упругого основания / В.А. Гордон, О.В. Пилипенко // Междунар. научн. симпозиум «Проблемы прочности, пластичности и устойчивости в механике деформируемого твердого тела», посвященной 85-летию со дня рождения проф. Зубчанинова В.Г. – Тверь, 2015. – С. 127-132.
11. Gordon V. Vibration of loaded beam initiated by fully or partially destruction of the elastic foundation / V. Gordon, O. Pilipenko // Proceedings of the 22 Intern. congress on sound and vibration. – Florence, Italy, 2015.
12. Gordon V. Beam's dynamical stresses increments after partial deconstruction of foundation / V. Gordon, O. Pilipenko // Proc. European congress on computational methods in applied sciences and engineering. – Crete, Greece, 2016. – Vol.3. – P. 5533-5549.
13. Gordon V. Dynamical processes analysis in the load beams after partial destruction / V. Gordon, O. Pilipenko // Proc. of the 6-th Intern. conf. on computational methods in structural dynamics and earthquake engineering. – Island of Rhodes, Greece, 2017. – Vol.2. – P. 3847-3861.
14. Цвей А.Ю. Балки и плиты на упругом основании. Лекции с примерами расчета по спец. курсу строительной механики: учеб. пособие // А.Ю. Цвей. – М.: МАДИ, 2014. – 96 с.
15. Вибрации в технике. Справочник в 6 томах. – Т.1. – М.: Машиностроение, 1978. – 352 с.

Гордон Владимир Александрович

Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева, г. Орел
Советник РААСН, доктор технических наук, профессор, зав. кафедрой высшей математики
E-mail: gordon@ostu.ru

Колчунов Виталий Иванович

Юго-западный Государственный университет, г. Курск.
Академик РААСН, доктор технических наук, профессор
E-mail: asiorel@mail.ru

Трифонов В.А.

ООО «Газпром социнвест», управление капитального строительства, г. Санкт-Петербург
Руководитель проекта
E-mail: V.Trifonov@gpia.ru

V. GORDON, V. KOLCHUNOV, V. TRIFONOV

**THE REACTION OF THE «BEAM-ELASTIC FOUNDATION» SYSTEM
TO A SUDDEN CHANGE IN THE BOUNDARY CONDITIONS**

A mathematical model of a dynamic process in a loaded beam on an elastic Winkler foundation with the sudden formation of a defect in the form of a change in the boundary conditions is constructed. The solution of the static problem of bending of the beam clamped at the ends serves as the initial condition for the process of forced vibrations of the cantilever beam initiated by a sudden break in the links that impede the movement of one of the end sections of the beam. The effects caused by the sudden transformation of the calculated scheme of the loaded «beam-foundation» system for various combinations of mechanical and the geometric characteristics of the beam and the foundation are investigated.

Keywords: *beam on an elastic foundation, sudden transformation of boundary conditions, cantilever beam, deflections, bending moments, natural vibrations frequencies, forced vibrations, coefficient of dynamics.*

REFERENCES

1. Geniyev G.A. Prochnost' i deformativnost' zhelezobetonnykh konstruksiy pri zaproyektnykh vozdeystviyakh / G.A. Geniyev, V.I. Kolchunov, N.V. Klyuyeva, A.I. Nikulin, K.P. Pyatikrestovskiy. Nauchnoye izdaniye. – M.: Izd-vo ASV, 2004. – 216 s.
2. Travush V, Emelianov S., Kolchunov V., Bulgakov A. Mechanical safety and survivability of buildings and building structures under different loading types and impacts / Procedia Engineering, 2016. – V. 164. – P. 416-424.
3. Klyuyeva N.V. Osnovy teorii zhivuchesti zhelezobetonnykh konstruktivnykh sistem pri zaproyektnykh vozdeystviyakh: avtoref. dis. ... d-ra tekhn. nauk: 05.23.01 / Klyuyeva Natal'ya Vital'yevna. – Moskva, 2009.
4. Gordon V., Kolchunov V., Stepanov Y. Dynamic loading of composite beam with the sudden longitudinal stratification / Proc. of XIX Intern. congress on sound and vibration, 2012. – Vilnius, Lithuania.
5. Gordon V., Kolchunov V., Stepanov Y. Dynamical processes analysis in the load beams during partial destruction / Proc. of XVII Intern. congress on sound and vibration, 2010. – Cairo, Egypt.
6. Gordon V., Stepanov Y., Anokhin P. Transitional processes in the constructions with the sudden structural reconstructions / Proc. XV Intern. congress on sound and vibration, 2008. – Daejeon, Korea.
7. Stepanov Y., Gordon V., Shorkin V. Concepts for estimation of structural safety of bar systems / Proc. XII Intern. congress on sound and vibration, 2005. – Lisbon, Portugal.
8. Gordon V.A. K analizu dinamicheskikh yavleniy v sterzhnyakh, initsiiuyemykh vnezapnymi strukturnymi perestroykami / V.A. Gordon // Uspekhi stroitel'noy mekhaniki i teorii sooruzheniy. Sb. nauchn. st. k 75-letiyu V.V. Petrova. – Saratov: Izd-vo SGTU, 2010. – S. 51-57.
9. Gordon V.A. Matematicheskoye modelirovaniye dinamicheskikh protsessov v sterzhnykh sistemakh pri vnezapnykh izmeneniyakh ikh struktury / V.A. Gordon, V.I. Brusova, E.A. Kravtsova, T.V. Poturayeva // Fundamental'nyye i prikladnyye problemy tekhniki i tekhnologii. – №5(283). – 2010. – S. 3-9.
10. Gordon V.A. Dinamicheskoye dogruzheniye balki pri vnezapnom povrezhdenii uprugogo osnovaniya / V.A. Gordon, O.V. Pilipenko // Mezhdunar. nauchn. simpozium «Problemy prochnosti, plastichnosti i ustoychivosti v mekhanike deformiruyemogo tverdogo tela», posvyashchennoy 85-letiyu so dnya rozhdeniya prof. Zubchaninova V.G. – Tver', 2015. – С. 127-132.
11. Gordon V. Vibration of loaded beam initiated by fully or partially destruction of the elastic foundation / V. Gordon, O. Pilipenko // Proceedings of the 22 Intern. congress on sound and vibration. – Florence, Italy, 2015.
12. Gordon V. Beam's dynamical stresses increments after partial deconstruction of foundation / V. Gordon, O. Pilipenko // Proc. European congress on computational methods in applied sciences and engineering. – Crete, Greece, 2016. – Vol.3. – P. 5533-5549.
13. Gordon V. Dynamical processes analysis in the load beams after partial destruction / V. Gordon, O. Pilipenko // Proc. of the 6-th Intern. conf. on computational methods in structural dynamics and earthquake engineering. – Island of Rhodes, Greece, 2017. – Vol.2. – P. 3847-3861.
14. Tsvey A.YU. Balki i plity na uprugom osnovanii. Lektsii s primerami rascheta po spets. kursu stroitel'noy mekhaniki: ucheb. posobiye // A.YU. Tsvey. – M.: MADI, 2014. – 96 s.
15. Vibratsii v tekhnike. Spravochnik v 6 tomakh. – T.1. – M.: Mashinostroyeniye, 1978. – 352 s.

Gordon V. A.

Orel State University named after I.S. Turgenev, Orel

Advisor PAACH, Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of Higher Mathematics Department

E-mail: gordon@ostu.ru

Kolchunov V.I.

South West State University, Kursk

Academician of RAACS, Doctor of Technical Sciences, Professor

E-mail: asiorel@mail.ru

Trifonov V.A.

LLC «Gazprom soinvest», Capital Construction Department, St. Petersburg

Project Manager

E-mail: V.Trifonov@gpia.ru

УДК 624.012.45

ДЕМЬЯНОВ А.И., НАУМОВ Н.В., КОЛЧУНОВ ВЛ. И.

ПРОГРАММА И МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ СОСТАВНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ КРУЧЕНИИ С ИЗГИБОМ

Предложена программа и методика экспериментальных исследований железобетонных конструкций при кручении с изгибом, основной целью которой является проверка расчетных предпосылок и экспериментального определения расчетных параметров предлагаемой методики расчета. Программа экспериментального исследования включает в себя испытание составных конструкций балочного и плитного типов. Для проведения эксперимента на кафедре уникальных зданий и сооружений Юго-западного государственного университета была создана экспериментальная установка, которая, в сочетании со статическими схемами испытаний позволяет создавать крутящий момент на исследуемых участках поперечного изгиба и гасить его на опоре (не требуя при этом специальных дорогостоящих устройств). Особое внимание уделено определению углов поворота и прогибов расчетных сечений, схем образования, развития и раскрытия трещин, а также деформирования бетона в сложно напряженных областях железобетонных конструкций, подверженных кручению с изгибом.

Ключевые слова: железобетонные конструкции, сопротивление кручению с изгибом, экспериментальная установка, углы поворота, прогибы, раскрытие пространственных трещин, экспериментальная проверка расчетной модели.

Постановка проблемы. Сегодня все более сложные и ответственные здания и сооружения в современном строительстве возводятся с применением железобетонных конструкций, что обуславливает необходимость дальнейшего развития теории железобетона и совершенствования методов расчета железобетонных конструкций.

Среди железобетонных конструкций все большее значение и удельный вес приобретают сборно-монолитные и относящиеся к ним составные конструкции, например получаемые в ходе усиления или реконструкции уже существующих частей зданий и сооружений.

В практике, как правило, железобетонные конструкции испытывают сложное напряженно-деформированное состояние, при котором, кроме изгиба возникает крутящий момент из-за наличия эксцентриситета. Эксцентриситет возникает как из-за внецентренного приложения нагрузки так из-за асимметричности сечения или неоднородности материала, а также вследствие наличия случайного эксцентриситета, обусловленного неточностью изготовления конструкции, монтажными отклонениями и технологическими факторами. Сопротивление кручению с изгибом относится к достаточно сложным явлениям, для описания которых требуется привлечение целого ряда гипотез, имеющих экспериментальное подтверждение.

Анализ достижений и публикаций. Последние экспериментальные исследования железобетонных конструкций при кручении с изгибом проводились лишь для частных случаев с ограниченным числом изучаемых параметров [1-2]. Поэтому на сегодняшний день накоплено относительно мало фактических данных о напряженно-деформированном состоянии железобетонных конструкций (особенно сборно-монолитных и составных), практически не изучены эффекты связанные с нарушением сплошности железобетона [3-5].

При этом для построения модели деформирования составных железобетонных конструкций при кручении с изгибом, определяющими являются входящие в нее расчетные параметры, предполагающие их экспериментальную проверку, в том числе и областей, прилегающих к местам пересечения трещинами рабочей арматуры. Здесь, как показывают экспериментальные исследования последних лет [6-11], возникает деформационный эффект (эффект нарушения сплошности). По результатам исследований профессоров В.М. Бондаренко, Вл. И. Колчунова [8] влияние этого эффекта на равновесие усилий в поперечном сечении может составлять до 40%.

Таким образом, при разработке методики и программы экспериментальных исследований необходимо обращать внимание на возможность экспериментальной проверки параметров, входящих в предлагаемую расчетную модель, в частности – определение углов поворота и прогибов расчетных сечений, схем образования, развития и раскрытия трещин, а также деформирования арматуры и бетона в сложно напряженных областях исследуемых железобетонных конструкций. При проведении экспериментальных исследований необходимым является зарисовка образования, развития и раскрытия трещин на специальных планшетах с помощью миллиметровой бумаги и карандашной кальки в масштабе один к одному. Весьма полезным является также ведение журнала экспериментальных наблюдений, в котором отражаются все особенности наблюдаемого процесса, происходящего при сопротивлении испытываемой экспериментальной конструкции. Информация, полученная в результате экспериментальных исследований также будет способствовать накоплению банка опытных данных и может дать более полное представление об особенностях сопротивления железобетона в целом.

Исследовательская часть. Цели и задачи эксперимента. Экспериментальные исследования проводятся с целью проверки предлагаемой расчетной модели, положенных в ее основу рабочих предпосылок и выявления закономерностей деформирования, развития и раскрытия трещин железобетонных конструкций при их сопротивлении кручению с изгибом.

В итоге построенная расчетная модель и экспериментальная проверка заложенных в ее основу рабочих гипотез и расчетных параметров на различных стадиях нагружения, в дальнейшем будут способствовать более эффективному проектированию железобетонных конструкций.

При подготовке и проведении экспериментальных исследований железобетонных конструкций на кручение с изгибом решались следующие задачи:

- 1) Обзор и анализ существующих расчетных предложений и проведенных экспериментальных исследований.
- 2) Разработка и усовершенствование методики проведения экспериментальных исследований с анализом полученных результатов железобетонных составных конструкций при кручении с изгибом.
- 3) Разработка расчетной модели деформирования железобетонных составных конструкций при кручении с изгибом и возможность экспериментальной проверки ее основных положений и рабочих гипотез.
- 4) Численные исследования и сопоставительный анализ предложенной расчетной модели и закономерностей деформирования железобетонных составных конструкций при кручении с изгибом.

Конструкции опытных образцов. Программа экспериментального исследования включает в себя испытание составных конструкций балочного (I) и плитного (II) типов. Характеристики конструкций приведены в таблице 1. Конструкции выполнены в заводских условиях по чертежам (см. рис. 1) из бетонов кл. В20 и В30, с основным армированием стержневой арматурой 10-A240-C по ГОСТ 5781-82 и хомутами из проволоочной арматуры 3-Вр1 по ГОСТ 6727-80. Количество испытываемых конструкций принято с учетом варьирования класса бетона образцов, их длины и положения рабочего шва.

Механические характеристики арматуры определялись в соответствии с действующими стандартами. При этом было испытано по пять стержней длиной 400 мм каждого диаметра (Ø3 Вр-1, Ø 10А240С).

Для определения прочностных и деформативных характеристик бетона в возрасте 28 суток и в момент испытаний одновременно с основными железобетонными конструкциями изготавливались вспомогательные бетонные образцы из бетонов того же состава: бетонные призмы сечения 100×100×400 – 12 шт. (по 6 шт. для каждого сочетания бетонов) и кубы 100×100×100 – 12 шт. (по 6 шт. для бетона каждого класса).

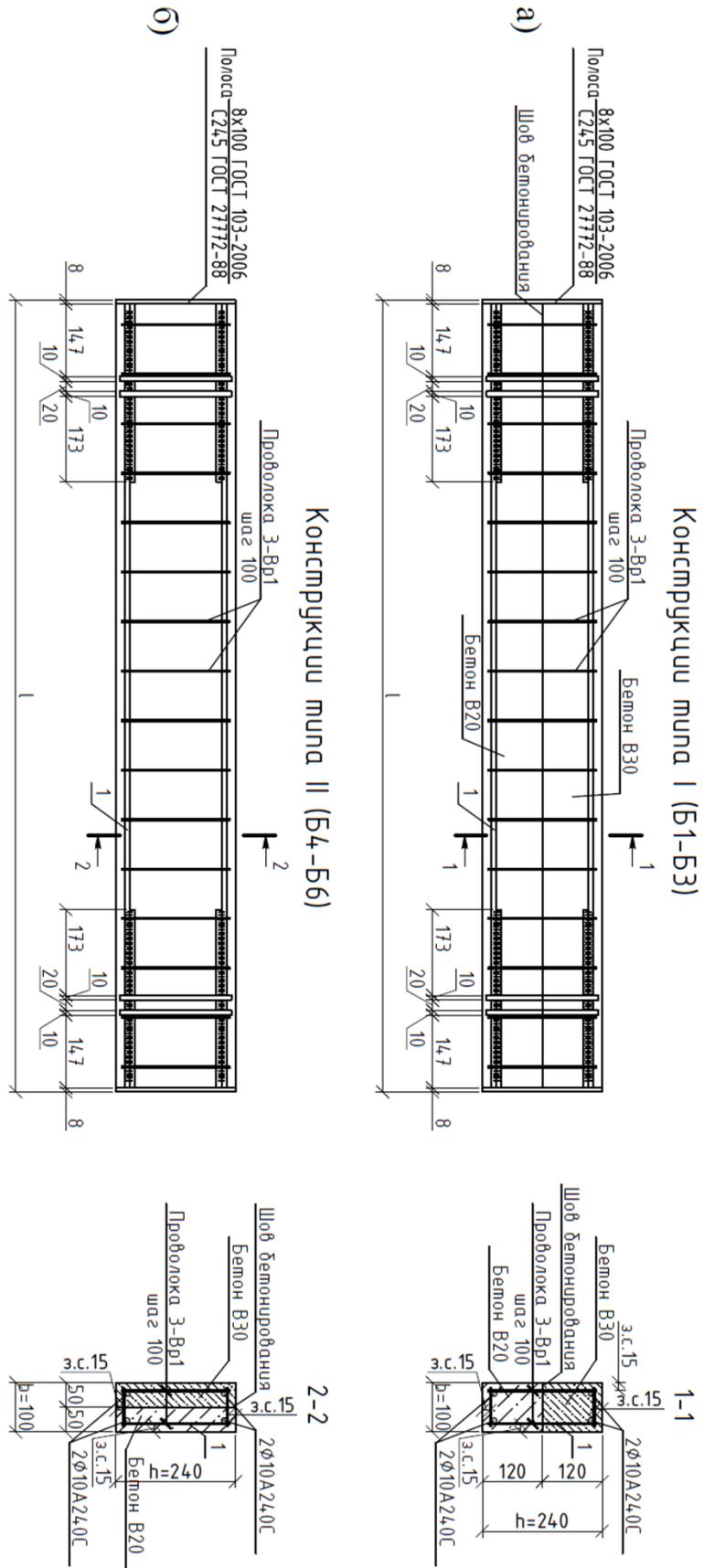


Рисунок 1 – Чертежи экспериментальных конструкций типа I (а) и типа II (б)

Таблица 1 – Типы и характеристики экспериментальных конструкций

Тип конструкции	Шифр конструкции	h, мм	b, мм	L, мм	Арматура верхней зоны, диаметр - мм, класс	Арматура нижней зоны, диаметр - мм, класс	Класс бетона верхней зоны	Класс бетона нижней зоны
I	Б1-1	240	100	1200	2Ø10A240С	2Ø10A240С	В30	В20
	Б1-2	240	100	1200	2Ø10A240С	2Ø10A240С	В30	В20
	Б2-1	240	100	1600	2Ø10A240С	2Ø10A240С	В30	В20
	Б2-2	240	100	1600	2Ø10A240С	2Ø10A240С	В30	В20
	Б3-1	240	100	2000	2Ø10A240С	2Ø10A240С	В20	В20
	Б3-2	240	100	2000	2Ø10A240С	2Ø10A240С	В20	В20
II	Б4-1	240	100	1200	2Ø10A240С	2Ø10A240С	В30	В20
	Б4-2	240	100	1200	2Ø10A240С	2Ø10A240С	В30	В20
	Б5-1	240	100	1600	2Ø10A240С	2Ø10A240С	В30	В20
	Б5-2	240	100	1600	2Ø10A240С	2Ø10A240С	В30	В20
	Б6-1	240	100	2000	2Ø10A240С	2Ø10A240С	В20	В20
	Б6-2	240	100	2000	2Ø10A240С	2Ø10A240С	В20	В20

Методика проведения эксперимента. Экспериментальные данные необходимы для исследования работы составных конструкций на кручение с изгибом и разработки их модели деформирования. С целью их получения на кафедре уникальных зданий и сооружений Юго-западного государственного университета была создана экспериментальная установка (см. рис. 2, 4). Она состоит из каркаса на котором закреплена система рычагов и опорная площадка, траверсы и ножей для передачи нагрузки, а также подвесной площадки для нагружения. Железобетонные образцы испытываются в горизонтальном положении, это позволяет детально изучить картину образования, развития и раскрытия трещин. Испытательная установка позволяет реализовывать намеченную схему нагружения (рис. 3). В качестве измерительной аппаратуры используются индикаторы часового типа цифровые SYLVAC S_Dial WORK (BASIC) с ценой деления 0,001 мм, тензометрическая станция АИД-4 с релейным переключателем на 120 каналов и комплектом тензорезисторов (базой 20 мм), динамометр ДОСМ-3-3, микроскоп МПБ-3М. В установке используется нагружение гравитационным способом, с использованием предварительно взвешенных грузов. Взвешивание производится на весах рычажного типа с ценой деления 5 грамм. Размещение измерительных приборов и схема нагружения показаны на рис. 3.

Установка законструирована таким образом, что позволяет использовать правило рычага неоднократно (рис. 2). При этом нагрузка действующая на балку от гравитационного нагружения в соответствии со схемой экспериментальной установки определяется в соответствии с зависимостью (1).

$$F_{нагр} = F_{зр} \cdot \left(\frac{l_1}{l_2}\right) \cdot \left(\frac{l_3}{l_x}\right) \quad (1)$$

После подстановки значений соответствующих плеч получим:

$$F_{нагр} = F_{зр} \cdot \left(\frac{1500\text{мм}}{150\text{мм}}\right) \cdot \left(\frac{900\text{мм}}{400\text{мм}}\right) = 22,5 \cdot F_{зр}$$

Для уточнения передаваемой нагрузки (неточности обусловлены возникающими в шарнирах силами трения) при проведении экспериментальных исследований предусмотрено обязательное использование силового динамометра (поз. 6 на рис.2)

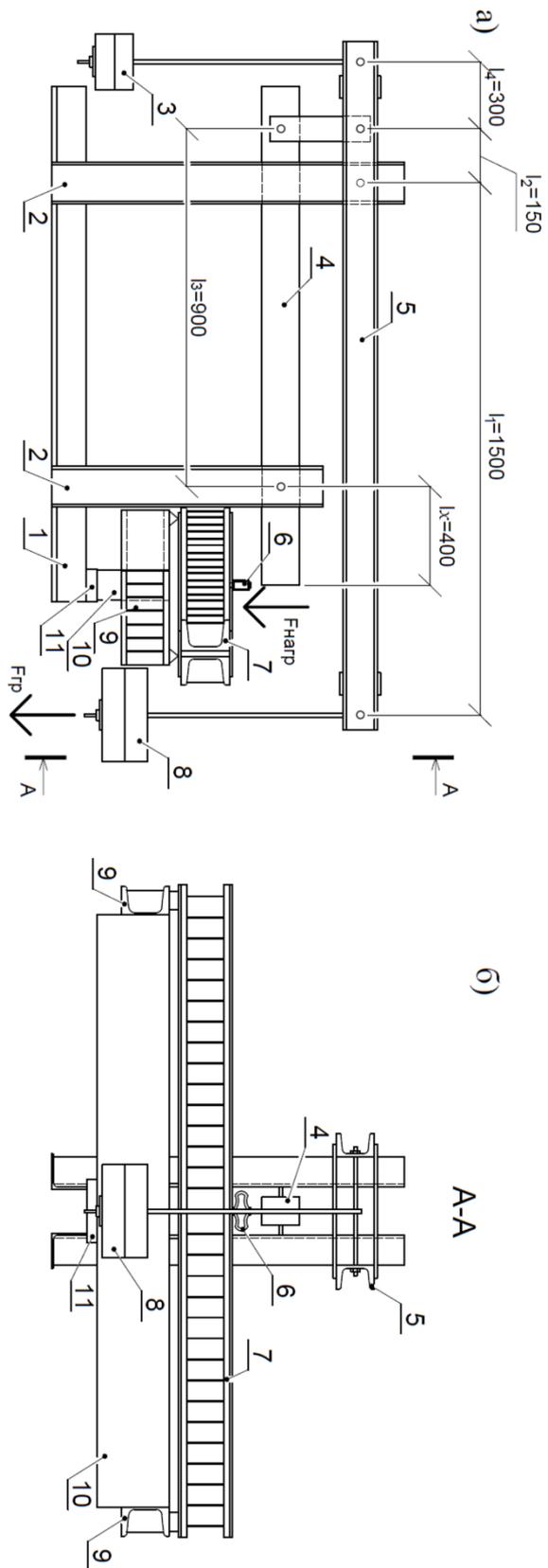


Рисунок 2 – Схема устанювки рычажного типа для проведения испытаний на кручение

1 - основание устанювки; 2 - стойки; 3 - контрреруэ; 4, 5 - рычаги; 6 – динамометр ДОСМ 3-3; 7 - траверса; 8 - рабочие грузы; 9 - плечи для создания кручения; 10 - испытываемый образец; 11 - опорная площадка

На рисунке 3 приняты следующие обозначения: ичт1 – прогибомер, индикатор часового типа для измерения перемещений испытываемой конструкции установленный в левой части конструкции, на дальнем краю рычага для передачи нагрузки на торцевую её часть; ичт2 – прогибомер, индикатор часового типа для измерения перемещений испытываемой конструкции установленный в левой части конструкции, на её краю, находящемся с противоположной стороны от ичт1; ичт3 – прогибомер, индикатор часового типа для измерения перемещений испытываемой конструкции установленный в центральной части конструкции по центру ширины образца; ичт4 – прогибомер, индикатор часового типа для измерения перемещений испытываемой конструкции установленный в правой части конструкции, на дальнем краю рычага для передачи нагрузки на торцевую её часть; ичт5 – прогибомер, индикатор часового типа для измерения перемещений испытываемой конструкции установленный в правой части конструкции, на её краю, находящемся с противоположной стороны от ичт4; т1-т4 – розетка из 4-х тензорезисторов под углом 45° друг к другу, наклеенных на бетон с передней стороны конструкции; т5-т8 – розетка из 4-х тензорезисторов под углом 45° друг к другу, наклеенных на бетон с задней стороны конструкции.

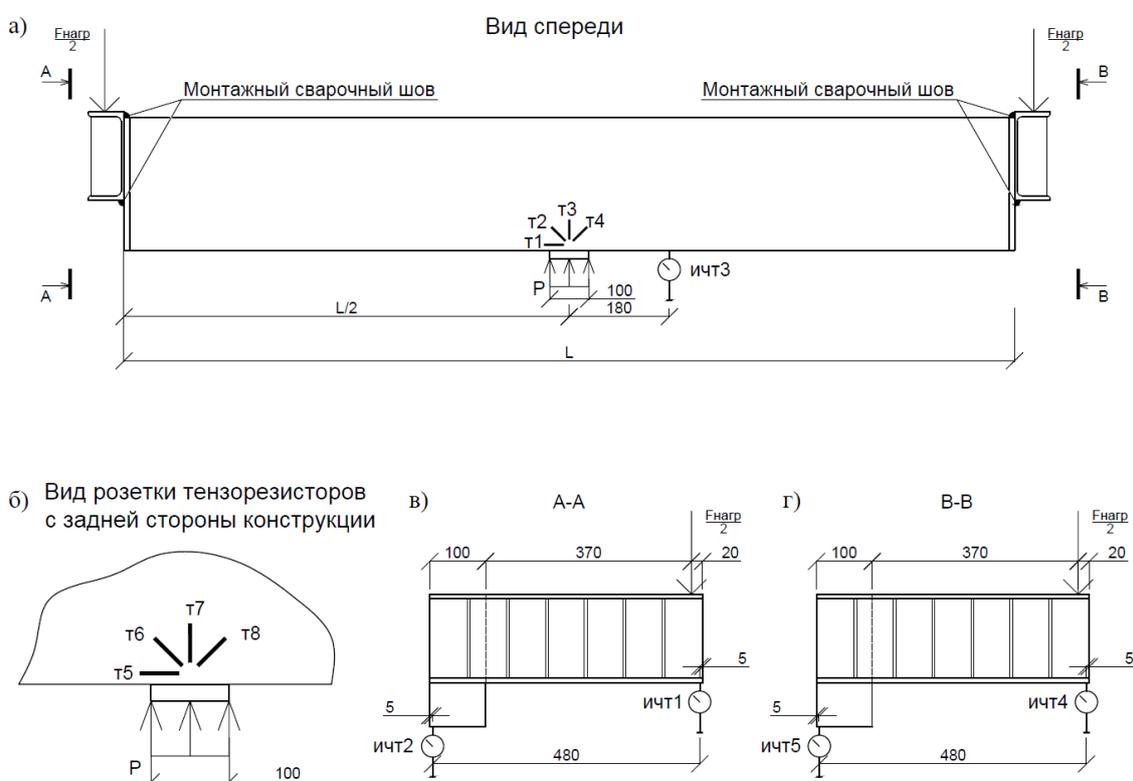


Рисунок 3 – Схема размещения измерительных приборов и приложения нагрузок

До начала экспериментов производился тщательный осмотр конструкций: отмечались начальные трещины, сколы, деформации.

Для получения максимального количества данных каждый образец в процессе испытаний доводился до разрушения. Нагружение производилось поэтапно – по 3-5% от предполагаемой разрушающей нагрузки. После каждого этапа нагружения конструкции выдерживалась пауза 5 минут перед следующим нагружением, пауза увеличивалась до 15 минут после образования трещин в конструкции. На каждом этапе снимались отсчеты по показаниям тензодатчиков и прогибомеров, после образования трещин показания снимались дважды – сразу после нагружения и по прошествии 15 минут. Растянутая зона каждого образца во время выдерживания паузы тщательно осматривалась на предмет появления трещин. Образующиеся трещины отмечались маркером с обозначением номера и этапа нагружения на котором они появились. Ширина раскрытия трещины, в отношении которой предполагалось что она станет разрушающей, измерялась микроскопом в трех точках: в месте пересечения со

стержнем основного армирования, в месте пересечения с ближайшим хомутом и посередине между ними. После завершения испытания картина трещин зарисовывалась на специальные планшеты в масштабе 1:1.

а)



б)



Рисунок 4 – Общий вид проведения экспериментальных исследований конструкций балочного (а) и плитного (б) типов

Выводы и перспективы дальнейшего развития. Разработанная методика экспериментальных исследований составных железобетонных конструкций делает возможным проверку предложенной расчетной модели и гипотез, лежащих в ее основе. Кроме того она позволяет получить данные о сложном напряженно-деформированном состоянии при совместном действии кручения с изгибом.

Проведенные экспериментальные исследования затрагивают ряд вопросов, связанных с разработкой расчетного аппарата железобетонных конструкций на действие кручения с изгибом, дают возможность убедиться в адекватности рабочих гипотез при изменении длины образцов, величин крутящего и изгибающего моментов, а также различных положениях рабочего шва.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ключева Н. В. К расчету ширины раскрытия наклонных трещин третьего типа в составных железобетонных конструкциях / Н. В. Ключева, И. А. Яковенко, Н. В. Усенко // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – №2. – С. 8–11.
2. Ключева Н. В. Жилые и общественные здания из железобетонных панельно-рамных элементов индустриального производства / Н. В. Ключева, В. И. Колчунов, Д. А. Рыпаков, А. С. Бухтиярова // Жилищное строительство. – 2015. – №5. – С. 69–75
3. Сальников А. С. Расчетная модель образования пространственных трещин первого вида при кручении с изгибом / А. С. Сальников, Вл. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Промышленное и гражданское строительство. – 2015. – №3. – С. 35–40.
4. Сальников А. С. Методика расчета предельной нагрузки и координат образования пространственной трещины первого вида в железобетонных конструкциях при кручении с изгибом / А. С. Сальников, В. И. Колчунов, В. И. Колчунов // Строительство и реконструкция. – 2015. – №6(62). – С. 49–56.
5. Сальников А. С. Метод определения минимальной нагрузки и координат образования пространственной трещины в железобетонных конструкциях при кручении с изгибом / А. С. Сальников, Н. В. Ключева, В. И. Колчунов // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – №1. – С. 52–57.
6. Демьянов А. И. Экспериментальные исследования железобетонных конструкций при кручении с изгибом и анализ их результатов / А. И. Демьянов, А. С. Сальников, Вл. И. Колчунов // Строительство и реконструкция. – 2017. – №4(72). – С. 17–26.
7. Демьянов А. И. Экспериментальные исследования железобетонных конструкций при кручении с изгибом / А. И. Демьянов, А. А. Покусаев, Вл. И. Колчунов // Строительство и реконструкция. – 2017. – №5(73). – С. 5–14.
8. Бондаренко В. М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона: монография / В. М. Бондаренко, В. И. Колчунов. – М. : АСВ, 2004. – 472 с.
9. Гольшев А.Б. Сопротивление железобетона: монография / А.Б. Гольшев, В. И. Колчунов. – К. : Основа, 2009. – 432 с.
10. Колчунов Вл. И. Экспериментальные исследования трещинообразования железобетонных конструкций при кручении с изгибом / Вл. И. Колчунов, А. С. Сальников // Строительство и реконструкция. – 2016. – №3(65). – С. 24–32.
11. Баширов Х.З. Железобетонные составные конструкции зданий и сооружений: монография / Х.З. Баширов, В.И. Колчунов, В.С. Федоров, И.А. Яковенко - М. : АСВ, 2017. – 248 с.

Демьянов Алексей Иванович

ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г. Курск
кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры промышленного и гражданского строительства
E-mail: speccompany@gmail.com

Наумов Николай Валерьевич

ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г. Курск
Аспирант
E-mail: kolua199200@yandex.ru

Колчунов Владимир Иванович

ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г. Курск
Доктор технических наук, профессор, профессор кафедры уникальных зданий и сооружений
E-mail: vlik52@mail.ru

A.I. DEM'YANOV, N.V. NAUMOV, VL. I. KOLCHUNOV

THE PROGRAM AND METHODOLOGY OF EXPERIMENTAL STUDIES OF COMPOSITE REINFORCED CONCRETE STRUCTURES UNDER THE ACTION TORSION WITH BENDING

It is proposed the program and methodology of experimental studies of reinforced concrete structures under the action torsion with bending. The main purpose is to check the calculation premises and to determine experimentally design parameters of the proposed calculation method. The program of experimental studies includes testing composite structures of beam and plate types. It was created a pilot installation for the experiment was specially at the Department of Unique Buildings and Structures of the South-Western State University. It allows to create a torque on the investigated sections of the transverse bend and it is able to extinguish it on the support in combination with static test circuits (without requiring special expensive devices). Particular attention is paid to the determination of the angles of rotation and deflections of the calculated cross-sections; schemes for the crack formation, crack development and opening of crack; for the deformation of concrete in difficult stressed areas of reinforced concrete structures under the action torsion with bending.

Keywords: reinforced concrete structures, torsion with bending resistance, pilot installation, angles of rotation, deflections, expansion of spatial cracks, experimental verification of calculation model.

REFERENCES

1. Klyueva N. V. K raschetu shiriny raskrytiya naklonnyh treshchin tret'ego tipa v sostavnyh zhelezobetonnyh konstrukciyah / N. V. Klyueva, I. A. Yakovenko, N. V. Usenko // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. – 2014. – №2. – S. 8–11.
2. Klyueva N. V. Zhilye i obshchestvennye zdaniya iz zhelezobetonnyh panel'no-ramnyh ehlementov industrial'nogo proizvodstva / N. V. Klyueva, V. I. Kolchunov, D. A. Rypakov, A. S. Buhtiyarova // Zhilishchnoe stroitel'stvo. – 2015. – №5. – S. 69–75
3. Salnikov A. S. Raschetnaya model' obrazovaniya prostranstvennyh treshchin pervogo vida pri kruchenii s izgibom / A. S. Sal'nikov, V. I. Kolchunov, I. A. Yakovenko // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. – 2015. – №3. – S. 35–40.
4. Salnikov A. S. Metodika rascheta predel'noj nagruzki i koordinat obrazovaniya prostranstvennoj treshchiny pervogo vida v zhelezobetonnyh konstrukciyah pri kruchenii s izgibom / A. S. Sal'nikov, V. I. Kolchunov, V. I. Kolchunov // Stroitel'stvo i rekonstrukciya. – 2015. – №6(62). – S. 49– 56.
5. Salnikov A. S. Metod opredeleniya minimal'noj nagruzki i koordinat obrazovaniya prostranstvennoj treshchiny v zhelezobetonnyh konstrukciyah pri kruchenii s izgibom / A. S. Sal'nikov, N. V. Klyueva, V. I. Kolchunov // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. – 2016. – №1. – S. 52–57.
6. Demyanov A. I. Ehksperimental'nye issledovaniya zhelezobetonnyh konstrukcij pri kruchenii s izgibom i analiz ih rezul'tatov / A. I. Demyanov, A. S. Salnikov, V. I. Kolchunov // Stroitel'stvo i rekonstrukciya. – 2017. – №4(72). – S. 17– 26.
7. Dem'yanov A. I. Ehksperimental'nye issledovaniya zhelezobetonnyh konstrukcij pri kruchenii s izgibom / A. I. Dem'yanov, A. A. Pokusaev, V. I. Kolchunov // Stroitel'stvo i rekonstrukciya. – 2017. – №5(73). – S. 5– 14.
8. Bondarenko V. M. Raschetnye modeli silovogo soprotivleniya zhelezobetona: monografiya / V. M. Bondarenko, V. I. Kolchunov. – M. : ASV, 2004. – 472 s.
9. Golyshev A.B. Soprotivlenie zhelezobetona: monografiya / A.B. Golyshev, V. I. Kolchunov. – K. : Osnova, 2009. – 432 s.
10. Kolchunov V. I. Ehksperimental'nye issledovaniya treshchinoobrazovaniya zhelezobetonnyh konstrukcij pri kruchenii s izgibom / V. I. Kolchunov, A. S. Salnikov // Stroitel'stvo i rekonstrukciya. – 2016. – №3(65). – S. 24– 32.
11. Bashirov H.Z. Zhelezobetonnye sostavnye konstrukcii zdaniy i sooruzhenij: monografiya / H.Z. Bashirov, V.I. Kolchunov, V.S. Fedorov, I.A. Yakovenko - M. : ASV, 2017. – 248 s.

A. I. Dem'yanov,

South-Western State University, Kursk,

Candidate of technical Sciences, associate professor, associate professor of Industrial and civil engineering department

E-mail: speccompany@gmail.com

N. V. Naumov

South-Western State University, Kursk

Postgraduate student

E-mail: kolua199200@yandex.ru

V. I. Kolchunov

South-Western State University, Kursk

Doctor of technical Sciences, Professor, Professor, Department of unique building and structures

E-mail: vlik52@mail.ru

УДК 625.745.12

ИСТОМИН А.Д.

ПРОГИБ И ШИРИНА РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ ПО ОТЕЧЕСТВЕННЫМ НОРМАМ И ЕВРОКОДУ 2

В статье представлен анализ результатов расчёта железобетонной балки по второй группе предельных состояний по отечественным нормам и Еврокоду 2. Приведены экспериментальные данные по прогибам железобетонной балки и ширине раскрытия нормальных трещин. Представлены опытные образцы - балки прямоугольного сечения с размерами 10 см x 20 см и длиной 220 см. Произведен их сравнительный анализ с результатами расчётов по отечественным нормам и Еврокоду 2. Определена кривизна железобетонного элемента без трещин по Еврокоду 2.

При эксплуатационных нагрузках наблюдается удовлетворительная сходимости расчётных значений ширины раскрытия нормальных трещин. Отклонение лежит в пределах 5%. Опытные значения ширины раскрытия нормальных трещин на всём диапазоне изменения напряжений в арматуре в 1,2...1,4 раза меньше рассчитанных по отечественным и зарубежным нормам.

Ключевые слова: прогиб; жесткость; отечественные нормы; Еврокод 2; опытные данные; ширина раскрытия трещин; железобетонная балка.

Постановление Правительства РФ о включении Еврокодов на альтернативной основе в доказательную базу «Технического регламента о безопасности зданий и сооружений» дало новый импульс по гармонизации российских и европейских норм проектирования железобетонных конструкций. Гармонизация отечественной нормативно-технической базы необходима для интеграции системы технического регулирования строительной отрасли в европейскую систему, устранения барьеров на пути реализации иностранных инвестиционных проектов, применения передовых зарубежных технологий, инноваций и научных разработок.

Большинство публикаций по сравнительному анализу отечественных и европейских норм касаются расчетов по прочности и в меньшей степени расчетов по второй группе предельных состояний, а именно прогибов и ширины раскрытия трещин [1-8].

Для свободно опертой железобетонной балки максимальный прогиб определяется по формуле:

$$f = Sl^2 \left(\frac{1}{r} \right)_{\max}, \quad (1)$$

где S - коэффициент, зависящий от вида нагрузки и условий опирания;

$\left(\frac{1}{r} \right)_{\max}$ - максимальная кривизна в наиболее нагруженном сечении;

l - расчётный пролёт железобетонной конструкции.

Кривизну железобетонного элемента определяют на участке без трещин [9] по формуле:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{E_{b1} I_{red}}, \quad (2)$$

где M - изгибающий момент от внешней нагрузки;

I_{red} - момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести, определяемый как для сплошного тела по общим правилам сопротивления упругих материалов с учетом всей площади сечения бетона и площадей сечения арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону равным $\alpha_s = E_s / E_{b1}$;

$$I_{red} = I + I_s \cdot \alpha_s + I'_s \cdot \alpha'_s. \quad (3)$$

Модуль деформации сжатого бетона, принимается равным:

- при непродолжительном действии нагрузки: $E_{b1} = 0,85E_b$;

- при продолжительном действии нагрузки: $E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}$,

где $\varphi_{b,cr}$ - коэффициент ползучести бетона, принимаемый в зависимости от относительной влажности воздуха и класса бетона.

На участке с трещинами кривизна железобетонного элемента согласно [9] равна:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{E_{b,red} I_{red}}, \quad (4)$$

где I_{red} - момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести, определяемый по общим правилам сопротивления упругих материалов с учетом площади сечения бетона только сжатой зоны, площадей сечения сжатой арматуры с коэффициентом приведения α_{s1} и растянутой арматуры с коэффициентом приведения α_{s2} :

$$I_{red} = I_b + I_s \cdot \alpha_{s2} + I'_s \cdot \alpha_{s1};$$

$E_{b,red}$ - приведенный модуль деформации сжатого бетона:

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,red}}{\varepsilon_{b1,red}},$$

где значение $\varepsilon_{b1,red}$ равно:

- при непродолжительном действии нагрузки - $150 \cdot 10^{-5}$;

- при продолжительном действии нагрузки в зависимости от относительной влажности воздуха окружающей среды: $240 \cdot 10^{-5} \dots 340 \cdot 10^{-5}$.

Значения коэффициентов приведения арматуры к бетону принимают:

- для сжатой арматуры

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}},$$

- для растянутой арматуры

$$\alpha_{s2} = \frac{E_s}{\psi_s E_{b,red}},$$

где ψ_s - коэффициент, учитывающий неравномерность деформаций растянутой арматуры между трещинами.

Значение коэффициента ψ_s определяют по формуле

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{\sigma_{s,cr}}{\sigma_s}, \quad (5)$$

где $\sigma_{s,cr}$ - напряжение в продольной растянутой арматуре в сечении сразу после образования нормальных трещин;

σ_s - напряжение в продольной растянутой арматуре, при действии рассматриваемой нагрузки.

Если $\sigma_{s,cr} > \sigma_s$, принимают $\psi_s = 0,2$.

Для изгибаемых элементов значение коэффициента ψ_s допускается определять по формуле

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{M_{crc}}{M} \leq 1,0. \quad (6)$$

Высоту сжатой зоны определяют из решения уравнения:

$$S_b + \alpha_{s1} S'_s = \alpha_{s2} S_s, \quad (7)$$

где S_b , S_s и S'_s - статистические моменты соответственно сжатой зоны бетона, площадей растянутой и сжатой арматуры относительно нейтральной оси.

Среднюю кривизну железобетонного элемента без трещин по Еврокоду 2 [1,10] определяют по формуле:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{uc} = \frac{M}{E_{c,eff} I_{uc}}, \quad (8)$$

где $I_{uc} = I_{red}$.

Среднюю кривизну железобетонного элемента с трещинами [1,10] определяют по формуле:

$$1/r = \xi(1/r)_{cr} + (1-\xi)(1/r)_{uc}, \quad (9)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_{uc} = \frac{M}{E_{c,eff} I_{uc}}$ - кривизна на участке без трещин;

$\left(\frac{1}{r}\right)_{cr} = \frac{M}{E_{c,eff} I_{cr}}$ - кривизна на участке с трещинами;

$E_{c,eff}$ - начальный модуль упругости бетона;

$I_{cr} = bx^3 / 3 + a_c A_s (d - x)^2$ - момент инерции сжатой зоны сечения и растянутой арматуры.

Коэффициент, учитывающий неравномерность деформаций растянутой арматуры между трещинами:

$$\xi = 1 - \beta \left(\frac{M_{sr}}{M}\right)^2. \quad (10)$$

При отсутствии трещин в железобетонной балке $\xi = 0$.

Для сравнения расчётных прогибов по нормам России [9] и Еврокоду 2 [10] с экспериментальными прогибами были испытаны железобетонные балки.

Опытные образцы представляли собой балки прямоугольного сечения с размерами 10см x 20см и длиной 220 см [11]. Балки армировались пространственным вязаным каркасом. В растянутой зоне каркас имел два стержня диаметром 12мм, из арматурной стали класса А400 (марка 35 ГС), а в сжатой зоне для крепления хомутов – два стержня Ø 5мм из холоднотянутой арматурной проволоки класса В500.

Состав бетона по весу составил П/Ц:Щ/Ц: В/Ц = 1,2:2,2: 0,32. Расход цемента - 500 кг на 1 м³ бетонной смеси. В состав бетонной смеси также вводился суперпластификатор С-3 в количестве 0,7% от массы цемента. Для приготовления бетона в обоих случаях применялся гранитный щебень фракции 5-10 мм, речной песок с модулем крупности $M_{кр}=2,1$, портланд-цемент марки М400.

Схема испытания железобетонной балки и размещения измерительных приборов приведена на рисунке 1.

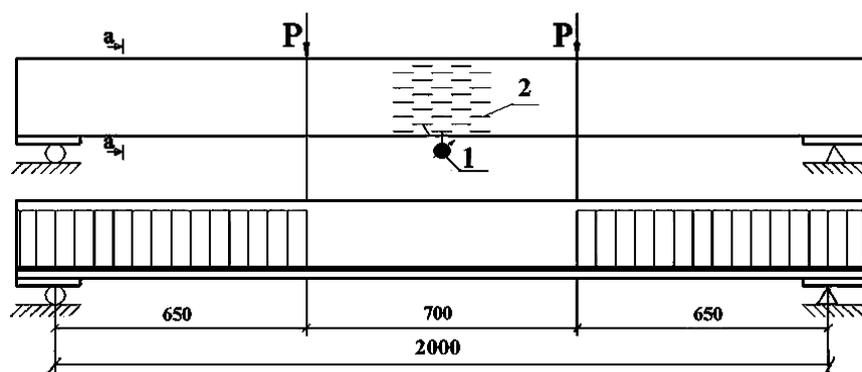


Рисунок 1 – Схема испытания железобетонных балок:
1 – индикатор часового типа, 2 – тензорезисторы

Балки устанавливались на две шарнирные опоры и нагружались с помощью двух гидравлических домкратов по 5 тс каждый.

В процессе нагружения измеряли: деформации бетона сжатой зоны; деформации арматуры в растянутой зоне; прогибы; ширину раскрытия трещин и расстояние между ними.

Деформативно-прочностные характеристики бетона и арматуры опытных балок представлены в таблице 1.

Таблица 1– Деформативно-прочностные характеристики бетона и арматуры

R_b , МПа	R_{bt} , МПа	$E_b \cdot 10^{-3}$, МПа	R_s , МПа	$E_s \cdot 10^{-5}$, МПа
45,41	3,69	33,41	433	2,0

На рис.2 представлены результаты опытов и расчета ширины раскрытия нормальных трещин в зависимости от напряжений в растянутой арматуре.

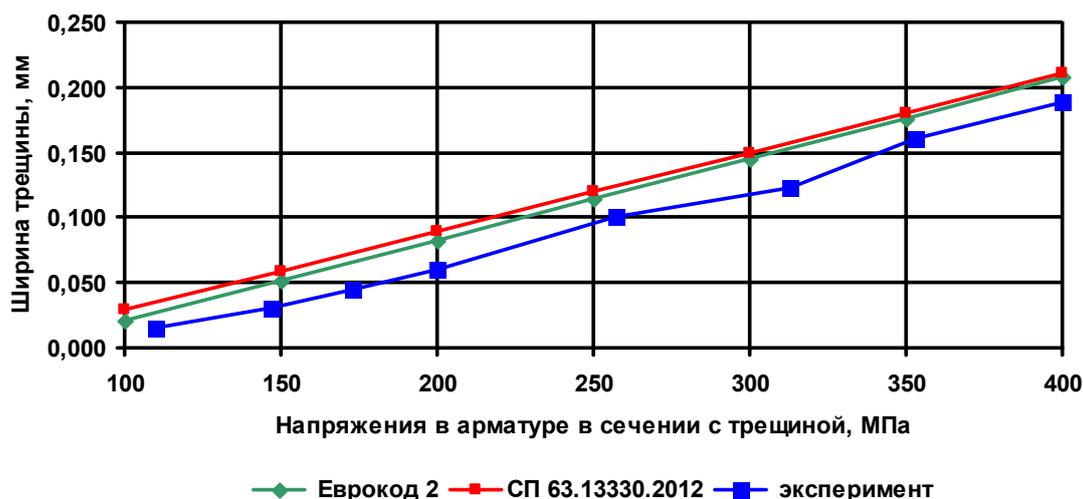


Рисунок 2 – Ширина раскрытия нормальных трещин

При эксплуатационных нагрузках наблюдается удовлетворительная сходимость расчётных значений ширины раскрытия нормальных трещин, определенных по [9] и [10]. Отклонение лежит в пределах 5%. Опытные значения ширины раскрытия нормальных трещин

на всём диапазоне изменения напряжений в арматуре в 1,2...1,4 раза меньше рассчитанных по отечественным и зарубежным нормам.

Результаты опытных прогибов и рассчитанных по нормам [9] и [10] в зависимости от уровня нагружения балки представлены на рисунке 3.

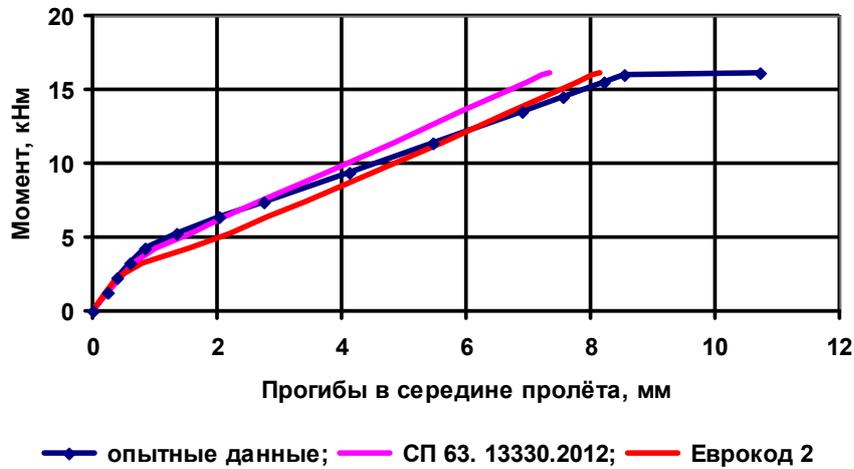


Рисунок 3 – Прогибы в середине пролёта балки

Результаты отклонений прогибов в середине пролёта балки, рассчитанных по нормам [9] и [10], от опытных значений в зависимости от уровня нагружения балки, представлены на рисунке 4.

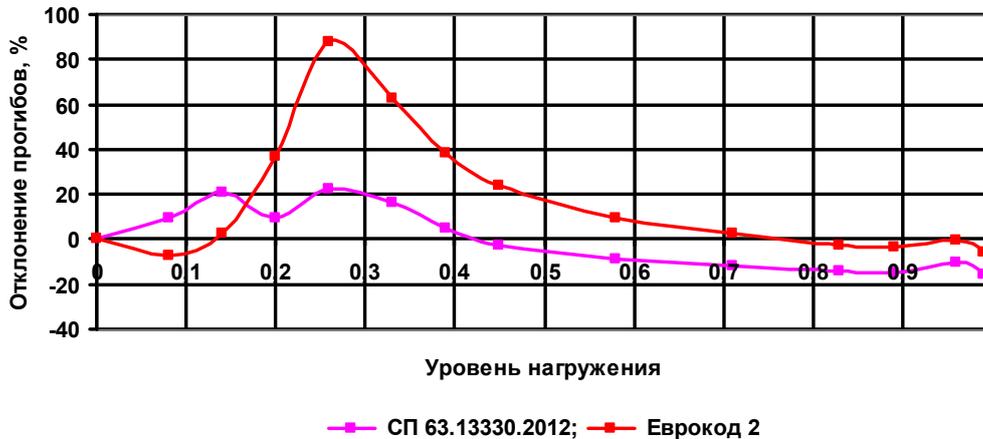


Рисунок 4 – Диаграмма отклонений расчетных прогибов балки от опытных значений

Анализ результатов показывает, что до образования трещин прогибы, рассчитанные по СП 63.13330 [9] больше опытных на 10%...20,5%; прогибы, рассчитанные по Eurocode2 [10] больше опытных на 2,4%...36,7%. При эксплуатационных нагрузках прогибы, рассчитанные по СП 63.13330 [9] меньше опытных на 9%...14,5%; прогибы, рассчитанные по Eurocode2 [10] больше на 9,7%...2,6%.

Следует отметить, что, начиная с уровня нагружения $0,83 M_{ult}$ прогибы, рассчитанные по отечественным и европейским нормам оказываются меньше опытных: по СП 63.13330 на 10,5%...14,5%; по Eurocode 2 на 0,3%...2,8%.

Выводы

1. До образования трещин прогибы железобетонной балки, рассчитанные по СП 63.13330 больше опытных на 10% – 20,5%; рассчитанные по Eurocode 2 больше опытных на 2,4 – 36,7%.

2. При эксплуатационных нагрузках прогибы, рассчитанные по СП 63.13330 меньше опытных на 9–14,5%; рассчитанные по Eurocode 2 больше на 2,6 – 9,7%.
3. На всем диапазоне изменения напряжений в растянутой арматуре ширина раскрытия трещин, рассчитанная по СП 63.13330 меньше чем по Еврокоду 2 в пределах 5%.
4. Опытные значения ширины раскрытия нормальных трещин в 1,2...1,4 раза меньше рассчитанных по отечественным и европейским нормам.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алмазов, В.О. Проектирование железобетонных конструкций по Евронормам [Текст]. – М.: АСВ, 2011. – 215 с.
2. Колмогоров, А.Г. Расчет железобетонных конструкций по российским и зарубежным нормам [Текст]: учебное издание / А. Г. Колмогоров, В. С. Плевков. – М.: Изд-во АВС, 2014. – 512 с.
3. Биби, Э.В. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 2: Проектирование железобетонных конструкций [Текст]. / Э.В. Биби, Р.С. Нараянан. – М.: МГСУ, 2013. – 292 с.
4. Тамразян, А.Г. Особенности расчета изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения согласно EC2 // Бетон и железобетон. - 2012. - № 1. - С.19.
5. Тамразян, А.Г. Бетон и железобетон: проблемы и перспективы // Промышленное и гражданское строительство. - 2014. - № 7. - С.51-54.
6. Тамразян, А.Г. К остаточной несущей способности железобетонных балок с трещинами / А.Г. Тамразян, М.А. Орлова // Жилищное строительство. - 2015. - № 6. - С. 32-34.
7. Кабанцев, О.В., Тамразян А.Г. Учет изменений расчетной схемы при анализе работы конструкции / О.В. Кабанцев, А.Г. Тамразян // Инженерно-строительный журнал. - 2014. - № 5 (49). - С. 15-26.
8. Тамразян, А.Г. О влиянии снижения жесткости железобетонных плит перекрытий на несущую способность при длительном действии нагрузки / А.Г. Тамразян, Е.А. Филимонова // Промышленное и гражданское строительство. - 2012. - № 7. - С. 30-32.
9. СП 63.13330.2012. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения [Текст]. – М., 2012. – 156 с.
10. EN 1992-1-1: 2004. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels. 2004. – 226 p.
11. Истомин, А.Д. Работа статически неопределимых железобетонных элементов в условиях отрицательных температур / А.Д. Истомин, А.В. Кудрявцев // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – № 7. С. 51-55.

Истомин Андрей Дмитриевич

Московский государственный строительный университет, г. Москва

Кандидат технических наук, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций

E-mail: nauka.07@mail.ru

ISTOMIN A.D.

COMPARATIVE BENDING AND WIDTH OF OPENING OF CRACKS OF REINFORCE-CONCRETE BEAM ON HOME NORMS AND EUROCODE 2

In the article the analysis of results of calculation of reinforce-concrete beam is presented on second group of the maximum states on home norms and Eurocode 2. Experimental data over are brought on bending of reinforce-concrete beam and width of opening of normal cracks. Experimental samples are presented - beams of rectangular cross section with dimensions of 10cm x 20cm and length of 220cm. Their comparative analysis is produced with the results of calculations on home norms and Eurocode 2. The curvature of the reinforced concrete element without cracks in Eurocode 2 is determined.

Under operational loads, satisfactory convergence of the calculated values of the opening width of normal cracks is observed. The deviation is within 5%. Experimental values of the width of the opening of normal cracks on the entire range of stresses in the reinforcement are 1.2 ... 1.4 times lower than those calculated by domestic and foreign standards.

Keywords: *bending; inflexibility; home norms; Eurocode 2; experience data; width of opening of cracks; reinforced concrete beam.*

REFERENCES

1. Almazov, V.O. *Proyektirovaniye zhelezobetonnykh konstruksiy po Yevronormam* [Tekst]. – M.: ASV, 2011. – 215 s.
2. Kolmogorov, A.G. *Raschet zhelezobetonnykh konstruksiy po rossiyskim i zarubezhnym normam* [Tekst]: uchebnoye izdaniye / A. G. Kolmogorov, V. S. Plevkov. – M.: Izd-vo ABC, 2014. – 512 s.
3. Bibi, E.V. *Rukovodstvo dlya proyektirovshchikov k Yevrokodu 2: Proyektirovaniye zhelezobetonnykh konstruksiy* [Tekst]. / E.V. Bibi, R.S. Narayanan. – M.: MGSU, 2013. – 292 s.
4. Tamrazyan, A.G. *Osobennosti rascheta izgibayemykh zhelezobetonnykh elementov pryamougol'nogo secheniya soglasno EC2 // Beton i zhelezobeton. - 2012. - № 1. - S.19.*
5. Tamrazyan, A.G. *Beton i zhelezobeton: problemy i perspektivy // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. - 2014. - № 7. - S.51-54.*
6. Tamrazyan, A.G. *K ostatochnoy nesushchey sposobnosti zhelezobetonnykh balok s treshchinami / A.G. Tamrazyan, M.A. Orlova // Zhilishchnoye stroitel'stvo. - 2015. - № 6. - S. 32-34.*
7. Kabantsev, O.V., Tamrazyan A.G. *Uchet izmeneniy raschetnoy skhemy pri analize raboty konstruksii / O.V. Kabantsev, A.G. Tamrazyan // Inzhenerno-stroitel'nyy zhurnal. - 2014. - № 5 (49). - S. 15-26.*
8. Tamrazyan, A.G. *O vliyaniy snizheniya zhestkosti zhelezobetonnykh plit perekrytiy na nesushchuyu sposobnost' pri dlitel'nom deystvii nagruzki / A.G. Tamrazyan, Ye.A. Filimonova // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. - 2012. - № 7. - S. 30-32.*
9. SP 63.13330.2012. *Aktualizirovannaya redaktsiya SNiP 52-01-2003 Betonnyye i zhelezobetonnyye konstruksii. Osnovnyye polozheniya* [Tekst]. – M., 2012. – 156 s.
10. EN 1992-1-1: 2004. *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels. 2004. – 226 p.
11. Istomin, A.D. *Rabota staticheski neopredelimykh zhelezobetonnykh elementov v usloviyakh otritsatel'nykh temperatur / A.D. Istomin, A.V. Kudryavtsev // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo [Tekst]. – 2016. – № 7. S. 51-55.*

Istomin A.D.

Moscow state construction university, Moscow

Candidate of technical sciences, associate professor of the department «Reinforce concrete and stone structures»

E-mail: nauka.07@mail.ru

KARNEVICH V.V.

ON CALCULATING BUCKLING CRITICAL LOAD OF COLUMNS WITH GENERALLY DEFINED SEMI-RIGID END RESTRAINTS

The purpose of this article is to present an approach for calculating exact critical buckling load of axially loaded column with generally defined semi-rigid end restraints (translational and rotational) with regard to convenient programming. The formulation of general boundary conditions to the buckling differential equation is explained and the corresponding matrix for finding eigenvalues (critical loads) is provided. A technique to account for absolutely rigid connections without the need to compute additional parameters and consider several end connection types, and as a result several matrices to include in programming, is demonstrated. The program composed in MATLAB environment was tested on five different cases with varying parameters of column length, flexural rigidity and values of translational and rotational stiffness of end restraints. The results of program computation (critical loads and K-factors) were contrasted to the results from FEM analysis, reference data and results from another scientific article. The results of comparison of computer program results, FEM analysis results and reference data showed relatively small deviation and none was observed for one available theoretical value from another article.

Keywords: column buckling, semi-rigid restraints, springs.

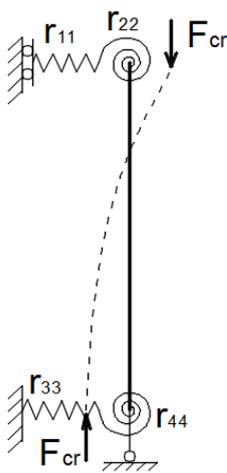


Figure 1 – Scheme of column with semi-rigid restraints

Column buckling under axial compressive load is a classical problem of structural mechanics. Euler critical load formula allows to easily compute the maximum vertical load considering ideal (rigid or free) column end condition types, for which the K-factors are known precisely. In a broader formulation, end restraints may be semi-rigid, i.e. may be characterized by translational (r_{11} and r_{33}) and rotational (r_{22} и r_{44}) stiffness, as shown in Fig. 1. Assuming various values of translational and rotational stiffness at both ends, one may define any possible column end conditions. For instance, joints in frames may be represented as semi-rigid restraints in the analytical model of a member connecting joints, so that elastic behavior of the adjoining members is accounted for. Restraints may be also modelled as semi-rigid in design of special structural elements, for example, earthquake-resistant columns of such technology, as proposed in [1]. At high seismic activity concrete at the foundation of the column intentionally breaks and the column starts to rock, but is eventually brought to vertical position by unbonded pre-tensioned steel tendons that run through the column. This concept may be modelled as a semi-rigid joint with a defined rotational stiffness. In practice, structural elements are never restrained ideally: rigid connections are to a greater or lesser degree flexible and hinges express a small amount of re-

sistance on rotation owing to friction [2]. In addition, the supports may degrade over time, due to corrosion for example, which alters their rigidity, but can be accounted for in buckling analysis accordingly [3]. Kartal et al. [4] suggest that instead of using connection models of ideal behavior, restraints should be rather evaluated according to their moment-rotation curves.

The problem of determining critical buckling load for a column restrained by semi-rigid connections has been studied extensively and there are a number of methods for determining the K-factors of such columns. It is evident that any individual problem may be solved manually by subjecting the general solution of the buckling differential equation to certain boundary conditions and finding its eigenvalues. However, generally defined boundary conditions complicate the problem, especially when the goal is to program it for finding the exact analytical solution.

Eurocode [5] presents empirical formulas for finding K-factors for braced and unbraced columns with rotationally restrained ends, but translationally elastic connections are not considered. Same issue arises with using alignment charts [6, 7], although they present a virtually exact solution. Aristizabal-Ochoa [8] demonstrates a more precise empirical formula for columns with partially inhibited side-sway (translationally restrained); [6] and [7] share an analytical solution to the problem including translational restraints, but another issue arises when restraint stiffness is equal to infinity, i.e. absolutely rigid connection; same equations cannot be used. Adman and Saidani [9] regulate this issue by making restraints quasi-articulated: evaluating the problem at relatively large values of restraint flexibility. Aristizabal-Ochoa [10] also presents an approach of using fixity factors, which range from 0 to 1 for free and rigid rotational restraints correspondingly, and considers several cases of bracing stiffness separately. However, this approach results in additional matrices to include in the programming. Finally, Birger [11] presents available graphical data considering all possible end connections, but it also involves calculating a set of additional parameters and using the graphs implies introducing a certain amount of error. Thus, the main objective of this article is to demonstrate a method for computing exact critical buckling load acting on a column with generally defined boundary conditions, including semi-rigid connections, with regard to its optimization for programming.

The matrix for calculating critical load was developed on the basis of existing mathematical model for column axial stability by applying appropriate boundary conditions in general form to the differential equation. The matrix was then incorporated into the code of a program for computing buckling load with a method to account for absolutely rigid connections, which does not require to consider several end connection types separately. This method was generally explained in [12]. The program is realised in MATLAB environment. The program was tested on five different cases with varying parameters of column length, flexural rigidity and end condition combinations. The results of program computation were compared to the results from FEM analysis carried out in ANSYS and also reference data [11] and results from another scientific article [10], which all agreed very well. This method, as its underlying mathematical model, is restricted to prismatic column in elastic buckling problem setting and also does not consider shear deformation effects on critical load.

The eigenvalue problem pertaining to finding buckling critical load is defined as follows below.

Equilibrium differential equation:

$$\frac{d^4y}{dx^4} + n^2 \frac{d^2y}{dx^2} = 0, \quad (1)$$

where

$$n^2 = \frac{F_{cr}}{EI}.$$

Here F_{cr} – critical buckling load; EI – flexural rigidity.

The general solution to the differential equation (1) comes in the form:

$$y = C_1 \cos nx + C_2 \sin nx + C_3 x + C_4 \quad (2)$$

Boundary conditions to the differential equation (1) are defined as follows:

$$y'''(0) + n^2 y'(0) + \frac{r_{11}}{EI} y(0) = 0, \quad (3)$$

$$y''(0) - \frac{r_{22}}{EI} y'(0) = 0, \quad (4)$$

$$y'''(l) + n^2 y'(l) - \frac{r_{33}}{EI} y(l) = 0, \quad (5)$$

$$y''(l) + \frac{r_{44}}{EI} y'(l) = 0, \quad (6)$$

It is important for boundary conditions (3) and (5) to include the shear effect of vertical load, even though the angle of rotation of deflected column is relatively small. This is done not only from

precision standpoint, but also to make the boundary conditions adjoint to the differential equations. In such way the matrix yields a regular distribution of eigenvalues, otherwise it may only yield trivial solutions [13]. Krivoshapko [14] presents a matrix for finding exact solution to the problem under analysis, however, the boundary conditions used do not include the shear effect and, thus, are not adjoint to the differential equation. For example, applying restraint parameters for a cantilever column to the matrix and solving its determinant only results in zero solution.

When the appropriate boundary conditions (3-6) are applied to the general solution (2) of the differential equation (1), the matrix composed of coefficients of the unknown constants C_i assumes the following form:

$$\begin{vmatrix} r_{11} & 0 & EIn^2 & r_{11} \\ EIn^2 & r_{22}n & r_{22} & 0 \\ r_{33} \cos nl & r_{33} \sin nl & r_{33}l - EIn^2 & r_{33} \\ EIn^2 \cos nl + r_{44}n \sin nl & EIn^2 \sin nl - r_{44}n \cos nl & -r_{44} & 0 \end{vmatrix} = 0$$

Setting the determinant of the matrix equal to zero (as shown above) and solving the resulting transcendental equation for n will provide the sought-for critical load. In order to deal with rigid connections, i.e. when any of r_{11} , r_{22} , r_{33} , and r_{44} are equal to infinity, one could divide the corresponding row by $r_{ii} = \infty$, as suggested in [12, 14]. For example, if the rotation at the top of the column is inhibited ($r_{22} = \infty$), the second row in the matrix becomes $(0, n, 1, 0)$. This could be easily programmed by imposing a simple condition upon the stiffness parameters.

The program code is composed for testing on the basis of the above method in MATLAB computing environment. Five different cases of column restraints are selected for analysis, the analytical models illustrated in Fig. 2. The length of column and flexural rigidity parameters are varied for each case and can be found in Table 1. Critical buckling load and K-factor are determined for each case.

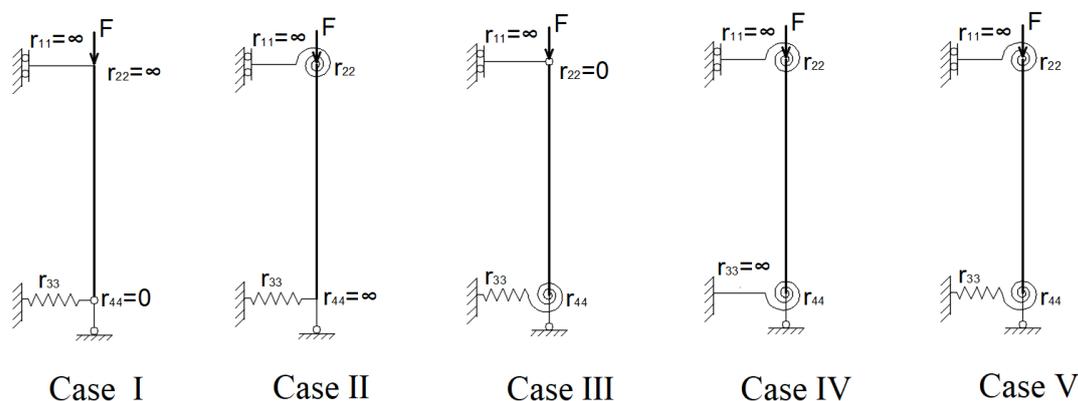


Figure 2 - Analytical models of columns with various end restraint conditions selected for comparison

The results of program computation are compared with FEM analysis results carried out in ANSYS Mechanical software. Columns were modelled with 20 2-node BEAM188 elements and

semi-rigid supports were modelled with COMBIN14 spring elements with assigned rotational or longitudinal stiffness. An arbitrary load of 1 kN was applied to the top of the column and the structure was investigated under eigenvalue buckling analysis. The load factor for each analysis reflected the critical load for that particular case. The buckling deflected shapes for corresponding cases were also extracted as a result of analysis and can be found in Fig. 3.

In addition to the above, the results are compared with reference data from handbook [10]. One particular case is also compared with an exact value given in [10]. All results along with initial parameters are listed in Table 1.

Table 1 – Computational results of stability analysis

Analytical model case	I	II	III	IV	V
Length of column, <i>l</i> (m)	2.0	1.5	2.0	3.0	3.0
Young's modulus, <i>E</i> (MPa)	200·10 ³	200·10 ³	200·10 ³	200·10 ³	200·10 ³
Moment of inertia, <i>I</i> (cm ⁴)	1728	833.333	546.75	1728	833.333
Top translational restraint stiffness, <i>r</i> ₁₁ (kN/m)	∞	∞	∞	∞	∞
Top rotational restraint stiffness, <i>r</i> ₂₂ (kN·m)	∞	13300	0	3456	556
Bottom translational restraint stiffness, <i>r</i> ₃₃ (kN/m)	4320	1980	275	∞	62
Bottom rotational restraint stiffness, <i>r</i> ₄₄ (kN·m)	0	∞	4380	3456	2220
Critical load (kN); K-factor – proposed method	8602.3; 0.99563	8769.8; 0.91304	1015.5; 1.6300	7263.7; 0.72233	713.55; 1.6004
Critical load (kN); K-factor – ANSYS	8586.3; 0.99656	8730.3; 0.91510	1015.4; 1.6301	7248.7; 0.72308	713.53; 1.6005
Critical load (kN); K-factor – reference data [11]	8530; 1.00	8830; 0.91	967; 1.67	7260; 0.72	713; 1.60
Critical load (kN); K-factor – exact solution from [10]	-	-	-	7263.7; 0.72233	-

As it can be observed in Table 1, the results from program computation align quite well with the results from ANSYS and reference data. The maximum percent difference between the program results and ANSYS is calculated to be 0.451%. However, this difference can be significantly reduced by subdividing the ANSYS model into more elements, thus, increasing the precision, but at the cost of computing power. The maximum percent difference between the program results and reference data is calculated to be 4.89%, but it is relatively large mostly due to the fact that reading reference graphs imply significant error. Nonetheless, the difference is small for both cases. The difference between the theoretical value provided in [10] and the program calculation for Case IV is virtually zero.

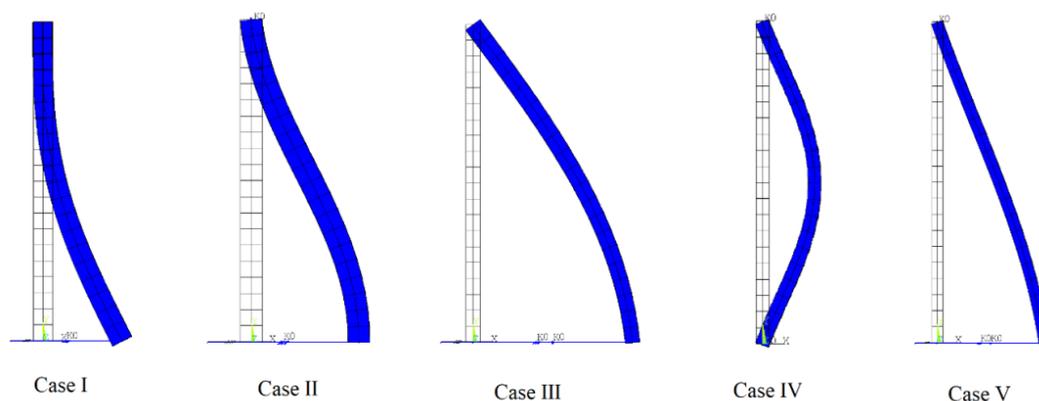


Figure 3 - Deflected shapes of columns along with undeformed shapes for various restraint cases from buckling analysis in ANSYS

The program has been also verified on classical column restraint cases with absolutely rigid, hinged or free end conditions, all of which have demonstrated 100% accuracy.

It has been shown that there is no readily available method for composing a computer program for calculating exact column buckling critical load or K-factor considering both rotational and translational end restraints, or that the existing empirical methods and FEM analysis methods are limiting to a certain extent or some theoretical methods are not as efficient. The proposed method has been derived from the original theoretical mathematical model, with the importance of selecting boundary conditions in the appropriate form highlighted. The technique to deal with absolutely rigid connections in terms of programming has been demonstrated. The results of comparison of program results, FEM analysis results and reference data showed relatively small deviation and virtually none with one available theoretical value. Therefore, based on all of the above, one may conclude that the proposed method of assembling a computer program for calculating critical load for column buckling considering semi-rigid restraints is an optimal solution.

REFERENCES

1. Stanton, J., Eberhard, M., Sanders, D., Thonstad, T., Schaefer, J., Kennedy, B., ... Mantawy, I. (2014, July 21-25). A pre-tensioned, rocking bridge bent for ABC in seismic regions. Paper presented at the 10th National Conference in Earthquake Engineering: Frontiers of Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Anchorage, AK.
2. Alfutov, N. A. (1978). *Osnovy rascheta na ustoichivost' uprugikh system* [Basics of stability analysis of elastic systems]. Moscow: Mashinostroenie. (in Russ.)
3. Gordon, V. A., & Kolchunov, V. I. (2006). K raschetu na ustoichivost' evolyutsionno povrezhdenogo zhelezobetonnogo elementa s "degradiruyushchimi" usloviyami opiraniya [On buckling analysis of developmentally damaged reinforced concrete element with "degrading" support conditions]. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*, 4, 33-38. (in Russ.)
4. Kartal, M. E., Basaga, H. B., Bayraktar, A., & Muvafik, M. (2010). Effects of semi-rigid connection on structural responses. *Electronic journal of structural Engineering*, 10(10), 22-35.
5. British Standards Institution. (2008). *Eurocode 2: design of concrete structures: British standard*. London: BSi.
6. Duan, L., & Chen, W. F. (1999). Effective length factors of compression members. *Structural engineering handbook*.
7. Chen, W. F. (2011). *Semi-rigid connections handbook*. J. Ross Publishing.
8. Aristizabal-Ochoa, J. D. (1994). K- factor for columns in any type of construction: nonparadoxical approach. *Journal of Structural Engineering*, 120(4), 1272-1290.
9. Adman, R., & Saidani, M. (2013). Elastic buckling of columns with end restraint effects. *Journal of Constructional Steel Research*, 87, 1-5.
10. Aristizabal-Ochoa, J. D. (2013). Stability of slender columns on an elastic foundation with generalised end conditions. *Ingeniería e Investigación*, 33(3), 34-40.

11. Birger, I. A., & Panovko, Y. G. (1968). Strength, stability, oscillations. Moscow: Mashinostroenie. (in Russ.)
12. Karnevich, V. V. (2017). Modelirovanie poteri ustoichivosti pryamogo sterzhnya na uprugikh oporakh [Modelling buckling of straight bar on elastic supports]. Nauchnomu progressu – tvorchestvo molodykh, 1-4, 96-98. (in Russ.)
13. Collatz, L. (1968). Zadachi na sobstvennyye znacheniya s tekhnicheskimi prilozheniyami [Eigenvalue problems with technical applications]. (in Russ.)
14. Krivoschapko, S. N. (1992). Osnovy ustoichivosti uprugikh sistem [Basics of stability of elastic systems]. Moscow: RUDN Publishing, 80 p.

Karnevich Valery V.

Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), Moscow

Master student

E-mail: valera.karnevich@gmail.com

КАРНЕВИЧ В.В.

О ВЫЧИСЛЕНИИ КРИТИЧЕСКОЙ НАГРУЗКИ НА КОЛОНУ В ОБЩЕМ СЛУЧАЕ УПРУГО-ПОДАТЛИВОГО ЗАКРЕПЛЕНИЯ ПО ЕЕ КОНЦАМ

Цель данной статьи - представить подход для точного расчета критической нагрузки на колонну для наиболее общего случая упруго-податливого закрепления по ее концам (от сдвига и от поворота), позволяющий получить решение в форме удобной для программирования. Обобщается формулировка граничных условий применительно к дифференциальному уравнению продольного изгиба и представлен определитель матрицы для нахождения собственных значений (критических нагрузок). Показана методика учета абсолютно жестких соединений без необходимости вычисления дополнительных параметров и рассмотрения нескольких типов конечных соединений. Показано несколько вариантов записи компонентов матрицы, которые будут включены в программирование. Была составлена программа в среде MATLA и была протестирована при пяти вариантах с различными параметрами длины стойки, жесткости на изгиб и значениями податливости концевых связей сдвига и связей поворота. Результаты вычисления по разработанной программе (критическая сила и коэффициент запаса по устойчивости - K) были сопоставлены с результатами расчета по МКЭ, справочными данными и результатами, известными из других научных публикаций. Результаты сравнения результатов расчета в компьютерной программе, результатов анализа по МКЭ и справочные данные показали относительно небольшое отклонение.

Ключевые слова: изгиб колонны, упругоподатливые связи, пружина.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Stanton, J., Eberhard, M., Sanders, D., Thonstad, T., Schaefer, J., Kennedy, B., ... Mantawy, I. (2014, July 21-25). A pre-tensioned, rocking bridge bent for ABC in seismic regions. Paper presented at the 10th National Conference in Earthquake Engineering: Frontiers of Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Anchorage, AK.
2. Алфутов, Н. А. Основы расчета на устойчивость упругих систем. – М.: Машиностроение, 1978.
3. Гордон В.А. Красчету на устойчивость эволюционно поврежденного железобетонного элемента с «деградирующими» условиями опирания / В.А. Гордон, В.И. Колчунов // Строительная механика и расчет сооружений. – 2006. - №4. – С. 33-38.
4. Kartal, M. E., Basaga, H. B., Bayraktar, A., & Muvafik, M. (2010). Effects of semi-rigid connection on structural responses. Electronic journal of structural Engineering, 10(10), 22-35.
5. British Standards Institution. (2008). Eurocode 2: design of concrete structures: British standard. London: BSi.
6. Duan, L., & Chen, W. F. (1999). Effective length factors of compression members. Structural engineering handbook.
7. Chen, W. F. (2011). Semi-rigid connections handbook. J. Ross Publishing.

8. Aristizabal-Ochoa, J. D. (1994). K- factor for columns in any type of construction: nonparadoxical approach. *Journal of Structural Engineering*, 120(4), 1272-1290.
9. Adman, R., & Saidani, M. (2013). Elastic buckling of columns with end restraint effects. *Journal of Constructional Steel Research*, 87, 1-5.
10. Aristizabal-Ochoa, J. D. (2013). Stability of slender columns on an elastic foundation with generalised end conditions. *Ingeniería e Investigación*, 33(3), 34-40.
11. Birger, I. A., & Panovko, Y. G. (1968). *Strength, stability, oscillations*. Moscow: Mashinostroenie. (in Russ.)
12. Карневич, В.В. Моделирование потери устойчивости прямого стержня на упругих опорах // Научному прогрессу – творчество молодых. - 2017. - №1-4. – С. 96-98.
13. Коллатц, К. Задачи на собственные значения с техническими приложениями. – М., 1968
14. Кривошапко, С.Н. Основы устойчивости упругих систем. – М.: Издательство РУДН, 1992. – 80 с.

Карневич Валерий В.

Российский университет дружбы народов РУДН), г. Москва

Студент магистратуры

E-mail: valera.karnevich@gmail.com

КУПЧИКОВА Н. В.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ГРУППЫ СВАЙ С ПОВЕРХНОСТНЫМИ УШИРЕНИЯМИ В ВИДЕ СТУПЕНЕЙ

Аннотация: комплексные исследования полунатурных моделей взаимодействия одиночных и группы свай с поверхностными уширениями в виде ступеней в песчаных и глинистых грунтах. Выявление степени уплотнения грунтового полупространства вокруг поверхностного уширения в виде ступеней с последующей разработкой эффективной методики их расчёта. Установление зависимостей деформационно-прочностных характеристик ступенчатых свай. Выполнены экспериментальные исследования одиночных и группы ступенчатых свай на статическое вертикальное нагружение и исследования взаимодействия сваи с различными типами грунтов. В ходе экспериментальных исследований установлены зависимости деформационно-прочностных параметров работы фундамента глубокого заложения состоящего из ступенчатых висячих свай. Для ступенчатых свай несущая способность увеличивается в результате образования вокруг нее грунтовой рубашки, благодаря чему наибольшие перемещения ступенчатые сваи получили при их статическом нагружении во влажном суглинке, а в водонасыщенных песках осадка ступенчатых конструкций на 30-60% меньше при различных этапах статического нагружения, чем во влажном суглинке; осадка в 8 раз меньше, чем обычных призматических и в 3-4 раза меньше, чем призматических с поверхностными уширениями из сборных клиньев.

Ключевые слова: ступенчатая свая, группа ступенчатых свай, лабораторные, исследования, зависимость осадки одиночной и групп свай от вертикального нагружения, сравнительный анализ ступенчатых, пирамидальных и призматических свай

Введение. Многообразие конструктивных форм фундаментов глубокого заложения, широко применяемых в настоящее время продиктовано возросшими объемами строительства зданий и сооружений значительных размеров в плане на стеснённых площадках городской застройки, в сложных инженерно-геологических условиях и нагрузкой на основание до 70-100 тс/м². При строительстве на слабых основаниях, в особенности, когда верхние толщи инженерно-геологического разреза сложены несвязными переувлажнёнными или просадочными грунтами, актуальным становится применение фундаментов глубокого заложения из свай с поверхностными уширениями, где особенно важным является выбор рациональных форм поверхностных уширений с максимальной удельной несущей способностью, низкой себестоимостью и материалоемкостью. Одной из разновидностей в классификации свай с уширениями, расположенными в верхней части сваи являются ступенчатые сваи (рис.1), которые изготавливаются как в готовом, так и набивном виде [1-9].

Анализ отечественного и зарубежного фундаментостроения показывает заинтересованность у специалистов во внедрении различных по конфигурации видов ступенчатых конструкций свай для определённого типа инженерно-геологических условий. Так, например, ещё в 60-х годах в отечественном строительстве В.И. Хазин, А.С. Головачев и А. А. Орел наиболее подробно исследовали работу сборных ступенчатых свай (рис. 1, поз. 1), где график зависимости осадки сваи в натурных условиях от вертикального статического нагружения и сравнительные испытания ступенчатой и обычной свай с одинаковыми размерами головы и острия и одинаковыми углами сбега (размер головы 80 см, острия 10 см, длина 2,2 м, угол сбега граней ступеней 9°), погруженных в намытый песок средней плотности, показали (рис 3), что несущая способность ступенчатой сваи на 20-25% больше, при чем бетона на ее изготовление расходуется на 15-20% меньше [2,3]. Стоит отметить, что к сваям с поверхностными уширениями следует относить конструкции, у которых ступени расположены только в верхней части и по высоте не превышают 1/3 от длины сваи, а если ступени распо-

ложены по всей длине тела сваи и расширяются как вниз, так и вверх (см. рис. 1, 4-7 и 2), то такие конструкции следует называть ступенчатыми.

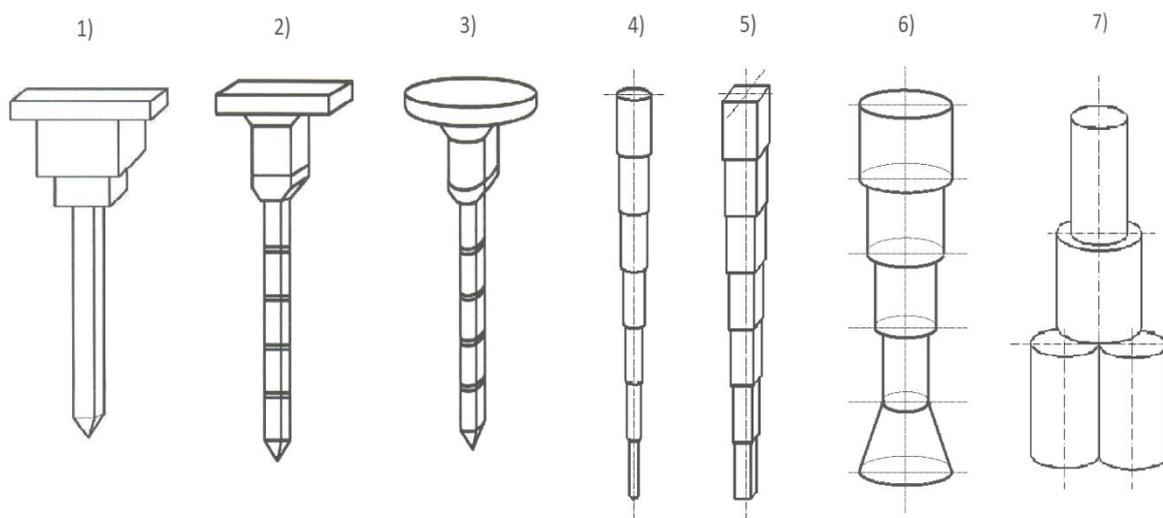


Рисунок 1 - Виды применяемых в строительстве готовых и набивных ступенчатых свай: 1 - готовая ступенчатая; 2, 3- многосекционные квадратного и круглого поперечного сечения, разработанные в НИИ-ПРОМСТРОЙ; 4, 5 – конические с круглыми и квадратными ступенями в поперечном сечении; 6 – телескопическая металлическая оболочка; 7 – буронабивная со ступенями, расширяющимися к низу

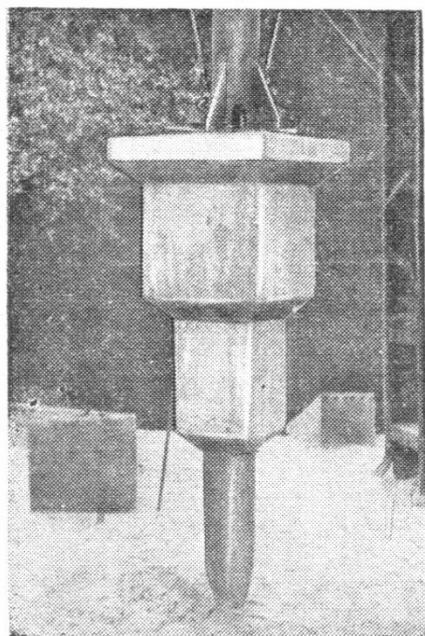


Рисунок 2 - Иллюстрация погружения ступенчатой сваи
(В.И. Хазин, А.С. Головачев,
А.А. Орел)

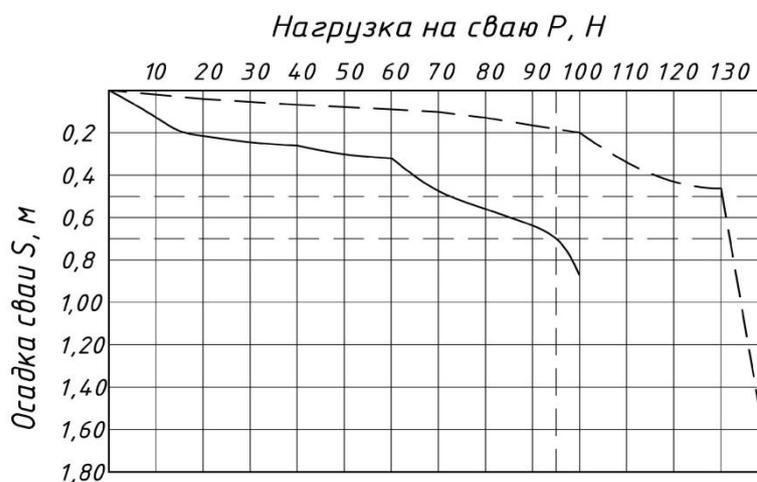


Рисунок 3 - График зависимости осадки ступенчатой сваи от вертикального статического нагружения

Многосекционные сваи с поверхностными уширениями в виде ступеней квадратного (рис.1, 2) и круглого поперечного сечения называются сваи «Мега» и разработаны в НИИ-ПРОМСТРОЙ, круглого сечения - для удобства перекачивания в стеснённых условиях

(рис.1, поз. 3). В конструкции сваи сборные элементы располагают друг над другом, соприкасаясь торцовыми поверхностями, их соединение выполняется на болтах или с помощью штырей. Значительную технико-экономическую эффективность, по данным разработчиков, такие конструкции достигли при реконструкции и восстановлении аварийных фундаментов, сборные элементы при этом изготавливают длиной 60...120 см с размером поперечного сечения 20×20, 25×25 и 30×30 см. Для голов свай применяют элементы большего размера - 120×60×25 см. В НИИпромстрое составлены рабочие чертежи на многосекционные железобетонные сваи квадратного сечения 30×30 см, длиной 0,6; 0,9 и 1,2 м с ненапрягаемой арматурой. Сваи «Мега» с круглым поперечным сечением удобны для перекачивания в стесненных условиях подвала. Чтобы обеспечить вертикальное положение свай «Мега», распределительные элементы должны быть горизонтальными и плотно примыкать к старому фундаменту. Поэтому поверхность старого восстанавливаемого фундамента предварительно выравнивают и между старым фундаментом и распределительным элементом укладывают выравнивающий слой цементного раствора необходимой толщины [1].

Ступенчатые набивные или буронабивные сваи [7] сложны в технологической последовательности возведения и применяются крайне редко. Известен способ их возведения, запатентованный Столяровым В. Г. (СевКавГТУ, 2005), который может быть использован для возведения буробетонных фундаментов повышенной несущей способности, в том числе для фундаментов с отметками подошвы, характерными для части фундаментов мелкого заложения. Буронабивной ступенчатый фундамент включает участки из буронабивной сваи, сформированные с использованием шнековой технологии. Нижняя ступень сформирована из четырех периферийных цилиндров диаметром $D_{св.н.}$ и такой же высоты, центры которых расположены в вершинах квадрата с размером стороны $d_{св.н.}$, а центр квадрата совпадает с центром опоры. Центральная опора, опирающаяся на четыре периферийных цилиндра нижней ступени, имеет нижнюю уширенную часть диаметром $D_{ц.уш.}=(1,0-1,2)D_{св.н.}$ и цилиндрический ствол диаметром $D_{св.в.}=(0,6-0,8)D_{св.н.}$; обрез фундамента находится на 0,7 м ниже поверхности земли (рис. 1, 7).

Ступенчатые сваи в зарубежном строительстве называются шаговыми коническими [8]. Отличительной особенностью их является одинаковая длина ступеней, расположенных по всей длине сваи (рис. 1, 4,5). Конические шаговые сваи в зарубежном строительстве часто используются в случае, когда мягкий верхний слой залегает под плотным или твердым слоем, когда верхний слой должен осесть, а свая подвергается просадке. В зарубежном строительстве известны также телескопические металлические ступенчатые оболочки, применяемые в транспортном строительстве мостов и эстакад [9].

Постановка задачи. Цель работы - комплексные исследования модельных, полунатурных и натуральных одиночных и группы ступенчатых свай в песчаных и глинистых грунтах для последующей разработки эффективной методики их расчёта.

Основными задачами комплексных экспериментальных исследований группы свай является выявление закономерностей развития осадок ленточных свайных фундаментов при расположении свай в один, два, три ряда; установление зоны деформации грунта и распределения напряжений в активной зоне свайных фундаментов; установление влияния на осадки фундаментов расстояния между сваями, их длины, грунтовых условий; определение напряжений под ростверками и их роли в несущей способности и развитии осадок фундаментов; исследование степени уплотнения окологрунтового пространства вокруг ступеней с помощью пенетрации пенетрометром грунтовым и фото фиксации окрашенных грунтовых изолиний; сравнительный анализ работы одиночных ступенчатых, призматических и свай со сборными клиньями; численное моделирование экспериментов; разработка на базе сопоставления результатов физического и численного моделирования эффективной методики их расчёта на статическое и динамическое воздействие.

В данной работе представлены результаты первого этапа исследований, а именно:

- экспериментальные исследования одиночной и группы свай для выявления закономерностей развития осадок ленточных свайных фундаментов при расположении ступенчатых свай в один, два ряда на вертикальное статическое нагружение;
- исследование степени уплотнения окологрунтового пространства вокруг ступеней с помощью пенетрации грунтовым пенетрометром и фото фиксации окрашенных грунтовых изолиний в лотке;
- установление зоны деформации грунта и распределения напряжений в активной зоне свайных фундаментов
- сравнительный анализ работы одиночных ступенчатых, призматических и свай со сборными клиньями.

Результаты экспериментальных исследований.



Рисунок 4 - Модель ступенчатой ж/б сваи длиной 1000 мм и 300×300мм размерами сечения в верхней части

Целью проведенных экспериментальных исследований на моделях ступенчатой ж/б сваи размерами 100×100 в верхней части и длиной 500мм и 300×300 в верхней части и длиной 1000 мм (см. рис.4) являлось следующее: опытным путем для различных грунтовых условий получить функциональные зависимости, необходимые для дальнейшей разработки инженерных методов расчета ступенчатых свай на статические и динамические воздействия и выявления наиболее оптимальных условий внедрения таких конструкций фундаментов.

Экспериментальные исследования работы свай со ступенями в грунтовом лотке проводились в лаборатории кафедры Промышленное и гражданское строительство. Лоток размером 2000×2000×1500 заполнялся воздушно сухим, чистым однородным песком и суглинком. Укладка грунта в лоток осуществлялась слоями по 20 см. Каждый слой грунта уплотнялся специальным площадочным вибратором до состояния средней плотности. После каждого опыта на глубину 0.6 м перекачивался и уплотнялся заново. Группы свай в собранном виде погружались в подготовленный песок вертикальной статической нагрузкой. Горизонтальная нагрузка создавалась однопролетной балкой (шарнирно-опертой) диаметром 25мм. Нагрузка возрастала ступенями, равными от 20-ти до 50 кг (рис. 5,6). Пенетрометр

статического действия ПСГ-МГ4 в экспериментах применялся для ускоренного контроля качества уплотнения грунта, а также прочностных характеристик грунтов земляного полотна – угла внутреннего трения, удельного сцепления, модуля упругости.

При всестороннем изучении характера работы свайных фундаментов одним из условий является выбор площадок с однородными грунтами значительной мощности [14,15], что позволяет обобщить результаты исследований неверных выводов, поэтому в экспериментах по всей толще применялся однородный суглинок и песок. В процессе экспериментов изменялась плотность и влажность грунта, поэтому после каждой серии опытов грунт из лотка извлекали, а затем вновь укладывали, уплотняя до получения необходимой объемной массы, что контролировалось пенетрометром и одновременно увлажняли до первоначальной влажности, что позволило получить более достоверные результаты.

В работах [10-13] авторами подробно представлено описание проведения ряда экспериментов на моделях бетонных свай с поверхностными уширениями в виде ступеней длиной 500мм, результаты сравнительного анализа работы с призматическими сваями и сваями со сборными клиньями в суглинке (плотностью 1,48-1,60 г/см³) и водонасыщенном песке

(плотностью 1,87-1,92 г/см³) и свидетельствуют об эффективности их использования: в водонасыщенных песках осадка ступенчатых конструкций на 30-60% меньше при различных этапах статического нагружения, чем во влажном суглинке; осадка в 8 раз меньше, чем обычных призматических и в 3-4 раза меньше, чем призматических с поверхностными уширениями из сборных клиньев.



Рисунок 5 - Подготовка лабораторной установки для испытания группы ступенчатых свай:
 1 - ступенчатая свая, 4- рычаг, закрепленный к лотку для вертикального нагружения,
 5 – пенетромтр грунтовый

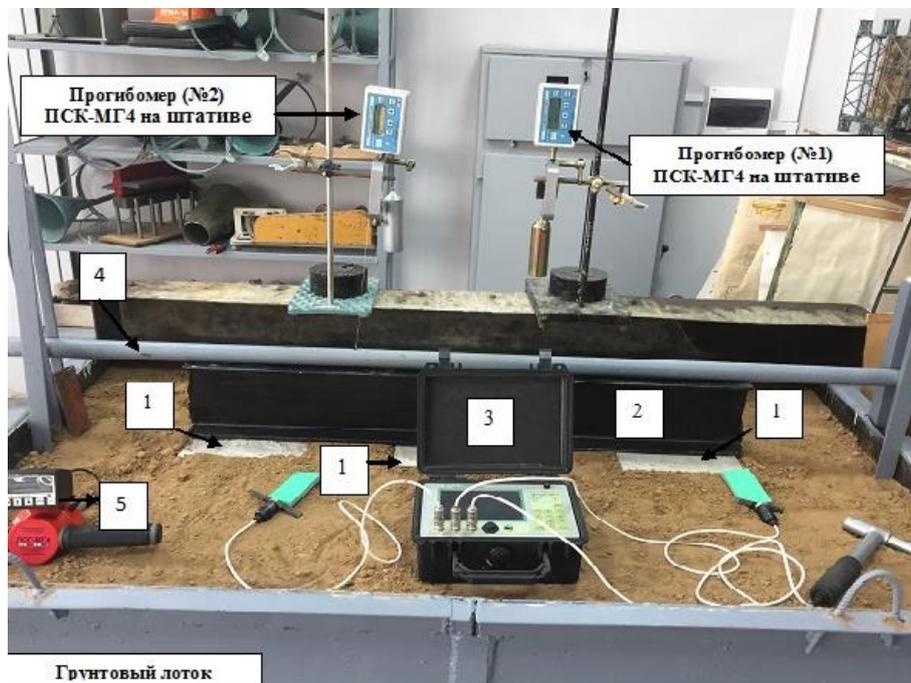
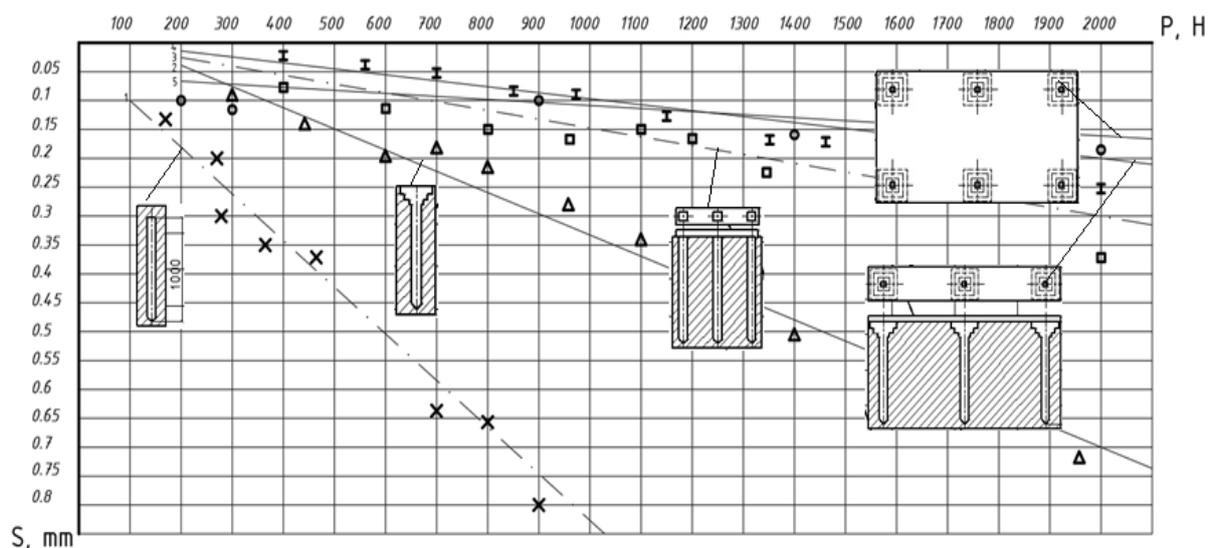


Рисунок 6 - Схема лабораторной установки для испытания группы свай с уширением в виде ступеней (из 3-х и 6-ти штук) в суглинке: 1 – готовая свая с поверхностным уширением в виде ступеней, 2 - ростверк-балка, 3 - прибор диагностики свай и грунтов при динамическом ударе, 4- рычаг, закрепленный к лотку для вертикального нагружения, 5 – пенетромтр грунтовый

Результаты испытаний одиночных и групп призматических свай и свай с поверхностными уширениями в виде ступеней из 3-х и 6-ти штук длиной 1000 мм представлены на графике (см. рис. 7). Результаты испытаний одиночных свай показали, что у свай с уширениями осадка уменьшается в 2,5-3,5 раза по сравнению с призматическими в зависимости от степени нагружения (например, при 1000Н осадка обычной сваи – 0,82 мм и 0,32 для сваи со ступенчатым уширением). Для группы ступенчатых из 6-ти штук при нагружении 2000 Н вертикальные перемещения куста составили 0,19 мм, а группы призматических свай – 0,34 м, для группы ступенчатых свай из 3-х штук при нагружении 2000 Н вертикальные перемещения куста составили 0,25 мм, а группы призматических свай – 0,38 мм для суглинка.



Результаты экспериментальных исследований

- × -призматическая одиночная свая
- △ -ступенчатая одиночная свая
- -группа из трех призматических свай
- ┄ -группа из трех ступенчатых свай
- -группа из шести ступенчатых свай

Рисунок 7 - Результаты испытания одиночных и групп призматических свай и свай с поверхностными уширениями в виде ступеней из 3-х и 6-ти штук

По Бартоломео А. А., Омельчаку И. М., Юшкову Б. С. [15,16] в исследованиях изменения модуля деформации, объёмной массы и сцепления грунта в уплотнённой зоне свайного фундамента в зависимости от физико-механических характеристик грунта вокруг свайного фундамента выделяют несколько зон уплотнения. Первая зона – внутри фундамента, наружная граница которой проходит по внутренней боковой поверхности сваи крайнего ряда. Вторая зона расположена в межсвайном пространстве крайнего ряда свай фундамента. Третья и четвёртая зоны расположены в околосвайном пространстве с радиусами соответственно $2-3d$ и $5-7d$. Пятая зона не имеет чёткой границы и не оказывает влияния на несущую способность фундамента, грунт из уплотнённого состояния этой зоны постепенно переходит в природный. Аналогичный принцип расположения зон уплотнения был принят и в исследовании группы свай с поверхностными уширениями в виде ступеней. Вообще исследования изменения модуля деформации, объёмной массы и сцепления грунта в уплотнённой зоне свайного фундамента в зависимости от физико-механических характеристик грунта вокруг свайного фундамента проводится различными способами:

- определением объёмных деформаций в основании сваи по изменению плотности грунта;

- определением характера и величин перемещений грунта в пределах зоны деформаций с помощью закладываемых в грунт фиксаторов;
- визуально посредством вскрытого основания сваи с фотографированием видимых изменений.

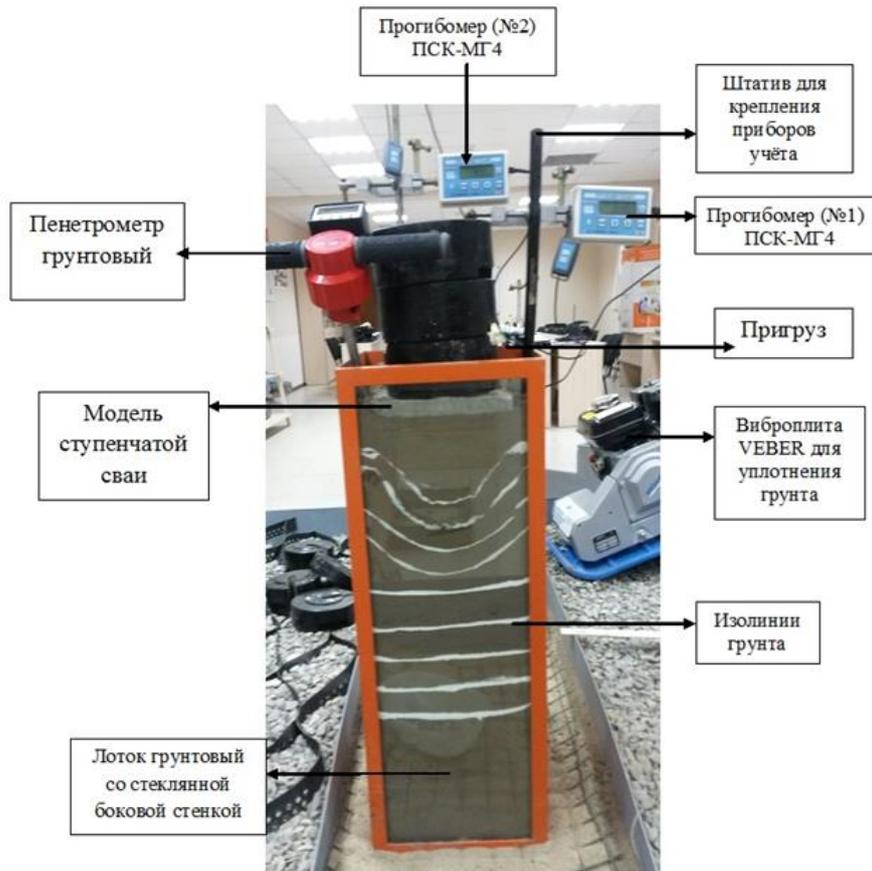


Рисунок 8 - Лабораторная установка по определению изменения модуля деформации, объёмной массы и сцепления грунта в уплотнённой зоне свайного фундамента вокруг ступеней с помощью пенетрации грунтовым пенетрометром и фото фиксации окрашенных грунтовых изолиний

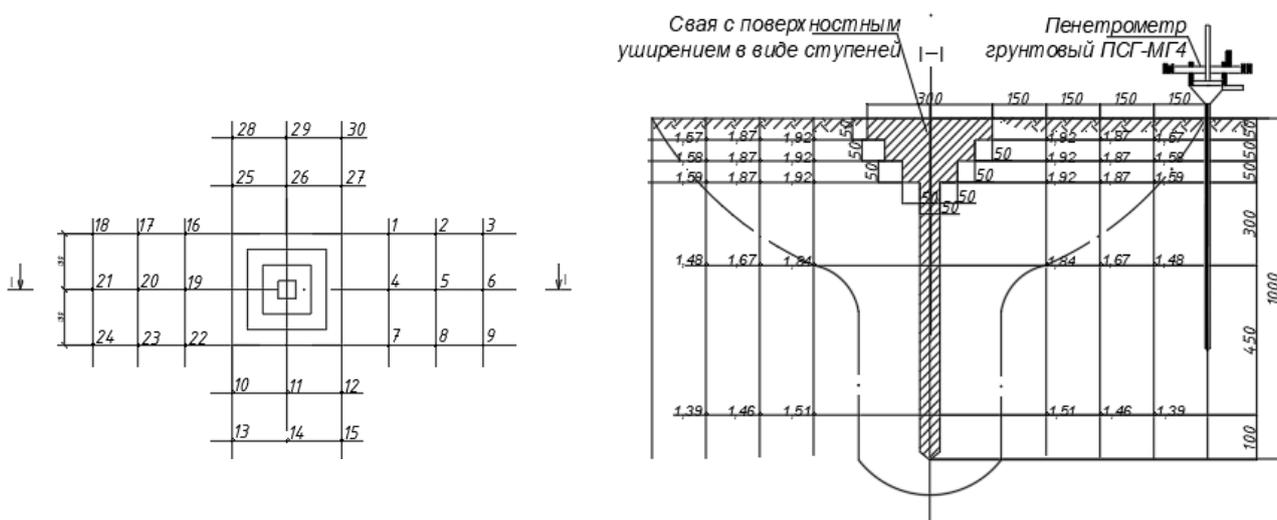


Рисунок 9 - Схема характерных точек замера физико-механических характеристик грунта вокруг сваи и зона уплотнения грунта: 1-30 характерные точки замера свойств вгрунта вокруг сваи пенетрометром

Лабораторная установка по определению изменения модуля деформации, объёмной массы и сцепления грунта в уплотнённой зоне свайного фундамента вокруг ступеней с помощью пенетрации грунтовым пенетрометром и фото фиксации окрашенных грунтовых изолиний представлена на рис.8, схема характерных точек замера физико-механических характеристик грунта вокруг сваи и зона уплотнения грунта - на рис.9.

Выводы

1. Анализ отечественного и зарубежного опыта внедрения готовых и набивных ступенчатых свай и свай с поверхностными уширениями в виде ступеней показал, что несущая способность их увеличивается в результате образования вокруг ступеней грунтовой рубашки, благодаря чему при работе сваи под нагрузкой происходит заклинивание и трение грунта о грунт. Однако ввиду отсутствия точных и надёжных методов расчёта напряжённо-деформированного состояния ступенчатые сваи и сваи с поверхностными уширениями в виде ступеней не нашли широкого применения в строительстве.

2. В результате экспериментальных исследований установлено, что в водонасыщенных песках осадкоодиночных свай с поверхностными уширениями в виде ступеней на 30-60% меньше при различных этапах статического нагружения, чем во влажном суглинке, осадка одиночных свай с уширениями в 8 раз меньше, чем обычных призматических и в 3-4 раза меньше, чем призматических с поверхностными уширениями в виде сборных клиньев.

3. Для группы свай с поверхностными уширениями в виде ступеней внутри фундамента, наружная граница которой проходит по внутренней боковой поверхности сваи крайнего ряда плотность увеличилась на 50% (с 1,39 до 1,92 г/см³), что в 2,3 раза больше, чем для свайных кустов из призматических свай, а удельное сцепление увеличилось почти в 4 раза (до 84 кПа). Во второй зоне, расположенной в межсвайном пространстве крайнего ряда свай фундамента плотность, увеличилась на 38% (с 1,39 до 1,77 г/см³), что в 2 раза больше, чем для свайных кустов из призматических свай, а удельное сцепление увеличилось почти в 3 раза (до 63 кПа). Третья и четвёртая зоны, расположенные в около свайном пространстве с радиусами 2-3d и 5-7d. плотность увеличилась соответственно на 28% и 15%, а удельное сцепление - почти в 1,5 раза (до 31,5 кПа).

4. Результаты экспериментов будут приняты в основе численного моделирования; а на базе сопоставления результатов физического и численного моделирования будет разработана методика расчёта свай с поверхностными уширениями в виде ступеней на статическое и динамическое воздействие.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Штоль, Т.М. Технология возведения подземной части зданий и сооружений: учеб. пособие для вузов: Спец.: «Пром. и гражд. стр-во»/ Т. М. Штоль, В. И. Теличенко, В. И. Феклин. – М.: Стройиздат, 1990. – 288с.
2. Хазин, В. И. Опыт применения коротких пирамидальных свай/ Т. М. Хазин. – М.: Оргтрансстрой, 1970. – 12с.
3. Головачёв, А. С. Вибродинамические испытания призматических и пирамидальных свай в различных грунтовых условиях / А. С. Головачёв, В. И. Хазин – труды ЦНИИСа, вып.85. – М.: Транспорт, 1972. – 106 с.
4. Смиренский, Г. М. Свайные фундаменты гражданских зданий/ Г. М. Смиренский, Л. А. Нудельман, А. Е. Радугин. – М.: Стройиздат, 1970. – 141с.
5. Ермишкин, П. М. Устройство буронабивных свай [Текст]: учебник / П. М. Ермишкин. – Москва: Стройиздат, 1982. - 160 с.
6. Землянский, А. А., Вертынский, О. С. Формообразование в грунте конической сваи /А.А. Землянский, О.С. Вертынский // III науч.-практич. конф. Пенза: ПДЗ, 2004.
7. Буронабивной ступенчатый фундамент и способ его возведения. [Текст]: пат. E02D27/01 Столяров Виктор Гаврилович (RU), заявитель и патентообладатель: Государственное образовательное учреждение высшего про-

фессионального образования "Северо-Кавказский государственный технический университет". опубл. 27.10.2006.

8 Kramer, Steven L. 1996. Geotechnical Earthquake Engineering. Prentive Hall, 653 pp.

9. Hwang, H. and Huo, J-R,(1991). "Parametric Study of Site Response Analysis." Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 10(6).

10. Моргун, А. И. / Полевые исследования деформаций основания бипирамидальных свай / А. И. Моргун // Сб. Института строительства и архитектуры Госстроя БССР «Свайные фундаменты». – Минск, 1975.

10. Купчикова, Н. В. Технологическая эффективность применения свай с поверхностными уширениями в зависимости от изменения геометрии сборных клиньев в просадочных грунтах[Текст]/Н. В. Купчикова//Промышленное и гражданское строительство – 2014. - № 6. – С. 53-56.

11. Купчикова Н.В. Особенности берегоукрепления набережной реки волги свайными оболочками, каменной наброской и строительства на намывных грунтах вдоль береговой зоны // Промышленное и гражданское строительство.- № 6 – 2014 С. 36-39

12. Купчикова Н.В. Учет сдвиговых деформаций свайных фундаментов с усиливающими элементами. // Строительная механика и расчет сооружений. - № 3 (254) – 2014 С. 17-22.

13. Купчикова, Н.В. Методика расчета свай с уширениями, основанная на свойствах изображений Фурье финитных функций. // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 8. С. 24.

14. Купчикова Н.В. Системный подход в концепции формообразования свайных фундаментов с уширениями // Вестник МГСУ. 2017. Т. 12. Вып. 12 (111). С. 1361–1368.

15. Бартоломей, А. А., Омельчак, И. М., Юшков, Б.С. Прогноз осадок свайных фундаментов[Текст]/А. А. Бартоломей, И.М. Омельчак, Б.С. Юшков// СТРОЙИЗДАТ. – Москва, 1994.

16. Омельчак, И. М. Численное моделирование поведения свайных фундаментов зданий и сооружений с учетом различных моделей поведения грунтов основания / И. М. Омельчак [и др.] // Вычислительная механика: сборник научных трудов / Федеральное агентство по образованию; Пермский государственный технический университет. — Пермь., 2007. — № 6. — С. 91-98.

Купчикова Наталья Викторовна

ГАОУ АО ВО Астраханский государственный архитектурно-строительный университет, г. Астрахань

Канд. техн. наук, доцент, зав. кафедрой «Промышленное, гражданское строительство»

E-mail: kupchikova79@mail.ru

KUPCHIKOVA N.V.

EXPERIMENTAL STUDY OF THE STEPPED READY PILES

Complex studies of semi-real models of interaction of single and group of stepped piles in sandy and clay soils. The determination of the degree of compaction of the soil half-space around the surface broadening in the form of steps, followed by the development of an effective methodology for their calculation. Determination of the dependencies of the stepped piles deformation-strength characteristics. Experimental researches of single and group of stepped piles on static vertical loading and researches of interaction of piles with various types of soils were carried out. Results. In the course of experimental studies, dependencies of the deformation-strength parameters of the deep foundation work consisting of stepped piles were established. For stepped piles, the bearing capacity is increased as a result of the formation of a soil jacket around it, so that the maximum movement of the stepped piles is obtained when they are static loaded in wet loam, and in water-saturated sands the sediment of the stepped structures is 30-60% less at different stages of static loading than in wet loam; the sediment is 8 times smaller than the usual prismatic and 3-4 times smaller than the prismatic ones with surface widening from the prefabricated wedges.

Key words: stepped pile, group of stepped piles, laboratory, studies, dependence of single and pile sediment on vertical loading, comparative analysis of steppe, pyramidal and prismatic piles

REFERENCES

1. Shtol', T.M. Tekhnologiya vozvedeniya podzemnoy chasti zdaniy i sooruzheniy:ucheb. posobiye dlya vuzov: Spets.: «Prom. i grazhd. str-vo»/ T. M. Shtol', V. I. Telichenko, V. I. Feklin. – М.: Stroyizdat, 1990. – 288s.

2. Khazin, V. I. Opyt primeneniya korotkikh piramidal'nykh svay/ T. M. Khazin. – М.: Orgtransstroy, 1970. – 12s.
3. Golovachov, A. S. Vibrodinamicheskiye ispytaniya prizmaticheskikh i piramidal'nykh svay v razlichnykh gruntovykh usloviyakh / A. S. Golovachov, V. I. Khazin – trudy TSNISa, vyp.85. – М.: Transport, 1972. – 106 s.
4. Smirenskiy, G. M. Svaynyye fundamenty grazhdanskikh zdaniy/ G. M. Smirenskiy, L. A. Nudel'man, A. Ye. Radugin. – М.: Stroyizdat, 1970. – 141s.
5. Yermishkin, P. M. Ustroystvo buronabivnykh svay [Tekst]: uchebnyk / P. M. Yermishkin. – Moskva: Stroyizdat, 1982. - 160 s.
6. Zemlyanskiy, A. A., Vertynskiy, O. S. Formoobrazovaniye v grunte konicheskoy svai /A.A. Zemlyanskiy, O.S. Vertynskiy // III nauch.-praktich. konf. Penza: PDZ, 2004.
7. Buronabivnoy stupenchatyy fundament i sposob yego vozvedeniya. [Tekst]: pat. E02D27/01 Stolyarov Viktor Gavrilovich (RU), zayavitel' i patentoobladatel':Gosudarstvennoye obrazovatel'noye uchrezhdeniye vysshego professional'nogo obrazovaniya "Severo-Kavkazskiy gosudarstvennyy tekhnicheskyy universitet". opubl. 27.10.2006.
- 8 Kramer, Steven L. 1996. Geotechnical Earthquake Engineering. Prentive Hall, 653 pp.
9. Hwang, H. and Huo, J-R,(1991). "Parametric Study of Site Response Analysis." Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 10(6).
10. Morgun, A. I. / Polevyeye issledovaniya deformatsiy osnovaniya bipiramidal'nykh svay / A. I. Morgun // Sb. Instituta stroitel'stva i arkhitektury Gosstroya BSSR «Svaynyye fundamenty». – Minsk, 1975.
10. Kupchikova, N. V. Tekhnologicheskaya effektivnost' primeneniya svay s poverkhnostnyimi ushirennyami v zavisimosti ot izmeneniya geometrii sbornykh klin'yev v prosadochnykh gruntakh[Tekst]/N. V. Kupchikova//Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo – 2014. - № 6. – S. 53-56.
11. Kupchikova N.V. Osobennosti beregoukrepleniya naberezhnoy reki volgi svaynymi obolochkami, kamennoy nabroskoy i stroitel'stva na namyvnnykh gruntakh vdol' beregovoy zony // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo.- № 6 – 2014 S. 36-39/
12. Kupchikova N.V. Uchet sdvigovykh deformatsiy svaynykh fundamentov s usilivayushchimi elementami. // Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy. - № 3 (254) – 2014 S. 17-22.
13. Kupchikova, N.V. Metodika rascheta svay s ushirennyami, osnovannaya na svoystvakh izobrazheniy Fur'ye finitnykh funktsiy. // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. 2012. № 8. S. 24.
14. Kupchikova N.V. Sistemnyy podkhod v kontseptsii formoobrazovaniya svaynykh fundamentov s ushirennyami // Vestnik MGSU. 2017. T. 12. Vyp. 12 (111). S. 1361–1368.
15. Bartolomey, A. A., Omel'chak, I. M., Yushkov, B.S. Prognoz osadok svaynykh fundamentov[Tekst]/A. A. Bartolomey, I.M. Omel'chak, B.S. Yushkov// STROYIZDAT. – Moskva, 1994.
16. Omel'chak, I. M. Chislennoye modelirovaniye povedeniya svaynykh fundamentov zdaniy i sooruzheniy s uchetom razlichnykh modeley povedeniya gruntov osnovaniya / I. M. Omel'chak [i dr.] // Vychislitel'naya mekhanika: sbornik nauchnykh trudov / Federal'noye agentstvo po obrazovaniyu; Permskiy gosudarstvennyy tekhnicheskyy universitet. — Perm', 2007. — № 6. — S. 91-98.

Kupchikova N.V.

State autonomous educational institution of the Astrakhan region of higher professional education "Astrakhan Engineering Construction Institute"

Candidate of Tech. Science, Head of "Industrial and civil engineering" department

E-mail: kupchikova79@mail.ru

UDC 624.9

KURBATSKIY E.N., TITOV E.U., GOLOSOVA O.A., KOSAUROV A.P.

VIBRATION AND SEISMIC ACTION ABATEMENT METHOD FOR STRUCTURES

The new estimation method of the seismic isolation of the whole nuclear power plant building and the vibration isolation method of structures will be introduced. This method has been developed by Professor E. Kurbatskiy. The method is based on the properties of Fourier transforms finite functions and gives opportunities to estimate effectiveness of different means of seismic protection. At present time the new production power-generating units of nuclear plant are under consideration in Russian Federation. One of the tasks of this problem is to create the structures that can be used in the high seismic activity regions. In many industrial areas there appears a significant problem of isolation from vibration caused by trains and different equipment. An inexpensive way of vibroisolation by placing granular rubber or polymer -soil mixtures around foundations can be of great benefit to the infrastructure protection. In recent years, the disposal of scrap tires has become a significant environmental problem. Utilizing rubber tires in earthquake hazard mitigation can be a viable approach of resolving the chronic problems associated with waste tire disposal and costly provisions for the earthquake and vibration protection of the infrastructure. Applications of artificial granular medium to vibration and seismic isolation are offered.

Keywords: *Fourier transforms entire function, finite element, distribution, granular medium, seismic isolation, vibroisolation.*

1. Basis of the method

The basis of our method of solving the problems of elasticity and structural mechanic is Paley–Wiener–Schwartz’s theorem [1]. This theorem asserts that the Fourier transform of a distribution of a compact support on \mathbf{R}^n is an entire function on \mathbf{C}^n and gives estimates on its growth at infinity. Classical Paley–Wiener theorems make use of the holomorphic Fourier transform on classes of square-integrable functions supported on the real line. This theorem for distribution was proven later by Laurent Schwartz in 1952 [1].

An **entire function**, also known as an **integral function**, is a complex-valued function that is holomorphic over the whole complex plane. Among typical examples of entire functions can be the polynomials and the exponential function, and any sums, products and compositions of these, including the error function and the trigonometric functions, sine and cosine and their hyperbolic counterparts, the hyperbolic sine and hyperbolic cosine functions.

Every entire function can be represented as a power convergent series. The Weierstrass factorization theorem in complex analysis, named after Karl Weierstrass, asserts that entire functions can be represented by a product involving their zeroes (Krantz, 1999). In addition, every sequence tending to infinity has an associated entire function with zeroes at precisely the points of that sequence.

This entire functions property allows reducing a differential equation to an algebraic operation with convergent power series.

2. Representation of differential equations by finite functions and distribution

The functions that describe stresses and strain of finite continuum or bodies are represented by finite functions that equal zero outside the domain occupied by this continuum or the body [3]. In the right parts represented in that way differential equations, besides functions describing load, there will be delta functions and their derivatives, concentrated on the boundaries of the domain.

Let Ω - be compact domain with the boundary S ,

$$\Theta(\Omega) = \begin{cases} 1, & x \in \Omega \\ 0, & x \notin \Omega \end{cases}$$

be the characteristic function of this domain, then $U(x) = \{u(x)\} \theta(\Omega)$ be a finite function.

Suppose L is the differentiation operator with constant coefficients in the Ω domain. By applying the differentiation operator L to the finite function $U(x)$, the differential equation can be written in distribution:

$$LU(x) = q(x) + \sum \mu_k \delta^k(S) + \sum \gamma_k \delta^k(S), \quad (1)$$

where $q(x)$ is load, applied inside domain (the finite function),

μ_k is the given boundary values of function $U(x)$ and values of its derivatives at the normal intersection of the boundary S ,

γ_k is the unknown boundary values of the function $U(x)$ and values of its derivatives at the normal intersection of the boundary S ,

$\delta^k(S)$ is delta functions and its derivatives, concentrated on the boundaries S of the Ω domain.

These functions describe the interaction between the finite continuum and the surroundings and represent stresses, strain, and displacement on the boundary. Some of these functions are given, or known. The remaining unknown functions need to be defined. The Fourier transform of differential equations represented in finite functions enables to establish the relation between loads and values of boundary functions and also to determine unknown ones.

To move toward this goal, we formulate and prove the theorem "Relation between Boundary Functions and Loads" [3].

3. Theorem and proof

"Unknown boundary values function $U(x)$ and values of its derivatives, can be determined by the values of Fourier transform of the right part the differential equation on zeroes polynomial corresponded to operator L " [3].

After application of the Fourier transform, the differential equation (1) becomes

$$L(v)\tilde{U}(v) = \tilde{q}(v) + F\left(\sum \mu_k \delta^k(S)\right) + F\left(\sum \gamma_k \delta^k(S)\right), \quad (2)$$

where $v(v_1, v_2, v_3)$ is transformation parameters,

$L(v)$ is polynomial corresponded to operator L ,

$\tilde{U}(v)$ is the Fourier transform of finite function $U(x)$,

$\tilde{q}(v)$ is the Fourier transform of finite function $q(x)$,

$F\left(\sum \mu_k \delta^k(S)\right)$ and $F\left(\sum \gamma_k \delta^k(S)\right)$ is the Fourier transform of the boundary finite functions.

The equation (2) makes it possible to write the expression for Fourier transform of $U(x)$ function:

$$\tilde{U}(\nu) = \frac{\tilde{q}(\nu)}{L(\nu)} + \frac{F\left(\sum \mu_k \delta^k(S)\right) + F\left(\sum \gamma_k \delta^k(S)\right)}{L(\nu)} \quad (3)$$

It should be noted here that the numerator of this expression is an entire function because it is a sum of entire functions. The denominator is a polynomial and, therefore, it can be represented by a product involving its zeroes (the Weierstrass factorization theorem).

According to the Paley - Wiener - Schwartz's theorem, function $\tilde{U}(\nu)$ should be an entire function since it is the Fourier transform of the finite function. Therefore, the numerator of this expression must equal zero for all ν_k where the denominator (polynomial $L(\nu)$) equals zero. In other words, the ensemble of the numerator zeros must contain the ensemble of the polynomial zeros.

The substitution of polynomial zeros into the functions of the numerator leads to the following system of equation for determination of the unknown boundary functions.

$$\tilde{q}(\nu) + F\left(\sum \mu_k \delta^k(S)\right) + F\left(\sum \gamma_k \delta^k(S)\right) = 0, \quad \forall \nu \in C^n : L(\nu) = 0 \quad (4)$$

These equations complete the proof. This theorem gives an opportunity to develop an effective method of numerical analysis of seismic wave's propagation in continuum as well as its interaction with structures and vibration and seismic isolation devises.

4. Representation of differential equations dynamic theory of elasticity by finite functions and distribution

We have dynamic differential equations of the theory elasticity in classical functions:

$$\sigma_{jk,j} + f_k = \rho \ddot{u}_k \quad j, k = 1, 2, 3 \quad (5)$$

and Hook relations:

$$\sigma_{jk} = \mu(u_{k,j} + u_{j,k}) + \lambda \delta_{kj} u_{l,l} \quad (6)$$

Consider the elastic continuum occupied the finite domain Ω during time interval $(0, T)$ under load f_k . Let the displacements and stresses be described in a Cartesian coordinate system (x_1, x_2, x_3) in the form of the finite function:

$$U_i(x, t) = \{u_i(x_1, x_2, x_3)\} \Theta(\Omega) \Theta(T); \quad \sigma_{ij} = \{\sigma_{ij}\} \Theta(\Omega) \Theta(T);$$

where $\Theta(\Omega)$ and $\Theta(T)$ are the characteristic functions of the Ω domain during the time interval $(0, T)$. For all finite functions and the Fourier transform we will use capital letters.

The generalized differentiation of the differential equations of theory of elasticity for the finite continuum can be written in distribution:

$$\begin{aligned} \mu U_{k,jj} + (\lambda + \mu) U_{j,jk} - \rho \ddot{U}_k &= -F_k + [\sigma_{kj}]_s \cos(\bar{n}x_k) \delta_s + \lambda [[U_j]_s \cos(\bar{n}x_k) \delta_s]_{j,k} + \\ &+ \mu [[U_k]_s \cos(\bar{n}x_j) \delta_s]_{j,k} + \mu [[U_j]_s \cos(\bar{n}x_k) \delta_s]_{j,k} - \\ &- \rho [U_j]_{t=0} \dot{\delta}(t) + \rho [U_j]_{t=T} \dot{\delta}(t-T) - \rho [\dot{U}_j]_{t=0} \delta(t) + \rho [\dot{U}_j]_{t=T} \delta(t-T). \end{aligned} \quad (7)$$

Here $[U_k]_s$ и $[\sigma_{kj}]_s$ are the discontinuities of functions U_k и σ_{kj} at the normal intersection of the boundary S from inside of the Ω domain. Since the functions U_k and σ_{kj} outside this

domain equal zeros, the values of these discontinuities $[U_k]_s$ и $[\sigma_{kj}]_s$ are boundary values of the functions.

$[U_j]_{t=0}, [U_j]_{t=T}, [\dot{U}_j]_{t=0}, [\dot{U}_j]_{t=T}$ are the initial conditions and final conditions (displacements and velocities of continuum points).

Functions F_k coincide with functions f_k inside the Ω domain and during time interval $(0, T)$ and equal zero outside this domain and outside this interval. The right part of the equation (7) includes functions describing the interaction between the finite continuum and its surroundings and representing stresses, strain and displacement on the boundary. Some of these functions are given; the remaining unknown functions need to be defined.

Applying the Fourier transform to the equation (7) gives:

$$\left[\eta^2 - \frac{\omega^2}{\beta^2} + (\gamma^2 - 1)v_k^2 \right] \tilde{U}_k + (\gamma^2 - 1)\tilde{U}_j v_k v_j = \frac{\tilde{X}_k}{\mu} \quad (8)$$

where $\eta^2 = v_1^2 + v_2^2 + v_3^2$, v_1, v_2, v_3 are transformation parameters, corresponding to space coordinates,

ω is the transformation parameter, corresponding to time variable (t),

$\gamma = \frac{\alpha}{\beta}$ - where $\alpha = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}}$ and $\beta = \sqrt{\frac{\beta}{\rho}}$ are the velocities of compressional and shear waves in medium,

\tilde{U}_j is the Fourier transform of functions U_j (displacements),

\tilde{X}_i is the Fourier transform of the right parts of equation (5).

All functions of the equation (7) are entire as they are the Fourier transforms of finite functions.

The solution of the algebraic system (8) gives

$$\tilde{U}_j(v, \omega) = \rho \frac{\left(\eta^2 - \frac{\omega^2}{\beta^2} \right) \tilde{X}_j}{\alpha^2 \left(\eta^2 - \frac{\omega^2}{\beta^2} \right) \left(\eta^2 - \frac{\omega^2}{\alpha^2} \right)} - \rho \frac{(\gamma^2 - 1)v_j v_k \tilde{X}_k}{\alpha^2 \left(\eta^2 - \frac{\omega^2}{\beta^2} \right) \left(\eta^2 - \frac{\omega^2}{\alpha^2} \right)} \quad (9)$$

The numerator of this expression is an entire function as it is a sum of entire functions. These functions represent the boundary values function: displacement $U(x)$ and stresses σ_{kj} . Some of these functions are given. The remaining unknown functions need to be defined. The remaining unknown functions need to be defined. To do so, we can use the above proved theorem. To get the functions $U_j(x, t)$ in the real space and time domain, it is necessary to perform the inverse Fourier transform to the equation (9).

$$U_j(x, t) = \frac{\rho}{16\alpha^2} \times \int_{w_4} \left[\frac{\left(\eta^2 - \frac{\omega^2}{\beta^2} \right) \tilde{X}_j - (\gamma^2 - 1)v_j v_k \tilde{X}_k}{\left(\eta^2 - \frac{\omega^2}{\beta^2} \right) \left(\eta^2 - \frac{\omega^2}{\alpha^2} \right)} \times e^{-i(v_k x_k + \omega t)} \right] dW \quad (10)$$

The above presented theorem will be used for the new finite elements contraction. These elements may be effectively used for numerical analysis of wave propagation in the continuum. The theorem application was published in chapter 4 of the “Infrastructure Systems for Nuclear Energy” [4].

5. Finite element construction

This method was presented at the International Workshop on Infrastructure Systems for Nuclear Energy, on Dec. 15-17 in Taipei, 2010.

The plane finite element was developed for the numerical evaluation of the dynamic theory of elasticity problems. The finite element discretization of an elastic continuum (in the general case nonhomogeneous) is performed to assure that medium characteristics inside the element are constant. The elements may have different forms: rectangle with the sides parallel to the coordinate axes, trapezoidal or triangular forms. In this article, we represent two types of plane finite elements: rectangle with the sides parallel to the coordinate axes and triangular.

5.1. Rectangle finite element

As the first example, consider an element rectangle form (Figure 1).

For the finite element equation, another remarkable property of the Fourier transform of finite functions will be used. The Fourier transform of finite functions may be represented by Taylor series. Every “n” term of these series is a momentum of the original. For example, for finite on the interval $[-a, a]$ function $f(x)$, the Fourier transform may be represented in the following form:

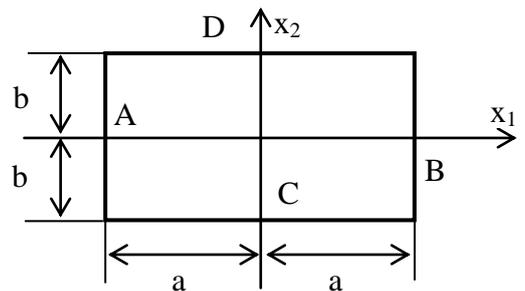


Figure 1 – Plane rectangle element

$$\tilde{F}(v) = \int_{-a}^a f(x)dx + \frac{v}{i} \int_{-a}^a xf(x)dx + \frac{v^2}{2(i)^2} \int_{-a}^a x^2 f(x)dx + \dots \quad (11)$$

The equations (6) for the plain rectangular element (Fig.1) may be written as:

$$\begin{aligned} & \left(-(\lambda + 2\mu)v_1^2 - \mu v_2^2 + \rho\omega^2 \right) \tilde{U} - (\lambda + \mu)v_1 v_2 \tilde{V} = -F_1 - (\lambda + 2\mu)iv_1 \left[e^{-iv_1 a} \tilde{U}_A - e^{iv_1 a} \tilde{U}_B \right] - \\ & - \mu iv_2 \left[e^{-iv_2 b} \tilde{U}_C - e^{iv_2 b} \tilde{U}_D \right] - \lambda iv_1 \left[e^{-iv_2 b} \tilde{V}_C - e^{iv_2 b} \tilde{V}_D \right] - \mu iv_2 \left[e^{-iv_1 a} \tilde{V}_A - e^{iv_1 a} \tilde{V}_B \right] + \\ & + \left[e^{-iv_1 a} \tilde{\sigma}_A - e^{iv_1 a} \tilde{\sigma}_B \right] + \left[e^{-iv_2 b} \tilde{\tau}_C - e^{iv_2 b} \tilde{\tau}_D \right]; \end{aligned} \quad (12)$$

$$\begin{aligned} & \left(-(\lambda + 2\mu)v_2^2 - \mu v_1^2 + \rho\omega^2 \right) \tilde{V} - (\lambda + \mu)v_1 v_2 \tilde{U} = -F_2 - \lambda iv_2 \left[e^{-iv_1 a} \tilde{U}_A - e^{iv_1 a} \tilde{U}_B \right] - \\ & - \mu iv_1 \left[e^{-iv_2 b} \tilde{U}_C - e^{iv_2 b} \tilde{U}_D \right] - \mu iv_1 \left[e^{-iv_1 a} \tilde{V}_A - e^{iv_1 a} \tilde{V}_B \right] - (\lambda + 2\mu)iv_2 \left[e^{-iv_2 b} \tilde{V}_C - e^{iv_2 b} \tilde{V}_D \right] + \\ & + \left[e^{-iv_2 b} \tilde{\sigma}_C - e^{iv_2 b} \tilde{\sigma}_D \right] + \left[e^{-iv_1 a} \tilde{\tau}_A - e^{iv_1 a} \tilde{\tau}_B \right]; \end{aligned}$$

For every side of the element it is necessary to find four boundary functions U, V, σ, τ (corresponding horizontal and vertical displacements, normal and tangential stress). There are no initial or final conditions since the harmonic excitation is considered.

To define sixteen boundary functions, it is necessary to have sixteen (16) conditions. Eight conditions may be obtained by using boundary conditions on every side of element or using equality of displacements and stress on the sides of the neighboring elements. The additional eight equations can be obtained by using the above proved theorem.

Zeros set of the polynomial corresponding to the system (12) for the plane case can be written in the following form:

$$[v_1^2 + v_2^2 - (\omega/\beta)^2] = 0 \quad \text{and} \quad [v_1^2 + v_2^2 - (\omega/\alpha)^2] = 0 \quad (13)$$

Expanding into Taylor series, the right and left part of the equations (12) equate the right and left part of the equations when $v_1 = 0$ and when $v_2 = 0$. The above mentioned theorem allows formulating the following conditions:

- the right part of the first equations of the system (12) must be equal zero at $(0, \pm \omega / \beta)$ and $(\pm \omega / \alpha, 0)$,
- the right part of the second equation of the system (12) must equal zero at $(0, \pm \omega / \alpha)$ and $(\pm \omega / \beta, 0)$.

It must be mentioned that at $v_1 = 0$ and $v_2 = 0$ the equation system (12) uncouples into two independent equations and polynomials zeroes set degenerates into isolated points: $\pm \omega / \alpha$ and $\pm \omega / \beta$.

These eight conditions can be written in the form of the eight algebraic equations.

Assuming that the dimensions of the elements are small in comparison with the wave length, the equation can be simplified and after some elaboration may be represented in the following form:

$$\begin{aligned}
 a) & [U_C + U_D] - [U_A + U_B] = 0; \\
 b) & [\tau_C + \tau_D] / 2 + \mu([U_C - U_D] / 2b + [V_A - V_B] / 2a) = 0; \\
 c) & 4ab\rho\omega^2[U_A + U_B] / 2 - 2b[\sigma_A - \sigma_B] - 2a[\tau_C - \tau_D] = 0; \\
 d) & [\sigma_A + \sigma_B] / 2ab + (\lambda + 2\mu)[U_A - U_B] / 2a + \lambda[V_C - V_D] / 2b = 0; \\
 e) & 4ab\rho\omega^2[V_C + V_D] / 2 - 2a[\sigma_C - \sigma_D] - 2b[\tau_A - \tau_B] = 0; \\
 f) & [\sigma_C + \sigma_D] / 2 + \lambda[U_A - U_B] / 2a + (\lambda + 2\mu)[V_C - V_D] / 2b = 0; \\
 g) & [V_A + V_B] - [V_C + V_D] = 0; \\
 h) & [\tau_A + \tau_B] - [\tau_C + \tau_D] = 0;
 \end{aligned} \tag{14}$$

These equations have a clear physical sense:

- the equations of the centers of masses moving (“c” and “e”);
- the physical equations corresponding to the Hook’s Law (“b”, “d” and “f”);
- the equation corresponding to the Twoness Law (“h”);
- the equations corresponding to the Continuity Law (“a” and “g”).

5.2 Pros and cons of the method

Among the advantages of the method, the following ones can be mentioned:

1. There is no need to use a nonlogical modeling continuum by lamped masses.
2. The unknown parameters of the algebraic systems direct the stresses and displacements of the elements surfaces.
3. It is possible to construct semi-infinite elements to describe transmitting boundaries.
4. It is possible to use three-dimensional elements to analyze three-dimensional effects.
5. The method may be used for the soil structure interaction analysis in the time or frequency domain.
6. The non-linear analysis may be used to design soil structure interaction in the time domain.

As a potential disadvantage of the method, it can be mentioned that it is necessary to use the elements with a large number of degrees of freedom, i.e:

- Sixteen degrees of freedom and eight equations for the plain elements,
- Thirty-six degrees of freedom and eighteen equations for the three dimensional elements.

But it should be noted that these disadvantages present no difficulty for modern computer engineering.

6. Application granular medium to vibration and seismic isolation

The unsaturated granular mediums have the characteristics which allow using different materials for an effective vibration and seismic isolation. This may be natural and artificial descent. The natural materials may be sands with different fineness of grain; the artificial materials are granular polymers, compounds of granular polymers with sands or special worked-out material with necessary properties. It is also possible to work out the granular material with specified characteristics.

In recent years, the disposal of scrap tires has become a significant environmental problem. 800 millions of scrap tires are disposed every year worldwide as a consequence of the huge increase in the number of vehicles on our roads. The stockpiling of scrap tires is a significant threat to the environment. Utilizing rubber tires in an earthquake hazard mitigation can be a viable approach of resolving the chronic problems associated with waste tire disposal and costly provisions for the earthquake protection of the infrastructure. In many industrial areas there appears a significant problem of isolation from vibration caused by trains and different equipment. The inexpensive method of vibroisolation by placing rubber-soil mixtures around foundations can be of great benefit to the infrastructure protection.

6.1 Unsaturated granular medium

Consider some properties of the granular materials, which may be useful for vibro- and seismic isolation. The simple model which has attracted the attention of many investigators is a medium consisting of elastic spheres pressed together by some initial stress system and subjected to additional incremental stresses such as would occur during the passage of an elastic wave. The dynamic behavior of the granular materials is described by the speeds of longitudinal and transverse waves as well as damping. To estimate these parameters, relations derived by Hertz may be used.

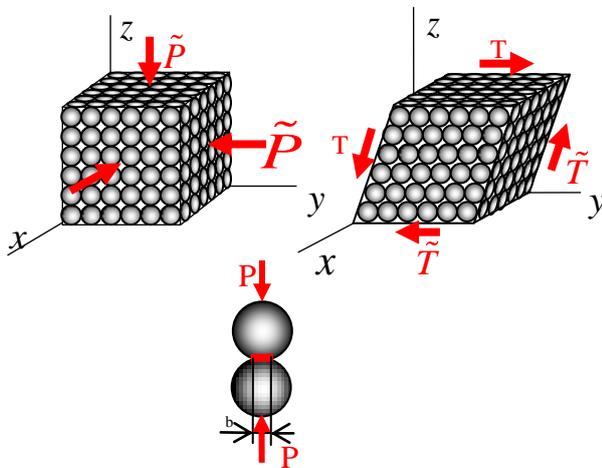


Figure 2 - Model of unconsolidated granular medium

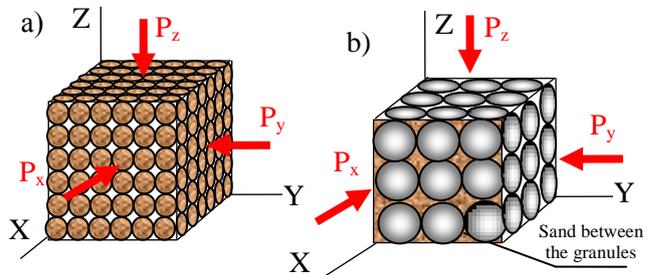


Figure 3 - a) Model of natural granular media – sand, b) artificial media: granular polymers with sand

Here Hertz relations:

$$b = \left[\frac{3(1-\nu_s^2)rP}{4E_s} \right]^{1/3} \text{ is the radius of the flat circle contact,}$$

$$s = \left[\frac{9(1-\nu_s^2)^2 P^2}{2E_s^2 r} \right]^{1/3} \text{ is the approachment of the two tangent spheres centers.}$$

The speeds of longitudinal and transverse waves of a simple cubic array of like spheres (Fig. 3), preloaded by a “pressure” (\tilde{P}), are

$$\alpha = \left[\frac{3E_s^2 \tilde{P}}{8(1-\nu_s^2)^2} \right]^{1/6} \left(\frac{6}{\pi \rho_s} \right)^{1/2} \quad (11)$$

and

$$\beta = \frac{[81(1-\nu_s^2)E_s^2 \tilde{P}]^{1/6}}{[(2-\nu_s)(1+\nu_s)\pi \rho_s]^{1/2}} \quad (12)$$

E_s , ρ_s and ν_s are constant of the solid the spheres are made of. Therefore, there is a good chance to create artificial materials with necessary dynamic properties.

It should be noted that the speeds of the shear and compressional waves depend on the compression like:

$$\alpha = A\sqrt[6]{\tilde{P}} \quad \text{and} \quad \beta = B\sqrt[6]{\tilde{P}} \quad (13)$$

The speeds of shear and compressional wave measured in a field experiments and computed according to simple models are in close agreement. This compression dependence of the shear and compressional waves indicates that layer of this material may essentially decrease seismic and vibration action on structures.

6.2 Granular polymers medium with sand

At the Underground Structures Department of the Moscow University of Railway Transport the dynamic properties of an artificial medium consisting mixture of polymer granules (polyethylene) and sand are investigated. The aim of the research was to develop a granular medium with certain properties for seismic and vibration isolating layers [5]. Consider the propagation of longitudinal and transverse waves in granular media: in the natural medium (sand) and artificial (granules of polymeric material with sand).

The polymer granules dimensions are much larger than the grains of sand diameters. When considering artificial media, we assume that the sand grains fill the voids between the of polyethylene granules. Polymer granules are spheres. Different types of packaging of spheres are possible.

We consider simple packaging. The arrangement of spheres in a cubic element of porous media is shown in Fig. 3.

6.3 Comparison dynamic properties of granular polymers medium with natural (sandy) medium

The main parameters for seismic and vibration design are the velocities of stress waves propagation. To compare the stress wave velocities of the artificial medium and natural medium the following material characteristics were used:

$\tilde{\rho} = \frac{\pi}{6} \rho_s$ - the average density (the mass of one sphere divided by the volume of the cube,

which it occupies,

$\tilde{p} = \tilde{\rho}gH + P(H)$ - the average total pressure (due to weight of soil above a depth H and building),

$\rho_1 = 2600 \text{ kg} / \text{m}^3$ - density of quartz grains,

$\rho_2 = 1600 \text{ kg} / \text{m}^3$ - density of polymer grains,

$E_1 = 9,6 \cdot 10^{10} \text{ N} / \text{m}^2$ - elasticity modulus of quartz,

$E_2 = 2 \cdot 10^8 \text{ N} / \text{m}^2$ - elasticity modulus of polymer,

$\nu_1 = 0,18$ - Poisson's ratio for quartz,

$\nu_2 = 0,36$ - Poisson's ratio for of polymer grains.

The longitudinal and transverse waves speeds, determined in accordance with expressions (11, 12, 13) are:

a) in the natural medium (sand) - $\alpha_1 = 107\sqrt[6]{\tilde{p}}$ and $\beta_1 = 72\sqrt[6]{\tilde{p}}$

a) in the artificial medium (polymer grains) - $\alpha_2 = 18\sqrt[6]{\tilde{p}}$ and $\beta_2 = 11\sqrt[6]{\tilde{p}}$

The wave velocities in artificial media are much smaller, the wave velocities in a natural (sandy) medium. From this it follows that layers of such material can be used both to reduce seismic influences on structures, and to protect against technogenic vibrations. Because it is possible to work out the granular material with necessary specified characteristics

7. Applications

Consider two examples of seismic action abatement method for nuclear power plants and vibration isolation systems.

7.1 Application the method to seismic isolation design the whole building

As an example, estimate the earthquake action on the foundation of the power plant structure with and without seismic isolation. For an isolator, consider the unsaturated granular layer - an artificial medium consisting mixture of polymer granules (polyethylene) and sand.

The proposed method has been applied to the analysis of two identical foundations subjected to seismic action. One foundation is without seismic isolation (Figure 4 a)) and the other is with seismic isolation (Figure 4 b)).

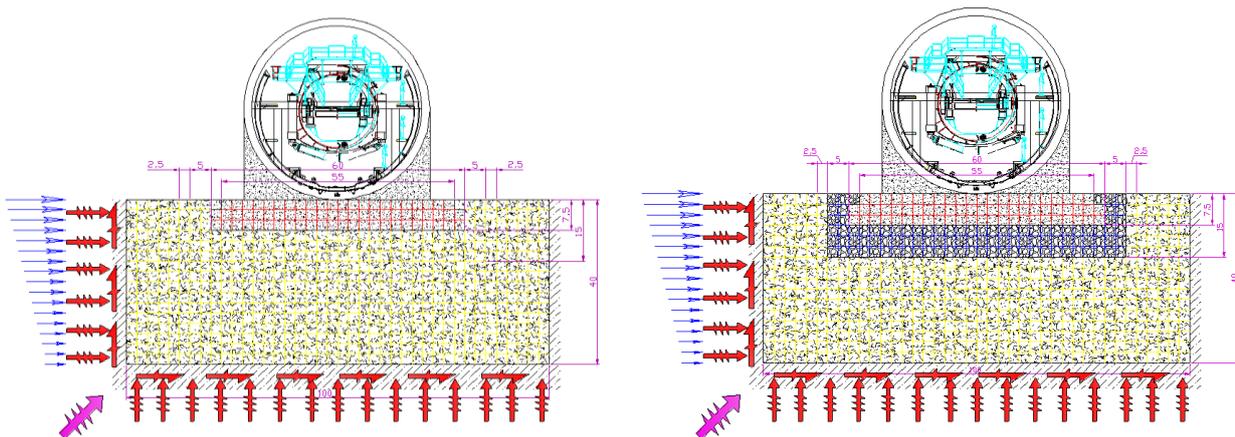


Figure 4 – a) Foundation without seismic isolation. b) Foundation with seismic isolation (semiartificial layer: polymer and quartz sand)

The analysis of calculation results shows that the most parameters of seismic action on the foundation with seismic isolation essentially reduce in comparison with parameters of seismic action on the foundation without isolation.

7.2 Application the method to vibration isolation design

As the second example, consider the use of an artificial layer of a grinded polymer material as a vibration isolator (Figure 5).

For an approximate evaluation of the vibration-protective properties of artificial layer, we use the formulas of Zoeppritz [6]. The coefficient of vibrations transmission through the layer boundary is defined by the expressions:

$$\text{for compressional wave } T_\alpha = \frac{2\alpha_2\rho_2}{\alpha_1\rho_1 + \alpha_2\rho_2} \text{ and shear waved } T_\beta = \frac{2\beta_2\rho_2}{\beta_1\rho_1 + \beta_2\rho_2}.$$

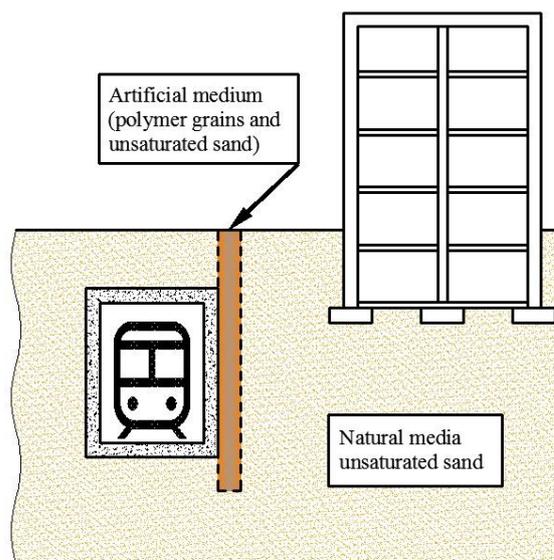


Figure 5 - Vibroisolation by semi artificial layer: polymer and quartz sand

Results of calculating the vibration insulation of the building using the characteristics of the soils and artificial layer presented in paragraph 6.3:

$$T_{\alpha} = 0.19 \text{ и } T_{\beta} = 0.17$$

This is a significant reduction in vibration levels. In some cases, this can solve the problem of protection from vibrations.

8. Conclusion

1. 60% of the world's population lives in urban and industrial regions. 70% of those regions are earthquake - prone areas. In many of these regions there are serious deficiencies in the numbers of energy resource.

2. Modern science and engineering gives an opportunity to design and to construct the safety-related structures including nuclear powers in region with high seismic activities.

3. At present, in many urban industrial

regions the high level vibration is caused by trains and different equipment appear

4. An original method for calculating structures for dynamic effects based on the properties of Fourier finite functions is proposed.

5. The method has a number of advantages in comparison with others when calculating the dynamic effects.

4. Nowadays modern technologies give an opportunity to produce new materials with the necessary prescribed properties. These materials may be used to construct different elements of the power plant structures; in particular they may be utilized in vibrio and seismic-isolation structures (e.g. granular medium).

5. It is proved that the use of layers consisting of a mixture of granules of polymeric materials with sand can significantly reduce the seismic and vibration effects on structures.

6. The inexpensive method of seismic and vibrio isolation by placing rubber-soil mixtures around foundations is offered.

REFERENCES

1. Hurgin Y.I., Yakovlev V.P. Finite Functions in Physics and Engineering. - M.: Nauka. Phismathgis, 1971, 408 pp.
2. Krantz, S.G. The Weierstrass Factorization Theorem. 8.2 Handbook of Complex Variable Bostom, MA: Birkaiser, 1999, p. 109-110
3. Kurbatskiy E.N. Method for solving problems of structural mechanics and the theory of elasticity based on the properties of the finite functions Fourier transforms. // Doctoral dissertation, Moscow, 1994, pp. 208
4. Kurbatskiy E.N. Infrastructure Systems for Nuclear Energy, First Edition. USA: John Wiley & Sons, Ltd., 2014, p. 51-62
5. Kurbatskiy Ye.N., Golosova O.A. Osobennosti rasprostraneniya voln napryazheniy v prirodnykh i iskusstvennykh granulirovannykh sredakh. - M.: Stroitel'naya Mekhanika i Raschet Sooruzheniy №2, 2011, NITS Stroitel'stvo (Moskva), s. 45-51
6. Sherif R. Geldart L. Seysmorazvedka: v 2-kh t. T.1. - M.: Mir, 1987, 448 s.

Evgeniy N. Kurbatskiy,

Professor of Civil Engineering, Russian University of Transport (RUT - MIIT); 127994, Russia, Moscow, 9b9 Obrazcova st.; Phone (499) 9784075.

E-mail: usd.miit@gmail.com

Evgeniy U. Titiov,

Professor of Civil Engineering, Russian University of Transport (RUT - МИИТ); Russia, Moscow, 9b9 Obrazcova st.;
Phone (+7916) 140-81-06
E-mail: usd.miiit@gmail.com

Olga A. Golosova,

senior lecturer of the department of Motor roads, airfields, soles and foundations, Russian University of Transport (RUT - МИИТ); 127994, Russia, Moscow, 9b9 Obrazcova st.; Phone (495)6842340
E-mail: olga-golosova@yandex.ru

Artem P. Kosaurov

graduate student «Bridges and tunnels», Russian University of Transport (RUT - МИИТ); 127994, Russia, Moscow, 9b9 Obrazcova st.; Phone 8 925 792 94 23
E-mail: artkp14@mail.ru

КУРБАЦКИЙ Е. Н., ТИТОВ Е.Ю., ГОЛОСОВА О.А., КОСАУРОВ А.П.

МЕТОД ЗАЩИТЫ СООРУЖЕНИЙ ОТ ВИБРАЦИЙ И СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

Представляется новый метод расчёта сейсмоизоляции зданий атомных электростанций и метод виброизоляции сооружений. Метод был разработан профессором Е. Курбацким. Метод, основанный на свойствах преобразований Фурье финитных функций позволяет оценить эффективность различных средств сейсмической защиты. В настоящее время в Российской Федерации разрабатываются новые АЭС. Одной из задач является создание сооружений, которые могут быть использованы в регионах с высокой сейсмической активностью. Во многих промышленных зонах возникает значительная проблема: изоляция от вибрации, создаваемая поездами и различным оборудованием. Недорогой способ виброизоляции путем установки фундаментов сооружений на слои, состоящие из смеси гранулированных полимерных материалов с песком может оказаться наиболее эффективным. В последние годы ликвидация старых шин стала серьезной экологической проблемой. Использование резиновых шин для уменьшения воздействий землетрясения может стать наиболее приемлемым подходом при решении хронических проблем, связанных с утилизацией отработанных шин, и дорогостоящими мероприятиями, связанными с сейсмозащитой и виброзащитой сооружений.

Ключевые слова. Преобразование Фурье, целые функции, конечный элемент, обобщённые функции, гранулированная среда, сейсмоизоляция, виброизоляция.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Hurgin Y.I., Yakovlev V.P. Finite Functions in Physics and Engineering. - М.: Nauka. Phismathgis, 1971, 408 pp.
2. Krantz, S.G. The Weierstrass Factorization Theorem. 8.2 Handbook of Complex Variable Bostom, MA: Birkhauser, 1999, p. 109-110
3. Kurbatskiy E.N. Method for solving problems of structural mechanics and the theory of elasticity based on the properties of the finite functions Fourier transforms. // Doctoral dissertation, Moscow, 1994, pp. 208
4. Kurbatskiy E.N. Infrastructure Systems for Nuclear Energy, First Edition. USA: John Wiley & Sons, Ltd., 2014, p. 51-62
5. Курбацкий Е.Н., Голосова О.А. Особенности распространения волн напряжений в природных и искусственных гранулированных средах. - М.: Строительная Механика и Расчет Сооружений №2, 2011, НИЦ Строительство (Москва), с. 45-51
6. Шериф Р. Гелдарт Л. Сейсмозащита: в 2-х т. Т.1. – М.: Мир, 1987, 448 с.

Курбацкий Евгений Николаевич

Доктор технических наук, профессор кафедры «Мосты и тоннели», Российский университет транспорта (МИИТ); 127994, г. Москва, ул Образцова, д 9, стр. 9, тел. (499) 9784075.
E-mail: usd.miiit@gmail.com

Титов Евгений Юрьевич

Кандидат технических наук, профессор кафедры «Мосты и тоннели», Российский университет транспорта (МИИТ); 127994, г. Москва, ул. Образцова, д 9, стр. 9, тел. (+7916) 1408106.

E-mail: usd.miit@gmail.com

Голосова Ольга Андреевна,

старший преподаватель кафедры «Автомобильные дороги, аэродромы, основания и фундаменты», Российский университет транспорта (МИИТ); 127994, г. Москва, ул. Образцова, д 9, стр. 9, тел. (495) 6842340.

E-mail: olga-golosova@yandex.ru

Косауров Артём Петрович

аспирант кафедры «Мосты и тоннели», Российский университет транспорта (МИИТ); 127994, г. Москва, ул. Образцова, д 9, стр. 9, тел: 8 925 792 94 23.

E-mail: artkp14@mail.ru

УДК 624.012.45

МАЛАХОВА А.Н.

ВОЗМОЖНЫЕ КОМПЛЕКСНЫЕ ПРИЧИНЫ ПОЯВЛЕНИЯ ТРЕЩИН В СТЕНАХ ПОДЗЕМНОГО РЕЗЕРВУАРА

Не всегда удается установить однозначные причины появления повреждений в строительных конструкциях объектов, находящихся в стадии эксплуатации. Следствием этого является сложность формулирования конкретных рекомендаций по устранению повреждений, выводов о возможности дальнейшей эксплуатации здания. Часто причины появления повреждений не очевидны, они являются следствием одновременного воздействия нескольких, порой неявных, факторов. Для выявления возможных причин появления трещин было выполнено математическое моделирование работы несущих конструкций подземного железобетонного резервуара под нагрузкой с использованием ПК ЛИРА, проведено исследование напряженно-деформированного состояния стен монолитного железобетонного резервуара. Рассмотрены и объяснены возможные причины возникновения трещин и фильтрации воды в стенах резервуара как следствие совокупности действия нескольких факторов: характер нагрузки на стены подземного резервуара; нарушение технологии возведения монолитных железобетонных конструкций подземного резервуара; коррозия бетона и арматуры стен резервуара вследствие напорной фильтрации через них грунтовых (талых) вод.

Ключевые слова: трещины в железобетонных конструкциях, железобетонный резервуар, напряженно-деформированное состояние, математическое моделирование, коррозия бетона и арматуры.

Практика проведения обследований технического состояния зданий и сооружений показывает, что не всегда удается установить однозначные причины появления повреждений в строительных конструкциях объектов, находящихся в стадии эксплуатации [1]. Это происходит, в том числе, из-за невозможности полной количественной оценки повреждений в виду ограниченного доступа к строительным конструкциям эксплуатируемых объектов, частично или полного отсутствия проектной и исполнительной документации на выполненные работы. При этом причины появления повреждений могут быть не столь очевидны и часто являются следствием одновременного действия нескольких факторов [2,3].

В качестве примера подобной ситуации можно рассмотреть результаты обследования технического состояния конструктивных элементов канализационной насосной станции (КНС), расположенной в городе Ивантеевка Московской области. Она была построена в 1970 году по типовому проекту 902-1-13, разработанному Ленинградским отделением института «Гипрокоммунводоканал» в 1967 году.

Канализационная насосная станция имеет надземную и подземную части. Надземная часть станции представляет собой двухэтажное кирпичное квадратное в плане здание с размерами в координатных осях 12x12 м, в котором располагаются технические службы и бытовые помещения станции.

На рисунке 1 представлен общий вид надземной части КНС. При выполнении обследования технического состояния надземной части станции сложностей с доступом к обследуемым конструктивным элементом здания и выявлением причин их повреждений не возникло.

Подземная часть станции представляет собой заглубленный в землю цилиндрический монолитный железобетонный резервуар (колодец). На рисунке 2 показаны конструктивные элементы подземного резервуара: стены (в том числе внутренняя стена), днище, покрытие. Стыки стен монолитного железобетонного резервуара с покрытием и днищем выполнены жесткими.

Внутренний диаметр цилиндрического резервуара равен 13 м, высота стены составляет около 8 м. Толщина стены железобетонного цилиндрического колодца – 700 мм, толщина внутренней несущей стены – 250 мм. Ось симметрии внутренней стены колодца смещена на 625 мм относительно координатной оси 2, проходящей через центр тяжести колодца.



Рисунок 1 – Общий вид надземной части канализационной насосной станции

Железобетонная плита днища имеет толщину 550 мм. Верхняя поверхность плиты днища располагается на отметке - 8,000. Верхняя поверхность монолитной балочной плиты покрытия резервуара – на отметке -0,030.

В подземной части КНС располагаются производственные помещения станции, в состав которых входят приемный резервуар с грабельным помещением и машинный зал. На рисунке 2 показано, что для разделения пространства подземного резервуара на отдельные помещения служат внутренняя несущая стена, возведенная на всю высоту колодца, и промежуточное перекрытие в одной из его частей, отделенной от другой внутренней стеной.

Промежуточное перекрытие резервуара является монолитным балочным перекрытием, верхняя поверхность плиты которого располагается на отметке -5,150. Технологическая нагрузка на промежуточное перекрытие, а также собственный вес перекрытия передаются на наружную и внутреннюю стены резервуара, а также в виде сосредоточенной нагрузки (P) на днище резервуара через промежуточные опоры-колонны.

На рисунке 2 обозначен контур надземной части канализационной насосной станции. Наружные стены двухэтажного кирпичного здания опираются на балки монолитного железобетонного покрытия подземного резервуара, которые в свою очередь, передают нагрузку от здания на стены подземного монолитного цилиндрического резервуара в основном в виде сосредоточенных нагрузок $P_1 = 564,4$ кН, $P_2 = 753,0$ кН, $P_3 = 376,0$ кН. Нагрузка от внутренней несущей стены надземного кирпичного здания передается на внутреннюю стену подземного железобетонного резервуара в виде погонной нагрузки $q_{ст} = 190,7$ кН/м.

При проведении обследования технического состояния подземного монолитного железобетонного цилиндрического резервуара были выявлены повреждения наружной стены помещения машинного зала, выглядящие в виде кольцевых трещин и расположенные на высоте приблизительно 2,5 м от пола. Через эти трещины весной во время таяния снега внутрь машинного зала просачивается вода. Вскрытие штукатурного слоя позволило оценить ширину раскрытия кольцевых трещин в стене монолитного колодца. При проведении обследования в летний период года она составила около 2 мм. Следы протечек показаны на рисунке 3.

В [4] отмечается, что многие из подобных резервуаров, эксплуатируемых в настоящее время, были построены десятки лет назад. Для большинства таких резервуаров имеет место частичное или даже полное отсутствие проектной и исполнительной документации на строительство.

Срок эксплуатации обследуемого резервуара составляет 48 лет, типовая проектная документация с вариантами конструктивных решений КНС имеется, но отсутствует исполнительная документация, в том числе информация о примененных при возведении обследуемой КНС конкретных конструктивных решениях.

Так, в типовом проекте КНС рассматривались два варианта выполнения наружной гидроизоляции стены подземного монолитного цилиндрического колодца. В первом вариан-

те для гидроизоляции наружной поверхности предусматривается торкретирование в два слоя толщиной 25 мм с последующей покраской битумной мастикой (2 раза). Во втором варианте обмазочная гидроизоляция заменяется оклеечной с устройством защитной стенки толщиной в 1/2 кирпича и высотой на 0,5 м выше уровня грунтовых вод. То есть отсутствуют сведения о фактическом конструктивном решении защиты от увлажнения наружной поверхности цилиндрического подземного колодца.

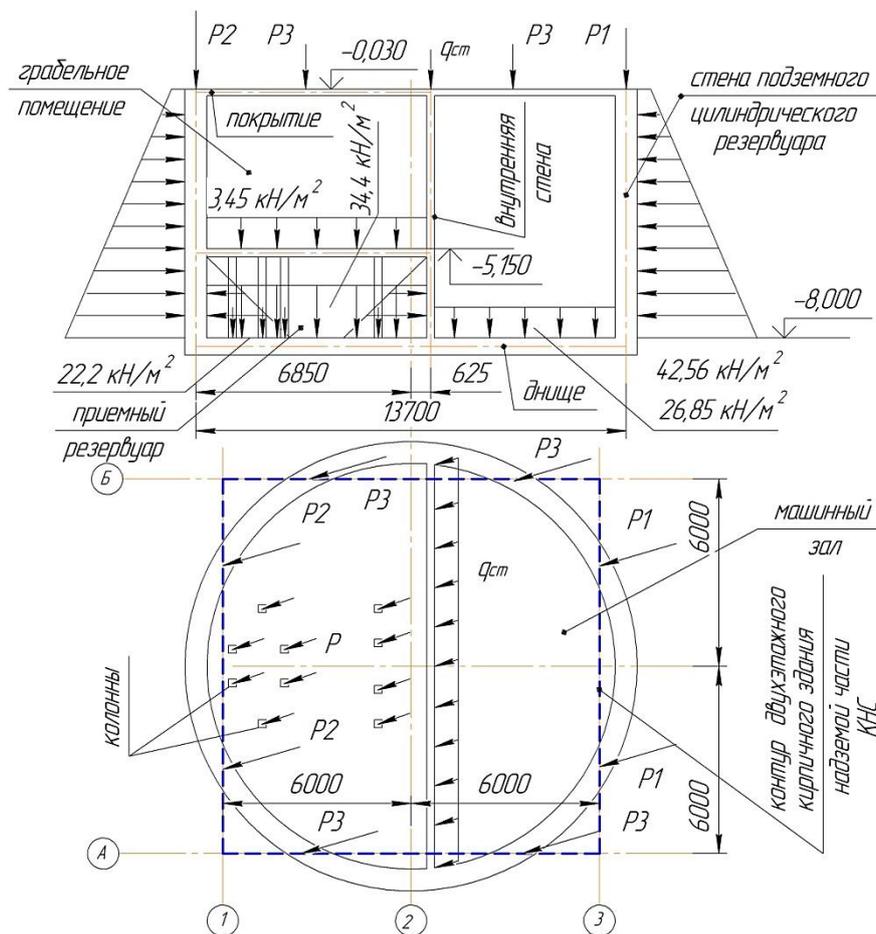


Рисунок 2 – Расчетная схема подземного монолитного цилиндрического резервуара КНС

Следует отметить, что в ходе длительной эксплуатации подземного колодца не было выявлено увлажнение стен машинного зала (за исключением участков стен, на которых были обнаружены кольцевые трещины). По результатам обследования технического состояния КНС на внутренней поверхности стен также не были выявлены следы грибка и плесени, которые могли бы свидетельствовать об увлажнении стен машинного зала.

По типовому проекту стены колодца, покрытие и днище выполнены из гидротехнического бетона марки по прочности на сжатие БГТ-200 и марки по водонепроницаемости В-6, что соответствует современному классу бетона по прочности на сжатие В15 (класс бетона подтвержден неразрушающими методами контроля) и марке по водонепроницаемости W6.

Для армирования основных несущих конструкций подземного колодца применен класс арматуры А-II (А300). В стенах колодца у внутренней и наружной грани стены установлены вертикальная и кольцевая арматура из стержней $\varnothing 18A-II$ (А300) с шагом 250 мм. Процент армирования составляет $\mu\% = (10,18/65 \times 100) \times 100 = 0,157\% > 0,1\%$.

Для проверки несущей способности резервуара был выполнен его проверочный расчет с использованием программного комплекса ЛИРА и с учетом рекомендаций, изложенных

в [5,6]. Поскольку из современных редакций нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций [5] класс арматуры А300 исключен, а марка бетона БГТ-200 давно не используется, то прочностные и деформативные характеристики бетона и арматуры при выполнении расчета были приняты по рекомендациям, изложенным в [5,6]. Проверочный расчет показал достаточную несущую способность стен резервуара и не объяснил причину образования кольцевых трещин, расположенных на высоте 2,5 м от пола помещения машинного зала.



Рисунок 3 – Кольцевые трещины со следами протечек в стенах машинного зала подземного резервуара

По результатам анализа имеющейся строительной документации, а также обследования стен резервуара было высказано предположение, что возможной причиной образования трещин могло стать низкое качество горизонтального технологического шва (с пониженными прочностными характеристиками бетона), необходимость в устройстве которого могло возникнуть при бетонировании перекрытия, расположенного между приемным резервуаром и помещением с грабельным оборудованием (смотри рисунок 2). Монолитные железобетонные стены резервуара, вероятно были возведены по периметру резервуара до уровня перекрытия над приемным резервуаром. Возведение стен было продолжено после изготовления перекрытия.

Высота расположения кольцевых трещин в помещении машинного зала (2,5 м от пола) как раз соответствует расположению горизонтального технологического шва бетонирования с учетом толщины монолитного балочного перекрытия.

В [7] показано, что при укладке свежей бетонной смеси на затвердевший бетон в любом случае образуется зона с пониженными прочностными характеристиками. Кроме того, прочность стыка послойного бетонирования уменьшается, если выполнено некачественное виброуплотнение бетонной смеси, либо если для послойного бетонирования использован бетон от разных поставщиков бетонной смеси, или бетон, изготовленный в разное время из разных материалов. Практика показывает, что такие бетоны могут отличаться видом и маркой заполнителей цемента, видом химических добавок, прочностными характеристиками [7].

Анализ расчетной схемы подземного железобетонного резервуара, а также его напряженно-деформированного состояния показал, что стена подземного цилиндрического колодца нагружена вертикальной сжимающей силой, боковым давлением грунта и частично внутренним давлением сточных вод. Она испытывает в вертикальном направлении – внецентренное сжатие, а в кольцевом направлении – сжатие. В условиях жесткого сопряжения стены цилиндрического колодца с днищем и покрытием максимальные значения изгибающего момента с растяжением наружной грани стены фиксируются у опор, а с растяжением внутренней грани стены – на расстоянии от опор, близком к расположению кольцевых трещин в машинном зале канализационной насосной станции [8,9].

При проведении обследования технического состояния КНС было установлено, что весной во время таяния снега вода через появившиеся в стене кольцевые трещины просачивается внутрь машинного зала. Можно говорить о напорной фильтрации во время быстрого таяния снега весной для сооружений, расположенных на рельефе, когда потоки воды устремляются вниз не только по поверхности земли, но и в глубине склона. Фильтрация грунтовых вод приводит к коррозии бетона и арматуры. И хотя просачивание воды через кольцевые

ограничено по продолжительности и локальному проявлению, но при этом коррозионное разрушение материалов имеет прогрессирующий характер.

Следует отметить, что проницаемость бетона связана со структурой его порового пространства. При этом определяющим является фильтрация воды по трещинам. Степень фильтрации также зависит от напряженного состояния бетона. Фильтрация через бетон начинает возрастать при уменьшении сжимающих напряжений и значительно увеличивается при возникновении и увеличении растягивающих напряжений в бетоне. Интенсивность проявления фильтрации также связана с величиной напора фильтрующей через бетон воды [10-12].

Комплексный анализ напряженно-деформированного состояния железобетонного подземного резервуара в совокупности с результатами его визуального и приборного обследования, а также изучения имеющейся строительной документации позволил указать на возможные причины появления кольцевых трещин, расположенных на высоте 2,5 м от пола помещения машинного зала.

Так, причиной появления кольцевых трещин в стене резервуара и просачивания воды в помещение резервуара в весенний период, вероятно, явилось совпадение нескольких факторов: некачественное выполнение технологического шва бетонирования в уровне промежуточного перекрытия резервуара, расположение этого шва в месте наибольших растягивающих напряжений внутренней грани стены; напорный характер фильтрации грунтовых вод в период быстрого весеннего таяния снега.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Тамразян, А.Г. Основные принципы оценки риска при проектировании зданий и сооружений // Вестник МГСУ. - 2011. - № 2-1. - С. 21-27.
2. Тамразян А.Г. К остаточной несущей способности железобетонных балок с трещинами / А.Г. Тамразян, М.А. Орлова // Жилищное строительство. - 2015. - № 6. - С. 32-34.
3. Тамразян, А.Г. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных изгибаемых элементов с трещинами / А.Г. Тамразян, М.А. Орлова // Современные проблемы расчета железобетонных конструкций, зданий и сооружений на аварийные воздействия. Под редакцией А.Г. Тамразяна, Д.Г. Копаницы. - 2016. - С.507-514.
4. Кузовников, Е.В. Опыт реконструкции подземного железобетонного резервуара ЖБР-30000 / Е.В. Кузовников, А.Е. Шарков, С.С. Соколов, А.А. Тарасенко, П.В. Чепур // Фундаментальные исследования. – 2014. – № 12-6. – С. 1172-1176.
5. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – М., 2012.
6. СП 13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. – М., 2003.
7. Писарев, С.В. Оценка технического состояния конструкций зданий при типовых нарушениях технологии строительства / С.В. Писарев, Н.Н. Астахов // Приоритетные научные направления: от теории к практике. – 2014. - № 12. - С. 142-148.
8. Добромыслов, А.Н. Примеры расчета конструкций железобетонных инженерных сооружений: справочное пособие. - М.: Издательство АСВ, 2010. – С.59-90
9. Люблинский, В.А. Безопасность несущих систем многоэтажных зданий при локальном изменении жесткостных характеристик несущих элементов / В.А. Люблинский, А.Г. Тамразян // Бетон и железобетон - взгляд в будущее. Научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону. - 2014. - С. 90-99.
10. Соколов, И.Б. Фильтрация и противодействие воды в бетоне гидротехнических сооружений / И.Б. Соколов, В.А. Логунова. - М., Издательство "Энергия", 1977. - С.76-80.
11. Дидевич, А.В. О водонепроницаемости и некоторых других характеристиках бетона // Технологии бетонов. - 2016. - № 3-4. - С. 56-59.
12. Тамразян, А.Г. Влияние воды на структурно-механические свойства бетонов // Известия Академии промышленной экологии. - 1998. - № 4. - С. 35.

Малахова Анна Николаевна

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва
Кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры Железобетонные и каменные конструкции.
E-mail: gbk@mgsu.ru

MALAKHOVA A.N.

POSSIBLE COMPLEX CAUSES OF THE APPEARANCE OF CRACKS IN THE WALLS OF AN UNDERGROUND RESERVOIR

It is not always possible to establish unambiguous reasons for the appearance of damages in the construction structures of objects in operation. The consequence of this is the difficulty in formulating specific recommendations for the elimination of damages, conclusions about the possibility of further operation of the building. Often the causes of damage are not obvious, they are a consequence of the simultaneous impact of several, sometimes implicit, factors. To identify possible causes of cracks, mathematical modeling of the load-bearing structures of the underground reinforced concrete reservoir under load was carried out using the LIRA PC, and the stress-strain state of the walls of a monolithic reinforced concrete reservoir was studied. The possible causes of cracks and water filtration in the walls of the reservoir are considered and explained as a consequence of the combination of several factors: the nature of the load on the walls of the underground reservoir; violation of the technology of erection of monolithic reinforced concrete structures of an underground reservoir; corrosion of concrete and reinforcement of reservoir walls due to pressure filtration through them of ground (thawed) waters.

Keywords: cracks in reinforced concrete structures, reinforced concrete reservoir, stress-strain state, mathematical modeling, corrosion of concrete and reinforcement.

REFERENCES

1. Tamrazyan, A.G. Osnovnyye printsipy otsenki riska pri proyektirovani zdanij i sooruzheniy // Vest-nik MGSU. - 2011. - № 2-1. - S. 21-27.
2. Tamrazyan A.G. K ostatochnoy nesushchey sposobnosti zhelezobetonnykh balok s treshchinami / A.G. Tamra-zyan, M.A. Orlova // Zhilishchnoye stroitel'stvo. - 2015. - № 6. - S. 32-34.
3. Tamrazyan, A.G. Eksperimental'nyye issledovaniya napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya zhelezobetonnykh izgibayemykh elementov s treshchinami / A.G. Tamrazyan, M.A. Orlova // Sovremennyye problemy rascheta zhelezobetonnykh konstruksiy, zdaniy i sooruzheniy na avariynnye vozdeystviya. Pod redaktsiyey A.G. Tamrazyana, D.G. Kopanitsy. - 2016. - S.507-514.
4. Kuzovnikov, Ye.V. Opyt rekonstruksii podzemnogo zhelezobetonnogo rezervuara ZHBR-30000 / Ye.V. Kuzovnikov, A.Ye. Sharkov, S.S. Sokolov, A.A. Tarasenko, P.V. Chepur // Fundamental'nyye issledovaniya. - 2014. - № 12-6. - S. 1172-1176.
5. SP 63.13330.2012. Betonnyye i zhelezobetonnyye konstruksii. Osnovnyye polozheniya. Aktualizirovannaya redaktsiya SNiP 52-01-2003. - M., 2012.
6. SP 13-102-2003. Pravila obsledovaniya nesushchikh stroitel'nykh konstruksiy zdaniy i sooruzheniy. - M., 2003.
7. Pisarev, S.V. Otsenka tekhnicheskogo sostoyaniya konstruksiy zdaniy pri tipovykh narusheniyakh tekhnologii stroitel'stva / S.V. Pisarev, N.N. Astakhov // Prioritetnyye nauchnyye napravleniya: ot teorii k prak-tike. - 2014. - № 12. - S. 142-148.
8. Dobromyslov, A.N. Primery rascheta konstruksiy zhelezobetonnykh inzhenernykh sooruzheniy: spravochnoye posobiye. - M.: Izdatel'stvo ASV, 2010. - S.59-90/
9. Lyublinskiy, V.A. Bezopasnost' nesushchikh sistem mnogoetazhnykh zdaniy pri lokal'nom izmenenii zhestkostnykh kharakteristik nesushchikh elementov / V.A. Lyublinskiy, A.G. Tamrazyan // Beton i zhelezobeton - vzglyad v budushcheye. Nauchnyye trudy III Vserossiyskoy (II Mezhdunarodnoy) konferentsii po betonu i zhelezobetonu. - 2014. - S. 90-99.
10. Sokolov, I.B. Fil'tratsiya i protivodavleniye vody v betone gidrotekhnicheskikh sooruzheniy / I.B. Sokolov, V.A. Logunova. - M., Izdatel'stvo "Energiya", 1977. - S.76-80.
11. Didevich, A.V. O vodonepronitsayemosti i nekotorykh drugikh kharakteristikakh betona // Tekhnologii betonov. - 2016. - № 3-4. - S. 56-59.
12. Tamrazyan, A.G. Vliyaniye vody na strukturno-mekhanicheskiye svoystva betonov // Izvestiya Akademii promyshlennoy ekologii. - 1998. - № 4. - S. 35.

Malakhova A. N.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow

Candidate of Tech. Sciences, Docent, Associate Professor of Department of Reinforced Concrete Structures

E-mail: g bk@mgsu.ru

УДК 624.078.52

КУЗНЕЦОВ В.С., ШАПОШНИКОВА Ю.А.

К ОПРЕДЕЛЕНИЮ ДЛИНЫ АНКЕРОВКИ ПРОДОЛЬНОЙ РАСТЯНУТОЙ АРМАТУРЫ НА КРАЙНЕЙ СВОБОДНОЙ ОПОРЕ

В статье представлены результаты исследований напряженно-деформированного состояния изгибаемого элемента в зоне анкеровки арматуры на свободных крайних опорах. Излагаются методики определения длины запуска арматуры за внутреннюю грань опоры в соответствии с отечественными и зарубежными нормами. Вычислены абсолютные длины анкеровки для стержней d_{10-28} при использовании классов бетона В10, В20 и В30 и арматуры А400 и А500. Построены графики зависимостей необходимой длины анкеровки от видов применяемых материалов. По результатам численного эксперимента даны рекомендации по уточнению норм проектирования при определении длины запуска арматуры за внутреннюю грань свободной крайней опоры. Предложена упрощенная формула для расчета длины прямой анкеровки. Представленные в работе результаты могут быть использованы при дальнейшем развитии и редактировании норм.

Ключевые слова. Анкеровка, арматура, хомуты, запуск стержня, свободная опора, внутренняя грань, диаметр стержня, периметр стержня.

Одним из наиболее часто используемых в проектировании вариантов стыков конструктивных элементов является свободное опирание железобетонных изгибаемых балок [1, 2]. Статья посвящена исследованию расчета длины прямой анкеровки арматурных стержней периодического профиля на свободных опорах изгибаемых элементов. Необходимость в данной работе вызвана различием требований по длине запуска стержней рабочей арматуры, как в различных нормативных документах, так и в практической реализации.

В ряде ранее изданных работ [3-10] уже затрагивалась данная проблематика по отдельным позициям и направлениям, в том числе с применением композитной арматуры [11], но без учета последних актуализированных российских норм.

В соответствии с [12], п.12.12, на крайних свободных опорах изгибаемых элементов для обеспечения анкеровки всех продольных стержней, доходящих до опоры, должны выполняться следующие требования.

Если выполняется условие (1), т.е. по расчету поперечной арматуры не требуется, длина запуска растянутых стержней за внутреннюю грань свободной опоры должна составлять не менее $5d$ (рекомендуется принимать $10d$).

$$Q \leq 2,5R_{br}bh_0. \quad (1)$$

Здесь

Q - расчетная поперечная сила в нормальном сечении от внешней нагрузки,

R_{br} - расчетное сопротивление бетона растяжению,

b, h_0 - ширина и рабочая высота расчетного сечения.

Если условие (1) не выполняется, длина запуска должна быть не менее $15d$ для бетона М200 (В15) и выше. При использовании арматуры периодического профиля типа А-II и А-III (А300 и А400) длина анкеровки может быть уменьшена до $10d$.

Таким образом, в соответствии с [10], максимальная длина запуска во всех случаях, не превышает $15d$.

В последующих нормах [13] п.5.15 требования по установлению расчетной длины запуска не изменены, т.е., $5d$ при выполнении условия (1) и $15d$ при невыполнении.

В европейских нормах [14-17], на крайних опорах, если защемление мало или отсутствует, рекомендуется применять длину запуска нижней арматуры такой, чтобы воспринималось усилие

$$P_{an} \geq Qa_1/h_0, \quad (2)$$

Где a_1 - величина смещения расчетного сечения, определяемая по «правилу сдвига»;

$$a_1=0,9h_0(ctg\Theta-ctga)/2, \quad (3)$$

где Θ - угол наклона сжатых бетонных полос к продольной оси (обычно 45^0),
 α - угол наклона хомутов к продольной оси (для вертикальных стержней $\alpha=90^0$).
 Аналогичный подход рекомендуется также в [18, 19].

Действующие в РФ нормы [20, 21] рекомендуют заводить растянутые стержни за внутреннюю грань свободной опоры на величину, в зависимости от условия (2)

$$Q \leq Q_{b1}, \quad (4)$$

где Q_{b1} - поперечная сила, воспринимаемая бетоном

$$Q_{b1}=0,5R_{bt}bh_0. \quad (5)$$

При расположении расчетного сечения на расстоянии $x < 2h_0$ от опоры, значение Q_{b1} , вычисленное по формуле (2), следует умножить на коэффициент $k=2,5h_0/x$.

$$Q_{b1} = \frac{2,5h_0}{x} 0,5R_{bt}bh_0 = 1,25 \frac{R_{bt}bh_0^2}{x}, \quad \text{причем} \quad (6)$$

$$Q_{b1} \leq 2,5R_{bt}bh_0. \quad (7)$$

Если условие (1) соблюдается, то длина запуска принимается не менее $5d$.

Если условие не соблюдается, то длина запуска стержней за грань опоры принимается, согласно указаниям п.8.3.22 [20] или п.10.3.25 [21], в следующей последовательности.

Вычисляется расчетная длина анкеровки l_{an} , с учетом конструктивного решения узла

$$l_{an} = \alpha l_{0,an} A_{s,cal}/A_{s,ef}, \quad (8)$$

где α - коэффициент, учитывающий вид напряженного состояния и конструктивного решения элемента в зоне анкеровки;

$\alpha=1,0$ для растянутых стержней периодического профиля с прямыми концами (прямая анкеровка),

$A_{s,cal}$ и $A_{s,ef}$ - расчетная и фактическая площадь сечения рабочей растянутой арматуры,

$l_{0,an}$ -основная (базовая) длина анкеровки

Базовая длина анкеровки $l_{0,an}$

$$l_{0,an}=R_s A_{s,cal}/u_s R_{bond}, \quad (9)$$

где u_s - периметр поперечного сечения стержня растянутой арматуры,

R_s и $A_{s,cal}$ - расчетное сопротивление и расчетная площадь сечения растянутой арматуры,

η_1 - коэффициент, учитывающий вид поверхности арматуры,

$\eta_1=2,5$ для арматуры периодического профиля,

η_2 - коэффициент, учитывающий размер диаметра арматуры,

$\eta_2=1,0$ при диаметре арматуры менее 32 мм.

R_{bond} - расчетное сцепление арматуры с бетоном,

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt}, \quad (10)$$

Разрешается уменьшать длину анкеровки за счет приварки дополнительных поперечных стержней и других конструктивных мероприятий, но не более чем на 30%. Минималь-

ная длина анкеровки $l_{an,min}$ для формулы (8) принимается не менее $15d$ и не менее 200 мм [21].

При невыполнении условия (1) длина запуска определяется расчетной длиной анкеровки l_{an} , причем напряжения в арматуре, принимаются равными R_s . Однако, напряжения в арматуре по грани опоры не достигают расчетных значений, а определяются, расстоянием от центра опирания до грани опоры x (рис.1).

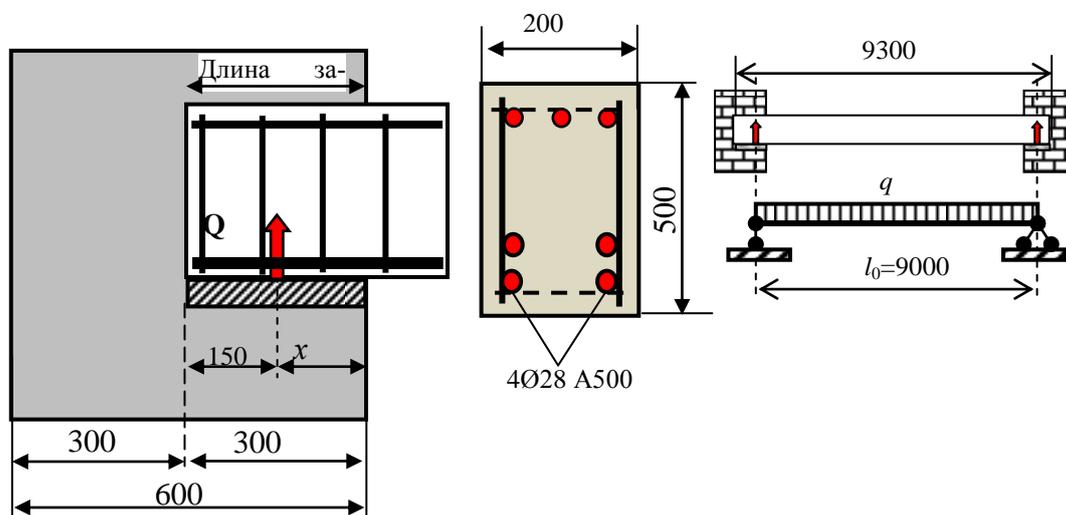


Рисунок 1 - К определению длины запуска: 1 - схема опирания, 2 - расчетная схема

Расчетная длина прямой анкеровки может быть представлена упрощенной формулой. Если выразить площадь стержня и его периметр через диаметр, тогда периметр стержня $u_s=\pi d$, площадь сечения $\pi d^2/4$ и расчетная длина анкеровки l_{an} равна

$$l_{an} = \frac{R_s d}{4R_{bond}} \quad (11)$$

В аналогичном виде формула (11) приведена в Еврокодах [14-16] и, очевидно, что расчетная длина анкеровки (запуска) зависит от прочности арматуры и бетона, а также от диаметра стержня.

Корректность методики, изложенной в [21] для расчета запуска растянутой арматуры за свободную опору осуществлена на конкретном примере (рис.1). Балка, длиной 9,3 м, с глубиной заведения за грань опоры 300 мм. Расчетный пролет балки $l_0=9,0$ м. Бетон В20, $R_b=11,5$ МПа, $R_{bt}=0,9$ МПа; арматура А500, $R_s=435$ МПа. Сечение балки $h \times b=500 \times 200$ мм. Защитный слой $a=40$ мм, нагрузка $q=48$ кН/м. Расчетные усилия $M=486,0$ кНм, $Q=216$ кН. Расчетная площадь растянутой арматуры $A_{s,cal}=22,5$ см², фактическая 4Ø28 А500 с $A_{s,ef}=24,63$ см².

Проверка условия по формуле (3)

$$Q_{b1} = 1,25 \frac{R_{bt} b h_0^2}{x} = 1,25 \frac{9 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,46^2}{0,3} = 158,7 \text{ кН.}$$

$$Q_{b1,max} = 2,5 R_{bt} b h_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,46 = 207,0 \text{ кН.}$$

$$Q_{b1} = 158,7 < Q_{b1,max} = 207,0 \text{ кН.}$$

$$Q_{b1} = 158,7 \text{ кН} > Q_{b1} = 190,44 \text{ кН} - \text{требуется расчет анкеровки}$$

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 0,9 = 2,25 \text{ МПа, } u_s = 0,0628 \text{ м.}$$

Расчетная длина запуска

$$l_{an} = a \frac{R_s d}{4R_{bond}} 1 \frac{1}{4} \cdot \frac{435}{2,25} 0,028 = 1,35 \text{ м}$$

За счет приварки поперечных стержней можно уменьшить длину запуска на 30%

$$l_{an,min} = 0,7 \cdot 1,35 = 0,947 \text{ м.}$$

Таким образом, расстояние от внутренней грани опоры до торца балки должно быть не менее 947 мм ($\approx 34d$), что никогда не делается на практике для свободных опор.

На рис. 2 и 3 показаны абсолютные длины (запуска) анкеровки, вычисленные для различных классов бетона и арматуры, а на рис. 4 относительные в диаметрах арматуры.

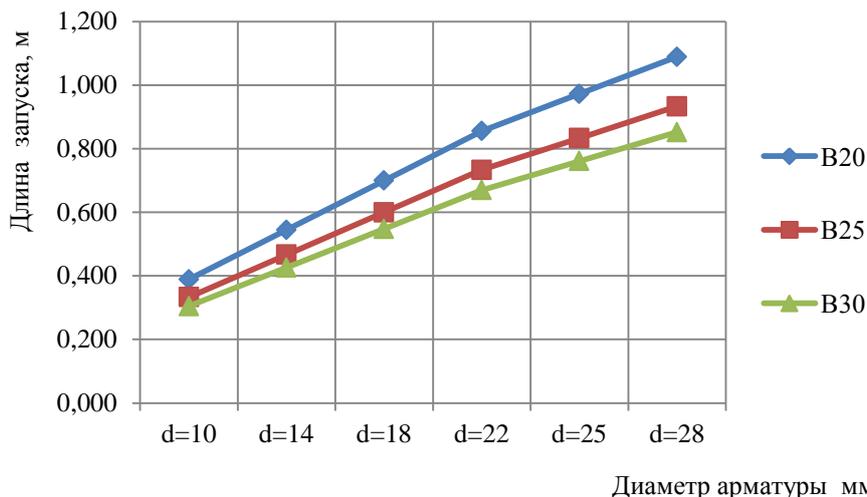


Рисунок 2 - Абсолютная длина запуска стержней для арматуры класса А400

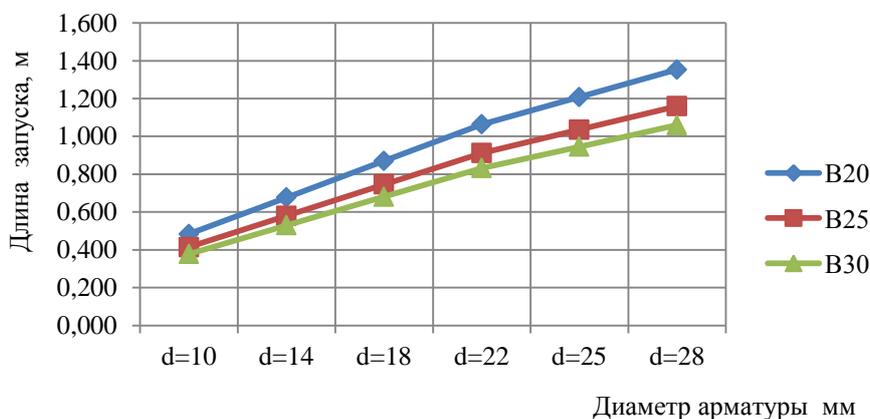


Рисунок 3 - Абсолютная длина запуска стержней для арматуры класса А500

В практическом проектировании длина запуска растянутых стержней за ось опоры не превышает 200-300 мм, что значительно меньше расчетных значений, определенных в соответствии [14-16]. Многолетний опыт эксплуатации конструкций с практической длиной запуска стержней не превышающей 300 мм показал надежность такого узла.

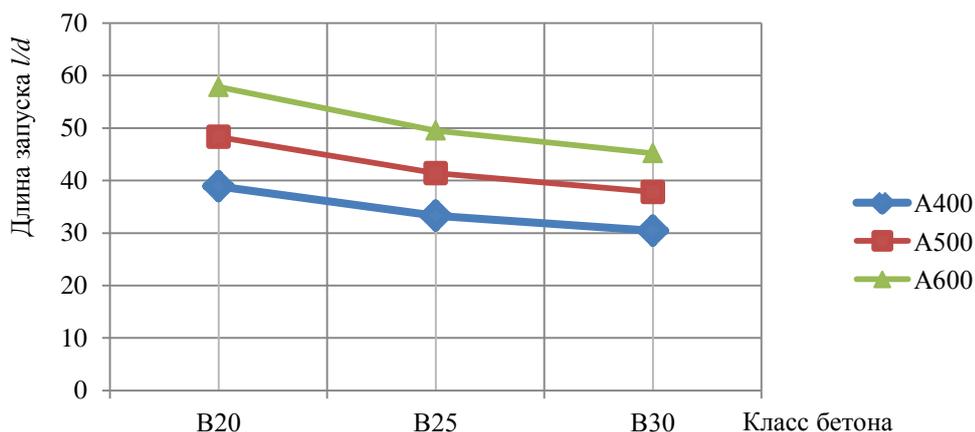


Рисунок 4 - Относительная длина запуска стержней для различных классов бетона и арматуры

Основные выводы и рекомендации

1. Редакция пункта СП 63 1333. 2012, п.10.3.27 нуждается в уточнении, так как в расчетной формуле (6) вводится расчетное сопротивление арматуры R_s , а в зоне площадки опирания, при равномерно распределенной нагрузке, напряжения в арматуре $\sigma_s < R_s$, а за центром опирания равны нулю.
2. Вычисленные значения запуска дают завышенные в 2-3 раза результаты, по сравнению со значениями предыдущих норм.
3. Напрямую, в изложенном в [21] варианте, формулы (6) или (9) применимы в случае наличия опорных моментов, по значению не меньших, чем пролетные, что необходимо оговаривать особо.
4. Для использования в практике проектирования железобетонных конструкций рекомендуется формула (7),
5. Представленные в работе результаты могут быть использованы при дальнейшем редактировании норм.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Малахова А.Н. Особенности и варианты крепления конструктивных элементов к бетонным и каменным основаниям с использованием анкерного крепежа / Малахова А.Н., Рашидов Б.Т. // Современная наука и инновации. - 2016. - №3(15). – С. 135-140.
2. Плотников В.В. Совершенствование стыков конструкций и монтажной оснастки в системе безригельного каркаса с целью ускорения его возведения / Плотников В.В., Копачева М.В. // Строительство и реконструкция. - 2014. - №2. – С. 28-35.
3. Бурак, И. А. Особенности требований по обеспечению анкеровки арматуры по нормам РБ и стран Евросоюза / И. А. Бурак, К. С. Казимиров; А. Е. Шилов // Современные методы расчетов и обследований железобетонных и каменных конструкций : материалы 69-й студенческой научно-технической конференции, 25 апреля 2013 года / ред. В. Ф. Зверев [и др.]. – Минск: БНТУ, 2014. – С. 18-22.
4. Анкеровка арматуры (базовая, прямая и с отгибом). [Электронный ресурс]. Режим доступа: http://pkbaxis.ru/stati/2016-04-27/ankerovka_armaturi. Дата обращения 12.01.18.
5. Малахова А.Н. Анкеровка арматуры при армировании монолитных перекрытий / Вестник МГСУ. - 2011. - №1-2. – С.103-106.
6. Тихонов И.Н. Стержневая арматура для железобетонных конструкций / Тихонов И.Н., Мешков В.З., Судаков Г.Н. // Бетон и железобетон. – 2004. - №5. - С. 18-23.
7. Семенов Д.А. Расчетное обоснование длины анкеровки продольного стержня ненапрягаемой арматуры периодического профиля в бетоне / Вестник гражданских инженеров. – 2015. - №2 (49). – С.53-57.
8. Тихонов И.Н. О нормировании анкеровки стержневой арматуры / Тихонов И.Н., Мешков В.З., Судаков Г.Н. // Бетон и железобетон. - 2006. - №3. – С. 2-7.
9. Тамразян А.Г., Фаликман В.Р. Основные требования к проектированию железобетонных конструкций по модельному кодексу ФИБ. Строительство и реконструкция. 2016. № 3(65). С. 71-77.

10. Тамразян А.Г. Бетон и железобетон: проблемы и перспективы. Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 7. Стр. 51-54.
11. Румянцева В.Е. К вопросам методики проведения испытаний анкеровки арматуры неметаллической композитной в бетоне / Румянцева В.Е., Караваев И.В. // Строительство и реконструкция. - 2015. - №1(57). - С. 108-113.
12. СНиП II-В.1-62. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. - М., 1962.
13. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. - М. 1984.
14. La norme NBN EN 1992-1-1 (Eurocode 2), 2013.
15. La norme NBN EN 1992-1-2 (Eurocode 2), 2013.
16. ТКП EN: 2004+AC:2008 IDT. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Мн.: Стройтехнорм 2010. - С. 22.
17. Manuel de calcul de Béton Armé selon EN1992-1.1 de déc. 2004.
18. International Organization for Standardization General Principles on Reliability of Structures. ISO, Geneva, ISO 2394.
19. Building Research Establishment. Structural Appraisal of Existing Buildings for Change of Use. BRE Digest 360. BRE, Garston, 1997.
20. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без преднапряжения арматуры (к СП 52-101-2003). М., 2005.
21. СП 63. 13330.2112. Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003, 2015.

Кузнецов Виталий Сергеевич

ФГБОУ "Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет"
(НИУ МГСУ), г. Москва
Кандидат технических наук, доцент
Доцент кафедры Архитектурно-строительного проектирования
E-mail: vitaly_gh2014@yandex.ru

Шапошникова Юлия Александровна

ФГБОУ "Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет"
(НИУ МГСУ), г. Москва
Кандидат технических наук
Доцент кафедры Железобетонных и каменных конструкций
E-mail: yuliatalyzova@yandex.ru

KUZNETSOV V. S., SHAPOSHNIKOVA YU. A.

**TO THE DETERMINATION OF THE ANCHORING LENGTH
OF A LONGITUDINAL STRETCHED REINFORCEMENT
ON EXTREME FREE SUPPORT**

The article presents the results of investigations of the stress-strain state of a bent element in the anchoring zone of reinforcement on free end supports. Procedures for determining the length of anchoring of reinforcement for the inner edge of the support are outlined in accordance with domestic and foreign norms. Absolute anchoring lengths for d_{10-28} rods are calculated using concrete classes B10, B20 and B30 and reinforcement bars A400 and A500. The dependency curves of the required anchoring length are plotted against the types of materials used. Based on the results of the numerical experiment, recommendations are given on the refinement of design standards in determining the anchoring length of the reinforcement for the inner edge of the free extreme support. A simplified formula is proposed for calculating the length of a straight anchoring. The results presented in the paper can be used in the further development and editing of norms.

Keywords. Anchoring, fittings, clamps, rod starting, free support, inner face, rod diameter, perimeter of the rod.

REFERENCES

1. Malakhova A.N. Osobennosti i varianty krepleniya konstruktivnykh elementov k betonnyim i ka-mennym osnovaniyam s ispol'zovaniyem ankerogo krepzha / Malakhova A.N., Rashidov B.T. // *Sovremennaya nauka i innovatsii*. - 2016. - №3(15). – S. 135-140.
2. Plotnikov V.V. Sovershenstvovaniye stykov konstruktсий i montazhnoy osnastki v sisteme bezri-gel'nogo karkasa s tsel'yu uskoreniya yego vozvedeniya / Plotnikov V.V., Kopacheva M.V. // *Stroitel'stvo i rekon-struktsiya*. - 2014. - №2. – S. 28-35.
3. Burak, I. A. Osobennosti trebovaniy po obespecheniyu ankerovki armatury po normam RB i stran Yevroso-yuza / I. A. Burak, K. S. Kazimirov; A. Ye. Shilov // *Sovremennyye metody raschetov i obsledovaniy zhelezobetonnykh i kamennykh konstruktсий : materialy 69-y studencheskoy nauchno-tehnicheskoy konferentsii, 25 ap-relya 2013 goda / red. V. F. Zverev [i dr.]*. – Minsk: BNTU, 2014. – S. 18-22.
4. Ankerovka armatury (bazovaya, pryamaya i s otgibom). [Elektronnyy resurs]. Rezhim dostupa: http://pkbaxis.ru/stati/2016-04-27/ankerovka_armaturi. Data obrashcheniya 12.01.18.
5. Malakhova A.N. Ankerovka armatury pri armirovani monolitnykh perekrytiy / *Vestnik MGSU*. - 2011. - №1-2. – S.103-106.
6. Tikhonov I.N. Sterzhnevaya armatura dlya zhelezobetonnykh konstruktсий / Tikhonov I.N., Meshkov V.Z., Sudakov G.N. // *Beton i zhelezobeton*. – 2004. - №5. - S. 18-23.
7. Semenov D.A. Raschetnoye obosnovaniye dliny ankerovki prodol'nogo sterzhnya nenapryagayemoy ar-matury periodicheskogo profilya v betone / *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*. – 2015. - №2 (49). – S.53-57.
8. Tikhonov I.N. O normirovani ankerovki sterzhnevoy armatury / Tikhonov I.N., Meshkov V.Z., Su-dakov G.N. // *Beton i zhelezobeton*. - 2006. - №3. – S. 2-7.
9. Tamrazyan A.G., Falikman V.R. Osnovnyye trebovaniya k proyektirovaniyu zhelezobetonnykh kon-struktсий po model'nomu kodeksu FIB. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2016. № 3(65). S. 71-77.
10. Tamrazyan A.G. Beton i zhelezobeton: problemy i perspektivy. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2014. № 7.Str.51-54.
11. Rumyantseva V.Ye. K voprosam metodiki provedeniya ispytaniy ankerovki armatury nemetalliche-skoy kompozitnoy v betone / Rumyantseva V.Ye., Karavayev I.V. // *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. - 2015. - №1(57). – S. 108-113.
12. SNiP II-V.1-62. Betonnyye i zhelezobetonnyye konstruktсии. Normy proyektirovaniya. - M., 1962.
13. SNiP 2.03.01-84. Betonnyye i zhelezobetonnyye konstruktсии. Normy proyektirovaniya. - M. 1984.
14. La norme NBN EN 1992-1-1 (Eurocode 2), 2013.
15. La norme NBN EN 1992-1-2 (Eurocode 2), 2013.
16. TKP EN: 2004+AC:2008 IDT. Yevrokod 2. Proyektirovaniye zhelezobetonnykh konstruktсий. Mn.: Stroytekhnorm 2010. - S. 22.
17. Manuel de calcul de Béton Armé selon EN1992-1.1 de déc. 2004.
18. International Organization for Standardization General Principles on Reliability of Structures. ISO, Geneva, ISO 2394.
19. Building Research Establishment. Structural Appraisal of Existing Buildings for Change of Use. BRE Digest 360. BRE, Garston, 1997.
20. Posobiye po proyektirovaniyu betonnykh i zhelezobetonnykh konstruktсий iz tyazhelogo betona bez pred-napryazheniya armatury (k SP 52-101-2003). M., 2005.
21. SP 63. 13330.2112. Betonnyye i zhelezobetonnyye konstruktсии. Aktualizirovannaya redaktsiya SNiP 52-01-2003, 2015.

Kuznetsov V. S.

Moscow State University of Civil Engineering (MGSU), Moscow
Candidate of Technical Sciences, Associate Professor
Associate Professor of the Department of Architectural and Construction Design
E-mail: vitaly.gh2014@yandex.ru

Shaposhnikova Yu. A.

Moscow State University of Civil Engineering (MGSU), Moscow
Candidate of Technical Sciences
Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures
E-mail: yuliatalyzova@yandex.ru

ОЦЕНКА СЕЙСМОСТОЙКОСТИ МНОГОЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ ПО РОССИЙСКИМ И ЕВРОПЕЙСКИМ НОРМАТИВНЫМ ДОКУМЕНТАМ

В данной статье приводится сопоставительный анализ двух разных нормативных документов по сейсмостойкому строительству, один из которых действует в нашей стране, а другой – на территории Европы. Для расчётного примера и для сопоставительного анализа сделан расчёт 10-ти этажного здания на сейсмостойкость по Российским и Европейским нормативным документам. По результатам расчёта получены и сопоставлены прочностные и деформативные характеристики, а также сопоставлены критерии по оценке сейсмостойкости. Установлено, что Европейский нормативный документ предъявляет более жёсткие требования к сейсмостойкости здания, чем Российский. Это следует из результатов расчёта рассмотренного здания. Перемещения вдоль осей X и Y в случае Европейских норм получаются почти в 4,5 раза выше. Значения прогиба плиты перекрытия выше в 2 раза, по сравнению с расчётом по Российским нормам. А процент армирования колонн при расчёте по Европейским нормам получился в 3,5 раза выше, чем при расчёте по Российским нормам, и в 1,5 раза выше максимального допустимого значения.

Ключевые слова: железобетон; сейсмостойкость; интенсивность сейсмического воздействия; частота собственных колебаний; спектральная кривая.

Обеспечение безопасности людей и минимизация повреждений зданий и сооружений при разных сочетаниях нагрузок учитывается в соответствии с определённым нормативным документом на этапе проектирования. Каждой страной регламентируется свой нормативный документ по оценке сейсмостойкости зданий и сооружений. Основными критериями для оценки сейсмостойкости [1,2,3] являются: прочностной критерий (должны выполняться все проверки несущих элементов по 1-ой группе предельных состояний)[4]; перемещения должны находиться в допустимых пределах. Не смотря на общий характер критериев, их параметры, допустимые значения и даже методы оценки различны, и до сих пор не существует анализа и сопоставления этих критериев. Именно поэтому вопрос оценки сейсмостойкости и разработки общих критериев по Российским и Европейским нормам актуален.

В основе метода расчёта с учётом сейсмического воздействия лежит спектральная теория. Данная теория вводит в обращение спектральные кривые, описывающие зависимости максимальных ускорений, скоростей или перемещений линейного осциллятора в функции периода собственных колебаний системы. По спектральным кривым, в свою очередь, определяются сейсмические силы, воздействующие на сооружение при землетрясениях. Сейсмические воздействия могут иметь любое направление в пространстве. При этом горизонтальные нагрузки от температурных и ветровых воздействий могут не учитываться [5,6].

По Российским нормам в соответствии с [7] расчетная сейсмическая нагрузка (силовая или моментная) S_{ik}^j по направлению обобщённой координаты с номером j , приложенная к точке k и соответствующая i -ой форме собственных колебаний зданий или сооружений, определяется по формуле

$$S_{ik}^j = K_0 \cdot K_1 \cdot S_{0ik}^j,$$

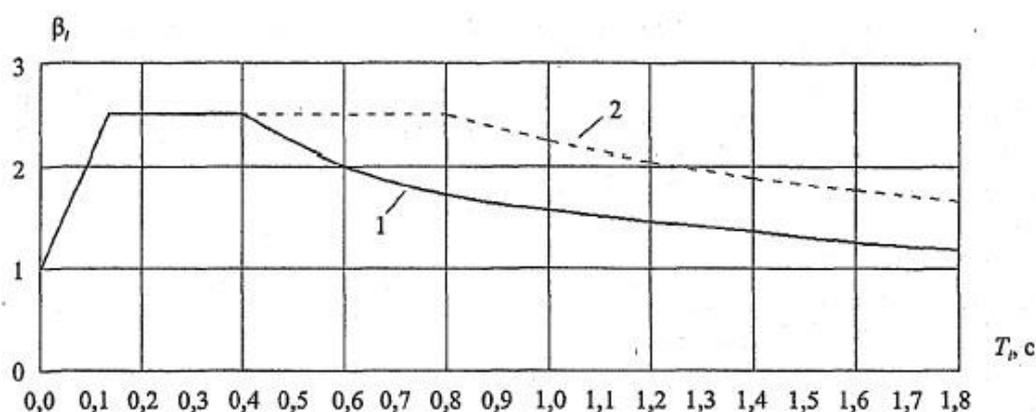
где S_{0ik}^j - значение сейсмической нагрузки для i -ой формы собственных колебаний здания, определяемое в предположении упругого деформирования конструкции по формуле

$$S_{0ik}^j = m_k^j \cdot A \cdot \beta_i \cdot K_{\psi} \cdot \eta_{ik}^j,$$

где β_i - коэффициент динамичности, соответствующий i -ой форме собственных колебаний здания;

Значение коэффициента динамичности β_i принимается в зависимости от расчётного периода собственных колебаний здания T_i и грунтовых условий. По значениям периода собственных колебаний и соответствующих коэффициентов динамичности, строится спектральная кривая (рисунок 1,а) – по Российским нормам.

а)



б)

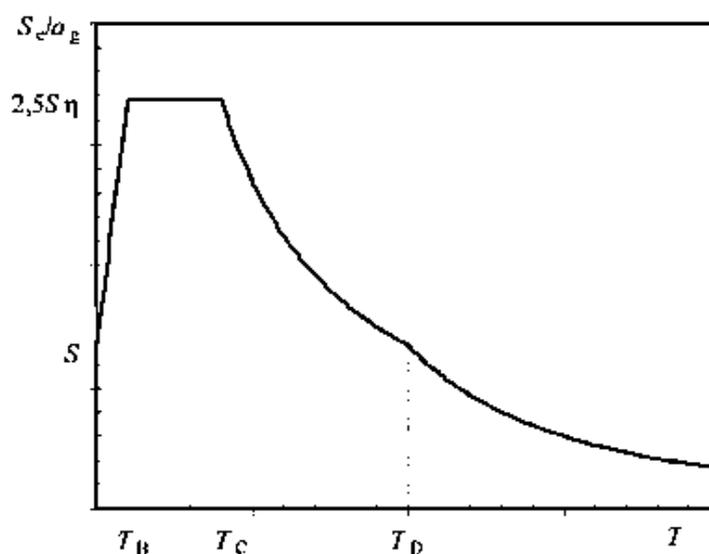


Рисунок 1 – Спектральные кривые: а) по Российским нормам; б) по Европейским нормам

По Европейским нормам, в соответствии с [8,9,10], эффекты сейсмического воздействия могут быть определены посредством приложения к двум плоским моделям горизонтальных сил F_i по всем этажам

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j},$$

где F_b - горизонтальная сила, действующая на i -ом этаже;

Если основная форма колебаний аппроксимируется горизонтальными перемещениями, которые увеличиваются линейно по высоте, то горизонтальные силы F_i могут быть определены по формуле

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j},$$

Горизонтальное сейсмическое воздействие описывается двумя ортогональными составляющими, считающимися независимыми и описанными одинаковыми спектрами реакции. Для данного направления воздействия спектр упругой реакции $S_e(T)$ (аналог коэффициента динамичности российского нормативного документа) определяется в зависимости от периода собственных колебаний Рисунок 1б – по Европейским нормам.

Сейсмостойкость обеспечивается в основном по 2 критериям, главный из которых прочностной. Должны выполняться все проверки несущих элементов по 1-й группе предельных состояний в соответствии с действующими нормативными документами. Одинаково действителен при расчётах как по Российским, так и по Европейским нормативным документам.

Критерий перемещений. При сейсмическом воздействии здание подвергается колебательным движениям, в связи с чем имеет по высоте перемещения своих узлов. В соответствии с Российскими нормами [11] допустимым перемещением считается 1/500 от высоты здания. В нашем случае это:

$$u \leq \frac{H}{500} = \frac{33000}{500} = 66 \text{ мм},$$

где H – это высота здания.

В Европейских нормам [12] также есть данное положение, но в отличие от Российских, учитывается перемещение в пределах этажа. В нашем случае:

$$\Delta u_i \leq \frac{\Delta H}{300} = \frac{3300}{300} = 11 \text{ мм},$$

где ΔH – это высота этажа, Δu_i – поперечное смещение по высоте этажа H_i .

Допустимые прогибы. Данный пункт скорее относится к прочностным расчётам и показывает корректность подобранного армирования. В соответствии с Российскими нормативными документами допустимые прогибы плиты перекрытия составляют 1/200 от величины пролёта. В нашем случае это:

$$f \leq \frac{l}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ мм},$$

по Европейским нормам:

$$f \leq \frac{l}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ мм},$$

Для сопоставительного анализа нормативных документов был проведён расчёт железобетонного десятиэтажного здания на сейсмостойкость по Российским и Европейским нормативным документам с помощью программного комплекса ПК ЛИРА-САПР R5.

По исходным принятым данным, а именно: конструктивной системе здания, размерам в плане, шаге колонн и этажности – задаём геометрическую модель здания (рис. 2).

Конструктивная система рамно-связевая [13,14]. Колонны размером 500x700 мм, Пилонны: 500x950мм. Плита перекрытия толщиной 180мм.

Диафрагмы жёсткости, представляющие собой стены лифтовых шахт и лестничных клеток, имеют толщину 200 мм.

Расчёт по Российским нормативным документам

Для заданных динамических воздействий формировалась таблица динамических нагрузений из статических нагрузок, где каждому будущему динамическому нагружению (а

это сейсмические нагрузки по осям X, Y, Z) присваивается каждое статическое через коэффициент сочетаний, а именно: 0,9 для постоянных нагрузок; 0,8 для долговременных нагрузок; 0,5 для кратковременных нагрузок.

После этого составим таблицу динамических нагружений, где первым делом выбираем соответствующий норматив СП 14.13330.2014, а также следующие параметры в соответствии с данным документом:

$K_0=1$ – коэффициент, учитывающий назначение здания и его ответственность;

$K_A=1$ – табличный коэффициент;

$K_j=0,4$ – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения здания;

$K_{psi}=1$ – коэффициент, учитывающий способность рассеивания энергии.

А также сейсмичность площадки в баллах $S=8$ баллов.

Расчёт по Европейским нормативным документам

Расчётная схема остаётся прежней (рис. 2). Полностью перезадаётся жёсткость материалов, составляется новая таблица РСН и таблица динамических нагружений.

В таблице динамических нагружений задаются следующие коэффициенты в соответствии с [2,5,17]:

Поправочный коэффициент для сейсмических сил – 1;

Ускорение – $2,8 \text{ м/с}^2$, в соответствии с [15]. Данное ускорение соответствует сейсмической интенсивности в 8 баллов;

Тип спектра – Тип 1;

Фактор поведения -1;

Фактор региона -1;

Фактор нижней границы спектра -0,2.

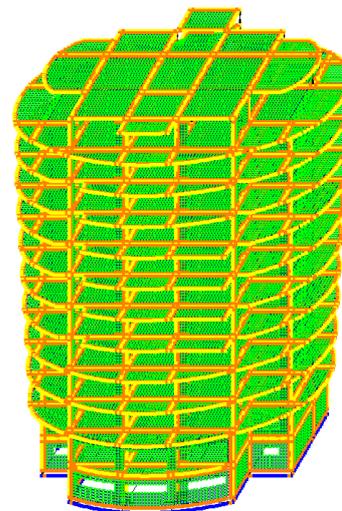


Рисунок 2 – Расчётная схема здания

Анализ полученных результатов

По результатам здание не удовлетворяет требованиям расчёта по 1-ой группе предельных состояний по Европейским нормам. Это связано с недопустимо большими получившимися значениями продольного армирования несущих пилонов, где площадь армирования на 1м^2 доходила до 229 см^2 , а также поперечного армирования колонн, где площадь достигает 100 см^2 . Также стоит отметить недопустимо большой процент армирования несущих колонн при расчёте по европейским нормам. По расчётам его значение достигало 9,9 %. Для сравнения, по Российским нормам получилось 2,86 %. Допустимым значением является 6%.

В таблице 2 представлены результаты по максимальным прогибам плит перекрытия и перемещениям здания относительно основания вдоль осей X и Y.

Таблица 2 – Перемещения и прогибы конструкции

		По Российским нормам	По Европейским нормам (по высоте здания)	По Европейским нормам (в пределах этажа)
Максимальный прогиб		21,8	39,6	39,6
Перемещение	По X	29	136	3,2
	По Y	31,6	139	9,5

Как видно из результатов расчёта, условие прогиба не выполняется в расчёте по европейским нормам. Перемещения по высоте здания получаются почти в 4,5 раза больше, чем при

расчёте по Российским нормам. Однако в пределах этажа условие по европейским нормам выполняется. На рисунке 3 представлена визуализация перемещений вдоль оси Y здания при расчёте по Российским (а) и Европейским (б) нормам. Как видно из рисунков, оба здания за счёт колебания испытывают значительные перемещения. По Российским нормам максимальное значение перемещения достигает 31,6мм, а по Европейским-139мм.

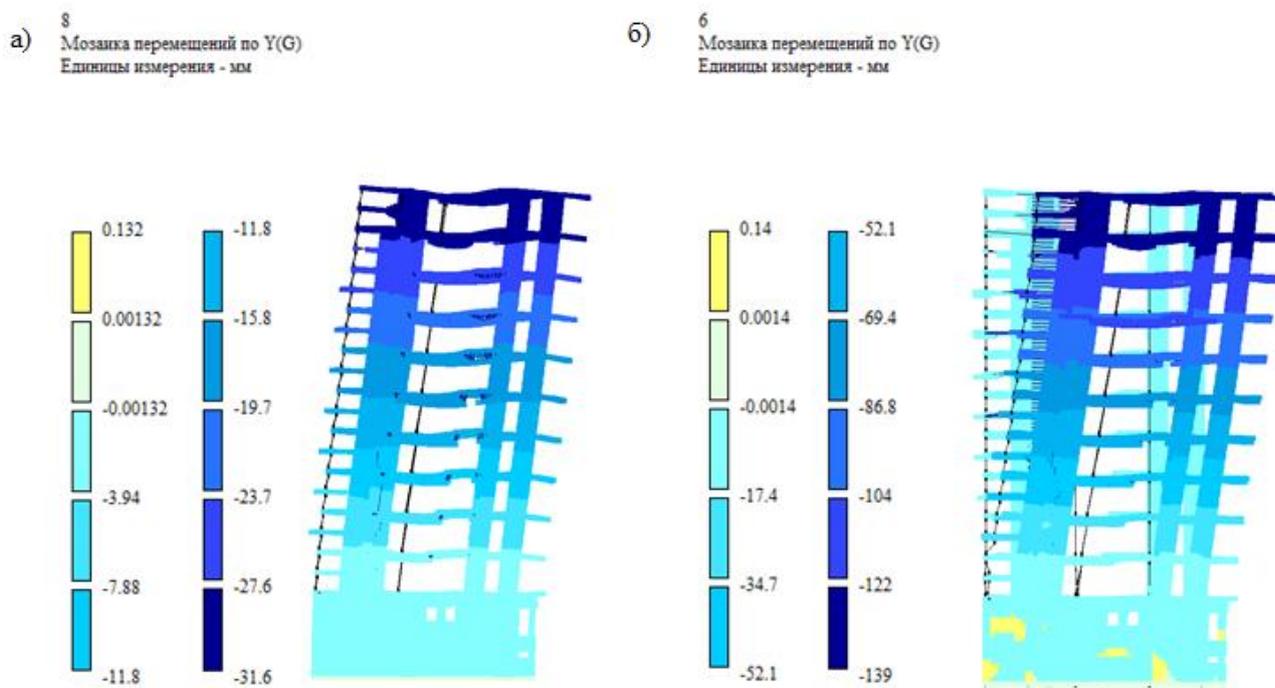


Рисунок 3 – Изополя перемещений: а) при расчёте по Российским нормам; б) при расчёте по европейским нормам

По результатам расчёта также получены формы колебаний и соответствующие им собственные значения периода колебаний здания, представленные в таблице 3. По значениям периода собственных колебаний мы можем построить спектральную кривую (а), а также спектр упругих реакций (б) рисунок 4, показывающие зависимость максимальных ускорений в функции периода собственных колебаний.

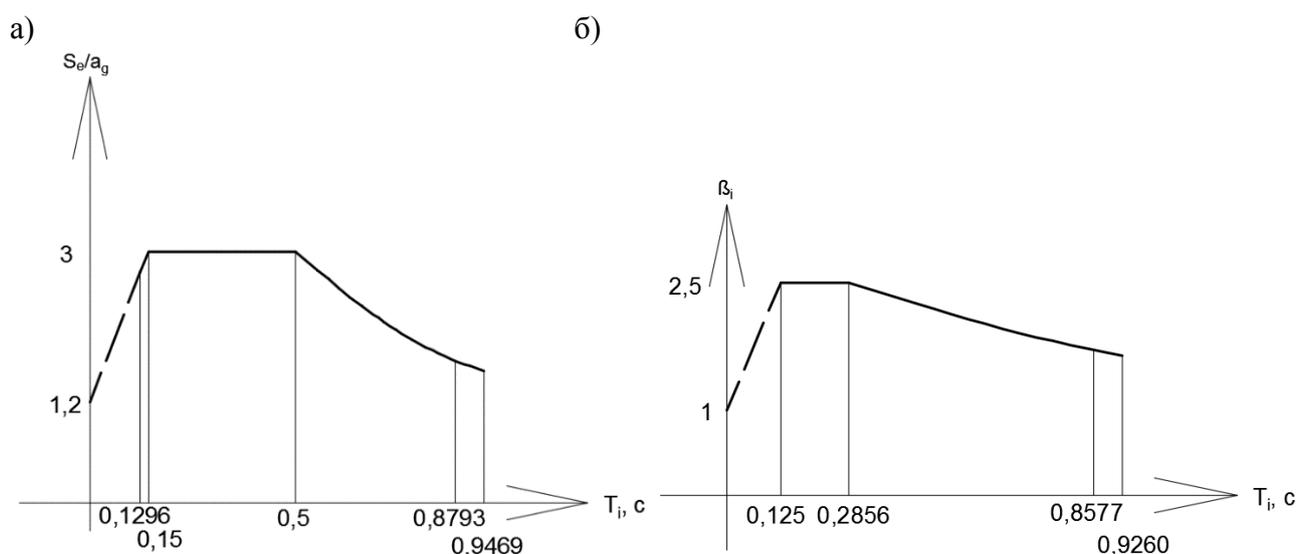


Рисунок 4 – Спектральные кривые: по результатам расчёта по Российским нормам (а); спектр упругих реакций по результатам расчёта по Европейским нормам (б)

Таблица 3 – Значения периодов собственных колебаний

		Период собственных колебаний(СП)	Период собственных колебаний(Еп)
Формы колебаний	1	0,9261	0,9469
	2	0,9260	0,9483
	3	0,8577	0,8793
	4	0,2856	0,2946
	5	0,2660	0,2732
	6	0,2600	0,2673
	7	0,1742	0,1800
	8	0,1636	0,1676
	9	0,1513	0,1553
	10	0,1435	0,1445
	11	0,1393	0,1437
	12	0,1389	0,1362
	13	0,1317	0,1352
	14	0,1304	0,1348
	15	0,1287	0,1328
	16	0,1276	0,1323
	17	0,1257	0,1303
	18	0,1250	0,1296

Выводы

По результатам расчёта многоэтажного каркасного здания на сейсмостойкость по Российским и Европейским нормативным документам, было установлено:

1. Здание, рассчитанное по Европейским нормам не проходит по критерию прочности. Динамическая нагрузка сейсмического воздействия задаётся из статических нагружений, коэффициенты сочетания у которых больше, чем по Российским нормам, поэтому сейсмическая нагрузка получается выше.

2. Перемещения по осям X и Y удовлетворяют соответствующим требованиям, но как показывают результаты, перемещения по высоте при расчёте по Европейским нормам получаются почти в 4,5 раза больше, чем при расчёте по Российским нормам.

3. Расчёт на прогиб по Европейским нормам не пройден, что говорит о недостаточной несущей способности рассчитанного здания. Его значения получились почти в 2 раза больше, чем при расчёте по Российским нормам.

4. Процент армирования колонн при расчёте по Европейским нормам недопустимо высок. Его значение получается почти на 3,5 раза выше, чем при расчёте по Российским нормам и в 1,5 раза выше допустимых норм.

5. Расчётная схема в случае использования Европейских норм не удовлетворяет требованиям сейсмостойкости. Необходимо пересмотреть расчётную схему или же применить особые мероприятия по обеспечению сейсмостойкости.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Тонких Г. П. Основы строительного нормирования. Методические указания - М.: МГСУ, 2015.
2. EN 1998-1 Еврокод 8. Проектирование сейсмостойких конструкций. - 1998. - 252с.
3. Айзенберг Я.М. Сейсмостойкие многоэтажные здания с железобетонным каркасом / Я.М. Айзенберг, Э.Н. Кодыш, И.К. Никитин, В.И. Смирном, Н.Н. Трекин. – Москва: Издательство Ассоциация строительных вузов, 2012. – 264 с.
4. Кабанцев О. В., Тонких Г. П. Оценка сейсмостойкости существующих зданий [Электронный ресурс]. – URL: https://scadsoft.com/download/2013Kiev/Seismostoikost_zdaniy.pdf

5. Бедов А.И. Влияние сухого вязкого трения при сейсмических колебаниях зданий и сооружений / А.И. Бедов, А.Г. Тамразян, Р.Г. Арутюнян // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. - 1998. - № 4. - С. 36-42.
6. Тамразян А.Г. О влиянии внешнего давления сооружений на степень передачи сейсмических воздействий / А.Г. Тамразян, Р.А. Атабекян // Жилищное строительство. - 2003. - № 6. - С. 19.
7. СП 14.13330.2014 (актуализированный СНиП II-7-81*). Строительство в сейсмических районах. М., 2014. - 178с.
8. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 8: проектирование сейсмостойких конструкций : пер. с англ. / М. Фадрис и др. – Москва: МГСУ 2013. 484 с.
9. Fardis, M.N. (2004) A European perspective for performance-base seismic design. In: Proceeding of the international workshop on performance-based seismic design – Concepts and Implementation. Bled.
10. Institution of Structural Engineers (2006) Manual for the design of concrete building structures to Eurocode 2. Institution of Structural Engineers, London.
11. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*/ -М., 2017.
12. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 1: Воздействия на сооружения. Х. Гульванесян, П. Формичи и др. М.: МГСУ, 2011. – 340 с.
13. Мкртычев О. В.. Исследование сейсмостойкости железобетонных зданий различных конструктивных схем / О.В. Мкртычев, В.Б. Дорожинский, Д.С. Сидоров // Вестник МГСУ. – 2015. – С. 66-74.
14. Тамразян А.Г. Особенности расчета изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения согласно ЕС2 // Бетон и железобетон. - 2012. - № 1. - С. 19.
15. ГОСТ 57546-2017. Землетрясения. Шкала сейсмической интенсивности. - М, 2017 - 32с.

Аветисян Левон Аветисович

НИУ МГСУ, г. Москва

Канд. тех. наук, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций

E-mail: avetisyanlevon@inbox.ru

Скорняков Тимофей Сергеевич

НИУ МГСУ, г. Москва

Магистр кафедры железобетонных и каменных конструкций

E-mail: timaskorniyakov@mail.ru

AVETISYAN L.N., SKORNYAKOV T.S.

ESTIMATION OF SEISMIC RESISTANCE OF MULTI-STOUREY FRAME BUILDING ACCORDING TO RUSSIAN AND EUROPEAN NORMATIVE DOCUMENTS

This article provides a comparative analysis of two different normative documents on earthquake engineering, one of which operates in our country and the other in Europe. For the calculation example and the comparative analysis of estimated 10-storey buildings on the seismic resistance of Russian and European normative documents. Based on the calculation results obtained and the associated strength and deformation characteristics, and the associated criteria for evaluation of seismic resistance. It is established that the European normative document imposes more stringent requirements on the seismic resistance of the building than the Russian. This follows from the calculation results of the considered building. Move along X and Y axes in the case of the European rules make it almost 4.5 times higher. The variation of the deflection of the slab above in 2 times in comparison with calculation in accordance with Russian standards. And the percentage of reinforcement of columns in the calculation according to European norms turned out to be 3.5 times higher than calculated according to Russian norms, and 1.5 times higher than the maximum permissible value.

Key words: reinforced concrete; seismic resistance; the intensity of the seismic excitation; natural frequency; spectral curve.

REFERENCES

1. Tonkikh G. P. Osnovy stroitel'nogo normirovaniya. Metodicheskiye ukazaniya - M.: MGSU, 2015.
2. EN 1998-1 Yevrokod 8. Proyektirovaniye seysmostoykikh konstruksiy. - 1998. - 252s.
3. Ayzenberg YA.M. Seysmostoykiye mnogoetazhnyye zdaniya s zhelezobetonnyim karkasom / YA.M. Ayzenberg, E.N. Kodysh, I.K. Nikitin, V.I. Smirnom, N.N. Trekin. – Moskva: Izdatel'stvo Assotsiatsiya stroitel'nykh vu-zov, 2012. – 264 s.
4. Kabantsev O. V., Tonkikh G. P. Otsenka seysmostoykosti sushchestvuyushchikh zdaniy [Elektronnyy resurs]. – URL: https://scadsoft.com/download/2013Kiev/Seismoikost_zdaniy.pdf
5. Bedov A.I. Vliyaniye sukhogo vyazkogo treniya pri seysmicheskikh kolebaniyakh zdaniy i sooruzheniy / A.I. Bedov, A.G. Tamrazyan, R.G. Arutyunyan // Seysmostoykoye stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzheniy. - 1998. - № 4. - S. 36-42.
6. Tamrazyan A.G. O vliyanii vneshnego davleniya sooruzheniy na stepen' peredachi seysmicheskikh vozdeystviy / A.G. Tamrazyan, R.A. Atabekyan // Zhilishchnoye stroitel'stvo. - 2003. - № 6. - S. 19.
7. SP 14.13330.2014 (aktualizirovannyi SNIIP II-7-81*). Stroitel'stvo v seysmicheskikh rayonakh. M., 2014. - 178s.
8. Rukovodstvo dlya proyektirovshchikov k Yevrokodu 8: proyektirovaniye seysmostoykikh konstruksiy : per. s angl. / M. Fardis i dr. – Moskva: MGSU 2013. 484 s.
9. Fardis, M.N. (2004) A European perspective for performance-base seismic design. In: Proceeding of the international workshop on performance-based seismic design – Concepts and Implementation. Bled.
10. Institution of Structural Engineers (2006) Manual for the design of concrete building structures to Eurocode 2. Institution of Structural Engineers, London.
11. SP 20.13330.2016 Nagruzki i vozdeystviya. Aktualizirovannaya redaktsiya SNIIP 2.01.07-85*/ -M., 2017.
12. Rukovodstvo dlya proyektirovshchikov k Yevrokodu 1: Vozdeystviya na sooruzheniya. KH. Gul'vanesyan, P. Formichi i dr. M.: MGSU, 2011. – 340 s.
13. Mkrtychev O. V.. Issledovaniye seysmostoykosti zhelezobetonnykh zdaniy razlichnykh konstruktivnykh skhem / O.V. Mkrtychev, V.B. Dorozhinskiy, D.S. Sidorov // Vestnik MGSU. – 2015. – S. 66-74.
14. Tamrazyan A.G. Osobennosti rascheta izgibayemykh zhelezobetonnykh elementov pryamougol'nogo secheniya soglasno EC2 // Beton i zhelezobeton. - 2012. - № 1. - S. 19.
15. GOST 57546-2017. Zemletryaseniya. Shkala seysmicheskoy intensivnosti. - M, 2017 - 32s.

Avetisyan L.A.

NRU MSUCE, Moscow

Candidate of Tech. Science, associated prof. of department of reinforced concrete and masonry

E-mail: avetisyanlevon@inbox.ru

Skornyakov T.S.

NRU MSUCE, Moscow

Master student of department of department of reinforced concrete and masonry

E-mail: timaskornyakov@mail.ru

ВАНУС Д.С.

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ НА ДЕЙСТВИЕ МГНОВЕННОГО ИМПУЛЬСА С УЧЕТОМ ДЕФОРМИРОВАНИЯ АРМАТУРЫ КАК ВАНТ

В работе принята динамическая нагрузка в виде мгновенного импульса, моделируемого нагрузкой большой интенсивности. В случае обеспечения прочности стыковых соединений и достаточной анкеровки стержней арматуры разрушение бетона сжатой зоны приводит к возникновению в нижней и верхней арматуре продольных растягивающих сил N , а расчетной схемой балки становится вантовая система. Получены уравнения движения ванта с постоянной продольной растягивающей силой N . Предложен метод оценки балочных конструкций при учете работы в упругой и пластической стадии, а также в стадии деформирования арматуры как вантовой системы. Для динамического расчета железобетонных конструкций на взрывные и ударные нагрузки использованы методы динамики сооружений. Предельные моменты определяются с учетом динамических сопротивлений арматуры и бетона.

Ключевые слова: балочные конструкции, динамический расчет, действие мгновенного импульса, деформирование арматуры как вантовой системы.

1. Общее положение

Наиболее эффективными являются конструкции с большим запасом пластических деформаций (при арматуре с физическим пределом текучести), когда деформирование балки происходит последовательно в упругой и пластической стадиях и после разрушения бетона в сжатых зонах сосредоточенных пластических шарнирах арматура превращается в ванты.

Динамическая нагрузка в виде мгновенного импульса является расчетной моделью нагрузки большой интенсивности с очень малым временем действия θ , когда $\omega\theta \leq 1,5T$, где ω круговая частота колебаний балки. Величина импульса будет равна $i = 0,5p\theta = 0,125pT$.

Рассмотрена однопролетная балка постоянного поперечного сечения, закрепление опор, возможно шарнирное, жесткое и податливое. Импульсная i и статическая q_{st} нагрузки собираются с ширины загрузения и равномерно распределены по пролету.

Для динамического расчета балки использованы методы, изложенные в работах [1-5].

2. Расчет балки в упругой стадии

Под упругой понимается стадия, в которой арматура деформируется в упругой стадии и возможны трещины в растянутой зоне.

Для решения уравнения движения балки применяется приближенный метод, в которой для динамического и статического прогибов принимаются выражения

$$y_1(x, t) = F(x)T_1(t); Y_{st}(x) = q_{st}F(x), \quad (1)$$

где $F(x)$ - прогиб балки от единичной нагрузки,

$T_1(t)$ - функция динамичности, удовлетворяющая уравнению

$$T_1(t) + \omega^2 T_1 = 0, \quad (2)$$

где ω - круговая частота колебаний балки $\left(\omega^2 = \frac{\int F(x)dx}{m \int F^2(x)dx}\right)$

Начальное значение $T_1(0)$ находится из уравнения количеств движения при $t = 0$

$$m \frac{\partial y_1}{\partial t} = mF(x)T_1(0) = i,$$

Отсюда $T_1(0) = i\omega^2$ и при $T_1(0) = 0$ будет

$$T_1(t) = i\omega \sin \omega t, T_1(t) = i\omega^2 \cos \omega t, \quad (3)$$

величина ω определяется по формуле

$$\omega = \frac{\lambda^2}{l^2} \sqrt{\frac{B}{m}}, \quad (4)$$

Значения $\lambda^2 = \pi^2; 22,4; 15,4$ – при закреплениях концов балки соответственно шарнирно, жестко, податливо,

B - изгибная жесткость балки в стадии с трещинами, равная

$$B = 0.8E_s A_s (h_0 - x)(h_0 - 0.5x). \quad (5)$$

Максимальное значение предельного упругого прогиба определяется по формуле

$$y_{bl} = q_{ud} F\left(\frac{l}{2}\right), \quad (6)$$

где q_{ud} - предельная нагрузка, определяемая методом предельного равновесия с учетом динамического сопротивления арматуры и бетона. При близких предельных опорных моментов принимается

$$q_{ud} = \frac{8}{l^2} (M_{ud}^{sn} + M_{ud}^{snp}), \quad (7)$$

где $M_{ud}^{sn}, M_{ud}^{snp}$ - предельные пролетные и опорные моменты

В момент времени t_1 конца упругой стадии справедливо соотношение для максимальных прогибов

$$F\left(\frac{l}{2}\right) T_1(t_1) + q_{st} F\left(\frac{l}{2}\right) = q_{ud} F\left(\frac{l}{2}\right).$$

Отсюда с учетом (3) следует зависимость

$$\sin \omega t_1 = \gamma_i, \gamma_i = \frac{q_{ud} - q_{st}}{i\omega} \quad (8)$$

где γ_i - коэффициент динамичности по нагрузке.

Прогиб и скорость балки в конце упругой стадии равна

$$y_1(x, t_1) = F(x) T_1(t_1) = F(x)(q_{ud} - q_{st})$$

$$y_1(x, t_1) = F(x) T_1(t_1) = F(x) i\omega^2 \sqrt{1 - \gamma_i^2} \quad (9)$$

3. Расчет балки в пластической стадии

Расчетная схема балки представлена в виде механизма из двух жестких половин в общем случае с тремя пластическими шарнирами.

Перемещение балки в пластической стадии принимается равным:

$$y_2(x, t) = \varphi(t)x; \quad 0 \leq x \leq \frac{l}{2}, \quad t \geq t_1, \quad (10)$$

где $\varphi(t)$ – угол поворота половины балки, уравнение движения для которого получено на основе принципа возможных перемещений.

$$\frac{ml^3}{24} \varphi = \frac{q_{st} l^2}{8} - (M_{ud}^{sn} + M_{ud}^{snp})$$

Отсюда с учетом соотношения (8) получено уравнение

$$\varphi = -A_2; \quad A_2 = \frac{3P}{ml} (q_{ud} - q_{st}), \quad \varphi = -A_2 t_2 + \varphi_0, \quad \varphi = \frac{A_2 t_2}{2} + \varphi_0 t_2 \quad (11)$$

Начальную угловую скорость $\dot{\varphi}_0$ находят из равенства количества движения балки в конце упругой и в начале пластической стадии [4]

$$\int_0^l F(x) dx T_1(t_1) = 2 \int_0^{l/2} \varphi_0 x dx = \frac{l^2}{4} \varphi_0, \quad \varphi_0 = \frac{l^3}{c_0 B} T_1(t_1); \quad \int_0^l F(x) dx = \frac{l^5}{4c_0 B}, \quad (12)$$

где $c_0=30,80,180$ – при шарнирных, податливых и жестких закреплениях опор.

Конец пластической стадии характеризуется предельным углом раскрытия

в пластическом шарнире равным

$$\psi_u = \frac{0.004}{\xi}, \xi = \frac{R_{sd}}{R_{bd}} \mu, \quad (13)$$

полученным на основе работы [6,7,10]

Время t_2 конец пластической стадии определяется из соотношения

$$\psi(t_2) = 2\varphi(t_2) = -A_2 t_2^2 + 2\varphi_0 t_2 = \psi_u. \quad (14)$$

Отсюда

$$\bar{t}_2 = \frac{\dot{\varphi}_0}{A_2} - \sqrt{\frac{\dot{\varphi}_0^2}{A_2^2} - \frac{\psi_u}{A_2}}. \quad (15)$$

При этом должно выполняться условие $\frac{\dot{\varphi}_0^2}{A_2} > \psi_u$

Обеспечивающее достижение балки предельного угла раскрытия прогиб и скорость балки в конце пластической стадии равны

$$y_2\left(\frac{l}{2}, \bar{t}_2\right) = \varphi(t_2) \frac{l}{2}, y_2(x, t) = \dot{\varphi}(t_2)x$$

4. Расчет арматуры как вант

После разрушения бетона сжатой зоны согласно условию (14) во всей арматуре (нижней и верхней) возникает продольная растягивающая сила $R_{sd}A_s$ и расчетной схемой балки становится вантовая система, если обеспечена прочность стыковых соединений [12] и анкеровки стержней арматуры. Перемещение ванта обозначено $W(x, t)$.

Уравнение движения ванта с постоянной продольной растягивающей силой H имеет вид [1,11]:

$$-H \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + m \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = q_{st}. \quad (16)$$

Для решения этого уравнения метод Бубнова-Галёркина [13]

При заданной зависимости

$$W(x, t) = Z(t) \sin \frac{\pi x}{l}. \quad (17)$$

Для функции динамичности $Z(t)$ получено уравнение

$$\ddot{z} + \omega_s^2 z = \frac{4q_{st}}{\pi m}, \omega_s^2 = \frac{\pi^2 H}{l^2 m} \quad (18)$$

Отсюда получены зависимости

$$Z(t) = \frac{\dot{z}_0}{\omega_s} \sin \omega_s t + \frac{4p^* l^2}{\pi^3 H} (1 - \cos \omega_s t), \quad (19)$$

$$\dot{Z}(t) = \dot{Z}_0 \cos \omega_s t + \frac{4p^* l^2}{\pi^3 H} \omega_s \sin \omega_s t, \quad (20)$$

Начальную скорость \dot{Z}_0 определяют из условия равенства количеств движения балки в момент ее разрушения и вантовой системы в момент ее образования. Согласно (11) будет:

$$\int_2^{l/2} (-A_2 \bar{t}_2 + \dot{\varphi}_0) x dx = \dot{Z}_0 \int_0^1 \sin \frac{\pi}{l} x dx.$$

Отсюда

$$\dot{Z}_0 = \frac{\pi l}{8} (-A_2 \bar{t}_2 + \dot{\varphi}_0).$$

Время достижения максимального провиса определяется из уравнения $z(t_m) = 0$; с учетом (20) получено $t g w_s t_m = -\frac{A}{B}$, где $A = \frac{\dot{z}_0}{w_s}$; $B = \frac{4p l^2}{\pi^3 H}$.

Максимальный провис будет равен

$$Z_{max} = B + \sqrt{A^2 + B^2}.$$

Полный прогиб балки определяется из выражения

$$f_0 = f + z_{max}, f = f_u + f_{nl} = q_{nd} F \left(\frac{l}{2} \right) + \varphi(t_2) \frac{l}{2}.$$

Для обеспечения ванта от разрыва требуется условие

$$\varepsilon_{max} = \frac{\pi^2}{4l^2} (2fz_{max} + z_{max}^2) \leq \varepsilon_u = 0,6\varepsilon_{su},$$

где ε_{sn} - предельная относительная деформация арматуры при разрыве.

Требуется также проверка балки по прогибу

$$f_n \leq f_{доп},$$

где $f_{доп}$ - допустимый прогиб, зависящий от высоты внутренних конструкций, оборудования и т.п.

Выводы

Конструкции перекрытий после раздробления бетона сжатой зоны следует рассматривать как ванта, деформирующиеся в пластической стадии. При этом прочность конструкций обеспечивается растянутой арматурой, воспринимающей продольные усилия. Учет деформирования арматуры как вант позволяет обеспечить защиту конструкций перекрытий от обрушения без дополнительного их усиления после разрушения колонны [8,9].

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Попов Н.Н. Расчет конструкций на динамические специальные нагрузки / Н.Н. Попов, Б.С. Расторгуев, А.В. Забегаев.-М.: «Высшая школа», 1992.
2. Попов Н.Н. Динамический расчет железобетонных конструкций / Н.Н. Попов, Б.С. Расторгуев. - М.: Стройиздат, 1974
3. Кодекс-образец ЕКБ/ФИП. М.: НИИЖБ, 1984
4. Расторгуев Б. С. Оценка безопасности железобетонных конструкций при чрезвычайных ситуациях техногенного характера / Б.С. Расторгуев, Д.С. Ванус // Строительство и реконструкция. – 2014. - №6 (56).
5. Расторгуев Б.С. Прочность железобетонных конструкций зданий взрывоопасных производств и специальных сооружений, подверженных кратковременным динамическим воздействиям. Дисс. докт. техн. наук. М: МИСИ, 1987.
6. Ванус Д.С. Прочность железобетонных балочных конструкций при учете деформирования арматуры как вантовой системы при действии особых динамических нагрузок // Строительство и реконструкция. – 2017. - №4 (72)
7. Алмазов, В.О. Проблемы сопротивления зданий прогрессирующему разрушению / В.О. Алмазов, А.И. Плотников, Б.С. Расторгуев // Вестник МГСУ. – 2011. – № 2–1. – С. 16–20.
8. Расторгуев, Б.С. Методы расчета зданий на устойчивость против прогрессирующего разрушения / Б.С. Расторгуев // Вестник Отделения строительных наук Российской академии архитектуры и строительных наук. – 2009. – № 13. – С. 15-20.
9. Расторгуев, Б.С. Обеспечение живучести зданий при особых динамических воздействиях / Б.С. Расторгуев // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2003. – №4. – С. 45–48.
10. Расторгуев Б.С. Проектирование зданий и сооружений при аварийных взрывных воздействиях / Б.С. Расторгуев Б.С., Плотников А.И., Хуснутдинов Д.З.. – М.: АСВ, 2007. – 152с.
11. Расторгуев, Б.С. Аварии и катастрофы. Предупреждение и ликвидация последствий, том 6 / Б.С. Расторгуев // Динамика железобетонных плит при взрывных нагрузках. / под. ред. В.А. Котляревского[и др.]. – М.: Издательство АСВ, 2003. – с. 343-365.
12. Тамразян, А. Г. Надежность и защита московских массовых серий от прогрессирующего обрушения при ЧС природного и техногенного характера [Текст] / А.Г. Тамразян // Безопасность жизнедеятельности : Науч.-практ. и учеб.метод. журн. 2002. N1. С. 3538.
13. Хуршудян, Ас. Ж. Метод Бубнова–Галеркина в задачах управления билинейными системами / Ас. Ж. Хуршудян // Автомат. и телемех. - 2015. - № 8. – С. 46–55

Ванус Дахи Сулеман

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва
 Кандидат технических наук, доцент кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»
 E-mail: dahiws@gmail.com

VANUS D.S.

CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE BEAM TO ACTION INSTANT IMPULSE WITH THE ACCOUNT OF REINFORCEMENT AS VANT

The adopted dynamic load in the form of an instantaneous pulse, which is a design model of a high intensity load. Destruction of the concrete of the compressed zone leads to the appearance in the lower and upper armature of the longitudinal tensile force H and the design beam scheme becomes the cable system, in the case of ensuring the strength of the butt joints and sufficient anchoring of the reinforcement bars. Equations of motion of the guy with a constant longitudinal tensile force H are obtained and a corresponding dependence is adopted to move the cable. A method is proposed for evaluating beam structures when taking into account work in the elastic, plastic and in the deformation stage of reinforcement as a cable system. For the dynamic calculation of reinforced concrete structures for explosive and shock loads, methods are used in which dependences are given for determining the parameters of dynamic loads arising from explosions of various substances. Limit moments are determined with dynamic resistances of reinforcement and concrete.

Keywords: beam structures, dynamic calculation, the action of an instantaneous pulse, deformation of the reinforcement as a cable system.

REFERENCES

1. Popov N.N. Raschet konstruktsiy na dinamicheskiye spetsial'nyye nagruzki / N.N. Popov, B.S. Rastorguyev, A.V. Zabegayev.-M.: «Vysshaya shkola», 1992.
2. Popov N.N. Dinamicheskiy raschet zhelezobetonnykh konstruktsiy / N.N. Popov, B.S. Rastorguyev. - M.: Stroyizdat, 1974
3. Kodeks-obrazets YEKB / FIP. M.: NIIZHB, 1984
4. Rastorguyev B. S. Otsenka bezopasnosti zhelezobetonnykh konstruktsiy pri chrezvychaynykh situatsiyakh tekhnogenogo kharaktera / B.S. Rastorguyev, D.S. Vanus // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. - 2014. - №6 (56).
5. Rastorguyev B.S. Prochnost' zhelezobetonnykh konstruktsiy zdaniy vzryvoopasnykh proizvodstv i spetsial'nykh sooruzheniy, podverzhennykh kratkovremennym dinamicheskim vozdeystviyam. Diss. .dokt. tekhn. nauk. M.: MISI, 1987.
6. Vanus D.S. Prochnost' zhelezobetonnykh balochnykh konstruktsiy pri uchebe deformirovaniya armatu-ry kak vantovoy sistemy pri deystvii osobykh dinamicheskikh nagruzok // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. - 2017. - №4 (72)
7. Almazov, V.O. Problemy soprotivleniya zdaniy progressiruyushchemu razrusheniyu / V.O. Almazov, A.I. Plotnikov, B.S. Rastorguyev // Vestnik MGSU. - 2011. - № 2-1. - S. 16-20.
8. Rastorguyev, B.S. Metody rascheta zdaniy na ustoychivost' protiv progressiruyushchego razrusheniya / B.S. Rastorguyev // Vestnik Otdeleniya stroitel'nykh nauk Rossiyskoy akademii arkhitektury i stroitel'nykh nauk. - 2009. - № 13. - S. 15-20.
9. Rastorguyev, B.S. Obespecheniye zhivuchesti zdaniy pri osobykh dinamicheskikh vozdeystviyakh / B.S. Rastorguyev // Seysmostoykoye stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzheniy. - 2003. - №4. - S. 45-48.
10. Rastorguyev B.S. Proyektirovaniye zdaniy i sooruzheniy pri avariynykh vzryvnykh vozdeystviyakh / B.S. Rastorguyev B.S., Plotnikov A.I., Khusnutdinov D.Z. - M.: ASV, 2007. - 152s.
11. Rastorguyev, B.S. Avarii i katastrofy. Preduprezhdeniye i likvidatsiya posledstviy, tom 6 / B.S. Rastorguyev // Dinamika zhelezobetonnykh plit pri vzryvnykh nagruzkakh. / pod. red. V.A. Kotlyarevskogo [i dr.]. - M.: Izdatel'stvo ASV, 2003. - s. 343-365.
12. Tamrazyan, A. G. Nadezhnost' i zashchita moskovskikh massovykh seriy ot progressiruyushchego obrusheniya pri CHS prirodnogo i tekhnogenogo kharaktera [Tekst] / A.G. Tamrazyan // Bezopasnost' zhiznedeyatel'nosti: Nauch.-prakt. i ucheb.-metod. zhurn. - 2002. - N1. - S. 35-38.
13. Khurshudyan, As. ZH. Metod Bubnova-Galerkina v zadachakh upravleniya bilineynymi sistemami / As. ZH. Khurshudyan // Avtomat. i telemekh. - 2015. - № 8. - S. 46-55

Vanus D. S.

National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow
Candidate of technical sciences, associate professor of the department "Reinforced concrete and stone structures"
8-964-536-2105
E-mail: dahiws@gmail.com

К ОЦЕНКЕ ДИНАМИЧЕСКИХ ДОГРУЖЕНИЙ В АРМАТУРЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКТИВНОЙ СИСТЕМЫ ПРИ ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИИ И ВНЕЗАПНОМ ВЫКЛЮЧЕНИИ ОДНОЙ ИЗ КОНСТРУКЦИЙ¹

Получены аналитические зависимости для определения динамических догрузений в арматуре железобетонного составного элемента конструктивной системы при трещинообразовании и внезапной структурной перестройке, вызванной выключением одной из конструкций с учетом сдвигающих сил по шву контакта составного элемента. Установлено, что для конструктивных элементов из двухкомпонентного материала типа железобетон коэффициент динамических догрузений в рабочей арматуре при структурной перестройке конструктивной системы трещинообразований зависит от процента армирования, уровня преднапряжения и топологии конструкции. При проектировании защиты железобетонных конструкций зданий и сооружений от прогрессирующего разрушения коэффициент динамических догрузений учитываемый во вторичных расчетных схемах (после выключения одной из несущих конструкций) можно определять на энергетической основе без привлечения аппарата динамики сооружений.

Ключевые слова: конструктивная безопасность, критерий живучести, динамическое догружение, трещиностойкость, составной элемент.

Введение. Возросшему интересу к исследованиям в области конструктивной безопасности строительных конструкций и защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения способствовали участвовавшие аварийные ситуации и техногенные катастрофы, как в России, так и за рубежом [1-3]. К настоящему времени зафиксировано значительное количество воздействий, ранее не учитываемых при проектировании нормативно-правовыми документами, но не редко вызывающих локальное обрушение отдельных конструкций, а в некоторых случаях и всего здания. К числу таких воздействий можно отнести нагрузки, вызванные резкими нарушениями технологических процессов, террористические акты, взрывы любой природы, средовые повреждения (коррозия), механические разрушения опор, например, вследствие наезда транспорта и др. Для абсолютного большинства зданий повышенного и тем более нормального уровня ответственности [4] безопасное восприятие таких нагрузок при проектировании не учитывалось, поскольку они относились к особым воздействиям, и по экономическим показателям, являлись весьма затратными. Однако в связи с требованиями Федерального закона №384 [6] и Свода правил [5], учитывающих особые воздействия, возникает необходимость проведения углубленных исследований напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций при таких воздействиях, в том числе исследований конструктивных систем с элементами составного сечения.

Краткий обзор исследований и публикаций. В последние два десятилетия проведен ряд исследований по защите несущих конструкций от прогрессирующего обрушения [11], по развитию и совершенствованию расчетных моделей конструкций зданий и сооружений на аварийные воздействия [3,7], а так же по развитию теории предельных состояний железобетонных конструкций применительно к задачам живучести сооружений [8]. В России действует Федеральный закон №384-ФЗ [6] и приняты нормативные документы [4, 5], которые содержат

¹Исследование выполнено за счет средств Государственной программы Российской Федерации «Развитие науки и технологий» на 2013-2020 годы в рамках Плана фундаментальных научных исследований Минстроя России и РААСН, тема 7.4.8.

требования по обеспечению прочности и устойчивости зданий или сооружений при особых, в том числе аварийных воздействиях. Эти требования должны защищать от угрозы и причинения вреда жизни или здоровью людей.

На сегодняшний день безопасность зданий и сооружений рассматривается как с юридической, так и с научно-технической точки зрения, что требует проведения дополнительных научных исследований для разработки норм защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения [9]. Как вариант предлагается введение дифференцированной классификации зданий, учитывающей их социальную значимость и степень ответственности [10].

Внезапный отказ в конструктивной системе здания или сооружения одного из несущих элементов ведет к динамическим догрузкам в оставшихся неразрушенными элементами, а в конструкциях из железобетона и к образованию трещин в этих системах. Поэтому одной из актуальных задач является изучение особенностей напряженно-деформированного состояния несущих элементов и учет в них динамических нагрузок вследствие внезапного выключения одного из несущих элементов железобетонной конструктивной системы при аварийных воздействиях и образования трещин, поскольку это ведет к значительным приращениям напряжений в арматуре в сечении с трещиной.

В этом направлении исследований авторами в работах [12,13] были установлены закономерности изменения динамических догрузок в арматуре предварительно напряженного железобетонного элемента статически неопределимой конструктивной системы в момент трещинообразования. В рассматриваемой работе развитие этих исследований предлагается установление аналогичных закономерностей изменения динамических догрузок в арматуре составного железобетонного элемента статически неопределимой конструктивной системы в момент трещинообразования, вызванных о структурной перестройкой в такой системе.

Особенности деформирования и разрушения изгибаемого составного железобетонного элемента.

Поперечное сечение составной железобетонной балки включает, как правило, два или более элементов, образующие после их соединения, так называемые, контактные зоны с разной степенью податливости. К этому классу конструкций относятся широко применяемые в настоящее время многослойные ограждающие конструкции с наружными слоями из железобетона, железобетонные сборно-монолитные несущие элементы [14], реконструируемые железобетонные конструкции создаются в результате усиления методом наращивания или подрачивания и другие.

В результате нагружения такой конструкции нагрузкой P_i можно выделить несколько возможных случаев деформирования и разрушения рассматриваемых составных железобетонных балочных конструкций (рис.1).

Случай 1, когда при нагружении происходит образование трещины в нижнем элементе 2 составной конструкции (рис.1, а). При малом модуле сдвига шва контакта ($G_{\tau} \rightarrow 0$) элементы балки работают почти как отдельные изгибаемые элементы, в которых нейтральная ось проходит в каждом из элементов составной конструкции. Для этого случая с учетом внезапного хрупкого разрушения бетонной матрицы справедливы зависимости для оценки динамических догрузок в арматуре каждого из элементов балки, описанные в работах [12, 15].

Случай 2, когда деформирование железобетонной составной балки при силовом нагружении характеризуется тем, что при значительном модуле сдвига шва контакта $G_{\tau} > 10^4$ МПа, элементы балки работают как изгибаемый железобетонный элемент сплошного сечения (рис.1,б). Расчетные зависимости для оценки динамических догрузок в области трещины такого составного железобетонного элемента при хрупком разрушении растянутого бетона приведены в работе авторов [12].

Отдельную задачу представляет исследование деформирование и разрушение железобетонной составной балки при наиболее характерном для контакта элементов балки «реальном» модуле сдвига шва контакта ($10^3 \leq G_{\tau} \leq 10^4$ МПа). В нижнем элементе балки имеется слой

растянутого бетона с трещинами. Один из частных случаев, когда нейтральная ось проходит по контактному шву двух элементов составной конструкции.

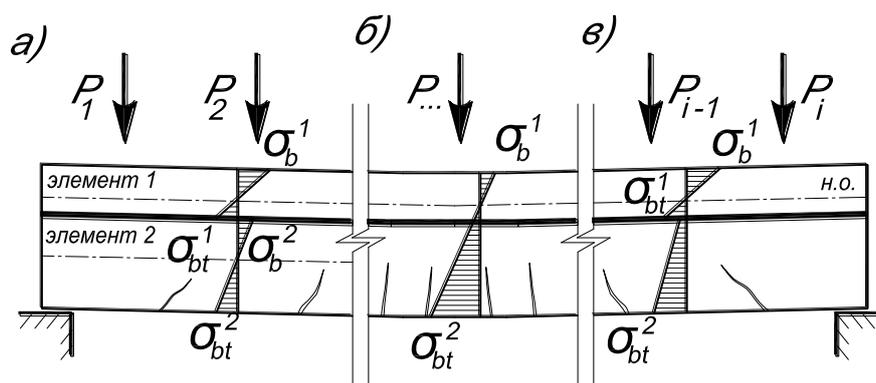


Рисунок 1 - Схемы напряженно-деформированного состояния составной балки:
 а – при малом модуле сдвига шва контакта ($G \rightarrow 0$); б – при «реальном» модуле сдвига шва контакта $10^3 \leq G_m \leq 10^4$ МПа; в – при значительном модуле сдвига шва контакта $G_m > 10^4$ МПа

Усилия в контактной зоне шва сдвига на стадии работы до образования трещин и на стадии после образования трещин.

При рассматриваемом сопряжении элементов составного сечения (с модулем сдвига шва контакта $G_T > 10^4$ МПа) на стадии без трещин в контактной зоне сдвигающее усилия, возникающее по поверхности сдвига, воспринимаются лишь за счет работы бетона на срез толщиной слоя t_0 ($Q_{b,sh}$) [16]:

$$T_{ш} = Q_{b,sh}, \quad (1)$$

$$Q_{b,sh} = R_{b,sh} \cdot A_{sh}, \quad (2)$$

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

После образования и раскрытия трещины в контактной зоне происходит потеря несущей способности зоны сопряжения элементов составной балки. Согласно экспериментальным данным силы зацепления Q_{zn} , действующие по берегам трещины в шве после образования трещины, настолько малы, что допускается ими пренебречь в случае неармированного шва сдвига в контактной зоне составной балки [16]. В общем случае после образования и раскрытия трещин в контактной зоне сдвигающие усилия воспринимаются за счет нагельного эффекта в поперечных стрежнях, а также за счет сил зацепления Q_{zn} по берегам продольной трещины составят:

$$T_{ш} = Q_{s,tot} + Q_{zn} \quad (3)$$

Оценка приращений динамических усилий в растянутой зоне железобетонной составной балки на основе энергетического подхода при внезапном разрушении бетонной матрицы. На основе энергетического подхода в [15] предложена методика определения приращений динамических усилий в арматуре железобетонного элемента без привлечения аппарата динамики сооружений. Используя этот подход определены приращения напряжений в арматуре железобетонной конструкции в момент образования трещин.

Для более наглядного представления физической модели статико-динамического деформирования двухкомпонентного материала типа железобетон, воспользуемся простейшей моделью определения усилия трещинообразования N_{cr} . В железобетонном (двухкомпонентном) растянутом элементе в результате трещинообразования и хрупкого разрушения растянутого бетона возникает динамическое догружение в арматуре (рис.2, а).

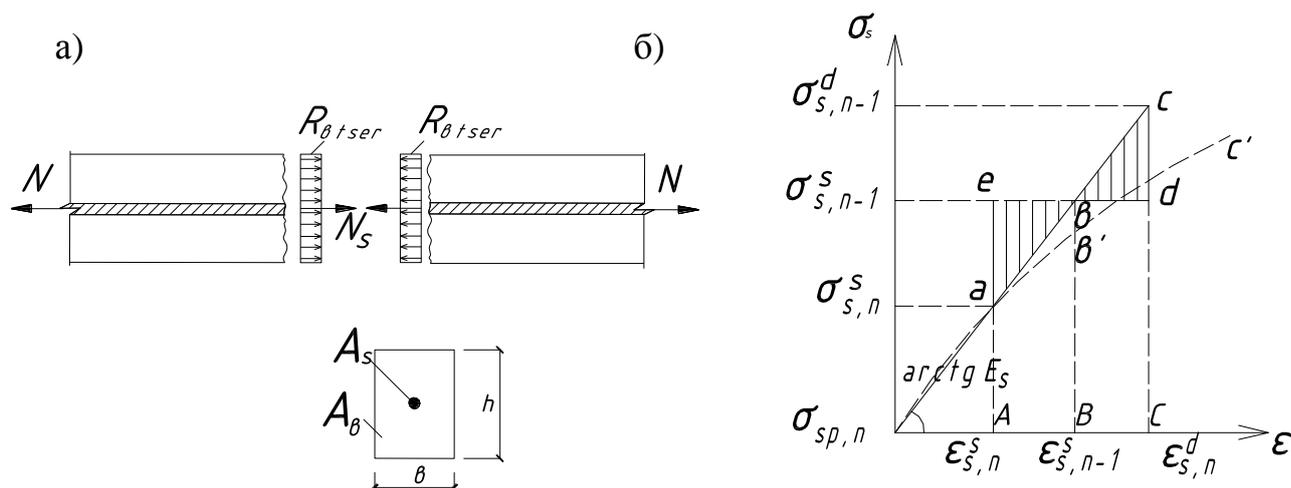


Рисунок 2 - Модель напряженного состояния в бетоне и арматуре растянутого элемента (а), диаграмма σ_s - ϵ_s для определения приращений динамических напряжений в арматуре в момент трещинообразования (б)

В момент перед образованием трещин при нагрузке $N_{tot} = \lambda_{crc} N$ полное статическое усилие N_{tot} (равнодействующая внешних сил и усилия обжатия бетона) в нормальном сечении железобетонного растянутого элемента воспринимается бетоном N_b^c и арматурой N_s^c [16]:

$$N = N_{crc} = N_b + N_s, \quad (4)$$

При достижении усилия N большего, чем усилие трещинообразования в элементе $N_{crc} = \lambda_{crc} N$, происходит мгновенное разрушение растянутой бетонной матрицы, и воспринимаемое ранее бетоном усилие N_b ередается на арматуру, вызывая тем самым в ней динамическое догружение и увеличение усилия с N_s^c до N_s^d . В момент перед образованием трещины в растянутой зоне сечения железобетонного элемента действуют усилие растянутого бетона $N_{bt} = R_{bt} \cdot A_{bt}$ и усилие в арматуре N_s . При достижении в растянутом бетона усилия $N_{bt} > R_{bt} \cdot A_{bt}$ происходит хрупкое разрушение растянутого бетона и усилие, воспринимаемое бетоном до трещинообразования, мгновенно передается на растянутую арматуру, создавая в ней динамическое догружение и, соответственно, продольные колебания арматурного стержня. Значение этого усилия в соответствии с [16], можно определить энергетическим методом, используя диаграмму σ_s - ϵ_s (рисунок 2,б).

Поскольку передача усилия с бетона на арматуру при его хрупком разрушении происходит внезапно, то как уже отмечалось в арматуре возникают продольные колебания и, соответственно, динамическое усилие N_s^d , определяется по формуле:

$$N_s^d = N_s + 2N_{bt}, \quad (5)$$

где $N_s = N_s(P) + N_{sp}$, $N_s(P)$ – усилие растяжения в арматуре от внешней нагрузки P , N_{sp} – усилие предварительного напряжения рабочей арматуры; если в железобетонной балке нет предварительно напряженной арматуры, то $N_{sp} = 0$; N_{bt} – усилие в растянутом бетоне.

При определении усилий в арматуре n -раз статически неопределимой конструктивной системы (элемент без трещин) рассматривается стадия напряженно-деформированного состояния – Ia (рисунок 3,а). Из уравнения равенства нулю суммы всех сил в сечении железобетонной составной балки на продольную ось x $\sum X = 0$ усилие в арматуре определится из выражения:

$$\sigma_{S,n}^c = \sigma_s = \frac{N_b - R_{bt} \cdot b \cdot (h - x)}{A_s}, \quad (6)$$

$$N_b = \frac{M + N_{bt}(h_0 - x)/2}{h_0 - \frac{1}{3}x}, \quad (7)$$

где N_{bt} – продольная сила растянутого бетона в сечении в статическом состоянии.

При определении усилия в арматуре в $(n-1)$ -раз статически неопределимой системе (элемент с трещиной) рассматривается стадия напряженно-деформированного состояния – II; учитывается окрестность, прилегающая к трещине с учетом зоны растянутого бетона (рисунок 3,б). Из уравнения равенства нулю суммы всех сил в сечении зоны, прилегающей к трещине, на ось x $\sum X=0$ усилие в арматуре определяется:

$$N_{s,n-1}^c = N_{b,n-1}^c - N_{bt,n-1}^c, \quad (8)$$

где $N_{bt,n-1}^c$ – усилие в растянутом бетоне около трещины в изгибаемой железобетонной составной конструкции.

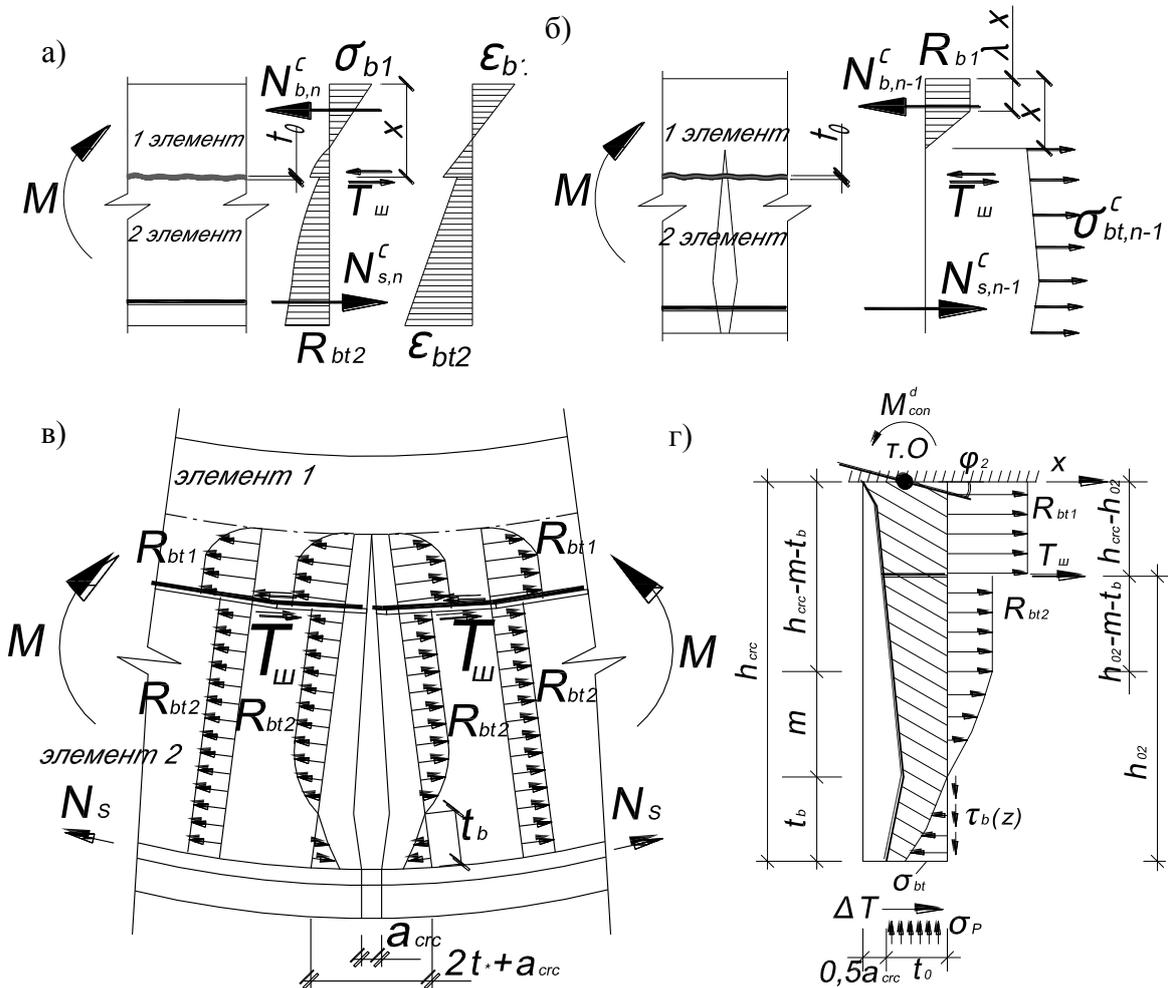


Рисунок 3 - К оценке динамический догрузений изгибаемой железобетонной составной балочной конструкции: составное сечение балки без трещин (а), составное сечение балки с трещиной (б); напряженно-деформированное состояние в растянутом бетоне и около арматурной зоны возле трещины (в); модель двухконсольного элемента (г)

Расчетная модель статико-динамического деформирования железобетонного изгибаемого элемента в момент хрупкого разрушения бетонной матрицы. В качестве физической модели сопротивления железобетонного сечения используем модель В.М. Бондаренко, Вл.И. Колчунова [17]. Эта модель позволяет более полно учитывать напряженно-

деформированного состояние в области трещины на основе использования констант механики разрушения и строительной механики железобетона [18].

Усилия в растянутом бетоне N_{bt} в зоне, прилегающей к трещине, в соответствии с [17] определяются на основе модели двухконсольного элемента. Применительно к изгибаемой составной железобетонной балке в соответствии со схемой (рис. 3, г) в момент трещинообразования усилие N_{bt} составит:

$$N_{bt} = -T_u - \Delta T + 0,5 \cdot \sigma_{bt} \cdot b \cdot t_b - R_{bt2} \cdot b \cdot (h_{02} - t_b - m) - R_{bt1} \cdot b \cdot (h_{crc} - h_{02}) - \frac{2}{3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot m. \quad (9)$$

где b – ширина сечения железобетонного элемента; $\sigma_s A_s$ – усилия в растянутом арматурном стержне от нагрузки $p = \lambda_{crc} q$; $\sigma_{sp} A_{sp}$ – усилия в арматурном стержне от предварительного напряжения; $t_b = 1,5d$ – параметр, характеризующий размер зоны сжатого бетона в окрестности, прилегающей к трещине (d – диаметр рабочей арматуры); h_{crc} – длина трещины; x_{crc} – высота сжатой зоны бетона в сечении железобетонного изгибаемого элемента в момент появления трещин; ΔT – сдвигающие усилия по контакту растянутой арматуры с бетоном; m – зона предразрушения; k_{br} – критический коэффициент интенсивности напряжений; h_{02} – рабочая высота сечения второго элемента балки.

Касательные и нормальные напряжения в арматуре $\tau_b(z)$ и σ_p , показанные на рисунке 3, г не включены в уравнение (9) поскольку, проекция их на ось x равна нулю, а в моментном уравнении их плечи пренебрежительно малы. Нагельный эффект в арматуре не учитывается.

Подставив выражение (9) в уравнение (8), получена формула определения усилия в растянутой арматуре ($n-1$)-раз статически неопределимой в составной балке с учетом в нормальном сечении с трещиной:

$$N_{s,n-1}^c = \frac{M}{h_0 - \frac{1}{2}x} + T_u + \Delta T - 0,5 \sigma'_{bt} \cdot b \cdot t_b + R_{bt2} \cdot b \cdot (h_{02} - t_b - m) + R_{bt1} \cdot b \cdot (h_{crc} - h_{02}) + \frac{2}{3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot m. \quad (10)$$

Используя полученные значения напряжений в арматуре n -раз и ($n-1$)-раз статически неопределимой системы (формулы 6 и 10, соответственно), с помощью диаграммы $\sigma_s - \varepsilon_s$ можно определить динамическое догружение в арматуре рассматриваемой системы.

Пример расчета динамического нагружения в арматуре железобетонной составной балки. Предложенная методика для определения динамического догружения в арматуре железобетонной составной конструкции при трещинообразовании апробирована расчетом в модели конструкции опытного образца железобетонной балки составного сечения длиной 1600 мм [19] (рис. 4). Верхний слой баки выполнен из бетона класса В25, нижний слой балки из бетона В20. Балка армирована сварным каркасом с рабочей арматурой в нижней зоне двумя арматурными стержнями класса А400С диаметром 10 мм. Арматура верхней зоны принята класса А240 диаметром 6 мм, поперечные стержни выполнены с шагом 100 мм из арматуры класса А240 диаметром 6 мм.

Расчет выполнен при следующих исходных данных: высота сечения $h=250$ мм; ширина $b=100$ мм; защитный слой бетона в растянутой зоне $a_s=20$ мм; рабочая арматура диаметром $d=10$ мм с площадью $A_s=1,57$ см²; ($R_s=350$ МПа; $E_s=20 \cdot 10^4$ МПа); бетон класса В20 ($R_b=11,5$ МПа; $R_{b,ser}=15$ МПа; $R_{bt}=0,9$ МПа; $R_{bt,ser}=1,35$ МПа; $E_b=27,5 \cdot 10^3$ МПа).

Для определения динамического догружения в арматуре железобетонной балки получены следующие значения расчетных характеристик: параметр, характеризующий размер зоны сжатого бетона в окрестности трещины: $t_b=15$ мм; $x_{crc}=0,145$ м; $h_{crc}=0,08$ м; параметр сцепления $V=123,7$; $k=0,852$; $\sigma_{bt,c}=4,55$ МПа; касательное усилие $\Delta T=36,42$ кН.

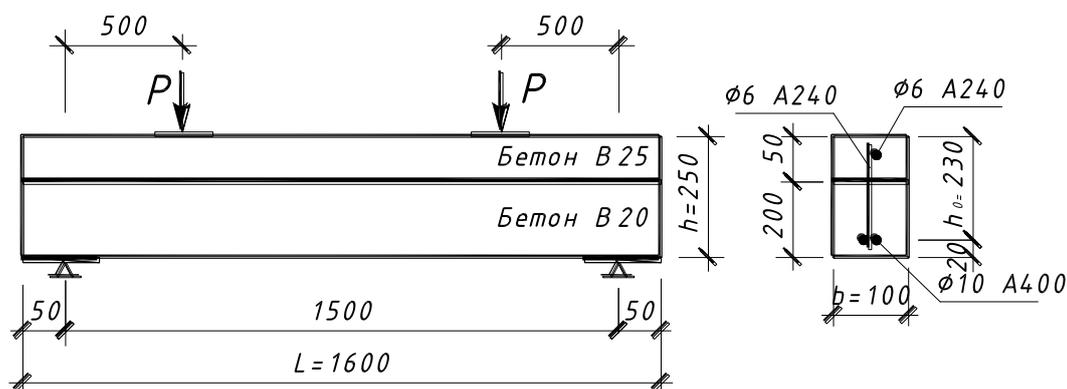


Рисунок 4 - Схема опытной конструкции железобетонной составной балки

Расчет производился при значении теоретического момента образования [20]: $M_{\text{сгс}} = 1115 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

В результате расчета с использованием приведенных зависимостей.

Усилие в растянутой арматуре балки до образования трещин в системе n (см.рис.2,б) составило: $N_{s,n}^c = 202,6 \text{ кН}$.

После образования трещины, в системе $(n-1)$ -раз статически неопределимой балки усилие в растянутой арматуре составило: $N_{s,n-1}^c = 233,8 \text{ Н}$. Значение сдвигающего усилия: в шве контакта $T_{\text{ш}} = 2,88 \text{ кН}$. Сдвигающее усилие определялось из выражения (2), при условии, что трещина в контактной зоне не образовалась. Высота сжатой зоны в момент образования нормальной трещины составляла 34,5 мм.

В случае если рассматриваемая железобетонная составная балка является элементом статически- неопределимой конструктивной системы здания или сооружения для которого выполняется расчет на основе воздействия в виде внезапного выключения одной из несущих конструкций к приращению динамических усилий в арматуре получаемых от такой структурной перестройки конструктивной системы следует добавить приращения усилий получаемых в момент трещинообразования и выключения одной из несущих конструкций к приращению динамических усилий получаемых от такой структурной перестройки конструктивной системы следует добавлять приращения усилий полученные в момент трещинообразования.

Значение напряжения определяется энергетическим методом [15], используя диаграмму $\sigma_s - \varepsilon_s$ (рис. 2,б). Из условия равенства площадей криволинейных треугольников диаграммы $\sigma_s - \varepsilon_s$, значение динамического нагружения в системе $(n-1)$ -раз статически неопределимой системы составит: $N_{s,n-1}^d = 265 \text{ кН}$.

Выводы

Получены аналитические зависимости для определения динамических догрузений в арматуре составного железобетонного элемента при внезапной структурной перестройке этого элемента в момент трещинообразования с учетом сдвига по шву контакта двух элементов составной конструкции. Для конструктивных элементов из двухкомпонентного материала типа железобетон коэффициент динамических догрузений в рабочей арматуре при внезапной структурной перестройке зависит от процента армирования, уровня преднапряжения и топологии конструкции. При проектировании защиты железобетонных конструктивных систем зданий и сооружений от прогрессирующего разрушения во вторичных расчетных схемах (после выключения одного из несущих элементов) необходимо учитывать коэффициент динамических догрузений. Для более полной оценки динамических догрузений предлагается учитывать напряженно-деформированное состояние в области трещины на основе констант механики разрушения и строительной механики железобетона.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бондаренко В.М. Концепция и направления развития теории конструктивной безопасности зданий и сооружений при силовых и средовых воздействиях / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов // Промышленное и гражданское строительство, 2013, №2, С. 28-31.
2. Травуш В.И. О необходимости системного подхода к научным исследованиям в области комплексной безопасности и предотвращения аварий зданий и сооружений // В.И. Травуш, В.Н. Пономарев, В.М. Бондаренко, К.И. Еремин / Архитектура. Строительство. Образование, 2014, №2, С. 7-16.
3. Travush V. Mechanical safety and survivability of buildings and buildingstructures under different loading types and impacts / V. Travush, S. Emelianov, V. Kolchunov, A. Bulgakov // Procedia engineering, 2016, t. 164, p.p. 416-424.
4. ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения», 2015.
5. СП 296.1325800.2017 «Здания и сооружения. Особые воздействия», 2017.
6. Федеральный закон от 30.12.2009 № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».
7. Травуш В.И. Некоторые направления развития теории живучести конструктивных систем зданий и сооружений / В.И. Травуш, В.И. Колчунов, Н.В. Ключева // Промышленное и гражданское строительство, 2015, №3, с. 4-11.
8. Колчунов В.И. Вопросы расчетного анализа и защиты крупнопанельных зданий от прогрессирующего обрушения / В.И. Колчунов, С.Г. Емельянов // Жилищное строительство, 2016, №10, с. 17-20.
9. Травуш В.И. Безопасность зданий и сооружений: грядут перемены / В.И. Травуш, Ю.С. Волков // Стандарты и качество, 2016, №1, с. 62-64.
10. Кодыш Э.Н. Защита многоэтажных зданий от прогрессирующего обрушения / Э.Н. Кодыш, Н.Н. Трекин, Д.А. Чесноков // Промышленное и гражданское строительство, 2016, №6, с. 8-13.
11. Шапиро Г.И. Расчеты крупнопанельных зданий на устойчивость против прогрессирующего обрушения методами предельного равновесия и конечного элемента / С.А. Зенин, Р.Ш. Шарипов, О.В. Кудинов, Г.И. Шапиро, А.А. Гасанов // АCADEMIA. Архитектура и строительство, 2016, №4. – С. 109-113.
12. Kolchunov V.I. Calculation of additional dynamic stresses in rebars of flexural reinforced concrete structural elements caused by fragile failure of tensed concrete / Kolchunov V.I., Androsova N.B. // Scientific Herald of the Voronezh State University of Architecture and Civil Engineering Construction and Architecture, 2016, №4. pp. 6-16.
13. Колчунов В.И. Критерий трещиностойкости железобетонных повреждаемых балок при оценке их ресурса сопротивления / В.И. Колчунов, Н.Б. Андросова, Т.О. Колчина // Applied Mechanics and Materials, vol. 72-726 (2015), pp. 740-745.
14. Баширов Х.З. Железобетонные составные конструкции зданий и сооружений / Х.З. Баширов, Вл.И. Колчунов, В.С. Федоров, И.А. Яковенко –М.: АСВ – 2017 – 248с.
15. Колчунов В.И., Ключева Н.В., Андросова Н.Б., Бухтиярова А.С. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях. М.: издательство АСВ, 2014. 208 с.
16. Колчин Я.Е. Исследование закономерностей деформирования и разрушения зон контакта железобетонных составных конструкций / Я.Е. Колчин. В.И. Колчунов // Строительство и реконструкция, 2010, №2, с. 17-22.
17. Бондаренко В.М., Колчунов Вл. И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона. М.: Издательство АСВ, 2004. 472 с.
18. Ключева Н.В., Верюжский Ю.В. Методы механики железобетон / Н.В. Ключева, Ю.В. Верюжский. – Киев: кн. изд-во НАУ, 2005, 653 с.
19. Горностаев, И.С. Анализ и результаты экспериментальных и численных исследований деформативности железобетонных составных балок [Текст] /И.С. Горностаев// Строительство и реконструкция. - 2014. - №4. – С.3-10.
20. Свод правил СП 63.13330.2012 «Железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СП 52-01-2003: издание официальное». – М.: Минрегион, 2011. – 156 с.

Федорова Наталия Витальевна

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», г. Москва
советник РААСН, д.т.н., профессор
e-mail: fenavit@mail.ru

Андросова Наталия Борисовна

ФГБОУ ВО «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева», г. Орел
к.т.н., доцент
e-mail: ramia84@rambler.ru

ON ASSESSMENT OF ADDITIONAL DYNAMIC FORCES IN REINFORCEMENT OF RC STRUCTURAL ELEMENT AT CRACKING AND INSTANTANEOUS FAILURE OF A CONSTRUCTION

Analytical relationships, which allow to determine the additional dynamic stresses in reinforcement of a reinforced concrete composite element at crack formation and abrupt structural alteration caused by abrupt failure of an element, subjected action of shear forces along the seam of the contact, are obtained. It is established that coefficient of additional dynamic stresses in the effective reinforcement for the two-component reinforced concrete structural element at abrupt structural alteration of the structural system depends on the percentage of reinforcing, prestress level and topology of the structure. It is necessary to take into account the dynamic additional coefficient for the secondary computational model (model, which appears after destruction of the load-bearing element of the system) at designing the protection of reinforced concrete structures against progressive destruction.

Key words: structural safety, criterion of survivability, additional dynamic forces, crack resistance, composite element.

REFERENCES

1. Bondarenko V.M. Kontseptsiya i napravleniya razvitiya teorii konstruktivnoy bezopasnosti zdaniy i sooruzheniy pri silovykh i sredovykh vozdeystviyakh / V.M. Bondarenko, V.I. Kolchunov // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo, 2013, №2, S. 28-31.
2. Travush V.I. O neobkhodimosti sistemnogo podkhoda k nauchnym issledovaniyam v oblasti kompleksnoy bezopasnosti i predotvrashcheniya avariyn zdaniy i sooruzheniy // V.I. Travush, V.N. Ponomarev, V.M. Bondarenko, K.I. Yeremin / Arkhitektura. Stroitel'stvo. Obrazovaniye, 2014, №2, S. 7-16.
3. Travush V. Mechanical safety and survivability of buildings and building structures under different loading types and impacts / V. Travush, S. Emelianov, V. Kolchunov, A. Bulgakov // Procedia engineering, 2016, t. 164, p.p. 416-424.
4. GOST 27751-2014 «Nadezhnost' stroitel'nykh konstruksiy i osnovaniy. Osnovnyye polozheniya», 2015.
5. SP 296.1325800.2017 «Zdaniya i sooruzheniya. Osobyie vozdeystviya», 2017.
6. Federal'nyy zakon ot 30.12.2009 № 384-FZ «Tekhnicheskiy reglament o bezopasnosti zdaniy i sooruzheniy».
7. Travush V.I. Nekotoryye napravleniya razvitiya teorii zhivuchesti konstruktivnykh sistem zdaniy i sooruzheniy / V.I. Travush, V.I. Kolchunov, N.V. Klyuyeva // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo, 2015, №3, s. 4-11.
8. Kolchunov V.I. Voprosy raschetnogo analiza i zashchity krupnopanel'nykh zdaniy ot progressiruyushchego obrusheniya / V.I. Kolchunov, S.G. Yemel'yanov // Zhilishchnoye stroitel'stvo, 2016, №10, s. 17-20.
9. Travush V.I. Bezopasnost' zdaniy i sooruzheniy: gryadut peremeny / V.I. Travush, YU.S. Volkov // Standarty i kachestvo, 2016, №1, s. 62-64.
10. Kodysh E.N. Zashchita mnogoetazhnykh zdaniy ot progressiruyushchego obrusheniya / E.N. Kodysh, N.N. Trekin, D.A. Chesnokov // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo, 2016, №6, s. 8-13.
11. Shapiro G.I. Raschety krupnopanel'nykh zdaniy na ustoychivost' protiv progressiruyushchego obrusheniya metodami predelnogo ravnovesiya i konechnogo elementa / S.A. Zenin, R.SH. Sharipov, O.V. Kudinov, G.I. Shapiro, A.A. Gasanov // ACADEMIA. Arkhitektura i stroitel'stvo, 2016, №4. – S. 109-113.
12. Kolchunov V.I. Calculation of additional dynamic stresses in rebars of flexural reinforced concrete structural elements caused by fragile failure of tensed concrete / Kolchunov V.I., Androsova N.B. // Scientific Herald of the Voronezh State University of Architecture and Civil Engineering Construction and Architecture, 2016, №4. pp. 6-16.
13. Kolchunov V.I. Kriteriy treshchinostoykosti zhelezobetonnykh povrezhdayemykh balok pri otsenke ikh resursa soprotivleniya / V.I. Kolchunov, N.B. Androsova, T.O. Kolchina // Applied Mechanics and Materials, vol. 72-726 (2015), pp. 740-745.
14. Bashirov KH.Z. Zhelezobetonnyye sostavnyye konstruksii zdaniy i sooruzheniy / KH.Z. Bashirov, V.I. Kolchunov, V.S. Fedorov, I.A. Yakovenko –M.: ASV – 2017 – 248s.
15. Kolchunov V.I., Klyuyeva N.V., Androsova N.B., Bukhtiyarova A.S. Zhivuchest' zdaniy i sooruzheniy pri zaproyektnykh vozdeystviyakh. M.: izdatel'stvo ASV, 2014. 208 s.
16. Kolchin YA.Ye. Issledovaniye zakonomernostey deformirovaniya i razrusheniya zon kontakta zhelezobetonnykh sostavnykh konstruksiy / YA.Ye. Kolchin. V.I. Kolchunov // Stroitel'stvo i rekonstruksiya, 2010, №2, s. 17-22.
17. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. Raschetnyye modeli silovogo soprotivleniya zhelezobeta. M.: Izdatel'stvo ASV, 2004. 472 s.

18. Klyuyeva N.V., Veryuzhskiy YU.V. Metody mekhaniki zhelezobeton / N.V. Klyuyeva, YU.V. Veryuzhskiy. – Kiyev: kn. izd-vo NAU, 2005, 653 s.
19. Gornostayev, I.S. Analiz i rezul'taty eksperimental'nykh i chislennykh issledovaniy deformativnosti zhelezobetonnykh sostavnykh balok [Tekst] /I.S. Gornostayev// Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. - 2014. - №4. – S.3-10.
20. Svod pravil SP 63.13330.2012 «Zhelezobetonnyye konstruksii. Osnovnyye polozheniya. Aktualizirovannaya redaktsiya SP 52-01-2003: izdaniye ofitsial'noye». – M.: Minregion, 2011. – 156 s.

Fedorova N. V.

National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow
Adviser of RAACS, Doctor of Technical Sciences, Professor
E-mail: fenavit@mail.ru

Androsova N. B.

Orel State University named after IS. Turgenev, Orel
Candidate of Tech. Science, Docent, Associate Prof.
E-mail: ramia84@rambler.ru

УДК 728.03:1.711.1.58

АКУФУНА КАБАНГО, ЕНИН А.Е.

СИСТЕМНЫЙ ПОДХОД ПРИ АРХИТЕКТУРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЯХ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ СРЕДЫ ЭКОЛОГИЧЕСКИХ СИСТЕМ «НАСЕЛЕНИЕ - СРЕДА» В УСЛОВИЯХ ЗАМБИИ

Процесс создания системного архитектурно-градостроительного пространства, на протяжении истории всех эпох, является сложнейшей задачей зодчих. При детальном исследовании, все архитектурные объекты можно расчленить на элементарные составляющие. Но это не значит, что на основе полученных практических знаний, можно сформировать пространственную среду, объект, с заранее заданными параметрами качества. Помимо знания структуры элементов системы жилого пространства, необходимо учитывать важную особенность поведения данной системы, а именно те принципы, в зависимости от которых соединение всех, очень часто, даже разнородных элементов, может приобрести качество целостности, присущее почти всем биологическим и социальным системам.

В результате проведённого анализа, выделен ряд общих для архитектурно-градостроительных системных принципов, на наш взгляд важнейшими из которых являются принципы компактности, определяющих признаков, инвариантности структуры.

Приведённый набор не исчерпывает всех применяемых к области архитектуры и градостроительства общих принципов, например принципа целостности, а также иерархической структуры, обратной связи.

Сегодня всё более становится очевидным, что в теории и практике архитектуры - особенно в градостроительстве, как стратегическом уровне создания среды жизнедеятельности, - назрела необходимость совершенствования не отдельных методов, а методологической концепции принятия решений в целом. А это, в свою очередь, подвигает к созданию методического и базового кадрового потенциала, - разработки системных онтологических и математических моделей исследуемых и проектируемых объектов, подготовки специалистов, неформально владеющих методами оптимизации с применением современных информационных технологий и вычислительной техники. Исследованные и предлагаемые принципы, применяемые к конкретной задаче формирования жилой среды, позволят разработать системные методы и модели для исследования архитектурно-градостроительных объектов.

Ключевые слова: Системный подход, системный анализ, принципы, демозкосистема

Архитектурно-градостроительная пространственная среда занимают особое место в ряду общественных предпочтений.

Человек проводит в данной среде около половины всей своей жизни, и поэтому архитектурные решения пространственной среды влияют на его физическое и нравственное здоровье и в конечном счёте на гармоническое развитие в целом. В силу различных функциональных, бытовых, временных и других обстоятельств, мы, пользуясь архитектурными пространствами, становимся посетителями, клиентами, пациентами и т.д., но в то же время живём в этих пространствах, то есть являемся населением. И всё, что нас окружает, отражает нашу сущность, миропонимание и мироощущение. Архитектура пространственной среды, на любом иерархическом уровне должна отражать свою функцию, учитывать социально-экономические, демографические, климатические и другие особенности места строительства.

Отмеченные характеристики пространственной среды разных уровней, формируются на стадии научных исследований, вариантного проектирования. И для архитектора, проектирующего для конкретного региона, местности и т.д., необходимо провести анализ

традиционных методов, приёмов, оценки архитектурных решений и отобрать те, которые соответствуют современным требованиям комфортабельности и экономичности. Главную роль при этом играют методы анализа, отбора и оценки проектов пространственной среды различного назначения, которые бы отвечали требуемому уровню качества.

Возрастающая значимость, исследуемой темы, требует уточнения в определении объекта науки о архитектурном пространстве и практики строительства, и использования не только традиционных творческих методов, но и количественных системных методов, а также возможностей информационных технологий. Объектом архитектурной науки о пространственной среде, является не техническая система с соответствующими технико-экономическими критериями оценки, а система взаимосвязи и взаимовлияния населения и среды его обитания- экологическая система – «демоэкосистема» (от греческих слов *demos* – народ, население; *oikos* – дом, жилище, родина), обеспечивающая условия жизнедеятельности человека и удовлетворения его физических и социальных потребностей.



а)



б)



в)



г)

**Рисунок 1 - Район «Misisi» в городе Шанти, который расположен в Лусаке, Замбия:
а) – планировочные границы района; б, в, г - современное состояние жилой среды.**

Различные виды пространственных отрезков (жильё, производство, быт, отдых, коммуникации), являются органическими частями (подсистемами) экологической системы общества, удовлетворяющей его бытовые потребности.

Во многих рубежных странах, в том числе и в Замбии неуклонно идёт процесс ухудшения состояния искусственной (архитектурной) и естественной (природной) среды, множатся и без того значительные урбанизированные территории, — с очень негативным результатом: *необратимыми изменениями природных ландшафтов, ухудшением здоровья населения и т.д.* (Рис.1. а,б,в,г).

Все серьёзные болезни человека, как устанавливает медицинская наука, фактически имеют средовую этиологию [1, 2]. Миллиарды долларов, выделяемые на здравоохранение, по данным зарубежных и отечественных учёных, являются недостаточными и количественно, и

качественно. Оказывается, что даже при таких огромных цифрах бюджетных ассигнований, большую долю больных спасти не удаётся. Существуют апробированные данные, что помочь оздоровить и в какой-то мере излечить население может помочь Природа, *своими средствами естественной, ландшафтной рекреации* [3].

Анализ причин несоответствия между прогнозированием результата и существующей действительностью показывает, что во многом всё зависит от *принятия не совсем правильных (ошибочных) решений при планировании территории и районной планировки. А это стратегические уровни формирования и управления развитием практически всех видов человеческой жизнедеятельности* [4].

По мнению многих практикующих архитекторов-градостроителей и особенно учёных, занимающихся исследованием вопросов управления развития хозяйственного комплекса и территориального планирования, вместе с недостатками правового, организационного направления, *важным является несовершенство самой методологии при принятии решений в проектных предложениях и научных исследованиях*[4,5].

На наш взгляд это:

1) *несоответствие реальных, фактических границ исследуемых или проектируемых объектов их функциональным и пространственным границам;*

2) *несоответствие так называемой «комплексной» методологической концепции в градостроительстве, особенностям функциональной структуры и «поведения» градостроительных объектов типа «население ↔ среда»;*

3) *отсутствие компьютерных программ для выполнения оптимальных задач в научных исследованиях, вариантном проектировании и управлении функционированием и развитием объектов градостроительства;*

4) *как итог вышеперечисленного — отсутствие научно обоснованного и оптимально работающего метода — для анализа, оценки и выбора эффективных предложений.*

Расселение и размещение на территории Замбии объектов производства и социальной инфраструктуры можно отнести к сфере районной планировки — верхнему иерархическому уровню градостроительства, который граничит с областью экономической географии — уровнем территориального планирования (Рис. 2).

Процесс создания системного архитектурно-градостроительного пространства, на протяжении истории всех эпох, является сложнейшей задачей зодчих. При детальном исследовании, все архитектурные объекты можно расчленить на элементарные составляющие. Но это не значит, что на основе полученных практических знаний, можно сформировать пространственную среду, объект, с заранее заданными параметрами качества. Помимо знания структуры элементов системы жилого пространства, необходимо учитывать важную особенность поведения данной системы, а именно те *принципы*, в зависимости от которых соединение всех, очень часто, даже разнородных элементов, может приобрести качество целостности, присущее почти всем биологическим и социальным системам.

Появившиеся научные апробированные исследования [4,5,] констатируют тот факт, что объектом архитектурно-градостроительной деятельности является не искусственная техническая среда, а экологическая система. Определяющим системообразующим компонентом (звеном - мотиватором) «поведения» которой является население (человек), т.е. определённое количество людей, объединяемое социально-экономическими, социально-культурными, и другими системно - необходимыми факторами.

«Открытие» ОТС [6], является, безусловно, важным, но несколько преувеличенным событием в науке: так называемый «организмический» подход в естественных науках ещё до ОТС свидетельствовал о том, что существуют особые объекты - «организмы»... Заслуга Л. фон Берталанфи в том, что он на практике показал инвариантность законов, принципов, определяющих поведение («жизнедеятельность») практически всех (живых и «технических») объектов, являющихся системами - т.е. он открыл изоморфизм законов (и предложил термин «система»).

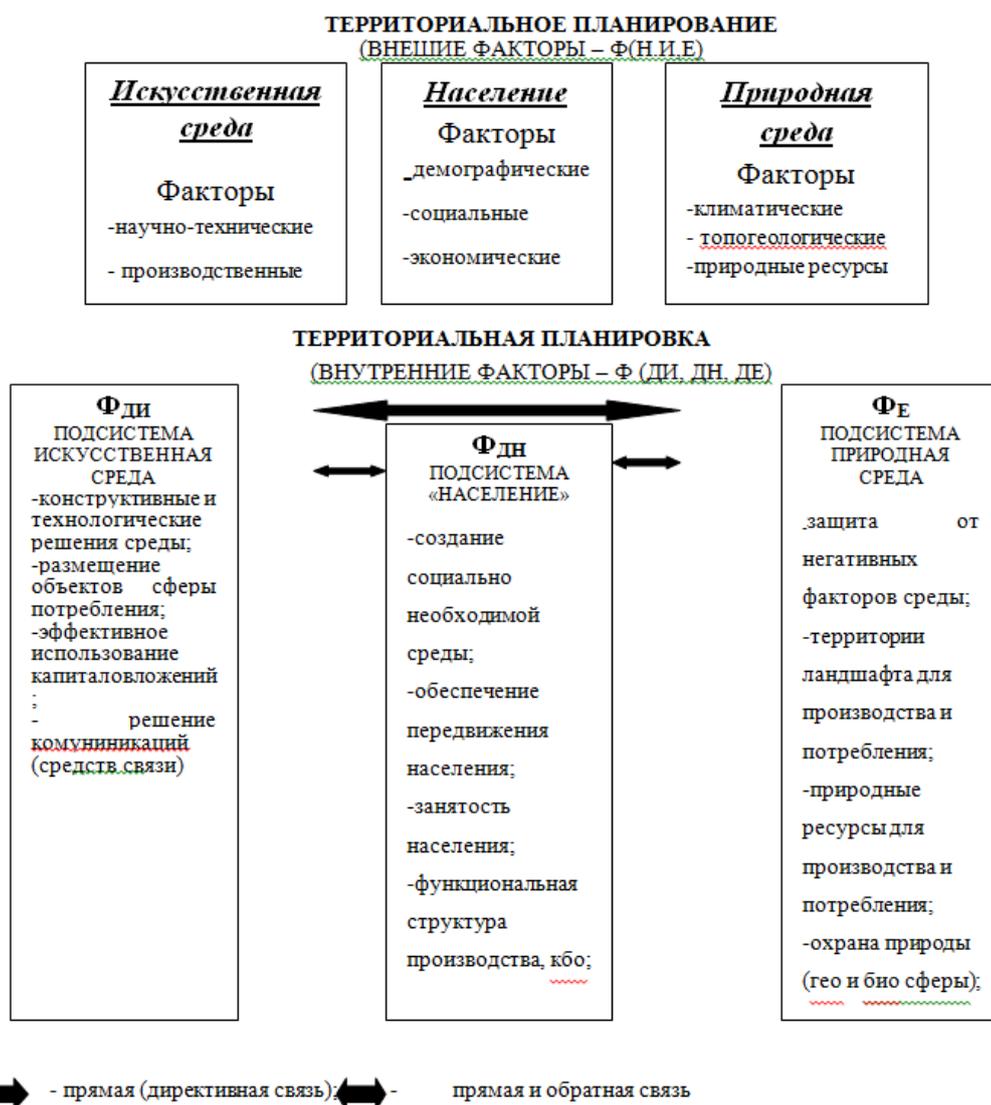


Рисунок 2 - Взаимосвязь планирования и районной планировки

Исходя из сказанного, можно выделить ряд общих для архитектурно-градостроительных систем принципов, на наш взгляд важнейшими из которых являются *принципы компактности, определяющих признаков, инвариантности структуры.*

Приведённый набор не исчерпывает всех применяемых к области архитектуры и градостроительства общих принципов, например как уже упомянутый ранее *принцип целостности,* а также *иерархической структуры, обратной связи и т.д.*

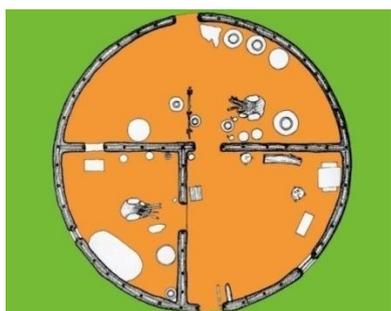
Предлагаемые определения могут быть отредактированы и должны только отражать общую идею принципа.

Принцип компактности в творчестве зодчего применялся во всех эпохах, выражая предпочтение лаконичности, законченности, простоте. И недаром архитекторов привлекали более компактные («совершенные») геометрические формы как шар и круг. Впоследствии была сформулирована теорема: из всех тел равного объёма наименьшую поверхность имеет шар, из всех плоских фигур равной площади наименьший периметр имеет круг. Внимание архитекторов к простоте, это отражение всеобщего принципа наименьшего действия, суть которого заключается в том, что любое явление или процесс в живой или неживой природе стремится к минимальным затратам энергии. Биофизиком Н. Рашевским предложен принцип «адекватной конструкции» или «максимальной простоты», когда конкретная конструкция или структура,

находящаяся в природе, будет простейшей из существующих конструкций или структур, способных выполнять заложенную функцию или сумму функций [7.8].

Отмеченные выше физические и биологические принципы в известной степени применимы и к исследованиям архитектурно-градостроительных систем. Применительно к архитектуре жилых пространств известно, что чем компактнее система коммуникаций при сравнительных исходных характеристиках, тем экономичнее проектное решение. В то же время, наиболее компактные решения имеют и более высокие потребительские качества, т.е. обеспечивают более рациональную организацию бытовых процессов.

Традиционное жилище Замбии представляет собой круглую в плане хижину с глиняными или плетеными стенами и конусообразной кровлей из камыша [9]. Конструкция кровли предусматривает защиту от попадания на стену прямых солнечных лучей и дождя. Это достигается за счет больших свесов, под которыми устроена веранда (Рис.3).



(а)



(б)

Рисунок 3 - (а) Традиционное жилище круглая в плане; (б) Конструкция кровли

Современные жилые постройки в деревнях имеют прямоугольную форму. При этом сохранилась традиция создания значительного выноса кровли и формирования по периметру дома веранды (Рис.4) [9, с. 29].



Рисунок 4 - Прямоугольные структуры также распространены в Замбии

Принцип компактности можно сформулировать в более общей редакции: *пространственная организация архитектурного пространства, полностью соответствующая его функции, имеет наибольшую компактность (при исходных условиях внешних факторов среды).*

Может показаться, что использование этого принципа может привести к однообразности объёмно-планировочных решений жилых пространств. Но исторический опыт показывает, что этого не происходит, так как в архитектуре и градостроительстве по аналогии с физикой и

биологией, пространства, выполняющие одну и ту же функцию, могут отличаться геометрией форм при одинаковости заданных показателей.

Одним из фундаментальных принципов общей теории систем является *принцип определяющих признаков - «сигнатур»*.

Изначально он был сформулирован применительно к биологическим системам. Согласно этому принципу лишь некоторые из многочисленных особенностей (сигнатур) какого-либо сложного объекта используются в качестве информации об этом объекте. Так как в процессе исследования отбирается лишь небольшая доля входящей информации, то переработка ее находится в пределах возможностей системы. Оперирование сигнатурами в биологических системах, как правило, не приводит к несовершенному управлению: утерянная на входе информация оказывается несущественной или ненужной для системы [10]. В архитектурных системах проблема отбора и обработки исходной информации при исследовании и проектировании является сегодня крайне важной, особенно для систем уровня градостроительства и районной планировки. Сложность существующих задач, связанных с переработкой информации, намного, превышает возможности человека и даже автоматизированной системы «человек-машина». Тем более что многие применяемые в архитектуре комплексные методы и методы квалитметрии основаны на той методологической предпосылке, суть которой в том, что, якобы, чем больше учитывается исходных данных об объекте исследования или проектирования, тем точнее результат. В процессе архитектурного творчества с давних пор интуитивно осознавалось, что все многообразие сообщений об объекте воспринять и осмыслить невозможно, поэтому применялись приемы учета не всех, а субъективно наиболее существенных, определяющих сведений. Одним из наиболее общепринятых и проверенных временем приемов оценки решений можно считать метод «золотого сечения». На существование в архитектуре некоторых определяющих сведений, по которым с достаточной степенью точности можно составить представление о явлении в целом, указывали многие архитекторы. Так, например, Богданович Б. отмечает: «...возможно, что на основе какой-либо одной особенности, например, на основе плана города, будет оценено наше представление о мире вообще» [11]. Дж. Форрестер, опираясь на системный подход и анализ городской структуры, говорит, что «сложные системы удивительно нечувствительны к изменению многих параметров (постоянных в уравнениях)», и что они «отличаются высокой чувствительностью к изменению лишь небольшого числа определённых параметров и к некоторым изменениям структуры системы. Такие параметры и структурные изменения, к которым данная система чувствительна, как правило, не самоочевидны. Нужен подробный анализ динамики системы, чтобы определить эти характеристики [12]. Исследование и решение данной проблемы может дать широкие возможности, т.к. любая система, функционирующая в соответствии с принципом сигнатур, имеет возможность найти путь развития, близкий к оптимальному. Исходя из того, что невозможно учесть всю информацию на входе таких сложных систем, как архитектурно-градостроительные жилые пространства, и учитывая особенности восприятия человека, можно дать определение общего архитектурного принципа: для управления в архитектурно-градостроительных сложных системах нужно использовать только определяющие принципы информационного входа (сигнатуры входной информации).

Ещё один принцип *инвариантности структуры* связан с исследованием формирования и развития разных типов объектов архитектуры, отличающихся друг от друга назначением и сложностью. Рост числа типологических объектов, затрудняет исследования и вскрывает методические и методологические проблемы. Поэтому важно выявить общие свойства этих объектов, которые позволят глубже понять развитие архитектуры жилых пространств разных иерархических уровней. Системный анализ позволяет определить закономерность, называемую принципом инвариантности структуры: взаимоотношения элементов (подсистем) целостных архитектурно-градостроительных объектов инвариантны для всех подобных объектов, вне зависимости о их сложности и назначения.

В (1932-34 гг.) в Афинской хартии имеется важное положение о том, что все процессы, для осуществления которых архитекторы создают пространство, подразделяются на четыре категории: «Производство», «Быт», «Отдых», «Коммуникации».

У других исследователей [11]: 1. Производство, 2. Производство 2-го рода, производство гармонизированного человека, 3. Рекреация не отдых, а восстановление утраченных качеств (оздоровление), но не только человека, но и среды. Можно рекреировать и техническую составляющую, можно рекреировать социальную составляющую системы, 4. Коммуникации. Дело в том, что любой объект, если он целостный, содержит все четыре процесса. Аэропорт, аэровокзал, - целостные объекты. Торговый центр - целостный, медицинский объект - целостный и т.д. Объект один и в тоже время четыре процесса.

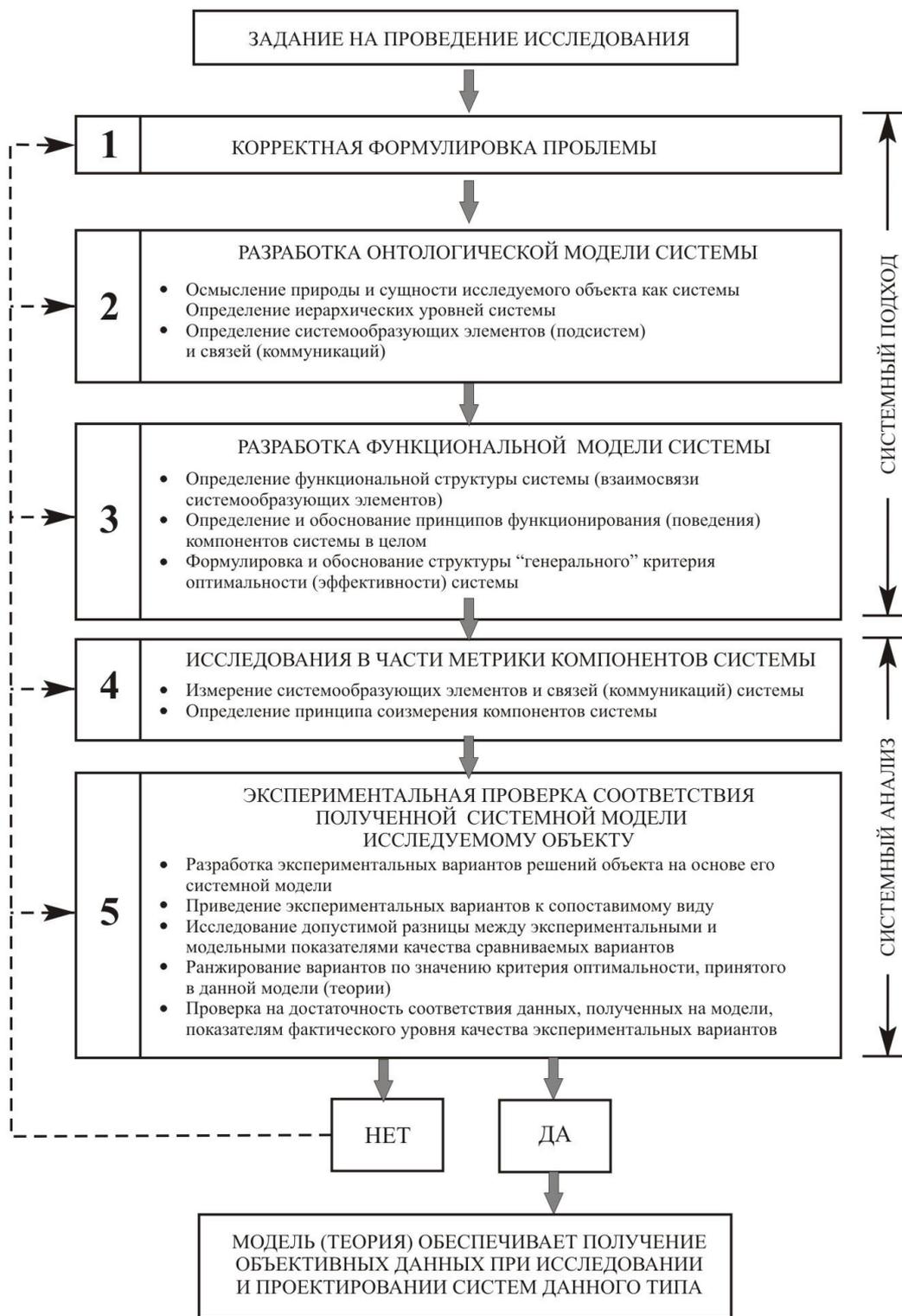
Это обстоятельство позволяет сделать важный вывод: все архитектурно-градостроительные объекты, обладающие свойством целостности, могут быть отображены одной общей (формальной) моделью с точностью до изоморфизма, но в каждом индивидуальном случае необходима подстановка конкретных данных (значений) элементов этой модели. Данный принцип, по отношению к жилым пространствам и их элементам на разных уровнях проектирования, имеет большую силу обобщения и может дать возможность определять новые корреляции между явлениями на основе знаний уже ранее установленных корреляций [13]. Использование данного принципа в архитектуре и градостроительстве может привести к обобщениям и упрощениям исследований, их описания и оптимизации. Математик Г. Вейль писал: «Всякий раз, когда вам приходится иметь дело с некоторым объектом Σ , наделённым структурой, попытайтесь определить группу его автоморфизмов, т.е. группу, элементами которой являются преобразования, оставляющие без изменения все структурные соотношения. Вы можете рассчитывать на то, на этом пути вам удастся глубоко проникнуть во внутреннее строение объекта Σ [14].

Все приведенные выше принципы «поведения» систем есть не что иное, как частные случаи проявления фундаментальных и неизменных законов Мироздания, которые необходимо учитывать, но невозможно изменять...

В конкретных задачах, применительно к исследуемым архитектурным объектам, в конкретной ситуации действия внешних и внутренних факторов (в условиях, например, Замбии и т.д.), принципы позволяют разрабатывать системные методы и модели для исследования архитектурно-градостроительных объектов.

Единственный реально осуществимый путь успешного построения и управления жизнедеятельностью демозкосистем, как объекта архитектуры и градостроительства, это разработка функциональных моделей, адекватных реальным экологическим системам типа «население \leftrightarrow среда» с точностью до «С-изоморфизма» (системного изоморфизма) [11] - иного пути, в принципе, - не существует. На Рис.5 приведен один из возможных алгоритмов построения функциональной модели, которая, по сути, является формализованной теорией исследуемого объекта. Все пять укрупнённых этапов (функциональных блоков) алгоритма связаны между собой прямыми и обратными связями, где прямые связи – суть директивная информация к проведению очередной процедуры алгоритма, а обратные связи осуществляются в том случае, если «на выходе» блока результат не удовлетворяет наперёд заданным (нормативным) количественным или качественным характеристикам.

Причиной отрицательного результата («НЕТ») на выходе 5-го блока, как показано на рисунке, может быть ошибка на предыдущих этапах, и даже на этапе «1», где определяется научная корректность постановки проблемы, т.е. принципиальная возможность её успешного решения.



(—————> - обратная связь; —————> - прямая связь) (По Енину А.Е.¹)

Рисунок 5 - Укрупнённые этапы построения функциональных моделей архитектурных систем

¹Енин А.Е. Понятие эксперимента в архитектуре как деятельности, направленной на гармонизацию взаимосвязи и взаимовлияния населения и среды его жизнедеятельности. Градостроительство.- 2012.- № 4.- С. 22-29

Выводы. Сегодня всё более становится очевидным, что в теории и практике архитектуры - особенно в градостроительстве, как стратегическом уровне создания среды жизнедеятельности, - назрела необходимость совершенствования не отдельных методов, а методологической концепции принятия решений в целом. А это, в свою очередь, подвигает к созданию методического и базового кадрового потенциала, - разработки системных онтологических и математических моделей исследуемых и проектируемых объектов, подготовки специалистов, неформально владеющих методами оптимизации с применением современных информационных технологий и вычислительной техники. Исследованные и предлагаемые принципы, применяемые к конкретной задаче формирования жилой среды, позволят разработать системные методы и модели для исследования архитектурно-градостроительных объектов. На основе системного анализа предложен алгоритм построения архитектурно-градостроительных функциональных моделей, состоящий из укрупнённых блоков, позволяющих исследовать объекты на разных иерархических уровнях и последовательно принимать соответствующие решения, направленные на их практическую оптимизацию.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРА

1. Реймерс, Н.Ф. Экология (теории, законы, правила, принципы и гипотезы) / Н.Ф. Реймерс. – М.: Россия Молодая, 1994 – 367 с.
2. Ревич Б.А. Экологическая эпидемиология [Текст]: учебник/Б.А. Ревич, С.Л. Авалиани, Г.И. Тихонова. – М.: Академия, 2004. – 379 с.
3. Василенко Н.А. Ландшафтно-рекреационная среда города. Современные проблемы демозкологии: монография / Н.А. Василенко; науч. Ред. Г.И. Лаврик. – Белгород: Изд-во БГТУ, 2012.
4. Лаврик Г.И. Место и значение районной планировки в гармонизации среды жизнедеятельности [Текст] / Г.И. Лаврик, В.В. Перцев // Здоровье населения - стратегия развития среды жизнедеятельности: в 2 т.: сб. ст. к Общему собранию РААСН / БГТУ им. В.Г. Шухова. - Белгород: Изд-во БГТУ, 2008. Т.2. С. 19-29.
5. Лаврик Г.И. Методологические основы исследования архитектурных систем [Текст]: дис...д-ра архитектуры: 18.00.01: утв. 20.02.81/Лаврик Геннадий Иванович. – К., 1979. – 251 с.
6. Берталанфи, Л. фон. Общая теория систем – критический обзор / Л. фон Берталанфи // Исследования по общей теории систем: сборник переводов под общ.ред. и вст. ст. В. Н. Садовского и Э. Г. Юдина. – М.: Прогресс, 1969. – С. 23–82.
7. Rashevsky N. Mathematical biophysics. Physico-mathematical foundations of biology. - New York: Dover, 1960. Vol. II. 462 p.
8. Розен Р. Принцип оптимальности в биологии. - М., Мир, 1969. 216 с.
9. Воронина В. Л. Современная архитектура стран тропической Африки. М., 1973.
10. Кастлер Г. Возникновение биологической организации. Под ред. И предисл. Л.А. Блюменфельда. – М.6 изд. «Мир». -1967
11. Богданович Б. Архитектурно-художественные проблемы застройки городов и жилых районов. Сочинение руководителей союзов архитекторов европейских социалистических СССР. М., 1968.
12. Форрестер Дж. Динамика развития города. Перевод с английского М. Орловой. Под редакцией Ю. Иванилова, А. Иванова, Р. Оганова. Предисловие Ю. Козлова. — М.: Прогресс, 1974. — 286 с.
13. Франк – Каменецкий Л.А. Методы современной теоретической физики. В Кн. «Материалистическая диалектика и методы естественных наук». М.,»Наука», 1968, с.402
14. Вейль Г. Симметрия. М.: Наука, 1968.

Акуфуна Кабанго

Воронежский государственный технический университет, г. Воронеж
Аспирант, кафедра основ проектирования и архитектурной графики
E-mail: kabango_akfuna@hotmail.com

Енин Александр Егорович

Воронежский государственный технический университет, г. Воронеж
Заведующий кафедрой основ проектирования и архитектурной графики
E-mail: a_yenin@mail.ru

AKUFUNA KABANGO, ENIN A.E.

SYSTEMATIC APPROACH TO ARCHITECTURAL STUDIES OF THE SPATIAL ENVIRONMENT OF ECOLOGICAL SYSTEMS "POPULATION - ENVIRONMENT" IN CONDITIONS OF ZAMBIA

The process of creating the system architecture and town planning of space throughout the history of all eras, a daunting task of architects. When the detailed study of all architectural objects can be exploded into elementary components. But that doesn't mean that on the basis of practical knowledge, you can generate spatial Wednesday, an object with predefined quality settings. In addition to knowledge of the structure of the elements of the system of residential space, account must be taken of an important feature of the behavior of the system, namely the principles on which all too often, even dissimilar items may acquire quality integrity inherent in almost all biological and social systems.

As a result of the conducted analysis, identified a number of common system for architectural and urban principles, in our view the most important of which are the principles of compactness, defining characteristics, the structure invariance. The set does not exhaust all applied to the field of architecture and town planning of general principles such as the principle of integrity, as well as the hierarchical structure of the feedback.

Today, more and more, it becomes clear that in theory and practice of architecture-CCA Benno in urban planning as a strategic-level activity, Wednesday-there is a need for improving individual methods and methodological the concept of decision-making in General. This, in turn, moves to establish a methodological and basic human capacities, develop a system of ontological and mathematical models studied and designed facilities, training, informally know the methods optimization with the use of modern information and communication technologies and computing. Researched and proposed principles that apply to a specific task of the living Wednesday, will develop the system methods and models for the study of architecture and town planning objects.

Key words: *Sistemnyj podhod, analiz sistemnyj, printsipy, demoekosistema*

REFERENCES

1. Reymers, N.F. Ekologiya (teorii, zakony, pravila, printsipy i gipotezy) / N.F. Reymers. – M.: Rossiya Molodaya, 1994 – 367 s.
2. Revich B.A. Ekologicheskaya epidemiologiya [Tekst]: uchebnik/B.A. Revich, S.L. Avaliani, G.I. Tikhonova. – M.: Akademiya, 2004. – 379 s.
3. Vasilenko N.A. Landshaftno-rekreatsionnaya sreda goroda. Sovremennyye problemy demoekologii: monografiya / N.A. Vasilenko; nauch. Red. G.I. Lavrik. – Belgorod: Izd-vo BGTU, 2012.
4. Lavrik G.I. Mesto i znacheniye rayonnoy planirovki v garmonizatsii sredy zhiznedeyatel'nosti [Tekst] / G.I. Lavrik, V.V. Pertsev // Zdorov'ye naseleeniya - strategiya razvitiya sredy zhiznedeyatel'nosti: v 2 t.: sb. st. k Obshchemu sobraniyu RAASN / BGTU im. V.G. Shukhova. - Belgorod: Izd-vo BGTU, 2008. T.2. S. 19-29.
5. Lavrik G.I. Metodologicheskiye osnovy issledovaniya arkhitekturnykh sistem [Tekst]: dis...d-ra arkhitektury: 18.00.01: utv. 20.02.81/Lavrik Gennadiy Ivanovich. – K., 1979. – 251 s.
6. Bertalanfi, L. fon. Obshchaya teoriya sistem – kriticheskiy obzor / L. fon Bertalanfi // Issledovaniya po obshchey teorii sistem: sbornik perevodov pod obshch.red. i vst. st. V. N. Sadovskogo i E. G. Yudina. – M.: Progress, 1969. – S. 23–82.
7. Rashevsky N. Mathematical biophysics. Physico-mathematical foundations of biology. - New York: Dover, 1960. Vol. II. 462 p.
8. Rozen R. Printsip optimal'nosti v biologii. - M., Mir, 1969. 216 s.
9. Voronina V. L. Sovremennaya arkhitektura stran tropicheskoy Afriki. M., 1973.
10. Kastler G. Vozniknoveniye biologicheskoy organizatsii. Pod red. I predisl. L.A. Blyumenfel'da. – M.6 izd. «Mir». -1967
11. Bogdanovich B. Arkhitekturno-khudozhestvennyye problemy zastroyki gorodov i zhilykh rayonov. Soveshchaniye rukovoditeley soyuzov arkhitektorov yevropeyskikh sotsialisticheskikh SSSR. M., 1968.

12. Forrester Dzh. Dinamika razvitiya goroda. Perevod s angliyskogo M. Orlovoy. Pod redaktsiyey YU. Ivanilova, A. Ivanova, R. Oganova. Predisloviye YU. Kozlova. — M.: Progress, 1974. — 286 s.
13. Frank – Kamenetskiy L.A. Metody sovremennoy teoreticheskoy fiziki. V Kn. «Materialisticheskaya dialektika i metody yestestvennykh nauk». M.,»Nauka», 1968, s.402
14. Veyl' G. Simmetriya. M.: Nauka, 1968.

Akufuna Kabango

Voronezh State Technical University, Voronezh

postgraduate student, Chair of fundamentals of design and architectural graphics

E-mail: kabango_akfuna@hotmail.com

A.E. Enin

Voronezh State Technical University. Voronezh

Candidate of Architecture, Prof., Chairholder foundations of design and architectural graphics

E-mail: a_yenin@mail.ru

УДК 666.972:624.07

КОТОВА К.С., СЛАВЧЕВА Г.С.

ИЗУЧЕНИЕ СЦЕПЛЕНИЯ РАЗЛИЧНЫХ ВИДОВ АРМАТУРЫ С ПЕНОБЕТОНОМ*

Представлены результаты исследований параметров сцепления пенобетона со стеклокомпозитной, базальтокомпозитной и металлической арматурой методом выдергивания стержня из бетонного куба. Установлено, что наилучшая совместная работа арматуры с пенобетоном может быть обеспечена при применении стеклокомпозитной арматуры. Предел прочности ее сцепления с пенобетонами классов В7,5 (D1400), В10 (D1600) на 20-45% выше значений прочности сцепления базальтокомпозитной и металлической арматуры для всех вариантов комбинирования классов по прочности и диаметров арматуры (\varnothing 6,8,10 мм). С увеличением класса бетона по прочности предела прочности сцепления для всех исследованных видов арматурных изделий закономерно возрастает. При этом изменение прочности сцепления арматуры с пенобетоном при варьировании ее диаметра имеет разные закономерности для рассмотренных видов арматуры.

Ключевые слова: пенобетон, композитная арматура; металлическая арматура; предел прочности сцепления арматуры с бетоном.

Введение. Одним из ключевых проблем реализации идеи теплоэффективного дома является вопрос выбора эффективных материалов для его несущих и ограждающих конструкций. При этом материалы и конструкции со своими функциями должны быть адаптированы к перспективным архитектурно-строительным и конструктивным системам зданий. Сегодня применительно к массовой городской застройке наиболее эффективным является сборно-монолитное строительство с использованием газосиликата как материала эффективных ограждающих конструкций в различных конструктивных системах зданий. Однако применительно к индивидуальному жилищному строительству, особенно в районах с неразвитой производственной инфраструктурой, велика потребность в строительных технологиях и адаптированных к ним материалах, обеспечивающих минимальное использование строительной техники, простоту технологических решений.

В этой связи использование пенобетонов различной плотности для возведения всех конструкций здания для монолитного малоэтажного строительства представляется достаточно перспективным. Нами показано [1], что по сравнению с традиционными конструкциями из газосиликата и сборного железобетона применение монолитного пенобетона позволяет сократить затраты на применение машин и механизмов на 30-50 %, массу конструкций - на 20-60 %, расход материалов - на 20-40 % при сопоставимых суммарных затратах на 1м² здания. Эффективность применения пенобетонов основывается на реализации мобильных технологий монолитного строительства, которые могут обеспечить возможность возведения различных типов малоэтажных зданий с использованием одной и той же номенклатуры материалов и комплекта оборудования. В результате выполнения комплекса научных и инженерных работ [2-3] коллектива, возглавляемого академиком Е.М. Чернышовым, разработана технология мобильного монолитного строительства «Монопор», основанная на применении нормально твердеющих пенобетонов на различных видах наполнителей. В рамках данных работ определены рецептурно-технологические факторы получения пенобетонов $\rho=800-1600$ кг/м³ различ-

* Статья подготовлена при научных консультациях академика РААСН, д-ра техн. наук, проф. Е.М. Чернышова

ных структурных модификаций, системно изучен комплекс их теплофизических, прочностных и деформативных характеристик. С учетом влияния длительных процессов, установлены расчетные характеристики пенобетонов [4].

В тоже время отсутствует необходимая для расчета и проектирования конструкций на основе пенобетонов комплексная достоверная информация о параметрах сцепления пенобетонов с арматурой, которые являются одним из значимых факторов несущей способности конструкций. Отметим, что совместная работа металлической арматуры с цементными тяжелыми и легкими бетонами различных классов [5-10], а также с силикатными ячеистыми бетонами [10-14] изучена достаточно полно. В результате известны требования к металлической арматуре, обеспечивающие наилучшее сцепление с указанными видами бетонов. Одновременно следует подчеркнуть, что из-за проблемы коррозии металлической арматуры в настоящее время ведутся активные исследования по поиску путей замены металлической арматуры на неметаллическую на основе современных композиционных материалов [15-18].

Основными условиями, обеспечивающими надежную совместную работу бетона и арматуры в конструкциях, являются

- сцепление арматуры с бетоном по площади их контакта, исключающее выдергивание (сдвиг) арматуры в бетоне,
- защитные свойства бетона по предотвращению коррозии арматуры,
- величины коэффициентов линейного деформирования бетона и арматуры.

Применительно к пенобетонам на реализацию данных условия могут влиять следующие факторы. Во-первых, пенобетон как макропористый материал будет иметь неоднородный контактный слой с поверхностью арматуры, что закономерно повлияет на величину сцепления. Во-вторых, пенобетон имеет более низкую прочность и повышенную деформативность по сравнению с другими видами бетонов [4]. Поэтому высока вероятность выдергивания (сдвига) высокопрочной металлической арматуры из пенобетона. В результате, в конструктивных элементах из пенобетона конструкционный потенциал металлической арматуры может быть использован не в полной мере. В-третьих, в отличие от плотного бетона, макропористая структура пенобетона может не обеспечить защиту металлической арматуры от коррозии.

Поэтому главной проблемой исследования является определение требований к арматуре (виду, физико-механическим характеристикам, профилю, диаметру), которые обеспечивают наилучшую совместную работу арматуры с пенобетоном.

В качестве объектов исследования были выбраны следующие виды арматуры:

- металлическая, как традиционная база сравнения,
- стеклокомпозитная и базальтокомпозитная, как альтернативные варианты арматуры, активно внедряемые в строительную практику.

В данной статье обсуждаются результаты исследований величины сцепления указанных видов арматуры с пенобетоном средней плотности 1400-1600 кг/м³, рассматриваемого как материал для сжатых и изгибаемых конструктивных элементов зданий.

Материалы и методы

1. Характеристика материалов и факторного пространства исследований

При проведении исследований параметров сцепления в системе «пенобетон-арматура» в экспериментах варьировались следующие факторы.

1. Вид и диаметр арматуры. При этом все арматурные изделия имели сходный периодический профиль.

2. Средняя плотность пенобетона. При этом состав бетона по массовому соотношению цемента, песка оставался постоянным; регулирование средней плотности осуществлялось путем варьирования количества воды и химических добавок ПАВ.

Для оценки совместной работы арматуры с бетоном использовали метод выдергивания арматурного стержня из бетонного куба. Длина заделки стержня в бетон зависела от диаметра и составляла 5d. Общая длина арматурных изделий, согласно требованиям ГОСТ 31938-2012 [19], определялась длиной заделки в бетон, конструкцией испытательной машины и длиной

конструкции испытательной муфты таким образом, чтобы выпуски стержней позволяли обеспечить их захват испытательной машиной и установку датчика продергивания. Характеристика используемых в эксперименте арматурных изделий и параметры их заделки в образцы бетона представлены в таблице 1.

В работе для изготовления образцов использовались составы пенобетона, оптимизированные по комплексу свойств в ранее проведенных нами исследованиях [3] (таблица 2).

Таблица 1 - Характеристика используемых арматурных изделий и параметры их заделки в образцы пенобетона

Вид арматуры	Завод изготовитель	Номинальный диаметр d, мм	Модуль упругости, МПа	Предел прочности при растяжении, σ_b МПа	Предел текучести, σ_t Н/мм ²	Значения расчетного сопротивления сжатию, МПа	Относительное удлинение, %	Длина свободного стержня, мм	Длина заделки, мм	Длина стержня, мм
Стекло-композитная	Воронежский завод композитных материалов	6	50 000	800	нет	300	2,2	300	30	600-800
		8						400	40	
		10						500	50	
Базальто-композитная	Ярославский завод композитных материалов	6	50 000	800	нет	300	2,2	300	30	600-800
		8						400	40	
		10						500	50	
Металлическая профильная А500	ООО «Металлинвест Плюс»	8	200 000	600 (временное сопротивление)	500	350	Не менее 14	300	40	750-850
		10						600	50	

Таблица 2 – Характеристика составов пенобетона

Средняя плотность, кг/м ³	Соотношение Ц:П	В/Ц-отношение	Дозировка пенообразователя, % от массы цемента	Дозировка суперпластификатора, % от массы цемента
1400	1:1,75	0,30	0,04	0,4
1600	1:1,75	0,31	0,05	0,5

Для пенобетонов каждой средней плотности в опытах оценивалось сцепление со всеми охарактеризованными в таблице 1 видами арматуры.

2. Характеристика условий проведения опытов.

В испытаниях на сцепление использовались серии образцов-кубов размером 100×100×100 мм. Количество образцов в серии составляло 6 шт. для каждого варианта комбинирования вида, диаметра арматуры и средней плотности пенобетона. При изготовлении образцов использовались металлические формы, в параллельных гранях которых было проделано по одному отверстию под арматуру. Отверстия служили для фиксации стержня в горизонтальном положении по центру каждой формы-куба, куда устанавливали арматурный стержень перпендикулярно граням и параллельно направлению укладки бетона.

Пенобетон изготавливался двустадийным способом: на первой стадии происходило смешивание воды с воздухововлекающей и суперпластифицирующей добавками ПАВ, на второй стадии добавляли вяжущее с заполнителем. Перемешивание производилось в смесителе турбинного типа при скорости 1300 мин⁻¹ в течение 4-х минут. После укладки смеси в форму

производилось ее кратковременное вибрирование для удаления заземленного у стенок форм воздуха.

Испытание параметров сцепления осуществлялось посредством выдергивания арматурного стержня из образца-куба на универсальной напольной электромеханической испытательной системе INSTRON 5982. Образец помещался в специальную металлическую рамку, которая с одного края закреплялась в захвате испытательной установки. Образец в рамке опирался на опорную металлическую плиту и резиновую прослойку между ней и рамой. На свободном конце стержня в специальной рамке-держателе на образец бетона устанавливался датчик перемещений с точность показаний 0,01 мм для измерения проскальзывания арматуры в бетоне. Для измерения продольных деформаций арматурного стержня при его растяжении использовали экстензометр, установленный по центру рабочей высоты загруженного стержня. Размер рамки обеспечивал необходимое расстояние для установки на выступающем конце стержня датчика перемещений. В процессе проведения испытаний на выдергивание, фиксировалась величина прилагаемой нагрузки при показаниях индикатора величин 0,05 мм, 0,1 мм и 0,25 мм, а так же значение величины смещения стержня при максимальной нагрузке. Перед испытанием образцы подвергались осмотру и обмеру. Схема испытаний образцов при осевом выдергивании арматуры представлена на рисунке 1.

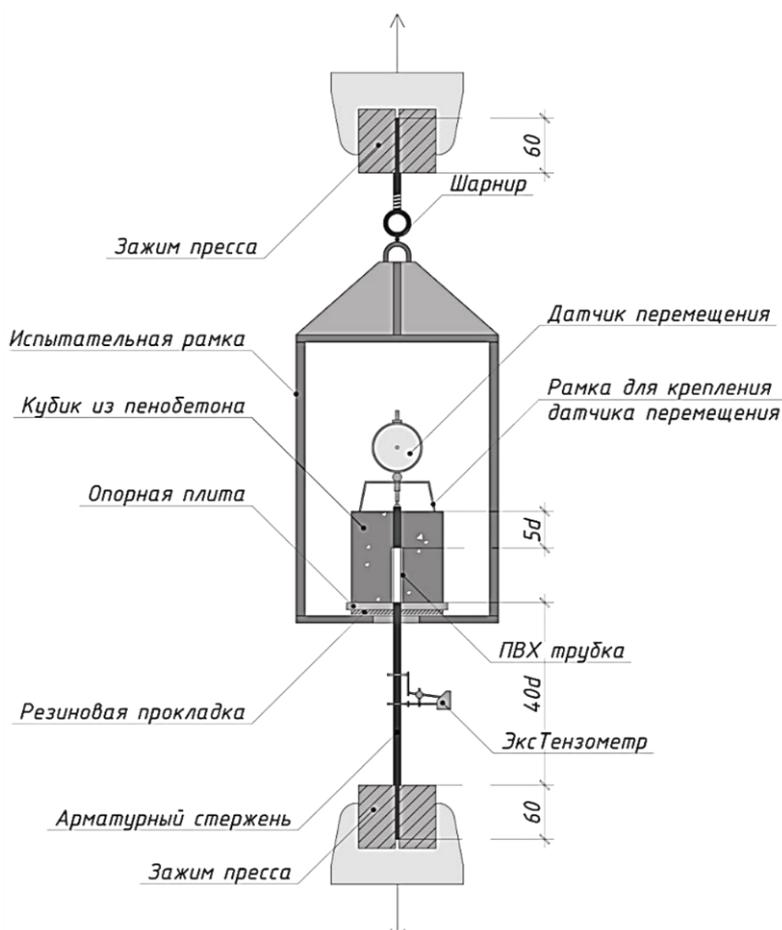


Рисунок 1 – Схема испытаний образцов на выдергивание

С целью контроля прочности и плотности пенобетона одновременно изготавливались контрольные серии неармированных образцов-кубов размером 100×100×100 мм объемом 24 образца для каждой средней плотности. Образцы твердели в нормальных условиях в течение 28 суток. Испытания на прочность производились стандартным методом с использованием универсальной 4-колонной напольной гидравлической испытательной системе 1500HDX фирмы INSTRON. По результатам испытаний статистически достоверно определялись класс

по прочности и марка по средней плотности согласно регламентируемым стандартным методикам [20,21].

3. Метод расчета величины сцепления

Прочность сцепления арматуры с пенобетоном оценивалась по величине сопротивления выдергиванию арматурных стержней из бетона. Расчет основан на определении значений сдвиговых напряжений по границе сцепления арматуры с бетоном, реализующихся при максимальной нагрузке, полученной при растяжении образца до разрушения, независимо от того, где образец разрушился - по стержню или по границе сцепления стержня с бетоном.

Прочность сцепления, согласно ГОСТ 31938-2012 [19], определялась по формуле:

$$\tau = \frac{P}{cL_{fb}},$$

где P - прилагаемая нагрузка, Н;

c - номинальная длина окружности стержня, мм;

L_{fb} - длина заделки стержня в бетон, мм.

Обработка результатов испытаний включала построение диаграмм "напряжение сцепления - проскальзывание" для каждого диаметра. Напряжение сцепления для каждого образца рассчитывалось для значений прилагаемой нагрузки при показаниях датчика проскальзывания стержня на отметках 0,05; 0,1; 0,25 мм, а так же при максимальном напряжении вызывающим проскальзывание свободного конца стержня. Затем рассчитывалось среднее значение сцепления для каждой серии образцов.

Результаты исследований

Анализ комплексных результатов испытаний (таблица 3, рисунок 2,3,4) позволил установить следующее.

В процессе испытаний было зафиксировано проскальзывание всех рассматриваемых видов и диаметров арматуры в бетоне. Выдергивание арматурных стержней всех типов происходило с разрушением в зоне контакта «бетон – арматура», разрыва арматуры не наблюдалось (см. рис. 2).

Влияние вида арматуры. Наиболее высокие значения сцепления зафиксированы для стеклокомпозитной арматуры. Предел прочности сцепления данного вида арматуры в 1,3-1,8 раза выше, чем для базальтокомпозитной и в 1,2-1,9 выше, чем стальной для всех рассмотренных диаметров арматуры и классов бетона. При этом для пенобетона классов В7,5 и В10 усилие выдергивания базальтокомпозитных стержней в контрольных точках смещения стержня сравнимы с металлической арматурой, при условии равного номинального диаметра. Сопоставление характера разрушения с диаграммами «напряжение сцепления - проскальзывание» показывает, что это обусловлено характером разрушения при выдергивании арматуры из тела бетона.

Как видно из представленных характерных диаграмм «напряжение сцепления - проскальзывание» (см. рис. 4), выдергивание стеклокомпозитной арматуры сопровождается более значительными деформациями проскальзывания, что приводит к увеличению усилия, необходимого для ее выдергивания. Для стеклопластиковой арматуры при выдергивании наблюдались локальные отслоения навивки от стержня (см.рис. 2,а). Это позволяет предположить, что у данного вида арматуры сцепление навивки с бетоном выше, чем с телом стержня. Выдергивание базальтокомпозитной арматуры из пенобетона происходило точно по контактной зоне «бетон - арматура» (см.рис. 2,б), без срыва навивки, так как навивка у данной разновидности арматуры частично утоплена в продольное волокно. Выдергивание металлической арматуры происходило с частичным разрушением бетона около зоны контакта с арматурным стержнем (см. рис. 2,в).

Влияние диаметра арматуры. Изменение прочности сцепления арматуры с пенобетоном при варьировании ее диаметра имеет разные закономерности для рассмотренных видов арматуры (см. табл. 3, рис. 3).

У стеклокомпозитной арматуры, для класса В7,5, наилучший результат по прочности сцепления был достигнут для стержней 6 диаметра, далее происходило снижение показателя на 25% и осталось неизменным по мере роста поперечного сечения. Базальтокомпозитная арматура в пределах класса В7,5 не показала четкой зависимости сцепления от изменения диаметра (см. рис. 3а). Для класса В10, в отношении композитной арматуры двух видов зафиксировано снижение сцепления с пенобетоном при увеличении диаметра.

Для металлической, напротив, наблюдается прирост прочности сцепления на 20% для бетона класса В7,5 при изменении ее диаметра от 8 до 10 мм (см. рис. 3б). Для класса В10 отмечается динамика ухудшения значений прочности сцепления.

Влияние прочности бетона. С повышением класса бетона по прочности при сжатии предел прочности сцепления рассматриваемых видов арматуры с пенобетоном закономерно увеличивается (см. табл. 3). При повышении класса бетона предел прочности сцепления возрастает в различной мере в зависимости от диаметра арматуры:

- для стеклокомпозитной арматуры для стержней \varnothing 6 мм - в 1,3 раз, для \varnothing 8 мм – в 1,6 раз, для \varnothing 10 мм – в 1,3 раза;

Таблица 3 – Результаты испытаний по определению величины сцепления арматурных стержней с пенобетоном

Класс по прочности	Марка по плотности	Вид арматуры	Диаметр	МАХусилие выдергивания Р, кН	Смещение А при Р _{max} мм	Предел прочности сцепления с бетоном, МПа
В 7,5	D 1400	Стеклокомпозитная	6	4.01	3.28	7.21
			8	5.05	2.55	5.36
			10	8.63	1.63	5.36
		Базальтокомпозитная	6	1.38	1.40	3.08
			8	3.94	1.55	4.05
			10	5.84	1.88	3.81
Металлическая	8	2.90	0.85	2.80		
	10	5.68	0.35	3.36		
В 10	D 1600	Стеклокомпозитная	6	5.08	2.80	9.12
			8	8.46	2.93	8.98
			10	11.57	1.38	7.19
		Базальтокомпозитная	6	2.29	3.30	5.12
			8	4.91	2.20	5.04
			10	7.42	1.80	4.84
		Металлическая	8	6.34	0.48	6.11
			10	10.08	0.33	5.97



Рисунок 2 – Характер нарушения сцепления арматуры с поризованным бетоном: а) стеклокомпозитной; б) базальтокомпозитной; в) металлической

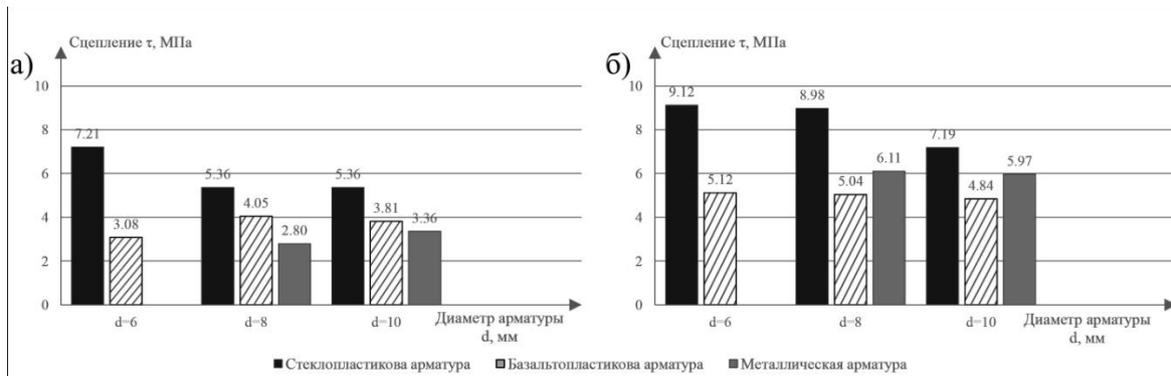


Рисунок 3 – Прочность сцепления различных видов арматуры с пенобетоном классов В 7,5 (а) и В 10 (б)

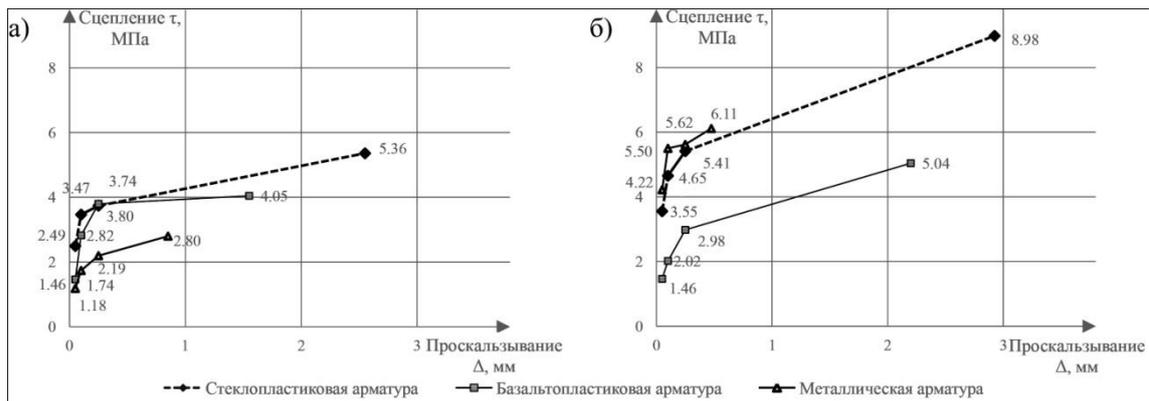


Рисунок 4 – Зависимость сцепления арматуры диаметром 8 мм с пенобетонами класса В 7,5 (а) и В10(б) от проскальзывания

- для базальтокомпозитной арматуры для стержней $\varnothing 6$ мм - в 1,7 раза, для $\varnothing 8$ мм – в 1,3 раза, для $\varnothing 10$ мм – в 1.1 раза;
 - для металлической арматуры - в 1,8 и 2,2 раза, для стержней $\varnothing 8$ мм и $\varnothing 10$ мм соответственно.

Заключение

Установлено, что наилучшая совместная работу арматуры с пенобетоном может быть обеспечена при применении стеклокомпозитной арматуры. Предел прочности ее сцепления с пенобетонами классов В7,5 (D1400), В10 (D1600) на 20-45% выше значений прочности сцепления базальтокомпозитной и металлической арматуры для всех вариантов комбинирования классов по прочности и диаметров арматуры ($\varnothing 6, 8, 10$ мм). Это обусловлено характером разрушения при выдергивании арматуры из тела бетона. Для стеклопластиковой арматуры прочность сцепления в контактной зоне «бетон – арматура» выше, чем сцепление навивки, образующей профиль арматуры, с телом стержня. Базальтопластиковая арматура имеет самую низкую прочность сцепления с пенобетоном, при ее выдергивании разрушение происходит точно по контактной зоне «бетон - арматура». При выдергивании высокопрочной металлической арматуры происходит частичное разрушение бетона около зоны контакта с арматурным стержнем.

С увеличением класса бетона по прочности предела прочности сцепления для всех исследованных видов арматурных изделий закономерно возрастает. Однако изменение прочности сцепления арматуры с пенобетоном при варьировании ее диаметра имеет разные закономерности для рассмотренных видов арматуры. Для композитной арматуры наблюдается тенденция снижения прочности сцепления с бетоном при увеличении ее диаметра, для металлической арматуры имеется обратная тенденция.

Перспективы развития исследований связаны с решением следующих задач:

- проведение комплексных экспериментально-теоретических исследований и испытания конструктивных элементов из пенобетона, армированных различными видами армированных изделий;

- на основе результатов экспериментальных и исследований разработать рекомендации по расчету и проектированию конструкций из пенобетона для малоэтажного строительства.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Славчева Г.С., Котова К.С. Вопросы повышения эффективности применения неавтоклавных ячеистых бетонов (пенобетонов) в строительстве // Жилищное строительство. 2015. №8. С.44-47.
2. Славчева Г.С., Чернышов Е.М. Алгоритм конструирования структур цементных пенобетонов по комплексу задаваемых свойств // Строительные материалы. 2016. №9. С.58-64.
3. Г.С. Славчева, Е.М. Чернышов, М.В. Новиков. Теплоэффективные пенобетоны нового поколения для малоэтажного строительства / Строительные материалы. 2017. №7. С.20-24.
4. Новиков М.В., Чернышов Е.М., Славчева Г.С. Механические свойства цементного поризованного бетона при одноосном сжатии с учетом закономерностей его ползучести // Строительные материалы. 2016. №11. С.26-31.
5. Семченков А.С., Залесов А.С., Мешков В.З., Квасников А.А. Характер сцепления с бетоном стержневой арматуры различных профилей / Бетон и железобетон. 2007. №5. С. 2-7.
6. Веселов А. А. Нелинейная теория сцепления арматуры с бетоном и ее приложения: автореферат дис. ... доктора технических наук: 05.23.01 / Веселов Анатолий Александрович. – Санкт-Петербург., 2000. 44 с.
7. Саврасов И.П. Прочность, трещиностойкость и деформативность изгибаемых железобетонных элементов, армированных сталью класса А500 с различным периодическим профилем: автореферат дис. ... кандидата технических наук: 05.23.01 / Саврасов Иван Петрович. – М., 2010. – 22 с.
8. Каландадзе В.Ш. Зоидзе В.В. Сцепление арматуры с бетоном на зольном аглопорите / Бетон и железобетон. 1980. №7. С. 19-20.
9. Рахмонов А.Д. Прочность, жесткость и трещиностойкость неразрезных бетонных балок с комбинированным армированием: автореферат дис. ... кандидата технических наук : 05.23.01 / Рахмонов Ахмаджон Джамолиддинович. - Казань, 2015. – 20 с.
10. Тихомиров В.М., Астахов Ю.В. Экспериментально-численное моделирование взаимодействия стальной и базальтопластиковой арматуры с бетоном / Известия вузов. Строительство. 2010. №11-12. С. 128-137.
11. Ахматов М.А. Эффективность применения легких бетонов и железобетонных конструкций на заполнителях из каменных отходов и рыхлых пористых пород вулканического происхождения: автореферат дис. ... доктора технических наук : 05.23.01, 05.23.05 / Ахматов Мусса Ахматович. – Ростов н/Д., 1999. – 92 с.
12. Насритдинов М.М. Прочностные и деформативные свойства легкого конструкционного бетона на пористых заполнителях из лессовидных суглинков и особенности работы изгибаемых элементов из него: автореферат дис. ... кандидата технических наук: 05.23.01 / Насритдинов, Мухаммад Махмутжонович. – М., 1990. – 23 с.
13. Чистов Ю.Д. Неавтоклавные бетоны плотной и ячеистой структуры на основе мелких песков: автореферат дис. ... доктора технических наук: 05.23.05 / Чистов, Юрий Дмитриевич. –М., 1995. – 32 с.
14. Георгиев Г.Д. Сцепление арматуры с бетоном при постоянных и переменных нагрузках: диссертация ... кандидата технических наук: 05.23.01 / Георгиев Георги Дянков – Киев. 1984. – 253 с.
15. Дронов А.В., Дрокин С.В., Фролов Н.В. Экспериментальное исследование сцепления стеклопластиковой арматуры с бетоном / Промышленное и гражданское строительство. 2016. № 11. С. 80-83.
16. Хозин В.Г., Пискунов А.А., Гиздатуллин А.Р., Куклин А.Н. Сцепление полимеркомпозитной арматуры с цементным бетоном / Известия КГАСУ. 2013. №1. С. 214-219.
17. Кустикова Ю.О., Римшин В. И. Напряженно-деформированное состояние базальтопластиковой арматуры в железобетонных конструкциях / Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 6. С. 6-9
18. Богданова Е.Р. Изменение свойств сцепления композитной полимерной арматуры с бетоном в условиях воздействия различных сред / Промышленное и гражданское строительство. 2016. №2. С. 39-43.
19. ГОСТ 31938-2012. Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. - М.: Стандартинформ, 2014. – 35 с.
20. ГОСТ 18105-2010. Бетоны. Правила контроля и оценки прочности. -М.: Стандартинформ, 2012. – 12 с.
21. ГОСТ 27005-2014. Бетоны легкие и ячеистые. Правила контроля средней плотности. -М.: Стандартинформ, 2015. – 10 с.

Котова Кристина Сергеевна

Воронежский государственный технический университет, г. Воронеж

Аспирант, ассистент кафедры проектирования зданий и сооружений

E-mail: krista_cat@mail.ru

Славчева Галина Станиславовна

Воронежский государственный технический университет, г. Воронеж

Доктор технических наук, профессор кафедры технологии строительных материалов, изделий и конструкций

E-mail: gslavcheva@yandex.ru

KOTOVA K. S., SLAVCHEVA G. S.

STUDY OF CLUTCH OF VARIOUS TYPES OF REINFORCEMENTS WITH FOAM CONCRETE

In this paper, strength of adhesion between steel, glass-composite, basalt-composite rebar and foam concrete were studied by pulling the rods from the concrete samples. It is determined that the best joint work of rebar with concrete is coursed by application of the glass-composite rebar. The strength of adhesion between the glass-composite rebar and foam concrete B7,5 (D1400), B10 (D1600) is more on 20-45% than that between the steel, basalt-composite rebar and foam concrete for all combinations of strength classes and rebar diameters (\varnothing 6,8,10 мм). The strength of adhesion between rebar and foam concrete will increase, if the strength classes of foam concrete increases too. At the same time, the strength of adhesion changes the different way for steel, glass-composite and basalt-composite rebar with varying their diameters.

Keywords: foam concrete, steel rebar, composite rebar, strength of adhesion between rebar and concrete.

REFERENCES

1. Slavcheva G.S., Kotova K.S. Voprosy povysheniya effektivnosti primeneniya neavtoklavnykh yachei-stykh betonov (penobetonov) v stroitel'stve // Zhilishchnoye stroitel'stvo. 2015. №8. S.44-47.
2. Slavcheva G.S., Chernyshov Ye.M. Algoritm konstruirovaniya struktur tsementnykh penobetonov po kompleksu zadavayemykh svoystv // Stroitel'nyye materialy. 2016. №9. S.58-64.
3. G.S. Slavcheva, Ye.M. Chernyshov, M.V. Novikov. Teploeffektivnyye penobetony novogo pokoleniya dlya maloetazhnogo stroitel'stva / Stroitel'nyye materialy. 2017. №7. S.20-24.
4. Novikov M.V., Chernyshov Ye.M., Slavcheva G.S. Mekhanicheskiye svoystva tsementnogo porizovannogo betona pri odnoosnom szhatii s uchetom zakonmernostey yego polzuchesti // Stroitel'nyye materialy. 2016. №11. S.26-31.
5. Semchenkov A.S., Zalesov A.S., Meshkov V.Z., Kvasnikov A.A. Kharakter stsepleniya s betonom sterzhnevoy armatury razlichnykh profiley / Beton i zhelezobeton. 2007. №5. S. 2-7.
6. Veselov A. A. Nelineynaya teoriya stsepleniya armatury s betonom i yeye prilozheniya: avtoreferat dis. ... doktora tekhnicheskikh nauk: 05.23.01 / Veselov Anatoliy Aleksandrovich. – Sankt-Peterburg., 2000. 44 s.
7. Savrasov I.P. Prochnost', treshchinostoykost' i deformativnost' izgbayemykh zhelezobetonnykh elementov, armirovannykh stal'yu klassa A500 s razlichnym periodicheskim profilem: avtoreferat dis. ... kandidata tekhnicheskikh nauk: 05.23.01 / Savrasov Ivan Petrovich. – M., 2010. – 22 s.
8. Kalandadze V.SH. Zoidze V.V. Stsepleniye armatury s betonom na zol'nom agloporite / Beton i zhelezobeton. 1980. №7. S. 19-20.
9. Rakhmonov A.D. Prochnost', zhestkost' i treshchinostoykost' nerazreznykh betonnykh balok s kombinirovannym armirovaniyem: avtoreferat dis. ... kandidata tekhnicheskikh nauk : 05.23.01 / Rakhmonov Akhmadzhon Dzhamoliddinovich. - Kazan', 2015. – 20 s.
10. Tikhomirov V.M., Astakhov YU.V. Eksperimental'no-chislennoye modelirovaniye vzaimodeystviya stal'noy i bazal'toplastikovoy armatury s betonom / Izvestiya vuzov. Stroitel'stvo. 2010. №11-12. S. 128-137.
11. Akhmatov M.A. Effektivnost' primeneniya legkikh betonov i zhelezobetonnykh konstruktсий na zapolnitelyakh iz kamennykh otkhodov i rykhlykh poristykh porod vulkanicheskogo proiskhozhdeniya: avto-referat dis. ... doktora tekhnicheskikh nauk : 05.23.01, 05.23.05 / Akhmatov Mussa Akhmatovich. – Rostov n/D., 1999. – 92 s.
12. Nasritdinov M.M. Prochnostnyye i deformativnyye svoystva legkogo konstruksionnogo betona na poristykh zapolnitelyakh iz lessovidnykh suglinkov i osobennosti raboty izgbayemykh elementov iz nego: avtoreferat dis. ... kandidata tekhnicheskikh nauk: 05.23.01 / Nasritdinov, Mukhammad Makhmu-tzhonovich. – M., 1990. – 23 s.
13. Chistov YU.D. Neavtoklavnyye betony plotnoy i yacheistoy struktury na osnove melkikh peskov: avtoreferat dis. ... doktora tekhnicheskikh nauk: 05.23.05 / Chistov, Yuriy Dmitriyevich. –M., 1995. – 32 s.
14. Georgiyev G.D. Stsepleniye armatury s betonom pri postoyannykh i peremennykh nagruzkakh: disserta-tsiya ... kandidata tekhnicheskikh nauk: 05.23.01 / Georgiyev Georgi Dyankov – Kiyev. 1984. – 253 s.
15. Dronov A.V., Drokin S.V., Frolov N.V. Eksperimental'noye issledovaniye stsepleniya steklopla-stikovoy armatury s betonom / Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. 2016. № 11. S. 80-83.

16. Khozin V.G., Piskunov A.A., Gizdatullin A.R., Kuklin A.N. Stsepleniye polimerkompozitnoy armatury s tsementnym betonom / Izvestiya KGASU. 2013. №1. S. 214-219.
17. Kustikova YU.O., Rimshin V. I. Napryazhenno-deformirovannoye sostoyaniye bazal'toplastikovoy armatury v zhelezobetonnykh konstruktsiyakh / Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. 2014. № 6. S. 6-9
18. Bogdanova Ye.R. Izmeneniye svoystv stsepleniya kompozitnoy polimernoy armatury s betonom v usloviyakh vozdeystviya razlichnykh sred / Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. 2016. №2. S. 39-43.
19. GOST 31938-2012. Armatura kompozitnaya polimernaya dlya armirovaniya betonnykh konstruktsiy. -M.: Standartinform, 2014. – 35 s.
20. GOST 18105-2010. Betony. Pravila kontrolya i otsenki prochnosti. -M.: Standartinform, 2012. – 12 s.
21. GOST 27005-2014. Betony legkiye i yacheistyye. Pravila kontrolya sredney plotnosti. -M.: Standartinform, 2015. – 10 s.

Kotova K. S.

Voronezh state technical University, Voronezh
Post-graduate student, assistant at the department of building design
E-mail: krista_cat@mail.ru 89191850584

Slavcheva G. S.

Voronezh state technical university, Voronezh
Doctor of engineering sciences, professor at the department of building materials technology, products and structures
E-mail: gslavcheva@yandex.ru 89601329475

УДК: 666.972.32

ХОЛЬШЕМАХЕР К., БУЛГАКОВ А.Г.

АНАЛИЗ ПРИМЕНЕНИЯ ЭКОЛОГИЧЕСКИ БЕЗОПАСНЫХ АРМИРОВАННЫХ БЕТОНОВ

В последнее время в промышленном производстве сборного бетона и железобетона наметилась тенденция использования инновационных материалов, таких, как самоуплотняющийся бетон, фибробетон, текстильно-армированный бетон, углеродная бетонная смесь и деформационно-упрочняющийся асбестоцементный материал. Применение углеродных сеток и прутков свело на нет риск коррозии арматуры, что позволило уменьшить защитный слой бетона и глубину структурных элементов. Однако использование углеродной арматуры требует разработки новых конструктивных решений и новой технологии строительства. В случае успешного решения этих вопросов промышленное производство сборного бетона имеет все шансы увеличить свою долю рынка.

Ключевые слова: сборный бетон; короткие фиброволокна; текстильно-армированный бетон

Введение

Промышленное производство сборного бетона занимает существенный объем строительной индустрии и традиционно открыто для инноваций. Многие новые методики, применяемые сейчас в гражданском строительстве, изначально были опробованы в промышленном производстве сборного бетона. В последнее время для производства сборных бетонных элементов начали использоваться такие инновационные материалы, как самоуплотняющийся бетон, фибробетон, текстильно-армированный бетон, углеродная бетонная смесь и деформационно-упрочняющийся асбестоцементный материал. Сетка из стальной проволоки и прутковая арматура частично заменяются неметаллическими материалами. Причина обращения к таким материалам состоит в том, что неметаллическая арматура не требует защиты от коррозии. Следовательно, можно уменьшить защитный слой бетона и повысить прочность. Размеры поперечного сечения могут быть ограничены значениями, необходимыми, чтобы выдержать несущую нагрузку. Это позволяет проектировать и создавать легкие, ресурсоэффективные сборные бетонные элементы, пригодные для бетонирования больших площадей.

Фибробетон

Для производства фибробетона используются короткие волокна различных материалов (например, сталь, полимер, стекло, базальт, углерод). Фибробетон имеет большую пластичность, меньше подвержен растрескиванию, более огнестойкий по сравнению с обычным армированным бетоном. Использование волокон позволяет сократить объем применения сетки из стальной проволоки и прутковой арматуры, либо полностью их заменить. Благодаря своим преимуществам фибробетон на протяжении многих лет широко используется в промышленном производстве сборного бетона в качестве строительного материала [1].

В настоящее время открываются новые возможности использования щелочнупорного макростекловолокна для строительства несущих элементов. В прошлом стеклофибробетон использовался почти исключительно для неконструкционных элементов, таких, как элементы фасада или изделия из бетона. Недавние исследования показали, что по жесткости конструкционный стеклофибробетон может сравниться с железобетоном, армированным стальными волокнами [2,3]. Широко применяется макростекловолокно длиной 36 мм (рис. 1).



Рисунок 1 - Щелочноупорное макростекловолокно с приложением сосредоточенной нагрузки в четырех точках

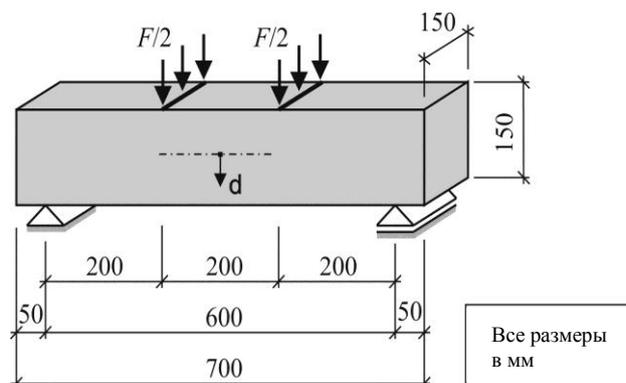


Рисунок 2 - Образец для испытания на изгиб

Для изучения кривых прогиба под нагрузкой были проведены испытания на изгиб с приложением сосредоточенной нагрузки в четырех точках на образцах размером 15 x 15 x 70 см (рис. 2,3). Результаты испытаний показали, что конструкционный стеклофибробетон пригоден для статически неопределимых систем, таких как бетонное покрытие на земельном полотне. Но он также может быть использован для сборных бетонных элементов, преимущественно находящихся под давлением, например, стен. Поэтому конструкционный стеклофибробетон имеет хорошие перспективы применения в промышленном производстве сборного бетона.

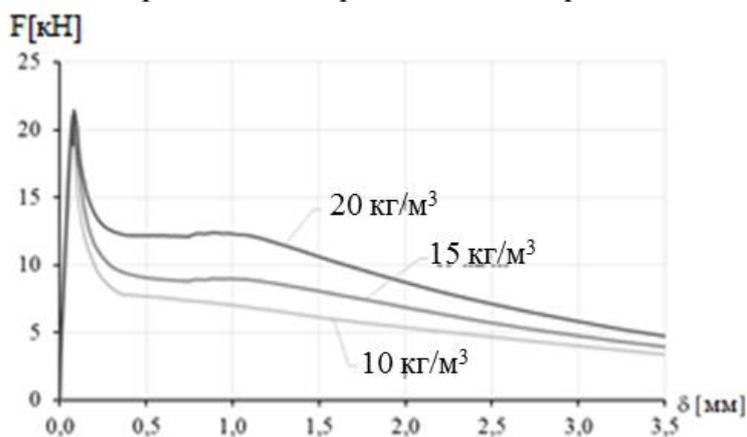


Рисунок 3 - Кривые изгиба под нагрузкой образцов конструкционного стеклофибробетона с различным количеством волокон

Другой тенденцией является более широкое использование керамзитобетона в строительстве. Основной причиной являются хорошие теплоизоляционные свойства этого материала. Добавление в него стальных волокон позволит сократить количество арматурных стержней или полностью заменить их [4].

Текстильно-армированный бетон

Текстильно-армированный бетон состоит из текстильной сетки и специального мелкозернистого бетона повышенной прочности с максимальным размером гранул в 2 мм. Первые исследования текстильно-армированного бетона проводились в Германии в девяностые годы прошлого века. Была сделана попытка применения текстильной сетки в качестве неметаллической арматуры, при этом в основном использовались нити щелочноупорного стекловолокна.

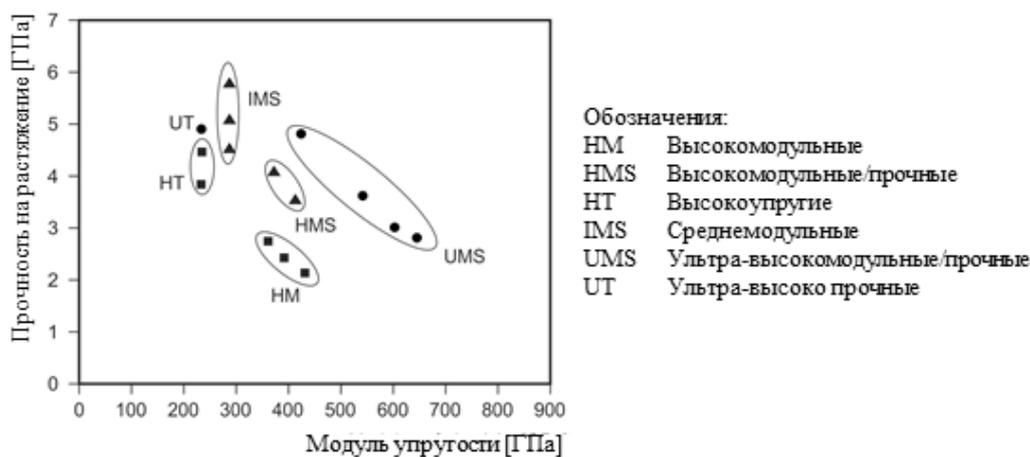


Рисунок 4 - Разные виды углеродного волокна [6]

На развитие текстильно-армированного бетона возлагались большие надежды. Но вскоре стало очевидно, что при использовании такого бетона на практике возникают проблемы. В этой связи необходимо учитывать следующие факты:

- Из-за низкой жесткости и низкой плотности текстильной сетки сложно зафиксировать положение сетки во время бетонирования.
- Для элементов текстильно-армированного бетона необходимо разработать новую производственную технологию. Не представляется возможным использование традиционных методов, пригодных для сетки из стальной проволоки и прутковой арматуры. Технология бетона традиционно ориентирована на материалы с магнитными свойствами, подобным стали. При использовании неметаллических материалов требуются новые идеи, касающиеся транспортировки и сборки текстильных сеток.
- Другим сложным вопросом является сцепление с окружающим бетоном. Только внешние волокна нити непосредственно контактируют с бетонной матрицей и имеют плотное сцепление. Внутренние волокна непосредственно контактируют только с другими волокнами, что приводит к неравномерному распределению напряжения по сечению волокна. Следовательно, возникает существенный разрыв между пределом прочности одной нити и прочностью волокна.
- Площадь поперечного сечения обычных текстильных сеток относительно небольшая, потому что ширина сетки должна быть достаточной для бетонирования. Часто требуется более одного слоя тканевого усиления, особенно для структурных для структурных элементов. Но затем возникают сложности при производстве элементов. В таких случаях требуется очень подвижный бетон. В противном случае высока вероятность дефектов в структуре бетона.

Тем не менее, в настоящее время текстильно-армированный бетон находит применение, например, для легких элементов фасада, особенно в свете новых концепций отопления [5]. Кроме того, текстильно-армированный бетон используется при строительстве мостов, и, наконец, он широко применяется для укрепления существующих структур.

Углеродная бетонная смесь

В основе разработок углеродной бетонной смеси, проводившихся в Германии, лежит идея объединить опыт производства текстильно-армированного бетона с применением углеродных волокон и реализацией новых конструктивных решений. Разработка углеродной бетонной смеси с учетом этих требований представляет собой трудную и интересную задачу для исследователей. Один из крупнейших исследовательских проектов Германии последних лет под названием СЗ посвящен изучению строительства с использованием углеродной бетонной смеси.

Таблица 1 - Свойства различных волокнистых материалов

	Плотность г/см ³	Модуль упру- гости ГПа	Прочность на рас- тяжение ГПа	Предельное напряжение %
Стальные волокна	7,85	160-210	0,3-3	1-10
Полипропиленовое волокно	0,9	1,3-10	0,2-0,4	5-15
Щелочноупорное стекловолокно	2,68-2,70	72-80	1,5-3,7	1,5-3,6
Базальтовое волокно	2,6-2,8	90-110	4,8	<4,0
Арамидное волокно	1,44	30-130	0,6-2,9	1,8-4,4
Углеродное волокно	1,8	240-600	3,0-5,0	0,5-2,5

Углеродные волокна обладают уникальными свойствами. Сравнение с другими строительными материалами приведено в таблице 1. Углеродные волокна чрезвычайно разнообразны (рис. 4). Рассматриваются варианты использования прутков и коротких волокон в сетках углеродной бетонной смеси. Помимо новых конструктивных решений, такая комбинация арматуры представляет собой основное отличие текстильно-армированного бетона и углеродной бетонной смеси.

Хотя исследование углеродной бетонной смеси находится на начальном этапе, этот материал уже достаточно широко используется на практике. К таким изделиям с применением углеродной бетонной смеси относятся [7]:

- балконные плиты производственного изготовления;
- цилиндрические оболочки одинарной кривизны;
- мост для велосипедов и пешеходов длиной 15 м и шириной 3 м;
- укрепление и ремонт старых конструкций оболочек и сводов, железобетонные панели, бункеры и мосты.

Углеродная бетонная смесь может применяться и для чрезвычайно оригинальных конструкций. Например, студенты Высшей технической школе г. Лейпциг, используя приготовленный в лаборатории материал, изготовили из него каноэ. Лодка оказалась легкой и прочной. На ней они выиграли большое количество соревнований, в том числе чемпионат Германии в двух дисциплинах (рис. 5).

Выводы

В промышленном производстве сборного бетона набирает популярность использование инновационных строительных материалов. В особенности углеродная бетонная смесь открывает новые возможности в строительстве сборных бетонных элементов. Использование новых инновационных материалов, безусловно, представляет собой серьезный шаг вперед, но при этом требует новых конструктивных решений. Создание первых конструкций из углеродной бетонной смеси наглядно продемонстрировало высокий потенциал этой технологии строительства. Однако пока раскрыты далеко не все возможности этого материала. Мы находимся в самом начале эры углеродной бетонной смеси.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Holschemacher, K.; Dehn, F.; Müller, T.; Lobisch, F., Grundlagen des Faserbetons. In: Betonkalender 2017, Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (eds), pp. 381-472, Ernst & Sohn, Berlin, 2017.



Рисунок 5 - Команда студентов г. Лейпциг, победившая на соревнованиях по гребле на каноэ

2. Heiden, B.; Holschemacher, K.; Löber, P.; Barragan, B.: GRC for slabs on ground. Concrete, July 2015, pp. 48-50.
3. Löber, P.; Heiden, B.; Holschemacher, K.; Barragan, B.: Glass fiber reinforced concrete for slabs on ground – material characterization and application. Fibre Concrete 2015, Prague, Czech Republic, pp. 1-12, 2015.
4. Holschemacher, K.; Junker, F.; Müller, T.; Kieslich, H.: Reduktion der Mindestbewehrung bei Leichtbetonbauteilen durch den Einsatz von Stahlfasern. BWI – BetonWerk International, Heft 5, 2017, pp. 58 – 63.
5. Kirmse, S.; Kahnt, A.; Kraft, R.; Holschemacher, K.; Tietze, M.: Energiefassaden aus Textilbeton. BWI – BetonWerk International, Heft 3, 2017, pp. 158 – 171.
6. Ehrenstein, G. W.: Faserverbundwerkstoffe. Hauser, Munich, Vienna, 1992.
7. Schladitz, F.; Curbach, M.: Carbon Concrete Composite. In: Neue Herausforderungen im Betonbau, Holschemacher, K. (ed), pp. 121-138, Beuth, Berlin, Wien, Zürich, 2017.

Хольшемахер К.

Высшей школы техники, экономики и культуры, г. Лейпциг, Германия
Д.т.н., профессор, советник РААСН

Булгаков А.Г.

Юго-Западный государственный университет, Курск
Д.т.н., профессор, советник РААСН, профессор кафедры промышленного и гражданского строительства
E-mail: a.bulgakow@gmx.de

HOLSCHEMACHER K., BULGAKOV A.G.

**ANALYSIS OF APPLICATION OF ECOLOGICALLY SAFE
REINFORCED CONCRETE**

Recent tendencies in precast concrete industry include application of innovative materials like self-compacting concrete, fibre reinforced concrete, textile reinforced concrete, carbon concrete composite and strain hardening cementitious materials. By the application of non-metallic reinforcement, such as carbon meshes and carbon bars, there is no corrosion risk for the reinforcement resulting in an essentially lower concrete cover and depth of structural members. However, the use of carbon reinforcement requires new design concepts and new construction methods. By solving these problems there is a big chance for precast concrete industry to enhance their market share.

Key words: precast concrete members; short carbon fibres; textile reinforced concrete

REFERENCES

1. Holschemacher, K.; Dehn, F.; Müller, T.; Lobisch, F., Grundlagen des Faserbetons. In: Betonkalender 2017, Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (eds), pp. 381-472, Ernst & Sohn, Berlin, 2017.
2. Heiden, B.; Holschemacher, K.; Löber, P.; Barragan, B.: GRC for slabs on ground. Concrete, July 2015, pp. 48-50.
3. Löber, P.; Heiden, B.; Holschemacher, K.; Barragan, B.: Glass fiber reinforced concrete for slabs on ground – material characterization and application. Fibre Concrete 2015, Prague, Czech Republic, pp. 1-12, 2015.
4. Holschemacher, K.; Junker, F.; Müller, T.; Kieslich, H.: Reduktion der Mindestbewehrung bei Leichtbetonbauteilen durch den Einsatz von Stahlfasern. BWI – BetonWerk International, Heft 5, 2017, pp. 58 – 63.
5. Kirmse, S.; Kahnt, A.; Kraft, R.; Holschemacher, K.; Tietze, M.: Energiefassaden aus Textilbeton. BWI – BetonWerk International, Heft 3, 2017, pp. 158 – 171.
6. Ehrenstein, G. W.: Faserverbundwerkstoffe. Hauser, Munich, Vienna, 1992.
7. Schladitz, F.; Curbach, M.: Carbon Concrete Composite. In: Neue Herausforderungen im Betonbau, Holschemacher, K. (ed), pp. 121-138, Beuth, Berlin, Wien, Zürich, 2017.

Holschemacher K.

HTWK Leipzig, Structural Concrete Institute, Leipzig, Germany
Doctor of Tech. Science, Prof., RAACS consultant

Bulgakov A.G.

Southwest State University, Kursk
Doctor of Tech. Science, Prof., RAACS consultant
E-mail: a.bulgakow@gmx.de

Уважаемые авторы!
Просим Вас ознакомиться с основными требованиями
к оформлению научных статей

- Представляемый материал должен быть **оригинальным, не опубликованным ранее** в других печатных изданиях.
- Объем материала, предлагаемого к публикации, измеряется страницами текста на листах **формата А4** и содержит от **4 до 9 страниц**; все страницы рукописи должны иметь сплошную нумерацию.
- Статья должна быть набрана 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 вверху – 2 см.
- 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.
- **Плата с аспирантов за публикацию рукописей не взимается.**
- Если статья возвращается автору на доработку, исправленный вариант следует прислать в редакцию повторно, приложив письмо с ответами на замечания рецензента. Доработанный вариант статьи рецензируется и рассматривается редакционной коллегией вновь. Датой представления материала считается дата поступления в редакцию окончательного варианта исправленной статьи.
- Аннотации всех публикуемых материалов, ключевые слова, информация об авторах, списки литературы будут находиться в свободном доступе на сайте соответствующего журнала и на сайте Российской научной электронной библиотеки – РУНЭБ (Российский индекс научного цитирования).

В тексте статьи не рекомендуется применять:

- обороты разговорной речи, техницизмы, профессионализмы;
- для одного и того же понятия различные научные термины, близкие по смыслу (синонимы), а также иностранные слова и термины при наличии равнозначных слов и терминов в русском языке;
- произвольные словообразования;
- сокращения слов, кроме установленных правилами русской орфографии, соответствующими стандартами.
- Сокращения и аббревиатуры должны расшифровываться по месту первого упоминания (вхождения) в тексте статьи.

Обязательные элементы:

- **заглавие (на русском и английском языке)** публикуемого материала должно быть точным и емким, слова, входящие в заглавие, должны быть ясными сами по себе, а не только в контексте; следует избегать сложных синтаксических конструкций, новых словообразований и терминов, а также слов узкопрофессионального и местного значения;
- **аннотация (на русском и английском языке)** описывает цели и задачи проведенного исследования, а также возможности его практического применения, указывает, что нового несет в себе материал; рекомендуемый объем – не менее 100 слов;
- **ключевые слова (на русском и английском языке)** – это текстовые метки, по которым можно найти статью при поиске и определить предметную область текста; обычно их выбирают из текста публикуемого материала, достаточно 5-10 ключевых слов.
- **список литературы**, на которую автор ссылается в тексте статьи.

Право использования произведений предоставлено авторами на основании п. 2 ст. 1286 Четвертой части Гражданского Кодекса Российской Федерации.

С полной версией требований к оформлению научных статей
Вы можете ознакомиться на сайте www.build.oreluniver.ru

Адрес издателя:

федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева»
302026, Орловская область, г. Орел, ул. Комсомольская д. 95
+7 (4862) 777-318

www.oreluniver.ru
E-mail: info@oreluniver.ru

Адрес редакции

федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева»
302006, г. Орел, ул. Московская, 77.
+7 (4862) 73-43-49

www.build.oreluniver.ru
E-mail: str_and_rek@mail.ru

Право использования произведений предоставлено авторами на основании
п. 2 ст. 1286 Четвертой части Гражданского Кодекса Российской Федерации

Технический редактор С.Ю. Савин
Компьютерная верстка С.Ю. Савин

Подписано в печать 23.01.2017 г.
Дата выхода в свет 30.01.2017 г.
Формат 70×108 1/16. Печ. л. 8,1.
Цена свободная. Тираж 500 экз.
Заказ № _____

Отпечатано с готового оригинал-макета на полиграфической
базе ФГБОУ ВО «ОГУ имени И.С. Тургенева»
302030, г. Орел, ул. Московская, 65.