

# СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА ИНЖЕНЕРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ

2021 Том 17 № 5

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-5

<http://journals.rudn.ru/structural-mechanics> (открытый доступ)

Обзорно-аналитический и научно-технический журнал  
Издается с 2005 г.

Свидетельство о регистрации СМИ ПИ № ФС 77-19706 от 13 апреля 2005 г.

выдано Федеральной службой по надзору за соблюдением законодательства в сфере массовых коммуникаций и охране наследия

Учредитель: Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования «Российский университет дружбы народов»

ISSN 1815-5235 (Print), 2587-8700 (Online)

Периодичность: 6 выпусков в год.

Языки: русский, английский.

Журнал индексируют: РИНЦ, RSCI, Cyberleninka, DOAJ, EBSCOhost, Google Scholar, Ulrich's Periodicals Directory, WorldCat, Dimensions.

Включен в Перечень ведущих научных журналов и изданий ВАК при Минобрнауки России по группе научных специальностей 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения, 05.23.02 – Основания и фундаменты, подземные сооружения, 05.23.17 – Строительная механика.

Обзорно-аналитический и научно-технический журнал «*Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*» знакомит читателей с достижениями отечественных и зарубежных ученых в области геометрии пространственных конструкций, сопротивления материалов, строительной механики, теории упругости и расчета строительных и машиностроительных конструкций, освещает вопросы научно-технического прогресса в строительстве и машиностроении, публикует аналитические обзоры по теме журнала.

Сайт журнала содержит полную информацию о журнале, его редакционной политике и этических принципах, требования к подготовке и условия публикации статей, а также полные выпуски журнала с 2008 г. (в рамках политики свободного доступа).

## РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ

### ГЛАВНЫЙ РЕДАКТОР

*Рычкова М.И.*, канд. техн. наук, РУДН, Москва, Россия

### ЗАМЕСТИТЕЛИ ГЛАВНОГО РЕДАКТОРА

*Ерофеев В.Т.*, акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., МГУ им. Н.П. Огарева, Саранск, Россия

### ОТВЕТСТВЕННЫЙ РЕДАКТОР

*Мамиева И.А.*, РУДН, Москва, Россия

### ЧЛЕНЫ РЕДАКЦИОННОЙ КОЛЛЕГИИ:

*Азапов В.П.*, д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия

*Андреев В.И.*, акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия

*Баженов В.А.*, акад. НАПН, д-р техн. наук, проф., КНУСА, Киев, Украина

*Ванин В.В.*, д-р техн. наук, проф., КПИ им. Игоря Сикорского, Киев, Украина

*Варум У.*, д-р философии, проф., Университет Порту, Порту, Португалия

*Войцкицкий З.*, проф., Вроцлавский научно-технический университет, Вроцлав, Польша

*Евкин А.*, д-р техн. наук, проф., независимый исследователь, Торонто, Канада

*Зверев Е.М.*, д-р техн. наук, проф., ИПМ РАН, Москва, Россия

*Иванов С.П.*, д-р техн. наук, проф., ПГТУ (ВолгаТех), Йошкар-Ола, Россия

*Карпенко Н.И.*, акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИИСФ РААСН, Москва, Россия

*Какоби С.*, д-р философии, проф., Технологический университет ПЕТРОНАС, Перак, Малайзия

*Колчунов В.И.*, акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., ЮЗГУ, Курск, Россия

*Красич С.*, канд. техн. наук, Нишский университет, Ниш, Сербия

*Лисичкин С.Е.*, д-р техн. наук, ООО «ИЦСКТЭ», Москва, Россия

*Ляхович Л.С.*, акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., ТГАСУ, Томск, Россия

*Магуле Ф.*, проф., Высшая инженерная школа «Централь Стопелек», Университет Париж-Сакли, Париж, Франция

*Мендонка П.*, д-р философии, Архитектурная школа, Университет Минью, Брага, Португалия

*Санжаровский Р.С.*, д-р техн. наук, проф., ЕНУ им. Гумилева, Астана, Казахстан

*Сантос Р.*, исследователь, Национальная лаборатория строительной техники, Лиссабон, Португалия

*Травуш В.И.*, акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., ЭНПИ, Москва, Россия

*Якупов Н.М.*, чл.-корр. РИА, д-р техн. наук, проф., ИММ ФИЦ КазНЦ РАН, Казань, Россия

## СОДЕРЖАНИЕ

### РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

*Лебедь Е.В.* Влияние навесного монтажа на напряженно-деформированное состояние каркаса сетчатого купола ..... 443

*Санжаровский Р.С., Зибер Ф., Тер-Эммануэлян Т.Н.* Теория расчета железобетонных конструкций и принципы Еврокода ..... 455

*Adhikari K.P., Lamichhane G.P., Lamichhane K., Ghimire K.* Case study on structural health assessment for existing reinforced concrete building (Оценка состояния конструкций существующего железобетонного здания и способы его укрепления) ..... 466

*Старшико И.Н.* Новое направление по расчету прочности изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям с примером расчета опытной балки ..... 479

### АНАЛИТИЧЕСКИЕ И ЧИСЛЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ

*Кужахметова Э.Р.* Влияние конструктивных решений на жесткостные характеристики набивной монолитной железобетонной конусообразной сваи со щебневыми образованиями ..... 500

### РАСЧЕТ ТОНКИХ УПРУГИХ ОБОЛОЧЕК

*Черемных С.В.* Экспериментальное исследование упругопластической деформации цилиндрической оболочки из стали ..... 519

### ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

*Svintsov A.P., Cisse A.* Thermal processing of fresh concrete with infrared radiation (Термическая обработка свежего бетона инфракрасным излучением) ..... 528

### СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ СООРУЖЕНИЙ

*Chhetri S., Adhikari S.* Seismic performance of step back, step back set back and set back buildings in sloping ground base (Сейсмические характеристики зданий на наклонном основании с колоннами различной высоты) ..... 538

Редактор Ю.А. Заикина

Дизайн обложки: Ю.Н. Ефремова

Компьютерная верстка: Ю.А. Заикина

Адрес редакции:

Российская Федерация, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6; тел./факс: +7 (495) 955-08-28; e-mail: stmj@rudn.ru; i\_mamieva@mail.ru

Подписано в печать 04.04.2022. Выход в свет 11.04.2021. Формат 60×84/8.

Бумага офсетная. Печать офсетная. Гарнитура «Times New Roman». Усл. печ. л. 12,55. Тираж 250 экз. Заказ № 1151. Цена свободная.

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования «Российский университет дружбы народов»  
Российская Федерация, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6

Отпечатано в типографии ИПК РУДН

Российская Федерация, 115419, Москва, ул. Орджоникидзе, д. 3

© Российский университет дружбы народов, 2021

© Кривошапко Н.С., фото на обложке  
(Железнодорожный вокзал Ориенте, Лиссабон, Португалия), 2021

# STRUCTURAL MECHANICS OF ENGINEERING CONSTRUCTIONS AND BUILDINGS

2021 VOLUME 17 No. 5

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-5

<http://journals.rudn.ru/structural-mechanics> (Open Access)

Founded in 2005

by Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University)

ISSN 1815-5235 (Print), 2587-8700 (Online)

Published 6 times a year.

Languages: Russian, English.

Indexed by RSCI, Russian Index of Science Citation, Cyberleninka, DOAJ, EBSCOhost, Google Scholar, Ulrich's Periodicals Directory, WorldCat, Dimensions.

The journal has been included in the list of the leading review journals and editions of the Highest Certification Committee of Ministry of Education and Science of Russian Federation in which the basic results of PhD and Doctoral Theses are to be published.

Review-and-analytic and scientific-and-technical peer-reviewed journal "Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings" shows the readers round the achievements of Russian and foreign scientists in the area of geometry of spatial structures, strength of materials, structural mechanics, theory of elasticity and analysis of building and machine-building structures, illumines the problems of scientific-and-technic progress in building and machine-building, publishes analytic reviews on the aims and scope of the journal.

The journal website contains full information about the journal, editorial policy and ethics, requirements for the preparation and publication of the articles, etc., as well as full-text issues of the journal since 2008 (Open Access).

## EDITORIAL BOARD

### EDITOR-IN-CHIEF

*Marina I. Rynkovskaya*, PhD of Technical Science, RUDN University, Moscow, Russia

### ASSISTANT EDITORS-IN-CHIEF

*Vladimir T. Erofeev*, member of the RAACS, DSc, Professor, Ogarev Mordovia State University, Saransk, Russia

### MANAGING EDITOR

*Iraida A. Mamieva*, RUDN University, Moscow, Russia

### MEMBERS OF EDITORIAL BOARD:

*Vladimir P. Agapov*, DSc, Professor, NRU MGSU, Moscow, Russia

*Vladimir I. Andreev*, chairman, member of the RAACS, DSc, Professor, NRU MGSU, Moscow, Russia

*Viktor A. Bazhenov*, member of the NAES of Ukraine, DSc, Professor, KNUCA, Kiev, Ukraine

*Sergey P. Ivanov*, DSc, Professor, VSUT (Volga Tech), Yoshkar-Ola, Russia

*Saeid Kakooei*, PhD, senior lecturer, Universiti Teknologi PETRONAS, Seri Iskandar, Malaysia

*Nikolay I. Karpenko*, member of the RAACS, DSc, Professor, NIISF RAACS, Moscow, Russia

*Vitaliy I. Kolchunov*, member of the RAACS, DSc, Professor, SWSU, Kursk, Russia

*Sonja Krasic*, PhD of Technical Science, University of Nis, Nis, Serbia

*Sergey E. Lisichkin*, DSc, Scientific Research Institute of Energy Structures, Moscow, Russia

*Leonid S. Lyakhovich*, member of the RAACS, DSc, Professor, TSUAB, Tomsk, Russia

*Fredéric Magoulès*, DSc, Professor, Centrale Supélec, Université Paris-Saclay, Paris, France

*Paulo Mendonca*, Associate Professor, Architecture School, University of Minho, Braga, Portugal

*Rudolf S. Sanjarovskiy*, DSc, Professor, L.N. Gumilyov ENU, Astana, Kazakhstan

*Ricardo Santos*, PhD in Civil Engineering, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, Portugal

*Vladimir I. Travush*, member of the RAACS, DSc, Professor, ENPI, Moscow, Russia

*Vladimir V. Vanin*, DSc, Professor, NTUU KPI, Kiev, Ukraine

*Humberto Varum*, Full Professor, University of Porto, Porto, Portugal

*Zbigniew Wójcicki*, Professor, Wrocław University of Science and Technology, Wrocław, Poland

*Nukh M. Yakupov*, corresponding member of the Russian Academy of Engineering, DSc, Professor, IME of FIC KazanSC of RAS, Russia

*Alex Yevkin*, DSc, Professor, independent scientist, Toronto, Canada

*Evgeniy M. Zveryaev*, DSc, Professor, KIAM RAS, Moscow, Russia

## CONTENTS

### ANALYSIS AND DESIGN OF BUILDING STRUCTURES

*Lebed E.V.* The influence of mounted assembly process on the stress-strain state of the lattice dome frame ..... 443

*Sanzharovskiy R.S., Sieber F., Ter-Emmanuilyan T.N.* The theory of calculation of reinforced concrete structures and the principles of the Eurocode ..... 455

*Adhikari K.P., Lamichhane G.P., Lamichhane K., Ghimire K.* Case study on structural health assessment for existing reinforced concrete building ..... 466

*Starishko I.N.* A new direction for calculating the strength of bent reinforced concrete elements along inclined sections with an example of calculating an experimental beam ..... 479

### ANALYTICAL AND NUMERICAL METHODS

#### OF ANALYSIS OF STRUCTURES

*Kuzhakhmetova E.R.* Influence of constructive solutions on the stiffness characteristics of the rammed monolithic reinforced concrete cone-shaped piles with side and bottom forms from crushed stones ..... 500

### ANALYSIS OF THIN ELASTIC SHELLS

*Cheremnykh S.V.* Experimental study of elastic-plastic deformation of a cylindrical shell made of steel 45 ..... 519

### EXPERIMENTAL RESEARCHES

*Svintsov A.P., Cisse A.* Thermal processing of fresh concrete with infrared radiation ..... 528

### SEISMIC RESISTANCE

*Chhetri S., Adhikari S.* Seismic performance of step back, step back set back and set back buildings in sloping ground base ..... 538

Copy Editor Iu.A. Zaikina  
Graphic Designer Iu.N. Efremova  
Layout Designer Iu.A. Zaikina

#### Address of the Editorial Board:

Peoples' Friendship University of Russia  
6 Miklukho-Maklaya St, Moscow, 117198, Russian Federation; tel./fax: +7 (495) 955-08-28; e-mail: [stmj@rudn.ru](mailto:stmj@rudn.ru); [i\\_mamieva@mail.ru](mailto:i_mamieva@mail.ru)

Printing run 250 copies. Open price

Peoples' Friendship University of Russia  
6 Miklukho-Maklaya St, Moscow, 117198, Russian Federation

Printed at Publishing House of RUDN University  
3 Ordzhonikidze St, Moscow, 115419, Russian Federation

© Peoples' Friendship University of Russia, 2021  
© Krivoshapko N.S., photo on the cover of the journal  
(Oriente Train Station, Lisbon, Portugal), 2021



## РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ANALYSIS AND DESIGN OF BUILDING STRUCTURES

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-5-443-454  
 УДК 624.074.2:624.014:693.8

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

### Влияние навесного монтажа на напряженно-деформированное состояние каркаса сетчатого купола

Е.В. Лебедь 

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация

✉ [evglebed@mail.ru](mailto:evglebed@mail.ru)

#### История статьи

Поступила в редакцию: 26 августа 2021 г.  
 Доработана: 9 октября 2021 г.  
 Принята к публикации: 12 октября 2021 г.

#### Для цитирования

Лебедь Е.В. Влияние навесного монтажа на напряженно-деформированное состояние каркаса сетчатого купола // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 5. С. 443–454. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-5-443-454>

**Аннотация.** Цель – выполнить анализ напряженно-деформированного состояния конструкций сетчатого купола сферической формы при навесном монтаже. Купол имеет металлический каркас, состоящий из шести повторяющихся секторов с треугольными ячейками сетки. По высоте сетчатый купол насчитывает пять ярусов. Исследование посвящено установлению зависимости напряженно-деформированного состояния полностью собранного каркаса сетчатого купола от монтажа навесным способом. **Методы.** Разработана компьютерная модель каркаса сетчатого купола проектной схемы из стальных двутавров. На ее основе созданы монтажные модели неполного каркаса для разных стадий монтажа. Для всех моделей каркаса сетчатого купола выполнены компьютерные расчеты на действие нагрузки от собственного веса его стержней. В результате расчетов на всех стадиях монтажа определены деформации, внутренние усилия и напряжения в стержнях каркаса, которые сравнивались с проектной схемой. **Результаты.** Получены графики деформаций, диаграммы и графики моментов и напряжений в стержнях купольного каркаса на всех стадиях навесного монтажа. Приведены сравнительные графики монтажных и проектных напряжений в стержнях сетчатого купола. Дана оценка монтажным напряженным состояниям каркаса, отмечена их неизбежность и влияние на начальное напряженное состояние сетчатого купола.

**Ключевые слова:** сетчатый купол, металлический каркас, стержневые элементы, навесной монтаж, компьютерная модель, напряжения в элементах

Лебедь Евгений Васильевич, кандидат технических наук, доцент кафедры металлических и деревянных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Российская Федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26; ORCID: 0000-0003-3926-8701, eLIBRARY SPIN-код: 5297-2700, Scopus Author ID: 57197822677; [evglebed@mail.ru](mailto:evglebed@mail.ru)

© Лебедь Е.В., 2021



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License  
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

# The influence of mounted assembly process on the stress-strain state of the lattice dome frame

Evgeny V. Lebed 

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

✉ evglebed@mail.ru

## Article history

Received: August 26, 2021

Revised: October 9, 2021

Accepted: October 12, 2021

## For citation

Lebed E.V. The influence of mounted assembly process on the stress-strain state of the lattice dome frame. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(5):443–454. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-5-443-454>

**Abstract.** *The aim of the research* – analysis of the stress-strain state of spherical lattice dome structure during mounted assembly process. The dome has a metal frame consisting of six repeating sectors with triangular grid cells. The mesh dome has five tiers in height. The study is devoted to establishing the dependence of the stress-strain state of the fully assembled frame of the lattice dome on the method mounted assembly. *Methods.* A computer model of the frame of the lattice dome made of steel I-beams in its design configuration has been developed. On its basis, assembly models of an incomplete frame for different stages of installation are created. For all models of the lattice dome frame, computer calculations were performed for the effect of the load from the own weight of its bars. As a result of calculations deformations, internal forces and stresses in the frame bars were determined at all stages of assembly, which were compared with those for the design configuration scheme. *Results.* Diagrams of deformations, moments and stresses in the bars of the dome frame at all stages of mounted installation are obtained. Comparative diagrams of installation and design stresses in the bars of the lattice dome are presented. The assessment of the installation stress state of the frame is given, and their inevitability and influence on the initial stress state of the lattice dome are noted.

**Keywords:** lattice dome, metal frame, bar elements, mounted assembly, computer model, stresses in the elements

## Введение

Купола часто применяются в качестве покрытий зданий благодаря выразительному внешнему облику. Каркасы сетчатых металлических куполов представляют собой более жесткие пространственные конструктивные системы по сравнению с ребристо-кольцевыми куполами. Поэтому они экономичнее по расходу металла и предпочтительнее для применения в качестве покрытий зданий при больших пролетах [1–3].

Свою пространственную форму в реальных покрытиях они приобретают в процессе монтажа и в течение длительного времени [4; 5]. Сначала появляются отдельные фрагменты каркасов куполов, затем к ним добавляются новые части, в результате наращивания которых постепенно формируются полноценные покрытия. На разных стадиях монтажа каждого купольного каркаса появляются разные конструктивные и расчетные схемы, испытывающие отличающиеся друг от друга напряженные состояния.

Конструктивные схемы каркасов сетчатых куполов и их пролеты часто определяют способы монтажа их каркасов [6; 7]. На выбор способа монтажа куполов оказывают влияние и размеры конструктивных элементов их каркасов, от которых зависит возможность восприятия монтажных нагрузок. При возведении реальных сетчатых куполов нередко применялся навесной монтаж [6; 7]. Для такого монтажа сопряжения стержневых элементов каркасов в узлах должны быть жесткими.

Данное исследование является развитием серии проведенных ранее исследований на ребристо-кольцевых куполах [8–10]. В сетчатых куполах, так же как и в ребристых, монтаж навесным способом выполняется от опорного контура, когда последовательно устанавливаются стержневые элементы каркасов от нижнего яруса до верхнего. Так же как и в ребристо-кольцевых куполах, после завершения установки стержневых элементов раскосного типа ниже расположенного яруса выполняется установка элементов кольцевого горизонтального контура, распо-

Evgeny V. Lebed, Candidate of Technical Science, Associate Professor of the Department of Metal and Wooden Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), 26 Yaroslavskoye Shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ORCID: 0000-0003-3926-8701, eLIBRARY SPIN-code: 5297-2700, Scopus Author ID: 57197822677; evglebed@mail.ru

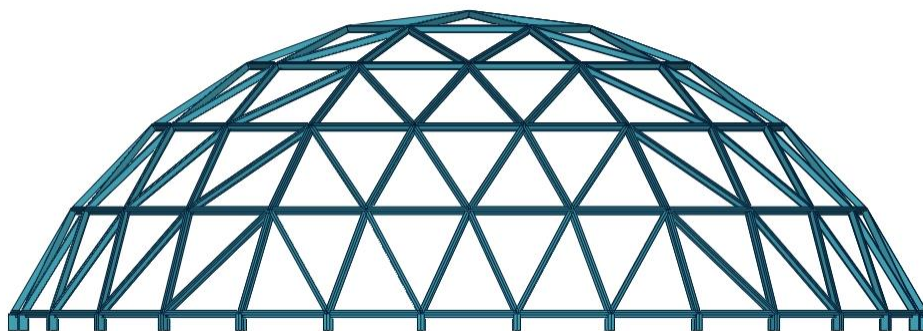
ложенного выше. Замкнутое кольцо поверх каждого раскосного кругового яруса создает пространственную стержневую систему, включающую все ранее смонтированные ярусы купола. Каждая такая стержневая система на промежуточной стадии монтажа обладает достаточной жесткостью для восприятия монтажных нагрузок.

Так же как и в ребристо-кольцевых куполах, расчетные схемы частично смонтированных каркасов сетчатых куполов на всех стадиях монтажа, воспринимающие собственный вес, отличаются друг от друга и от проектной схемы. Поэтому и напряженное состояние элементов купольных каркасов в монтажных и проектной схемах тоже отличаются. Переход от одной стадии монтажа к другой приводит к преобразованию расчетных схем пространственной стержневой системы купольного каркаса не только из-за появления нового яруса, но и вследствие консольных схем раскосных элементов верхнего яруса. Для кольцевых элементов сетчатого каркаса такое преобразование не приведет к существенным изменениям напряженного состояния, поскольку не происходит изменения их расчетных схем [9].

### Методы

Для анализа напряженного состояния конструкций сетчатого купола при навесном монтаже выполнялось компьютерное исследование. Исследование посвящено установлению влияния монтажа каркаса навесным способом на напряженное состояние полностью собранного сетчатого купола. При этом для каждой стадии навесного монтажа металлического купола создавалась отдельная компьютерная модель.

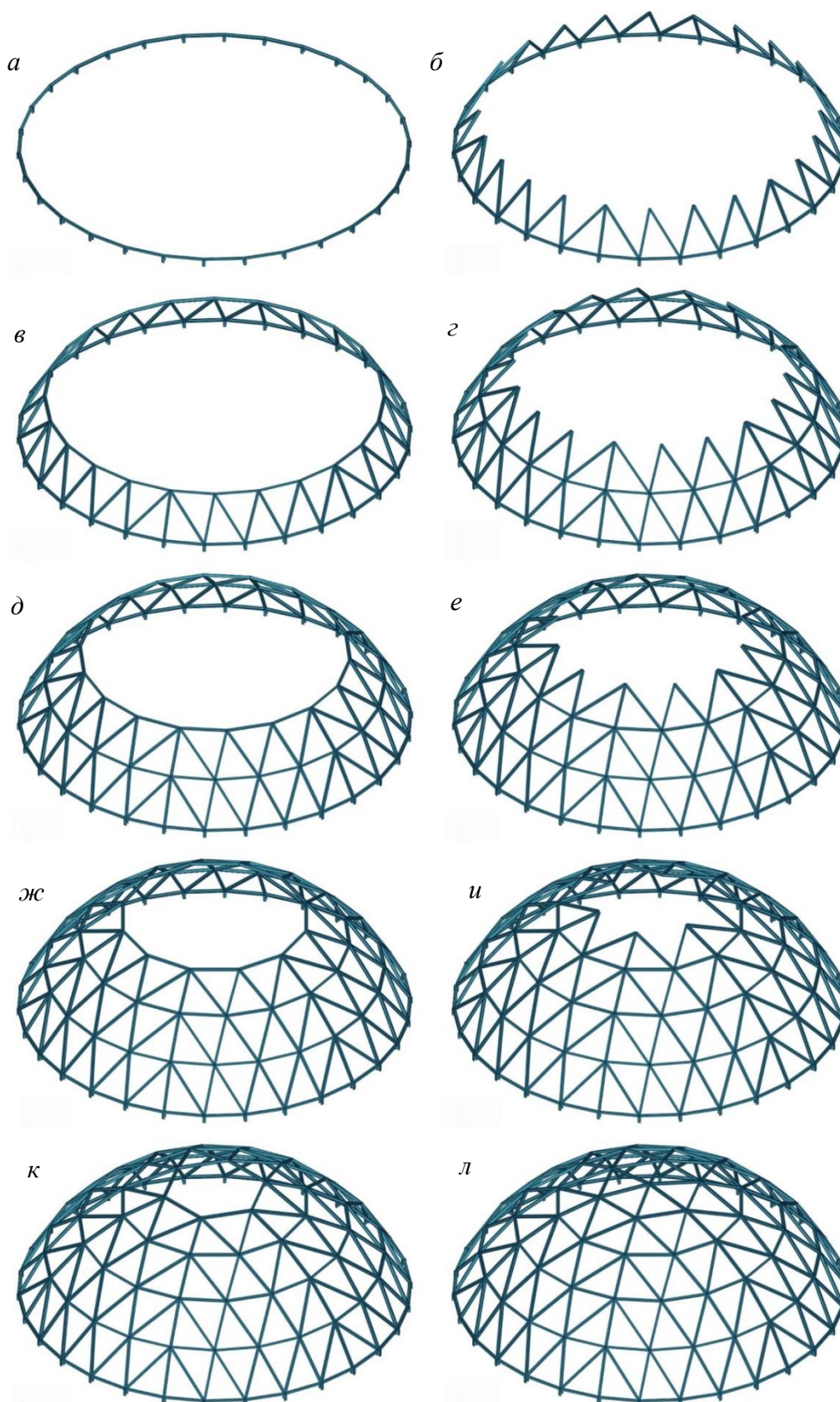
В качестве объекта исследования принят сетчатый купол сферической формы пролетом 27,5 м и высотой 9,1 м, состоящий из шести повторяющихся секторов с треугольными ячейками, то есть секториально-сетчатый (рис. 1). По высоте сетчатый купол насчитывает пять ярусов, а треугольные ячейки характеризуются похожими по габаритам размерами. Все узлы сопряжения стержневых элементов каркаса между собой жесткие. Элементы купольного каркаса приняты в виде прокатных двутавров I 20Ш1 из стали С245, а их длина варьируется в интервалах 2,9–3,7 м для колец, 3,6–4,5 м для раскосов и 3,2–3,7 м для меридиональных стержней (на границах секторов). Купольный каркас установлен на короткие (0,5 м) стойки из двутавров I 30Ш1.



**Рис. 1.** Каркас исследуемого секториально-сетчатого купола  
**Figure 1.** The frame of the sectorial-lattice dome under study

Монтаж исследуемого каркаса сетчатого купола навесным способом выполняется в десять стадий. Сначала устраивается опорный контур, на котором монтируются раскосы первого яруса, потом устанавливаются кольцевые элементы второго яруса, на котором монтируются раскосы второго яруса и так далее до пятого яруса (рис. 2).

Установка стержневых элементов раскосного типа на каждом ярусе вызывает появление значительных изгибающих моментов. Это объясняется тем, что в монтажном состоянии работа таких стержней похожа на работу консольных наклонных рамок. Из-за разного наклона раскосных элементов изменяются и величины моментов. На рис. 3 показана общая картина изменений изгибающих моментов в стержнях сетчатого купола меридионального направления. Наибольшие по величине монтажные моменты наблюдаются в стержневых элементах крайнего яруса и в элементах предыдущего яруса, и, так же как и в ребристо-кольцевых куполах, они концентрируются возле узла крепления консольных раскосов к предыдущему ярусу. Максимальные монтажные изгибающие моменты в стержневых элементах по мере наращивания каркаса «перемещаются» к вершине купола. Так же как и в ребристо-кольцевых куполах, образование замкнутого контура на концах консольных раскосов закрепляет их деформированное состояние и тем самым сохраняет монтажные напряжения от изгиба.



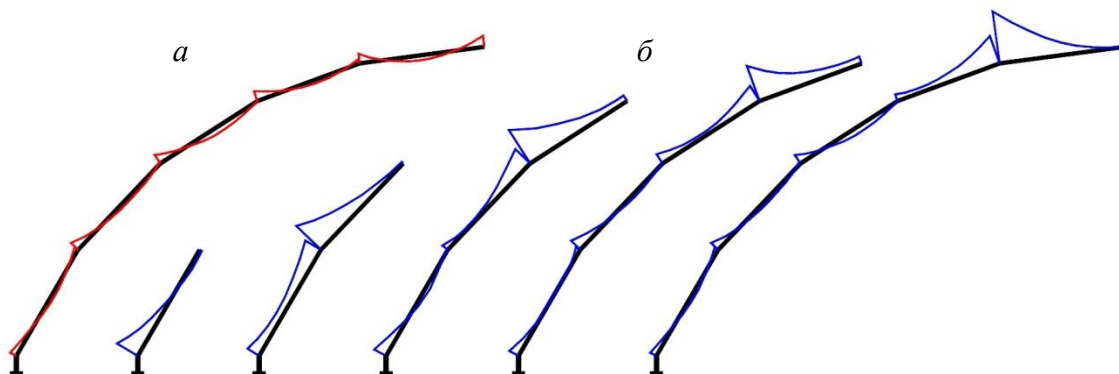
**Рис. 2.** Этапы монтажа каркаса исследуемого секториально-сетчатого купола:

*a* – 1; *б* – 2; *в* – 3; *г* – 4; *д* – 5; *e* – 6; *ж* – 7; *и* – 8; *к* – 9; *л* – 10

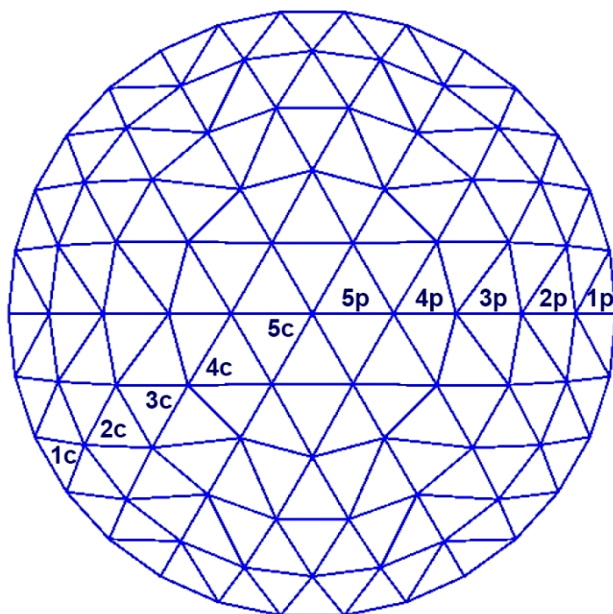
**Figure 2.** Stages of installation of the frame of sectorial-lattice dome:

*a* – 1; *б* – 2; *в* – 3; *г* – 4; *д* – 5; *e* – 6; *ж* – 7; *и* – 8; *к* – 9; *л* – 10

Разный наклон стержневых элементов раскосного типа в каждом ярусе к меридиональному направлению приводит к разным внутренним усилиям  $N$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ . Поэтому в данном исследовании рассматривались два типа стержней (рис. 4): расположенные в середине секторов ( $1c - 5c$ ) и расположенные на границе секторов ( $1p - 5p$ ).



**Рис. 3.** Эпюры моментов  $M_x$  в стержнях меридионального направления проектной схемы (а) и на разных этапах (б) монтажа сетчатого купола  
**Figure 3.** Moment diagrams  $M_x$  in the rods of the meridional direction of the design scheme (a) and at different stages (b) of the installation of the lattice dome



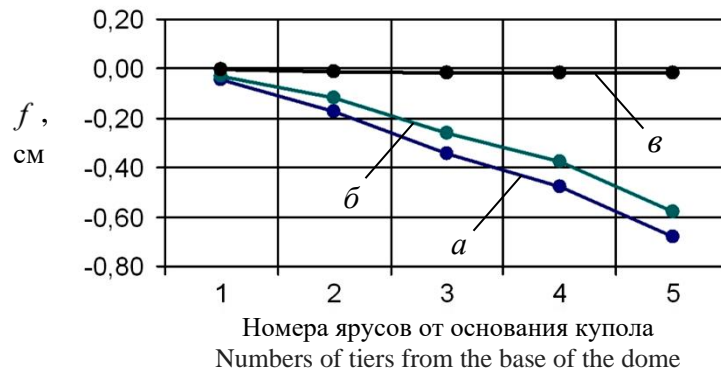
**Рис. 4.** Схема расчетных стержней исследуемого купола  
**Figure 4.** Scheme of design bars of the studied dome

Исследование выполнялось на компьютерных моделях купольных каркасов в программе SCAD [11; 12]. Критериями исследований служили деформации узлов каркаса сетчатого купола и напряжения в выбранных стержневых элементах раскосного типа каждого яруса, то есть  $1c - 5c$  и  $1p - 5p$ .

Так как установка кольцевых стержней не вызывает существенных изменений внутренних усилий элементов, то монтажные схемы купольного каркаса были представлены компьютерными моделями с консольными элементами раскосного типа по всему контуру (см. рис. 2, б, г, е, и, л). Для всех монтажных моделей сечатого купола и модели проектной схемы выполнены расчеты на действие нагрузки от собственного веса каркаса с целью оценки его напряженно-деформированного состояния.

Исследование деформации купольного каркаса  $f$  по ярусам в процессе монтажа показывает зависимости, изображенные на рис. 5. Здесь отражены вертикальные деформации как прогибы консольных

стержневых элементов при навесном монтаже с учетом их накопления. Из графиков видно, что монтажные деформации во много раз превышают деформации каркаса сетчатого купола проектной схемы.



**Рис. 5.** Вертикальные деформации каркаса купола  $d = 27,5$  м при навесном монтаже:  
*a* – монтажные 1с – 5с; *b* – монтажные 1р – 5р; *v* – проектные 1с – 5с и 1р – 5р  
**Figure 5.** Vertical deformations of dome frames  $d = 27,5$  m at mounted assembly:  
*a* – for the assembly 1с – 5с; *b* – for the assembly 1р – 5р; *v* – for the design 1с – 5с и 1р – 5р

Анализ напряженно-деформированного состояния каркасов сетчатых куполов на компьютерных моделях выполнялись многими исследователями. Наибольшее распространение получили исследования, связанные с зависимостью от размеров (пролета и высоты) [13; 14], с разным геометрическим строением сетки купола [15] или с конструктивными особенностями, например локальными повреждениями каркаса [16].

Как уже отмечалось автором ранее [8–10], каркас купола при монтаже работает на действие собственного веса, при котором стержневые элементы меридионального направления испытывают одновременное действие усилий сжатия и изгиба. Поэтому напряженное состояние стержневых элементов раскосного типа на каждом ярусе на всех стадиях монтажа можно оценивать по нормальным напряжениям

$$\sigma_i = \frac{N_i}{A_i} \pm \frac{M_{x,i}}{W_{x,i}} \pm \frac{M_{y,i}}{W_{y,i}}. \quad (1)$$

В отличие от меридиональных стержней ребристо-кольцевых куполов в стержнях раскосного типа сетчатых куполов (1с – 5с) от вертикальной симметричной нагрузки  $M_{y,i} \neq 0$ , за исключением стержней, расположенных на границах секторов (1р – 5р).

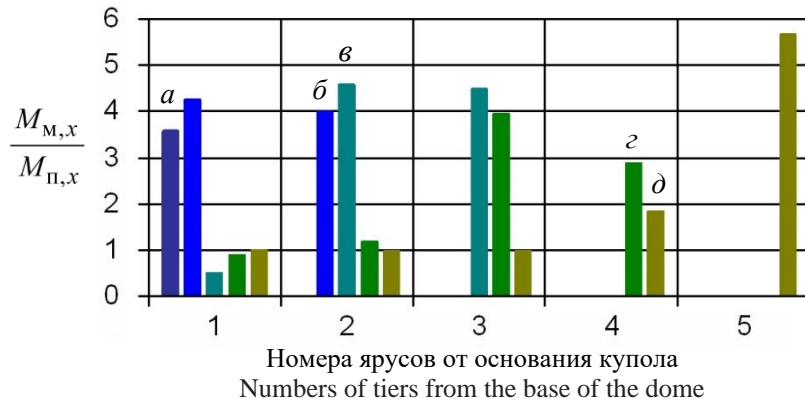
### Результаты

В процессе исследований получены сведения о внутренних усилиях  $N$ ,  $M_x$ ,  $M_y$  на каждом этапе навесного монтажа сетчатого купола, по которым определялись напряжения в стержневых элементах 1с – 5с и 1р – 5р по формуле (1). На рис. 6 и 7 показаны диаграммы отношений изгибающих моментов в стержнях раскосного типа при навесном монтаже  $M_{м,х}$  к изгибающим моментам в этих же стержнях проектной схемы  $M_{п,х}$ . Графические столбики соответствуют моментам в стержнях для каждой монтажной схемы или стадии монтажа по порядку ярусов (всего 5). Отсутствие столбика свидетельствует о том, что на данной стадии монтажа этого яруса еще нет в смонтированной части каркаса. Из этих диаграмм видно, что моменты в стержнях крайних и предыдущих ярусов в несколько раз превышают проектные, а в остальных, нижерасположенных ярусах, близки к проектным.

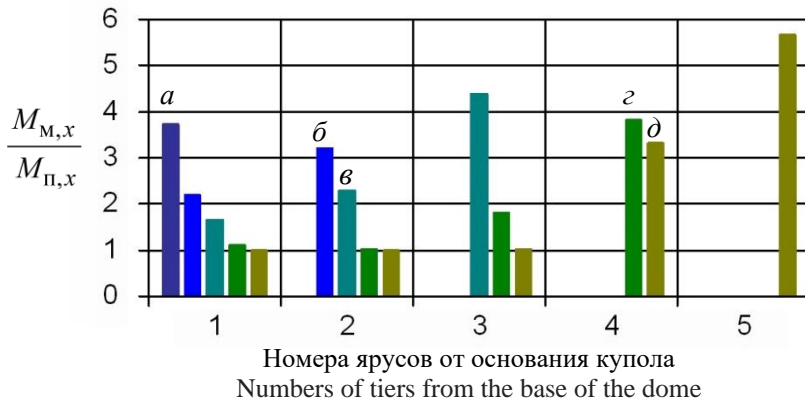
В отличие от ребристо-кольцевых куполов для напряжений стержневых элементов меридионального направления (1) нужно представить в виде суммы напряжений, вызываемых усилиями  $N$ ,  $M_y$ , и напряжений, вызываемых моментами  $M_x$ , то есть

$$|\sigma_i| = |\sigma_{iNM_y}| + |\sigma_{iM_x}|. \quad (2)$$

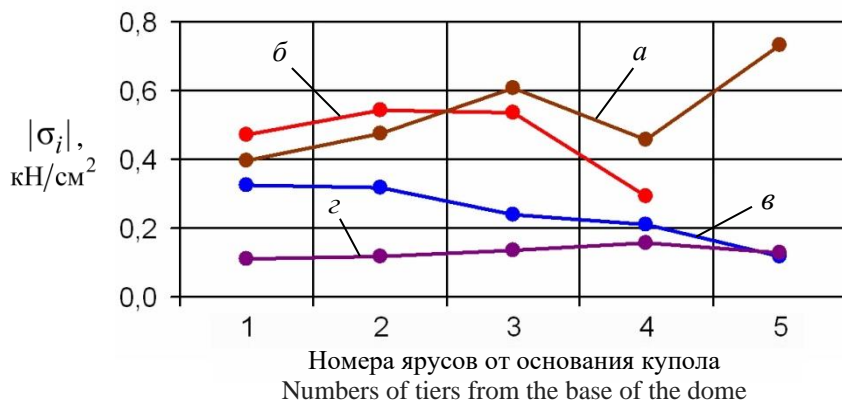




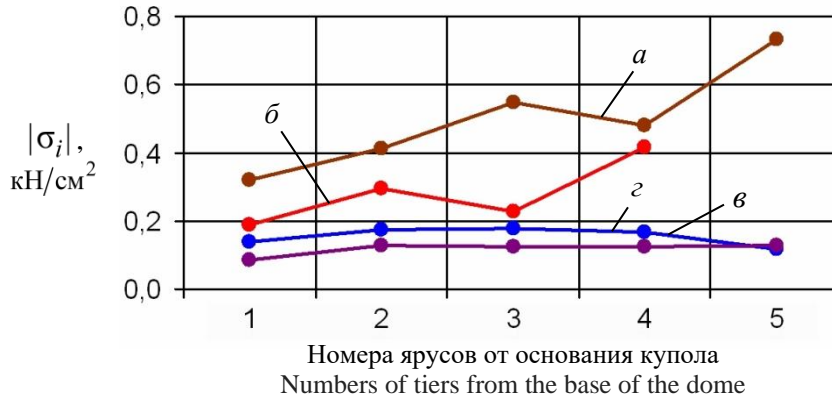
**Рис. 6.** Величины отношения моментов  $M_{M,x}/M_{П,x}$  при монтаже стержней 1с – 5с: а – 1-го яруса; б – 2-го яруса; в – 3-го яруса; г – 4-го яруса; д – 5-го яруса  
**Figure 6.** The ratio of moments  $M_{M,x}/M_{П,x}$  during the assembly of bars 1с – 5с: а – the 1<sup>st</sup> tier; б – the 2<sup>nd</sup> tier; в – the 3<sup>rd</sup> tier; г – the 4<sup>th</sup> tier; д – the 5<sup>th</sup> tier



**Рис. 7.** Величины отношения моментов  $M_{M,x}/M_{П,x}$  при монтаже стержней 1р – 5р: а – 1-го яруса; б – 2-го яруса; в – 3-го яруса; г – 4-го яруса; д – 5-го яруса  
**Figure 7.** The ratio of moments  $M_{M,x}/M_{П,x}$  during the assembly of bars 1р – 5р: а – the 1<sup>st</sup> tier; б – the 2<sup>nd</sup> tier; в – the 3<sup>rd</sup> tier; г – the 4<sup>th</sup> tier; д – the 5<sup>th</sup> tier



**Рис. 8.** Изменение напряжений  $|\sigma_i|$  в стержнях 1с – 5с по ярусам: а –  $|\sigma_{M,iMx}|$  от изгиба в консольном ярусе; б –  $|\sigma_{M,iMx}|$  от изгиба в предыдущем ярусе; в –  $|\sigma_{n,iNMy}|$  от сжатия в проектной схеме; г –  $|\sigma_{n,iMx}|$  от изгиба в проектной схеме  
**Figure 8.** Change in stresses  $|\sigma_i|$  in the rods 1с – 5с by tiers: а –  $|\sigma_{M,iMx}|$  from bending in the cantilever tier; б –  $|\sigma_{M,iMx}|$  from bending in the previous tier; в –  $|\sigma_{n,iNMy}|$  from compression in the design scheme; г –  $|\sigma_{n,iMx}|$  from bending in the design scheme



**Рис. 9.** Изменение напряжений  $|\sigma_i|$  в стержнях 1р – 5р по ярусам:

$a - |\sigma_{M,iMx}|$  от изгиба в консольном ярусе;  $\bar{b} - |\sigma_{M,iMx}|$  от изгиба в предыдущем ярусе;  
 $\bar{в} - |\sigma_{N,iNM_y}|$  от сжатия в проектной схеме;  $z - |\sigma_{N,iM_x}|$  от изгиба в проектной схеме

**Figure 9.** Change in stresses  $|\sigma_i|$  in the rods 1р – 5р by tiers:

$a - |\sigma_{M,iM_x}|$  from bending in the cantilever tier;  $\bar{b} - |\sigma_{M,iM_x}|$  from bending in the previous tier;  
 $\bar{в} - |\sigma_{N,iNM_y}|$  from compression in the design scheme;  $z - |\sigma_{N,iM_x}|$  from bending in the design scheme

На рис. 8 и 9 показаны графики изменения отдельных составных частей напряжения согласно формуле (2) в стержнях 1с – 5с и 1р – 5р соответственно: в монтажных схемах от  $M_x$  консольных или предыдущих ярусов  $|\sigma_{M,iM_x}|$ , в проектной схеме от  $N$ ,  $M_y$   $|\sigma_{N,iNM_y}|$ , в проектной схеме от  $M_x$   $|\sigma_{N,iM_x}|$ .

Из графиков рис. 8 и 9 видно, что влияние напряжений в монтажных схемах только от  $M_x$  консольных или предыдущих ярусов  $|\sigma_{M,iM_x}|$  по сравнению с аналогичными напряжениями от  $M_x$  в проектной схеме  $|\sigma_{N,iM_x}|$  на общее напряженное состояние существенно возрастает на всех ярусах в стержнях 1с – 5с и 1р – 5р. Продольные сжимающие силы  $N$  в стержневых элементах меридионального типа сетчатого купола при переходе от одной монтажной схемы к другой возрастают постепенно и на завершающей стадии монтажа становятся близкими к  $N$  в проектной схеме каркаса. Изгибающие моменты относительно оси  $y$  в стержнях раскосного типа в процессе монтажа  $M_{M_y}$  изменяются незначительно, а по величине близки к моментам проектной схемы каркаса  $M_{N_y}$ .

Поскольку наибольшие изгибающие моменты в стержневых элементах меридионального типа относительно оси  $x$  проектной схемы  $M_{N_x}$  возникают в узлах сопряжения на границе смежных ярусов, то по отношению  $M_{M_x}/M_{N_x}$  можно вычислить часть напряжений при навесном монтаже, которая зависит от  $M_{M_x}$  и сохранится до полного завершения сборки купольного каркаса, то есть

$$|\sigma_{M,iM_x}| = \frac{M_{M,i_x}}{M_{N,i_x}} |\sigma_{N,iM_x}|. \quad (3)$$

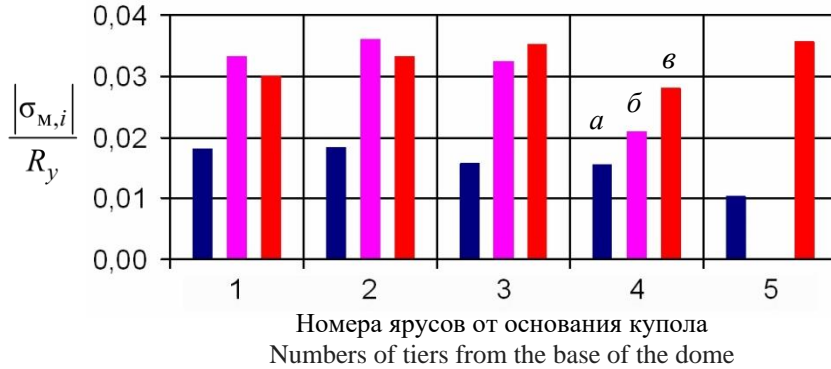
Если в правой части выражения (2) первое слагаемое взять из проектной схемы  $|\sigma_{N,iNM_y}|$ , а второе заменить на  $|\sigma_{M,iM_x}|$  (3), то получим формулу начальных напряжений в стержневых элементах раскосного типа при навесном монтаже каркаса сетчатого купола

$$|\sigma_{M,i}| = |\sigma_{N,iNM_y}| + |\sigma_{M,iM_x}|. \quad (4)$$

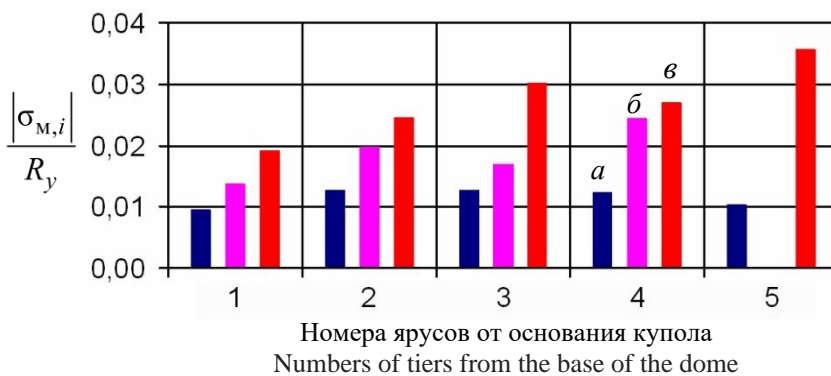
На рис. 10 и 11 показаны диаграммы степени использования прочности стержней раскосного типа в стержнях 1с – 5с и 1р – 5р соответственно консольных и предыдущих ярусов по отношению начальных сжимающих напряжений к расчетному сопротивлению стали  $|\sigma_{M,i}|/R_y$ . Здесь же приведены аналогичные диаграммы отношения напряжений к расчетному сопротивлению стали для проектной схемы  $|\sigma_{N,i}|/R_y$ , величины которых вычислялись по формуле (2), то есть

$$|\sigma_{N,i}| = |\sigma_{N,iNM_y}| + |\sigma_{N,iM_x}|. \quad (5)$$

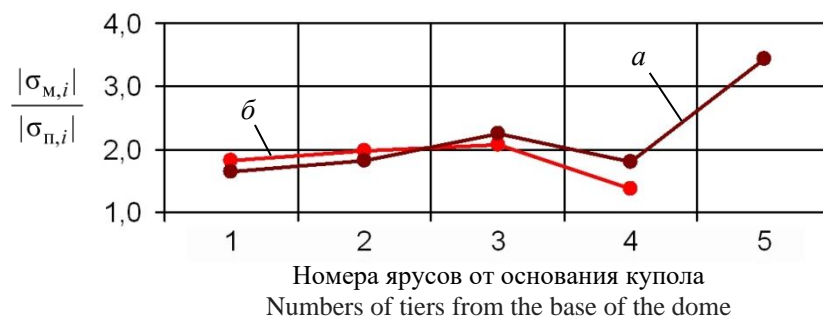
Из этих диаграмм видно, что в проектной схеме исследуемого сетчатого купола напряжения от собственного веса приводят к использованию только от 1 до 1,8 % прочности стали в стержнях раскосного типа. В монтажных же схемах из-за начальных напряжений в подавляющем большинстве ярусов используется уже от 2 до 3,5 % прочности стали в стержнях раскосного типа. Таким образом, это свидетельствует о существенном изменении напряженного состояния полностью купольного каркаса после завершения монтажа.



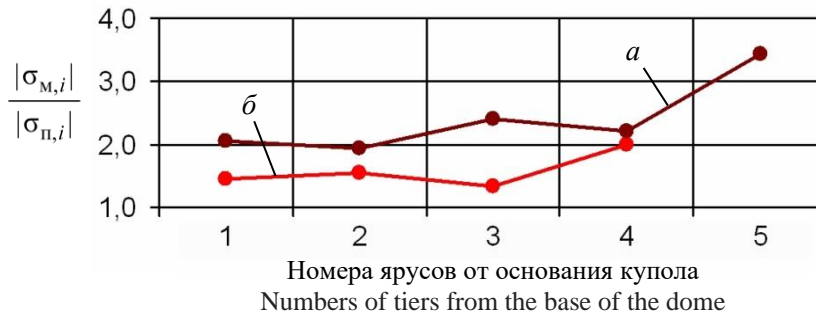
**Рис. 10.** Отношение  $|\sigma_{M,i}|/R_y$  в стержнях 1с – 5с при навесном монтаже купола:  
*a* – проектная схема  $|\sigma_{п,i}|/R_y$ ; *б* – предыдущий ярус; *в* – консольный ярус  
**Figure 10.** The ratio  $|\sigma_{M,i}|/R_y$  in the bars 1с – 5с during mounted assembly the dome:  
*a* – the design scheme  $|\sigma_{п,i}|/R_y$ ; *б* – the previous tier; *в* – the cantilever tier



**Рис. 11.** Отношение  $|\sigma_{M,i}|/R_y$  в стержнях 1р – 5р при навесном монтаже купола:  
*a* – проектная схема  $|\sigma_{п,i}|/R_y$ ; *б* – предыдущий ярус; *в* – консольный ярус  
**Figure 11.** The ratio  $|\sigma_{M,i}|/R_y$  in the bars 1р – 5р during mounted assembly the dome:  
*a* – the design scheme  $|\sigma_{п,i}|/R_y$ ; *б* – the previous tier; *в* – the cantilever tier



**Рис. 12.** Отношения начальных и проектных напряжений  $|\sigma_{M,i}|/|\sigma_{п,i}|$  в стержнях 1с – 5с:  
*a* – консольный ярус; *б* – предыдущий ярус  
**Figure 12.** The ratio of initial and design stresses  $|\sigma_{M,i}|/|\sigma_{п,i}|$  in the bars 1с – 5с:  
*a* – the cantilever tier; *б* – the previous tier



**Рис. 13.** Отношения начальных и проектных напряжений  $|\sigma_{м,i}|/|\sigma_{п,i}|$  в стержнях 1р – 5р:  
*a* – консольный ярус; *б* – предыдущий ярус  
**Figure 13.** The ratio of initial and design stresses  $|\sigma_{м,i}|/|\sigma_{п,i}|$  in the bars 1р – 5р:  
*a* – the cantilever tier; *б* – the previous tier

Для более точной оценки степени влияния навесного монтажа на разных стадиях на работу каркаса сетчатого купола на собственный вес удобнее сравнивать полученные начальные напряжения с проектными напряжениями. На рис. 12 и 13 показаны графики отношений начальных монтажных напряжений  $|\sigma_{м,i}|$  к напряжениям проектной схемы  $|\sigma_{п,i}|$  в стержнях 1с – 5с и 1р – 5р соответственно консольных и предыдущих ярусов монтажных схем каркаса сетчатого купола, то есть  $|\sigma_{м,i}|/|\sigma_{п,i}|$ . В стержнях 1с – 5с начальные напряжения превосходят проектные в интервале от 1,7 до 3,4 раза в консольных ярусах и в интервале от 1,4 до 1,8 раза в предыдущих ярусах. В стержнях 1р – 5р начальные напряжения превосходят проектные в интервале от 1,9 до 3,4 раза в консольных ярусах и в интервале от 1,3 до 2,0 раза в предыдущих ярусах.

### Заключение

На основании изложенного материала можно сделать следующие выводы:

- в процессе навесного монтажа каркаса сетчатого купола в стержнях раскосного типа неизбежно появление монтажных напряжений, существенно превышающих проектные напряжения от собственного веса каркаса;
- причиной монтажных напряжений служит появление относительно больших изгибающих моментов при консольной установке стержней раскосного типа на каждом вновь монтируемом ярусе купольного каркаса;
- монтажные напряжения от консольного изгиба стержней раскосного типа сохраняются в купольном каркасе из-за колец, образованных установкой на их свободных концах кольцевых стержней, которые фиксируют их деформированное состояние;
- при выборе навесного монтажа для сетчатых куполов сферического очертания необходимо при проектировании производить расчет их каркасов на эксплуатационную надежность с учетом остаточных монтажных напряжений;
- в первом приближении монтажные напряжения в стержнях раскосного типа сетчатого купола можно учесть путем умножения напряжений от собственного веса купольного каркаса на повышающие коэффициенты от 2,0 в нижнем ярусе до 3,4 – в верхнем;
- при навесном монтаже деформации каркасов возрастают в несколько раз по сравнению с проектной схемой, поэтому следует предусматривать такие виды соединения элементов, которые способны компенсировать неточности в расстояниях между узлами.

### Список литературы

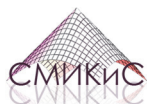
1. Тур В.И. Купольные конструкции: формообразование, расчет, конструирование, повышение эффективности. М.: Изд-во АСВ, 2004. 96 с.
2. Кривошапко С.Н. Металлические ребристо-кольцевые и сетчато-стержневые оболочки XIX – первой половины XX-го веков // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2014. № 6. С. 4–15.

3. Металлические конструкции: справочник проектировщика: в 3 т. Т. 2. Стальные конструкции зданий и сооружений / под общ. ред. В.В. Кузнецова. М.: Изд-во АСВ, 1998. 512 с.
4. Торкатюк В.И. Монтаж конструкций большепролетных зданий. М.: Стройиздат, 1985. 170 с.
5. Гофштейн Г.Е., Ким В.Г., Нищев В.Н., Соколова А.Д. Монтаж металлических и железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 2004. 528 с.
6. Лебедь Е.В., Алукаев А.Ю. Большепролетные металлические купольные покрытия и их возведение // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2018. Т. 14. № 1. С. 4–16. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2018-14-1-4-16>
7. Лебедь Е.В. Особенности работы каркасов большепролетных металлических куполов в процессе их возведения // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2018. Т. 14. № 6. С. 481–494. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2018-14-6-481-494>
8. Лебедь Е.В. Изменение напряженного состояния каркаса металлического ребристо-кольцевого купола в процессе монтажа // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2019. Т. 15. № 4. С. 278–290. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-4-278-290>
9. Лебедь Е.В., Вершинин В.П. Напряженное состояние меридиональных ребер металлического купола на разных этапах навесного монтажа // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2020. Т. 16. № 2. С. 111–121. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-2-111-121>
10. Лебедь Е.В. Влияние высоты ребристо-кольцевого купола на напряженное состояние его каркаса в процессе навесного монтажа // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2020. Т. 16. № 6. С. 452–464. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-6-452-464>
11. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А. SCAD Office. Вычислительный комплекс SCAD. М.: Изд-во АСВ, 2004. 592 с.
12. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. Киев: Факт, 2005. 344 с.
13. Eldhose M., Rajesh A.K., Ramadass S. Finite element analysis and parametric study of Schwedler dome using ABAQUS software // International Journal of Engineering Trends and Technology. 2015. Vol. 28. No. 7. Pp. 333–338.
14. Chandiwala A. Analysis and design of steel dome using software // International Journal of Research in Engineering and Technology. 2014. Vol. 3. No. 3. Pp. 35–39. <https://doi.org/10.15623/ijret.2014.0303006>
15. Makkar A., Abbas S., Muhammed Haslin S.M. Finite Element analysis of Diamatic, Schwedler and Diamatic – Schwedler hybrid domes // International Journal of Engineering Trends and Technology. 2016. Vol. 39. No. 1. Pp. 57–62. <https://doi.org/10.14445/22315381/IJETT-V39P210>
16. Handruleva A., Matuski V., Kazakov K. Combined mechanisms of collapse of discrete single-layer spherical domes // Study of Civil Engineering and Architecture (SCEA). December 2012. Vol. 1. No. 1. Pp. 19–27.

## References

1. Tur V.I. *Dome structures: morphogenesis, analysis, design, increase in effectiveness*. Moscow: ASV Publ.; 2004. (In Russ.)
2. Krivoshapko S.N. Metal ribbed-and-circular and lattice shells from the 19th until the first half of the 20th centuries. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2014;(6):4–15. (In Russ.)
3. Kuznetsov V.V. (ed.) *Metal structures: reference book of the designer. Vol. 2. Steel structures of buildings and constructions*. Moscow: ASV Publ.; 1998. (In Russ.)
4. Torkatyuk V.I. *Installation of structures of large-span buildings*. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1985. (In Russ.)
5. Gofshteyn G.E., Kim V.G., Nishchev V.N., Sokolova A.D. *Installation of metal and reinforced concrete structures*. Moscow: Stroyizdat Publ.; 2004. (In Russ.)
6. Lebed E.V., Alukaev A.U. Large-span metal dome roofs and their construction. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2018;14(1):4–16. (In Russ.) <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2018-14-1-4-16>
7. Lebed E.V. Behavior of the frames of large-span metal domes in the process of their installation. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2018;14(6):481–494. (In Russ.) <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2018-14-6-481-494>
8. Lebed E.V. Changes in the stressed state of the framework of the metal ribbed-ring dome during the assembly process. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2019;15(4):278–290. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-4-278-290>

9. Lebed E.V., Vershinin V.P. Stress state of metal dome meridional ribs at different stages of overhang erection process. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2020;16(2):111–121. (In Russ.) <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-2-111-121>
10. Lebed E.V. Influence of the height of the ribbed-ring dome on the stress state of its frame during the overhang mounting process. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, 2020;16(6):452–464. (In Russ.) <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-6-452-464>
11. Karpilovskiy V.S., Kriksunov E.Z., Malyarenko A.A., Perelmutter A.V., Perelmutter M.A. *SCAD Office. Computer system SCAD*. Moscow: ASV Publ.; 2004. (In Russ.)
12. Gorodetskiy A.S., Evzerov I.D. *Computer models of structures*. Kiev: Fakt Publ.; 2005. (In Russ.)
13. Eldhose M., Rajesh A.K., Ramadass S. Finite element analysis and parametric study of Schwedler dome using ABAQUS software. *International Journal of Engineering Trends and Technology*. 2015;28(7):333–338.
14. Chandiwala A. Analysis and design of steel dome using software. *International Journal of Research in Engineering and Technology*. 2014;3(3):35–39. <https://doi.org/10.15623/ijret.2014.0303006>
15. Makkar A., Abbas S., Muhammed Haslin S.M. Finite element analysis of Diamatic, Schwedler and Diamatic – Schwedler hybrid domes. *International Journal of Engineering Trends and Technology*. 2016;39(1):57–62. <https://doi.org/10.14445/22315381/IJETT-V39P210>
16. Handruleva A., Matuski V., Kazakov K. Combined mechanisms of collapse of discrete single-layer spherical domes. *Study of Civil Engineering and Architecture*. December 2012;1(1):19–27.



DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-5-455-465  
 UDC 624.012

RESEARCH ARTICLE / НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

*Published in order of discussion.*  
 Editorial Board


## The theory of calculation of reinforced concrete structures and the principles of the Eurocode

Rudolf S. Sanzharovskiy<sup>1</sup> , Frieder Sieber<sup>2</sup>, Tatyana N. Ter-Emmanuilyan<sup>3</sup>  

<sup>1</sup>L.N. Gumilyov Eurasian National University, Nur-Sultan, Republic of Kazakhstan

<sup>2</sup>Leibniz-Institut für Interdisziplinäre Studien, Berlin, Federal Republic of Germany

<sup>3</sup>Russian University of Transport, Moscow, Russian Federation

 tanya\_ter@mail.ru

### Article history

Received: July 12, 2021

Revised: October 4, 2021

Accepted: October 13, 2021

### For citation

Sanzharovskiy R.S., Sieber F., Ter-Emmanuilyan T.N. The theory of calculation of reinforced concrete structures and the principles of the Eurocode. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021; 17(5):455–465. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-5-455-465>

**Abstract.** The theory of calculating reinforced concrete is analyzed. As we know reinforced concrete with enormous volumes of application and huge financial costs, due to the great complexity of its nonlinear properties, has a surprisingly unscientific theory of calculation, consisting of two parts: short-term and long-term loading. The work of a number of round tables was devoted to the problem of errors in the theory of calculating reinforced concrete. The round tables held at the Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University) on the initiative and under the guidance of famous scientists: V.M. Bondarenko, S.N. Krivoshapko, V.V. Galishnikova (the last one took place in 2020) with a large number of participants of authoritative scientists from Russia and other countries. It is shown that the theory of calculation of reinforced concrete structures, which are widely used (with long-term loading all over the world), includes five inconsistent (among them erroneous) theories, the essence of which and one postulate are set further. Using the rules of mathematics, the principles of mechanics and the results of solid experiments, it was revealed that the analyzed theory contains a set of theories rejecting each other for various purposes, including erroneous ones.

**Keywords:** theory of concrete creep, superposition principle, instant elastic deformations, long-term resistance, reinforced concrete, modern building codes, Eurocode principles

**Rudolf S. Sanzharovskiy**, Grand Ph.D., Professor, principal researcher, L.N. Gumilyov Eurasian National University, 11 Kazhymukana St, Nur-Sultan, 010000, Republic of Kazakhstan; ORCID: 0000-0002-7412-3789, Scopus Author ID: 56926674200, eLIBRARY SPIN-code: 9723-0539; milasanj@gmail.com

**Frieder Sieber**, Grand Ph.D., Professor, Leibniz-Institut für Interdisziplinäre Studien, 16 Albert Einstein St, Berlin, 12489, Federal Republic of Germany; dr.f.sieber@web.de

**Tatyana N. Ter Emmanuilyan**, Grand Ph.D., Professor of the Department of Theoretical Mechanics, Russian University of Transport, 9 Obraztsova St, bldg 9, Moscow, 127994, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-4723-8193, Scopus Author ID: 25638119000, eLIBRARY SPIN-code: 9868-6330, tanya\_ter@mail.ru

© Sanzharovskiy R.S., Sieber F., Ter-Emmanuilyan T.N., 2021



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License  
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>


## Теория расчета железобетонных конструкций и принципы Еврокода

Р.С. Санжаровский<sup>1</sup> , Ф. Зибер<sup>2</sup>, Т.Н. Тер-Эммануильян<sup>3</sup>  

<sup>1</sup>Евразийский национальный университет имени Л.Н. Гумилева, Нур-Султан, Республика Казахстан

<sup>2</sup>Институт Лейбница по междисциплинарным исследованиям, Берлин, Федеративная Республика Германия

<sup>3</sup>Российский университет транспорта, Москва, Российская Федерация

 tanya\_ter@mail.ru

### История статьи

Поступила в редакцию: 12 июля 2021 г.

Доработана: 4 октября 2021 г.

Принята к публикации: 13 октября 2021 г.

### Для цитирования

Санжаровский Р.С., Зибер Ф., Тер-Эммануильян Т.Н. Теория расчета железобетонных конструкций и принципы Еврокода // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 5. С. 455–465. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-5-455-465>

**Аннотация.** Анализируется теория расчета железобетона, который, при громадных объемах применения и огромных финансовых затратах, имеет из-за большой сложности его нелинейных свойств удивительно ненаучную теорию расчета, состоящую из двух частей: кратковременного и длительного нагружения. Проблеме заблуждений теории расчета железобетона посвящена работа ряда круглых столов, проведенных в Российском университете дружбы народов по инициативе и под руководством известных ученых: В.М. Бондаренко, С.Н. Кривошапко, В.В. Галишиковой (последний состоялся в 2020 г.), с большим числом участников, авторитетных ученых России и других стран. Показано, что теория расчета железобетонных конструкций, имеющих массовое применение (при длительном нагружении во всем мире), включает в себя пять не соответствующих друг другу (среди них ошибочных) теорий, суть которых и один постулат изложены в работе. Используя правила математики, принципы механики и результаты солидных экспериментов выявлено, что анализируемая теория содержит набор отвергающих друг друга положений различного назначения, в том числе ошибочных.

**Ключевые слова:** теория ползучести бетона, принцип наложения, мгновенные упругие деформации, длительное сопротивление железобетона, современные строительные нормы, принципы Еврокода

## Introduction

Numerous works of Russian and foreign scientists [1–8] are devoted to the problem of constructing a theory of reinforced concrete. Reinforced concrete, with enormous volumes of application and huge financial costs, due to the great complexity of its nonlinear properties, has a surprisingly unscientific theory of calculation, consisting of two parts: short-term and long-term loading. In the scientific and educational literature, the theoretical essence of the foundations that make up the calculations of reinforced concrete structures of mass use has not been studied and described.

Let's give an example of describing one of the main models of the theory of calculation, in sequence from the moment of creation to the present day (we will consider its essence later):

- reported about the “formation of the so-called plastic hinge,” it is also stated that “the hypothesis of flat sections is inapplicable;”
- describes “a new principle of considering a section in a state of destruction... Prerequisites have been created for the development of a general theory of calculation in limiting states, which is a radical change in the design principles on a new scientific basis;”

**Санжаровский Рудольф Сергеевич**, доктор технических наук, профессор, главный научный сотрудник, Евразийский национальный университет имени Л.Н. Гумилева, Республика Казахстан, 010000, Нур-Султан, ул. Кажымукана, д. 11; ORCID: 0000-0002-7412-3789, Scopus Author ID: 56926674200, eLIBRARY SPIN-код: 9723-0539; milasanj@gmail.com

**Зибер Фридер**, доктор технических наук, профессор, Институт Лейбница по междисциплинарным исследованиям, Федеративная Республика Германия, 12489, Берлин, ул. Альберта Эйнштейн, д. 16; dr.f.sieber@web.de

**Тер-Эммануильян Татьяна Николаевна**, доктор технических наук, профессор кафедры теоретической механики, Российский университет транспорта, Российская Федерация, 127994, Москва, ул. Образцова, д. 9, стр. 9; ORCID: 0000-0002-4723-8193, Scopus Author ID: 25638119000, eLIBRARY SPIN-код: 9868-6330; tanya\_ter@mail.ru



- “The criterion for the exhaustion of the strength of normal sections is the achievement of their limit values by deformations of compressed concrete or tensile reinforcement in the section of an element;”

- “There is no plastic hinge;”

- “It is allowed to make calculations based on ultimate efforts.”

The theory of long-term resistance does not correspond to the properties of reinforced concrete, contains a set of errors (including rather crude ones), does not notice them, and declares itself:

- “New advanced... International harmonized format;”

- “The completed mathematical theory of concrete creep, which has received universal recognition;”

- “The problem of the stability of reinforced concrete rods has been solved taking into account... long-term processes; ...the task is as close as possible to the actual conditions of their work;”

- The theory is based on “a theorem on the general form of a linear functional in a suitable functional space determined by the requirements imposed on the loading history;”

- “In the process of correcting and updating Euronorms,” this theory should be “included in the main text of the standards as a guideline for assessing the effect of concrete work over time in all types of structures.”

The work of a number of round tables held at the Peoples’ Friendship University of Russia (RUDN University) on the initiative and under the guidance of famous scientists: V.M. Bondarenko, S.N. Krivoschapko, V.V. Galishnikova was devoted to the problem of errors in the theory of calculating reinforced concrete (the last one took place in 2020), with a large number of participants, authoritative scientists from Russia and other countries. V.M. Bondarenko actively participated (after the approval of the Eurocode) in discussions about the discrepancy between the analyzed theory and the Eurocode [1]. He proposed to discuss the complex problem “Eurocode – nonlinear theory – standards” in the form of scientific round tables. The leadership of RUDN University supported this proposal, and the first round table on this issue was held in 2016; V.M. Bondarenko took an active part in it and made a scientific report.

The main questions and opinions of the participants, of all the round tables that took place were caused by the problem named above: in the scientific literature, in textbooks, there is no description of the properties of theories mixed in the calculations of reinforced concrete structures, there is no assessment of their compliance with the properties of the reinforced concrete material and the Eurocode.

The stated analysis of the theory of calculation of reinforced concrete is based on the following circumstances:

- the unscientific use of the theory of creep of reinforced concrete in the design of unique buildings and structures was noted in 2014 by Gordon Clark, president of fib and director of RAMBOLL (Great Britain) [9];

- the current state of the international theory of creep is presented in detail in the publication [10] by M. Chiorino, 2014;

- mathematical errors of the concrete creep law were revealed by us for the first time in 2015–2016 in [11; 12];

- a detailed analysis of these errors is given in [13; 14];

- the foundations of the theory of a plastic hinge in reinforced concrete are presented in [15].

### **The features of the analyzed theory**

The analysis shows that the theory of calculation of reinforced concrete structures, which are widely used (with long-term loading all over the world), includes five that do not correspond to each other (among them are erroneous) theories, the essence of which and one postulate is set out below.

In the theory under consideration, the following are mixed (instead of fulfilling the requirements of the Eurocode):

- (s. 1) – theory of a structure that has no length and has a plastic hinge;

- (s. 2) – the theory of an elastic-creeping column with initial deflection, which has unlimited stresses and deformations, as well as infinite deflections;

- (s. 3) – the theory of an infinitely elastic column from the “deformation theory,” erroneously extended to the area of severe plastic deformations, also with infinite deflections;

- (s. 4) – warped Euler problem with critical force depending on eccentricity;

- (s. 5) – is a deeply erroneous theory of linear concrete creep.

- (s. 6) – the “new” theory is substantiated by an erroneous postulate about the sudden “formation of a plastic hinge.”

The study shows that this scientific theory and each theory individually does not correspond – neither to the properties of reinforced concrete, nor to the Eurocode.

**The theory of the construction without length and the emergence of a plastic hinge**

Here it is necessary to first construct an appropriate theory of elastoplastic stability (and there is no other way):

- a) record the  $\sigma$ - $\varepsilon$  diagrams for concrete and reinforcement. Reject Eurocode and assume that these diagrams have unlimited yield pads ( $\varepsilon_T \rightarrow \infty$ );
- b) use (and not reject) the hypothesis of flat sections, and find the values of the main vector and the main moment of the diagram of normal stresses;
- c) write down the equations of equilibrium of a compressed column, taking into account the presence of deflection;
- d) consider the geometric aspect of the problem, and associate the edge deformations of the section with the deflection;
- e) formulate the condition and derive the critical state equation;
- f) conduct numerical studies and build critical dependence curves.

Obtaining such curves is necessary for subsequent use in norms and standards, it is due to design tasks: an ordinary designer will not be able to carry out the scientific research specified in paragraphs a–f.

The behavior of these curves depends on the type of the design diagram of the column [16]. Let's consider two important cases: a column with initial deflection, longitudinal-transverse bending.

The design diagram of a column with initial deflection forms the basis of the theories (s. 2) and (s. 3), considered later (Figure 1) within the framework of the linear theory. Here, for clarity of perception, the curves of critical dependences of elastoplastic columns with initial deflection are shown in Figure 1.

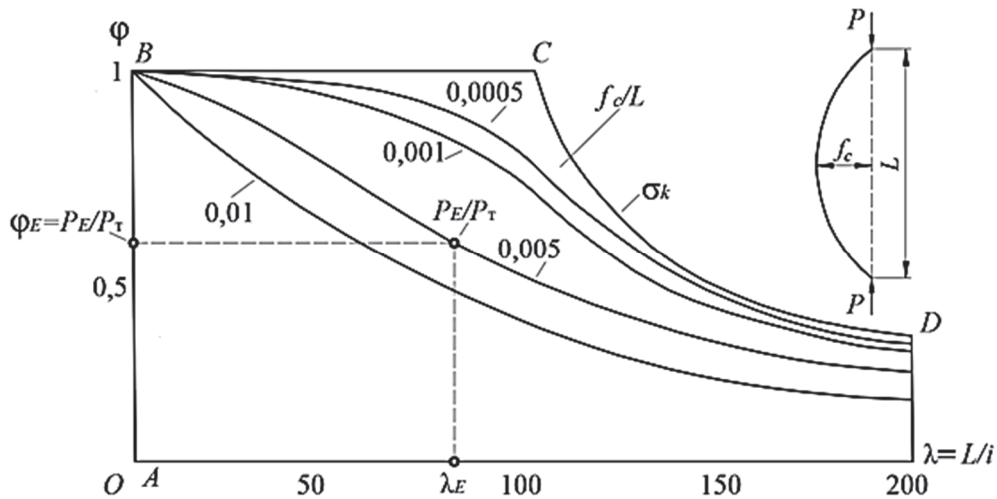


Figure 1. Critical dependencies “force – flexibility – initial deflection” for an elastoplastic column

In the case of the second design scheme – longitudinal-transverse bending, the curves of the critical dependences in the elastoplastic stage have a form similar to Figure 1. Let's pay attention to the absence in the given two cases (different design schemes) of the plastic hinge according to the theory (s. 1)<sup>1</sup> [17; 18], Figure 2. In Figure 1, point B, which characterizes the fully compressed section ( $x = h$ , Figure 2), can be referred to the plastic hinge. In other words, the theory (s. 1) is “fundamentally unsuitable” in the considered calculation schemes according to the terminology of the developers of the analyzed theory.

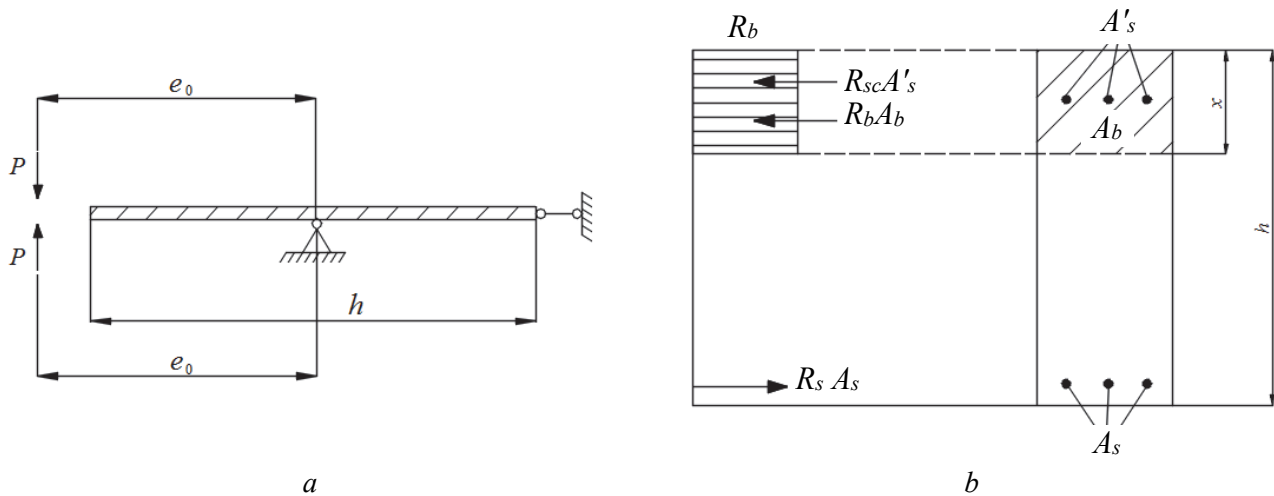
**About the plastic hinge.** To obtain a theory (s. 1), it is necessary to add two actions to the above procedure, a–f:

- g) select a special design scheme of the column, Figure 2.
- h) carry out a mathematical passage to the limit.

The plastic hinge is the limiting point ( $l \rightarrow 0$ ) of the critical states curve ( $\frac{dl}{df} = 0$ ,  $l$  is the length,  $f$  is the deflection) in terms of stability for columns made of concrete and steel with an unlimited yield area; in it, edge deformations reach infinite values; at the limiting point, the zones of plastic tension and compression (satis-

<sup>1</sup> SP 63.13330.2012. *Concrete and reinforced concrete structures. Basic provisions*. Updated edition of SNiP 52-01-2003. Moscow; 2012. (In Russ.)

fyng the hypothesis of flat sections before the beginning of the passage to the limit) converge. And this local point, in a very private design scheme, with unrealistic properties of compressed structures, is taken as the basis for the general theory of calculation of reinforced concrete.



**Figure 2.** Column without length, for which a plastic hinge is possible:  
 a – design scheme; b – cross-section, “ultimate forces” and stress diagram of concrete

**About the unreality of properties** (the column has no length; the section of the column has the property of an absolutely rigid body). When passing to the limit, the elastic zone of the section of the column tends to zero, the plasticity covers the entire height of the compressed zone, and a degenerate model of the column is obtained in the form of one degenerate section, in which the force distribution system has one degree of freedom, with a generalized coordinate  $x$ , Figure 2.

Thus, the theory (s. 1) has nothing to do with the calculation of real compressed structures, including reinforced concrete ones.

The foregoing also shows that under the Eurocode conditions, when the diagrams  $\sigma$ – $\varepsilon$  of concrete and reinforcement are limited by ultimate deformation ( $\varepsilon_{b2}$ ,  $\varepsilon_{s2}$ ), theory (s. 1) does not exist at all<sup>2</sup>.

Finally, consider the theory (s. 1) for the case of small eccentricities, described in the literature on reinforced concrete in a very confusing way. Here the compressed zone with the  $x$  coordinate captures a part of the section of the lower reinforcement  $A_s$ , Figure 2, b. In this reinforcement  $A_s$ , a local plastic hinge is formed, with a local main vector of forces and a main moment. Expressions for describing the values of the local principal vector and the principal moment of forces are very cumbersome due to the circular cross-section of the reinforcement. This cumbersomeness is overcome by two simplifications:

- the value of the local principal moment of forces in the reinforcement is considered negligible, see (8.10) in SP 63.13330.2012;
- the formula for the local principal vector is simplified by replacing the circular section with an equivalent section with constant width, see, for example, (8.13) in SP 63.13330.2012.

External attractiveness and apparent simplicity made the main features of the theory invisible (to this day) (s. 1): \*<sup>3</sup>,

- the column has no length;
- the column section has the properties of an absolutely rigid body;
- endowing concrete and reinforcement with an endless flow area;
- the impossibility of obtaining (clause 1) in any other way, except for the mathematical passage to the limit;
- gives fundamentally incorrect results in structural calculations: qualitative and quantitative. The performed analysis shows that the theory (s. 1) is unsuitable for calculations of compressed reinforced concrete structures.

<sup>2</sup> EN 1992-2 2004. *Eurocode 2: Design of constructions.*

<sup>3</sup> A list of errors is indicated.

**The theory of an elastic-creeping column with initial deflection and the theory of an infinitely elastic column from the “deformation theory”**

In the theories (s. 2) and (s. 3), reinforced concrete is endowed with new fantastic features that reject the theory (item 1): \*\*,

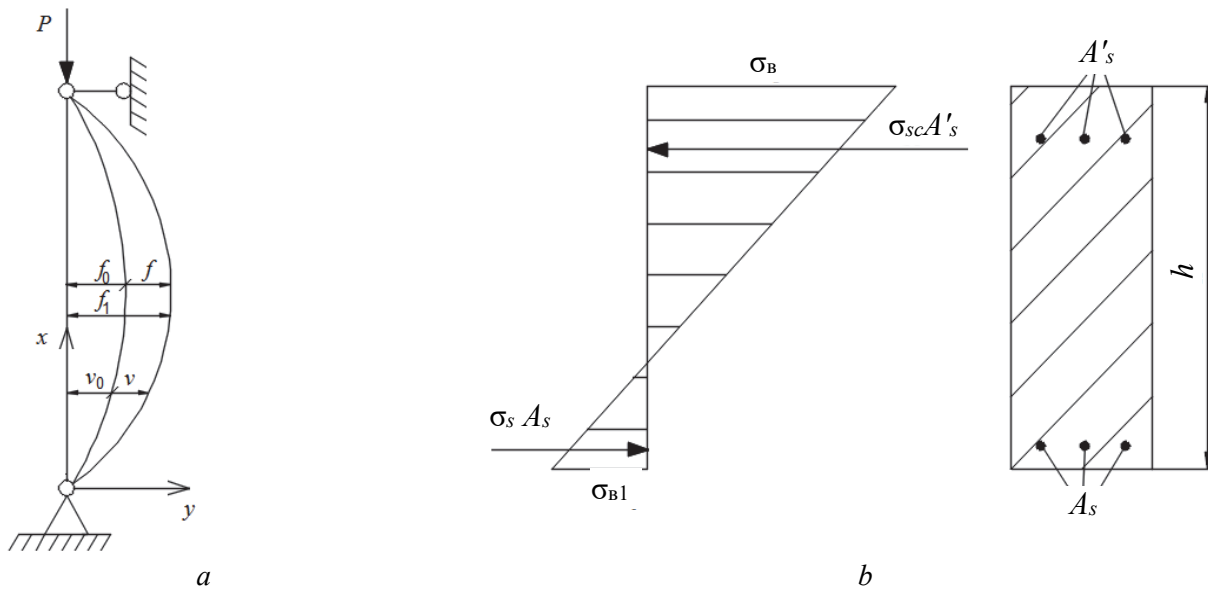
- there are no cracks in the sections;
- concrete works well in tension and compression;
- concrete and reinforcement are infinitely elastic materials;
- concrete has infinite linear creep deformations under tension and compression (see also (s. 5));
- stresses (in compression and tension) can many times exceed the ultimate strength of concrete and reinforcement;
- theories are based on the hypothesis of “insignificant deflections” (in the terminology of S.P. Timoshenko), and in the calculation results the deflection infinitely “increases:”

$$f(p) \rightarrow \infty;$$

$$f(t) \rightarrow \infty, \dot{f}(t) = \text{const},$$

in general mechanics indicate that with such a contradiction – “the method is unsuitable.” For example, it leads to the creation of a (non-existent) critical force in flexural compression. In the analyzed theory, it is called “conditional critical force.” In problems of the considered format, as shown by Lagrange and Zhichkovsky (see Figure 4), this linearization hypothesis leads to incorrect results. In the educational literature, the features listed under the \*\* sign are not noticed: there is only a formal indication “to multiply by the coefficient  $\eta$ .”

The calculation scheme for these theories is shown in Figure 3.



**Figure 3.** Elastic or viscoelastic column with initial deflection: *a* – design scheme; *b* – cross section, unlimited stresses in concrete and reinforcement – no cracks

In theory (s. 2), “the relationship between stresses and strains is established by a formula based on a linear relationship between stresses and strains and on the principle of superposition.”

$$\varepsilon^*(t) = \frac{\sigma^*(t)}{E(t)} - \int_{\tau_1}^t \sigma^*(\tau) \frac{\partial \delta(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau, \tag{1}$$

where  $\delta(t, \tau) = \frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau)$ ;  $C(t, \tau)$  is the creep measure.

Here, and in what follows, the generally accepted designations of the constructed theory with the theory (s. 2) states: “It is known that in the case when the material of the rod has creep and aging (1), the problem of the stability of an elastic rod, which has an initial deflection ( $y_0 = f_0$ ) and compressed by a constant force  $P$ , is reduced to solving the equation”

$$\frac{d^2 y^*(x,t)}{dx^2} + \frac{P}{I} \left[ \frac{y^*(x,t)}{E(t)} - \int_{\tau_1}^t y^*(x,\tau) \frac{\partial \delta(t,\tau)}{\partial \tau} d\tau \right] = \frac{d^2 y_0}{dx^2}.$$

The problem of determining the deflection  $f(t)$  is reduced to solving the “Volterra integral equation of the 2nd kind”

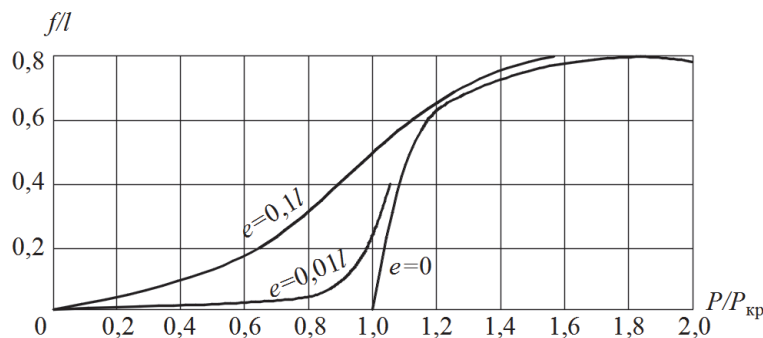
$$f(t) - \frac{E(t)}{1 - \xi(t)} \int_{\tau_1}^t f(\tau) \frac{\partial \delta(t,\tau)}{\partial \tau} d\tau = f_1(t),$$

where  $\xi(t) = \frac{P_3(t)}{P}$ ;  $P_3(t) = \frac{\pi^2 I E(t)}{l^2}$ ;  $f_1(t) = \frac{f_0}{1 - \frac{P}{P_3(t)}}$ .

The critical state of the stability of a reinforced concrete column during concrete creep is determined by a criterion that is untenable according to the Eurocode and surprising for the theory of reinforced concrete: the deflection of the middle section of the column increases to infinity (with a constant rate of its growth). The structure of the formula for additional infinite deflection caused by concrete creep becomes identical to the structure of infinitely elastic deflection according to the theory (s. 3) (see, for example, formula (8.13) in SP 63.13330.2012). Only the value of the critical force changes: instead of the short-term critical force of Euler, the concept of a long-term critical force is used, equal to the Euler force, divided by a coefficient that depends on the creep characteristics of concrete.

Special attention should be paid to three circumstances in the theory (s. 2, s. 3): \*\*,

- Euler's hyperbola is interrupted at point C (Figure 1), that is, in the CB section of the plastic region, the concept of Euler's critical force (also a long-term critical force) is a fiction;
- with unlimited elastic properties of compressed-bent columns, the critical Euler force does not exist, Figure 4, which additionally characterizes the inconsistency of the theory (s. 2, s. 3) from the point of view of the Eurocode;
- within the framework of any theory of creep, the theory (item 2) is unsuitable for assessing the long-term resistance of reinforced concrete, since it endows concrete with fantastic properties of infinite deflections, infinite elasticity and the absence of cracks.



**Figure 4.** The relationship between the deflection and the longitudinal force for the compressed-curved and centrally compressed ( $e = 0$ ) columns

Each of the theories outlined is true only in its place in the general theory of the calculation of structures. So the theory (s. 1) is just one of four lines – the boundaries of the region in the particular scheme of loading

the elastoplastic stability – just one of many schemes in which there are no such boundaries at all (example, Figure 1). Moreover, in this particular scheme, an ideally elastoplastic material is considered, with an infinite yield area, that is, it is outside the rules of Eurocode 2 and is an error for the theory of reinforced concrete [13].

The apparent novelty of an unusable theory (s. 1) and its erroneous attractiveness in the forties of the last century caused decisive actions to be introduced, and for the sake of these actions the essence of the theory of calculating reinforced concrete was sacrificed, as evidenced by the hypothesis put forward by theory (s. 6) about the connection of theories (s. 2, s. 3) and theory (s. 1):

“With eccentric compression... the phenomenon of destruction proceeds almost the same as during bending, and the calculation is based on the same considerations and assumptions.

...In the interests of simplicity of calculation, it is even more desirable than when bending symmetrical sections, to assume... that the section behaves elastically up to the formation of a plastic hinge.”

So, consider the sequence of jumps from one theory to another. Suppose initially there is a reinforced concrete column with the given properties of the bearing capacity. We apply the theory to it (s. 1), we get, after the execution of the calculation, a greatly overestimated bearing capacity. For this reason, we pass to the theory (s. 3) or (s. 2), replacing the design model of the theory (s. 1) with the design model of the column with initial deflection. It would be possible to use the theoretical data for the sample in Figure 1, but it doesn't.

The process of loading an infinitely elastic column is considered, at the end of which the cited hypothesis is extracted and the transition from (s. 3) to (s. 1) is made in the form of the following amazing actions:

- the length of the infinitely elastic column disappears abruptly; there remains only one section with a linear stress diagram, without a crack;
- elastic stress diagram, according to Figure 3, instantly turns into a diagram of the stresses of the plastic hinge, according to Figure 2;
- the initial deflection  $f_0$  of the elastic column from (s. 3) instantly becomes the specified eccentricity in the theory (s. 1);
- the arrow of additional deflection of the elastic column  $f$  of the theory (s. 3) turns into eccentricity of the theory (s. 1), which is called additional eccentricity and the appearance of which destroys the theoretical essence of the plastic hinge, described above, as the essence of a column that has no length;
- a “new” scientific essence of the general theory appears in the form of a plastic hinge that has no length, but has a deflection  $e_0 + f$ ; the amount becomes the calculated eccentricity  $e_{0\eta_1}$  in theory (s. 1).

Based on the “new” entity, the bearing capacity of the given reinforced concrete column is again calculated: the calculation results again overestimate the bearing capacity of the given column. Even more paradoxical is the combination into one theory of a plastic hinge according to (s. 1) with a time-varying deflection of the theory (s. 2). The “new” scientific essence in this case is an amazing continuous change in the longitudinal force of the column, which occurs over time, as well as a continuous phenomenon of jumps.

The theory of reinforced concrete in the “new” scientific essence acquires dual properties in many circumstances and parameters, which makes it possible to change the meaning of these parameters, to conduct unscientific discussions.

For example, in the theory of a plastic hinge (s. 1), the section stiffness  $D = EI$  is not needed. But to “correct” the analyzed theory of reinforced concrete, the “new” scientific essence allows us to use and distort this concept.

### Modified Euler’s problem

In the classical Euler problem on the stability of a column, the theory (s. 4), representing the differential equation of bending, has the form

$$D \frac{d^2 v}{dx^2} = -Pv.$$

As already noted, this equation does not exist in the BC segment according to Figure 1 in the plastic region. As well as rigidity in theory (s. 1); there is no Euler force either. The “new” scientific entity not only introduces Euler's force that does not exist here, but also distorts its meaning, inventing Euler's force, which depends on eccentricity  $e_0$ :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D(e_0)}{l^2}.$$

\*\*\* – the general theory is “corrected” by this technique: the critical forces of a reinforced concrete column ( $N_{cr}$ ) under short-term loading, and  $P_d$  under long-term loading, which are impossible under eccentric compression (see Figure 4), are declared not only possible, but also “undergo evolutionary development” in the form of an absurd dependence on eccentricity.

Experimental estimates of the results of calculating compressed reinforced concrete structures according to the analyzed theory, given by well-known scientists in publications in recent years, are  $\pm 50\%$ , indicating that unscientificness and non-compliance with the Eurocode, in addition to political aspects, give low economic efficiency of reinforced concrete.

### The erroneous theory of linear concrete creep

In the theory (s. 5), which is a world theory, the Volterra integral equations representing the creep of concrete with its unsteady and non-linear properties have fictitious kernels that violate the prescribed mathematical order of their construction: as a result, concrete forms an erroneous set of fictitious forces that incorrectly form creep deformations [11; 13; 14; 19].

We found that all the main provisions of the theory (item 5) grossly violate the rules of higher mathematics, the principles of mechanics. Eurocode requirements and results of solid experiments. Among them: \*\*\*\*,

- the foundation of the theory, its principle of imposition, violates the rules of differentiation of functions. This violation is accompanied by a crafty justification [2] that “the superposition principle is characteristic of Volterra's theory:” as a result, erroneous kernels of integral equations are constructed. There are a number of other ridiculous “mathematical” justifications for this principle;

- “There is no linear creep,” the well-known scientists S.V. Aleksandrovsky testify and P.I. Vasiliev [20], giving experimental data on Figure 5;

- instantaneous concrete deformations, nonlinear according to the Eurocode, are declared elastic, which is justified by non-existent experiments;

- the nonstationarity of instantaneous deformations is incorrectly identified with the Maxwell model, and is described using the superposition principle, introducing an error of up to 300%;

- inadmissible in mechanics, alteration of instantaneous nonlinear concrete properties, creep properties (minute creep, chain models, fast-flowing creep) is carried out; this leads to the emergence of resistance forces proportional to acceleration, creates a violation of the principle of independence of the action of forces (the fourth axiom), distorting the whole theory;

- “algebraization” of the theory of creep rejects the basic equation of Newtonian mechanics, returns to the level of Aristotle's mechanics; this was repeatedly emphasized by N.Kh. Harutyunyan and S.V. Aleksandrovsky.

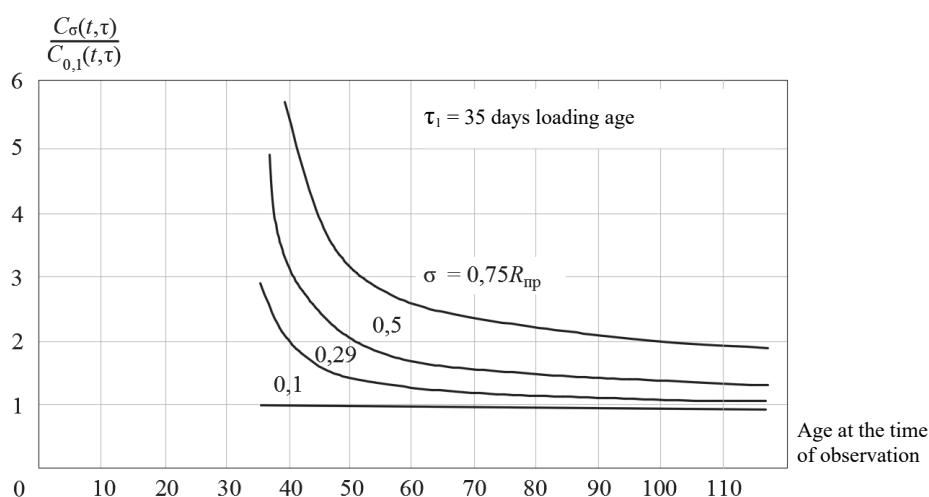


Figure 5. Changes in the specific creep strains ratio at different initial stress levels  $C_{\sigma}(t, \tau)$  to specific creep deformations at the initial stress level  $C_{0,1}(t, \tau)$

In the analyzed theory, one can find more absurd situations when the conditional (for reinforced concrete) theory (s. 2) of elastic-viscous stability of a compressed bar, with initial deflection, with infinite stresses,

with its value of long-term critical force  $P_{\text{д}} = \frac{\pi^2 EI}{l^2(c+1)}$ , where  $c = \varphi_{\infty}$ , becomes the theory for calculating the limiting state of reinforced concrete shells with cracks during prolonged loading. It is included in the methodological recommendations, it is under the guise of the elastic modulus  $E_{\text{д}} = \frac{E}{c+1}$  ( $c = \varphi_c = 2$ ), the limiting characteristic of the creep of ordinary concrete), it is masked by empirical expressions, which is especially clearly seen from the problem of calculating the structures of the Transvaal Park.

## Results

In a number of works, also in the norms, the analyzed theory is preceded by an explanation in the form of two Provisions: I – that it is necessary to use a nonlinear deformation model (signboard); II – that it is allowed to calculate on the basis of the analyzed theory (with different names: calculation by limiting forces; calculation by the stage of destruction or by the principle of plastic destruction; method of limiting equilibrium; method of calculated limiting states).

One of the developers of the norms in 2011 warned that an ordinary designer would not be able to use Provision I: “The deformation model of force resistance is mainly implemented through computing systems, so a number of formal procedures arise here, for example, stability, estimation of the solution's accuracy. The lack of tools is also due to the multi-iteration process of the solution, especially as the acting force approaches the bearing capacity... The results depend on the correctness of the choice of the initial (calculated) state diagrams.” Russia joined the WTO and is obliged to comply with the requirements of the Eurocode.

Since the Eurocode prohibits changing its Principles and Rules of Application, and an ordinary designer will not be able to apply Regulation I, we come to the misconception that Regulation II corresponds to the Eurocode. In the educational literature in this regard, you can read: “Instead of the hypothesis of flat sections, the principle of plastic destruction is applied;” “The proposal to determine the bearing capacity by the limiting (‘plastic’) state for tens of years was ahead of the world practice in this matter;” “In the calculation models of the Eurocode, there is also a calculation for the ultimate effort” – which misleads specialists. Comparing the national standard and European standards, A.A. Gvozdev et al. [21] pointed out their significant difference in the principles and methods of calculation and, in particular, concerning the “calculation of normal... sections, taking into account the influence of the flexibility of the columns and the duration of the load.”

The unscientific nature of the analyzed theory of reinforced concrete in certain aspects and at different times was pointed out by authoritative scientists: B.G. Skramtaev, V.M. Keldysh, G.V. Nikitin, A.R. Rzhantsyn, G.A. Geniev, P.F. Drozdov, K.E. Tal and others. The average response to criticism sounded evasive: “The choice of the calculation scheme is determined by considerations of a didactic nature.” After the approval of the Eurocode, the unscientific nature and inconsistency with the Eurocode of the analyzed theory became obvious.

The problem of the unscientific nature of the theory of concrete creep is indicated by the negative results of design practice, including the world experience in the design of unique structures with RAMBOLL structures (Great Britain) [2]; fib president Gordon Clark warns: “accurate prediction of the impact of creep... is highly controversial” [9]; we have established the reasons for the unscientific nature of this theory – among them are mathematical errors and violation of the principles of classical mechanics<sup>4</sup> [12–14; 19], we also developed a new nonlinear theory of concrete creep, which has not yet been published, supplementing the general theory [22].

The results of the analysis of the theory of calculation of reinforced concrete [23], as well as the essence of mathematical errors in the theory of concrete creep were reported and discussed at the international symposium in 2018 in Belgium [24], and at the international conference in 2014 in Moscow [2].

<sup>4</sup> ACI 209.3R-XX. *Analysis of creep and shrinkage effects on concrete structures. Final draft* (Chiorino M.A., Chairm. of Edit. Team). ACI Committee 209; 2011.



## Conclusion

It is shown that the theory of calculation of reinforced concrete structures, which are widely used (with long-term loading all over the world), includes five inconsistent (among them erroneous) theories, the essence of which and one postulate are set further. Using the rules of mathematics, the principles of mechanics and the results of solid experiments, it was revealed that the analyzed theory contains a set of theories rejecting each other for various purposes, including erroneous ones.

## References

1. Beglov A.D., Sanjarovskiy R.S., Bondarenko V.M. European standards and nonlinear theory of reinforced concrete. Concrete and reinforced concrete are ways of development. *Scientific Papers of the II All-Russian (International) Conference. Vol. 1. Plenary Talks*. Moscow; 2005. p. 119–130. (In Russ.)
2. Gusev B.V. Concrete and reinforced concrete – glance at future: *scientific papers of the III All-Russian (II International) conference on concrete and reinforced concrete*. Moscow; 2014. (In Russ.)
3. Prokopovich I.E. On the influence of creep and aging on the stability of compressed rods. *Structural Mechanics and Calculation of Structures*. 1967;1:5–13. (In Russ.)
4. Salviato M., Kirane K., Bazant Z.P. Statistical distribution and size effect of residual strength of quasibrittle materials after a period of constant load. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*. 2014;64:440–454. <https://doi.org/10.1016/j.jmps.2013.12.005>
5. Chiorino M.A., Sassone M. *Further consideration and updates on time dependent analysis of concrete structures in structural concrete: textbook on behavior, design and performance* (vol. 2). Lausanne: International Federation for Structural Concrete; 2010. p. 43–69.
6. Muller H.S., Reinhardt H.W. *Beton. Betonkalender 2010*. Berlin: Ernst & Sohn; 2010.
7. Yu Q., Bazant Z.P., Wendner R., Improved algorithm for efficient and realistic creep analysis of large creep – sensitive concrete structures. *ACI Structural Journal*. 2012;109(5):665–675.
8. Bazant Z.P., Yu Q., Li G.-H. Excessive long-time deflections of prestressed box girders. II. Numerical analysis and lessons learned. *Journal of Structural Engineering*. 2012;138:687–696. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000375](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000375)
9. Clark G. Challenges for concrete in tall buildings. *Concrete and Reinforced Concrete – Glance at Future: III All Russian (International) Conference on Concrete and Reinforced Concrete*. 2014;7:103–112.
10. Chiorino M.A. Analysis of structural effects of time – dependent behavior of concrete: an internationally harmonized format. *Concrete and Reinforced Concrete – Glance at Future: III All Russian (International) Conference on Concrete and Reinforced Concrete*. 2014;7:338–350.
11. Sanzharovskij R.S., Manchenko M.M. Errors in the concrete theory and creep modern regulations. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2016;(3):25–32. (In Russ.)
12. Sanjarovskiy R., Ter-Emmanuilyan T., Manchenko M. Creep of concrete and its instant nonlinear deformation in the calculation of structures. *CONCREEP*. 2015;10:238–247.
13. Sanzharovsky R.S., Ter-Emmanuilyan T.N., Manchenko M.M. Superposition principle as the fundamental error of the creep theory and standards of the reinforced concrete. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2018;14(2):92–104. (In Russ.) <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2018-14-2-92-104>
14. Sanzharovsky R.S., Manchenko M.M., Gadzhiev M.A., Musabaev T.T., Ter-Emmanuilyan T.N., Varenik K.A. System of insufficiency of the modern theory of long-term resistance of reinforced concrete and designers' warnings. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2019;15(1):3–24. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-1-3-24>
15. Gvozdev A.A. *Calculation of the bearing capacity of structures using the ultimate equilibrium method. The essence of the method and its rationale* (issue 1). Moscow: Stroyizdat Publ.; 1949. (In Russ.)
16. Volmir A.S. *Stability of deformable systems*. Moscow; 1967. (In Russ.)
17. Bayikov V.N., Sigalov E.E. *Reinforced concrete structures*. Moscow; 1991. (In Russ.)
18. Bondarenko V.M., Suvorkin D.G. *Reinforced concrete and stone structures*. Moscow; 1987. (In Russ.)
19. Sanzharovsky R.S., Manchenko M.M. Errors of international standards on reinforced concrete and rules of the Eurocode. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2017;(6):25–36. (In Russ.)
20. Alexandrovsky S.V. (ed.) *Creep and shrinkage of concrete and reinforced concrete structures. State of the problem and development prospects*. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1976. (In Russ.)
21. Gvozdev A.A., Gushcha Yu.P., Chistyakov E.A. Comparison of domestic and foreign design standards. *Beton i Zhelezobeton*. 1979;5:24–25. (In Russ.)
22. Sanzharovsky R.S. *Creep stability of building structure elements*. Leningrad: Leningrad State University; 1984. (In Russ.)
23. Gvozdev A.A. (ed.) *The theory of calculation of concrete and reinforced concrete structures*. Moscow; 1949. (In Russ.)
24. Caspeele R., Taerwe L., Frangopol D.M. (eds.) *Life-cycle analysis and assessment in civil engineering. Proceedings of the Sixth International symposium of life-cycle civil engineering (IALCCE)*. Ghent; 2018.

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-5-466-478  
 UDC 69.059.3

RESEARCH ARTICLE / НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

## Case study on structural health assessment for existing reinforced concrete building

Kushum Prasad Adhikari<sup>ID</sup>✉, Govind Prasad Lamichhane<sup>ID</sup>,  
 Kshiteez Lamichhane<sup>ID</sup>, Krishna Ghimire<sup>ID</sup>

Pokhara University, Pokhara, Federal Democratic Republic of Nepal  
 ✉ kushumprasadadhikari@gmail.com

### Article history

Received: June 12, 2021  
 Revised: August 22, 2021  
 Accepted: October 1, 2021

### For citation

Adhikari K.P., Lamichhane G.P., Lamichhane K., Ghimire K. Case study on structural health assessment for existing reinforced concrete building. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021; 17(5):466–478. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-5-466-478>

**Abstract.** Retrofitting is a method of renovating/repairing and strengthening the weak structure that was affected due to the excessive load on structure during any uncertainty load like earthquake or due to end of service life of the infrastructure. The objectives of this paper are to design reinforced concrete and fiber-reinforced polymer jacketing of failed columns of an existing building, after addition of two more storey in previous design and to compare suitability of before mentioned methods of retrofitting. The presented work also describes design procedure of reinforced concrete, carbon fiber reinforced polymer jacketing for strengthening existing columns. This study is fruitful to gauge suitability of the two retrofitting methods for weakened structural members. The existing buildings in Nepal designed as using Mandatory Rules of Thumb are most vulnerable types of building; to mitigate further crack in structural members with appropriate type of retrofit will be considered with proper management of construction related to post-earthquake activity. After analysis and design of existing building its extremely necessary to plan construction management for economic and safety concern. Most cases of such projects will lead improper work without proper construction management leading uneconomic and prolonging of completion of project.

**Keywords:** concrete jacketing, fiber-reinforced polymer jacketing, structural health assessment, retrofitting

**Kushum Prasad Adhikari**, Bachelor in Civil Engineering, School of Engineering, Pokhara University, Pokhara Metropolitan City-30, Lekhnath, Kaski, Federal Democratic Republic of Nepal; ORCID: 0000-0002-0157-8758; kushumprasadadhikari@gmail.com

**Govind Prasad Lamichhane**, PhD in Technical Sciences, Associate Professor of the Faculty of Science and Technology, Pokhara University, Pokhara Metropolitan City-30, Lekhnath, Kaski, Federal Democratic Republic of Nepal; ORCID: 0000-0002-6820-5331; gplamichhane@pu.edu.np

**Kshiteez Lamichhane**, MSc. in Structural Engineering, School of Engineering, Pokhara University, Pokhara University, Pokhara Metropolitan City-30, Lekhnath, Kaski, Federal Democratic Republic of Nepal; ORCID: 0000-0002-1614-4469; kshitezlam@gmail.com

**Krishna Ghimire**, MSc. in Structural Engineering, School of Engineering, Pokhara University, Pokhara University, Pokhara Metropolitan City-30, Lekhnath, Kaski, Federal Democratic Republic of Nepal; ORCID: 0000-0001-7450-0321; krishnaghimire030@gmail.com

© Adhikari K.P., Lamichhane G.P., Lamichhane K., Ghimire K., 2021



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License  
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

## Оценка состояния конструкций существующего железобетонного здания и способы его укрепления

К.П. Адхикари  , Г.П. Ламичхане , К. Ламичхане , К. Гимире 

Университет Покхары, Покхара, Федеративная Демократическая Республика Непал

✉ kushumprasadadhikari@gmail.com

### История статьи

Поступила в редакцию: 12 июня 2021 г.

Доработана: 22 августа 2021 г.

Принята к публикации: 1 октября 2021 г.

### Для цитирования

Adhikari K.P., Lamichhane G.P., Lamichhane K., Ghimire K. Case study on structural health assessment for existing reinforced concrete building // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 5. С. 466–478. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-5-466-478>

**Аннотация.** Модернизация – это метод, связанный с обновлением, ремонтом и укреплением слабой конструкции, пострадавшей из-за дополнительной нагрузки на нее, такой как землетрясение, а также из-за истечения срока службы. Цель исследования – спроектировать железобетонную обшивку и обшивку из стеклопластика для вышедших из строя колонн существующего здания из-за пристройки еще двух этажей и сравнить эффективность методов модернизации. Также описывается процедура проектирования железобетонной, армированной углеродным волокном полимерной оболочки для усиления существующих колонн. Исследование полезно для оценки эффективности двух методов модернизации ослабленных элементов конструкции. Существующие здания в Непале, спроектированные с использованием стандартных эмпирических правил, являются наиболее уязвимыми типами зданий. Для уменьшения развития трещин в модернизированных конструктивных элементах рассмотрен вопрос о надлежащем контроле над строительством, связанный с изучением зданий после землетрясения. После анализа и проектирования здания важно спланировать управление строительством с учетом экономики и безопасности. В противном случае это приведет к экономическим потерям и затягиванию завершения проекта.

**Ключевые слова:** бетонная оболочка, оболочка из стеклопластика, оценка состояния конструкции, модернизация

## Introduction

Cities located in Nepal of high seismic hazard have large numbers of buildings, which are constructed of reinforced cement concrete resisting moment frames with infill walls that share common characteristics and seismic vulnerabilities. Collapses of such structures during recent earthquakes have killed about 3000 people. The main reason of collapse of such buildings is constructing illegal additional storeys for business purpose. All cities in Nepal are categorized for type of buildings and legality of maximum floors that should be constructed within range of cities by government, but lack of supervision of government, monopoly of contractor and using of low-quality materials several buildings are constructed within Kathmandu valley and in other major cities. Secondly, the strong column and weak beam principle is not followed in mostly constructed RC building being one of the causes of damage and collapse of buildings during earthquakes.

Structures get dilapidated with time for which repairs and reconstruction are not feasible so, retrofitting is the efficient approach which can be adopted to combat the defiance [1]. Retrofitting is a process of regaining the strength of deteriorated structural components of existing structures to the sufficient level of safety and protection against seismic hazards. It is carried out to reduce vulnerability of damage to the existing structure due to any natural disaster or seismic activity [2].

The inadequacy in strength of structural elements may be result of higher design load, poor workmanship, design errors or construction deficiencies, deterioration and corrosion or modification of structural system. Also,

*Адхикари Кусум Прасад*, бакалавр в области гражданского строительства, Инженерная школа, Университет Покхары, Федеративная Демократическая Республика Непал, Каски, Лекхнат, Pokhara Metropolitan City-30; ORCID: 0000-0002-0157-8758; kushumprasadadhikari@gmail.com

*Ламичхане Говинд Прасад*, доцент, Университет Покхары, Федеративная Демократическая Республика Непал, Каски, Лекхнат, Pokhara Metropolitan City-30; ORCID: 0000-0002-6820-5331; gplamichhane@pu.edu.np

*Ламичхане Кишитиз*, магистр строительной инженерии, Инженерная школа, Университет Покхары, Федеративная Демократическая Республика Непал, Каски, Лекхнат, Pokhara Metropolitan City-30; ORCID: 0000-0002-1614-4469; kshitizlami@gmail.com

*Гимире Кришна*, магистр строительной инженерии, Инженерная школа, Университет Покхары, Федеративная Демократическая Республика Непал, Каски, Лекхнат, Pokhara Metropolitan City-30; ORCID: 0000-0001-7450-0321; krishnaghimire030@gmail.com

various findings show that old engineering structures do not correspond to the new seismic codes resulting difference on design requirements now and then. Proper solution implying retrofitting of concrete and masonry structures can be carried out by following techniques:

1. Previously building had been modeled by Pranay Ranjan and Poonam Dhiman – 4 storey and approximately 2000 sq. feet building in STADD PRO Software to design RC, FRP and SFRC Jacketing of failed columns of an existing building and to compare suitability of these three methods of retrofitting. Alexander Sichko, Halil Sezen had studied twelve experimental columns of differing interface conditions and compared across various coefficient values to determine which value best matches the observed performance. Basically, fiber-reinforced polymers (FRP), RC jacketing using high-performance concrete (HPC) is also highlighted [3]. Catalin Baciuet al. presented classic and modern retrofitting technologies for industrial buildings. They also explains the single storey industrial building retrofitting, using four different intervention options and concluded that all the retrofitting methods presented in paper lead to a more resistant structure, reducing the seismic risks: lateral displacements decrease, while ductility, bending moment and shear force capacities significantly increase and so on [4]. Shamim A. Sheikh and Jingtao Liu presents fiber-reinforced polymer (FRP) jackets research on square and circular column of size 305 and 356 mm respectively with its length 1473 mm. They explain brief results on the evaluation of the seismic behavior of reinforced concrete columns laterally confined by FRP. Here, the specimens were tested under lateral cyclic displacement excursions also at the same time it is subjected to a constant axial compression to simulate seismic forces and the results include the evaluation on amount of FRP-confinement.

2. Different types of retrofitting techniques can be illustrated as follows.

*Concrete jacketing* (Figure 1). By placing reinforcing steel rebar around its periphery, concreting is widely adopted, called concrete jacketing. It is for the enlargement of existing structural members like columns and beams. This method increases the member stiffness and its size [5].

*Steel jacketing* (Figure 2). Using various steel angles, channels, and bands, jacketing of columns and beams is done by this technique.

*Fiber reinforced polymer jacketing* (Figure 3). It is a modern technique for enhancing strength, and this technique base on composite materials such as carbon and glass fiber reinforced polymer. Using these technique high-strength sheets retrofitting of structures can be done easily [5].



**Figure 1.** Concrete jacketing



**Figure 2.** Steel jacketing



**Figure 3.** Fiber reinforced polymer jacketing

Using the above different technique of retrofitting, following advantages and disadvantages can be obtained:

*Advantages:*

- higher sale price and lower operational cost;
- better return on investment and better rental income;
- improves building quality and reduces risks;
- greater building durability, survivability and functionality;
- improves indoor environmental quality and save energy.

*Disadvantages:*

- increase in dead load and chances of erosion are high;
- high installation cost;
- if any indication of corrosion in the reinforcement, this technique is not useable;
- bonding between concrete and steel plates may not be proper;
- the production of dust causes health hazards to the public (Figure 4).

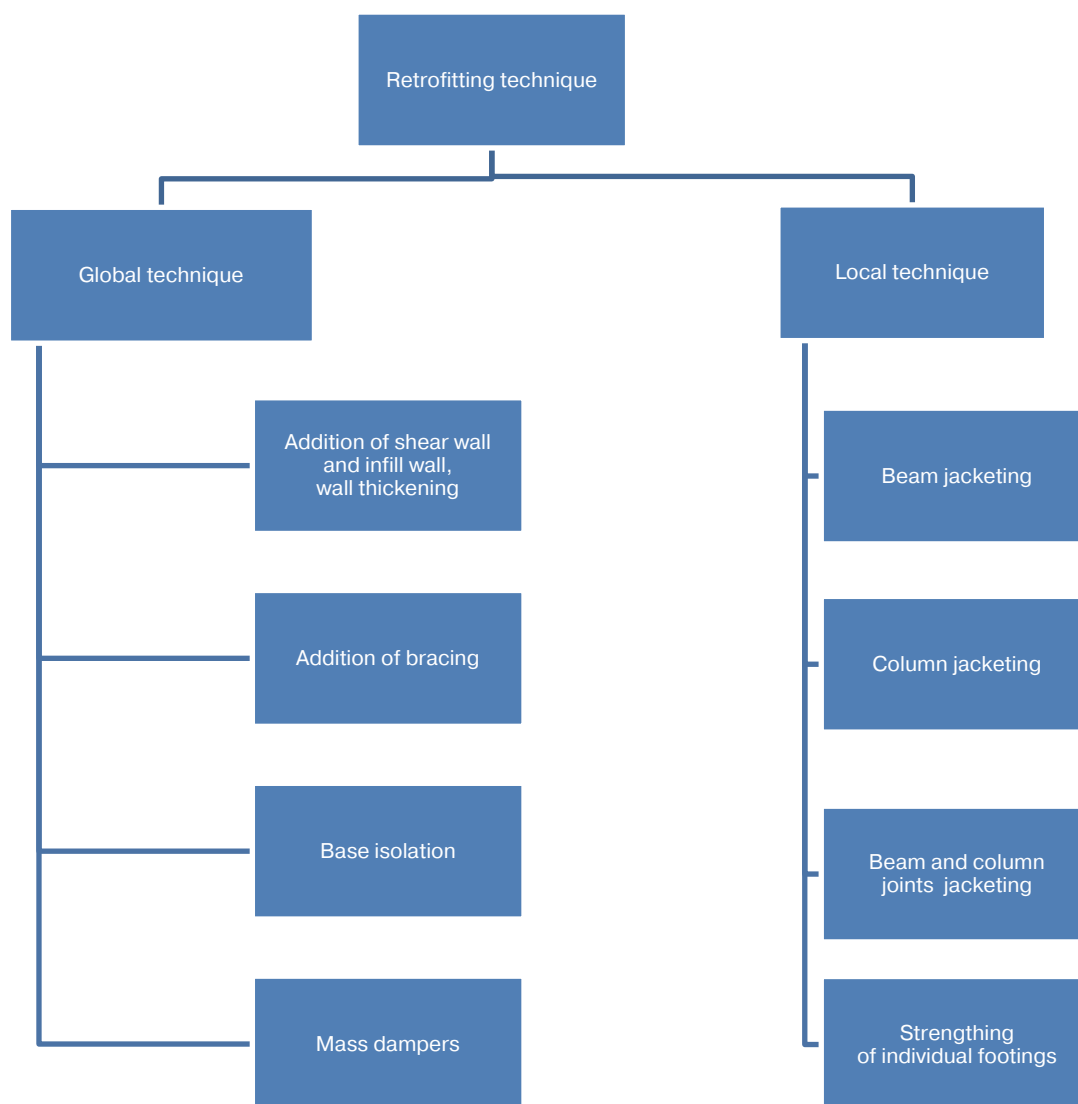


Figure 4. Different techniques of retrofitting [6]

### Statement of the problem and objectives

The commercial building considered for this research is situated in Biratnagar, Nepal. This building was initially designed to be built up to G+3 storey in approx. 328.63 m<sup>2</sup> and building have 3 bay in Y direction and 5 bay in X direction. The foundation is 6 feet below the soil and isolated footing is taken in account. The model building has a staircase and lift system with size 1.6 m by 2.5 m. There are altogether 24 columns in every floor with rooms having size 4.5 m by 4.7 m, 4.0 m by 4.7m and so on. Seminar hall, lobby, and guest room occupy other space of the building. The dimensions of columns are 0.5×0.5 m, where as that of beams are 0.30×0.55 m and secondary beam are 0.3×0.4 m. Slab has a thickness of 6-inch, i.e. 0.15 m. For the initial purposes, (G+3) storey building with storey height 3 meter for all floor, with plan 24×13 m is taken and load was applied as per IS code 456:2000 to show that no column failed for 4 storey, i.e. the building passed the design from ETABS 2017.

As the construction phase grows client changes the initial design idea and thus 2 storeys are need to be added over the G+3 storey building and construct a new G+5 storey building. Thus new G+5 storey building was then modeled in ETABS 2017 with initial considerations resulting 52 number of columns failed the design due to increase in load with added storey thus where retrofitting comes in account.

The main aims of this paper are:

- to identify different types of retrofitting technique that are suitable for the structures by studying the nature of failure on structures;

- to assess a building for its structural data types like grade of concrete used, reinforcement details and dimensions etc.;
- to analyze the structure according to IS 1893:2016 and to check its functionality, and its structural behavior;
- to design the structure with proper retrofitting options for satisfying the design codes and serviceability;
- to identify the deficiency in structural elements such as beams and columns.

### Methodology

The six-storied existing commercial building including 2 more stories after previous design was modelled on ETABS 2017 with load patterns and cases as per IS 875 and IS1893:2016 for a building with commercial purposes for the study (Tables 1–3). Structure analysis of the structure was carried out using ETABS 2017. Also, three dimensional models were prepared and the existing building was designed as per the client requirements. The deficient in reinforcement was calculated for columns that need to be reinforced. Over stressed (o/s) columns were used for the design of RC jacketing whereas columns with reinforcement deficient were used in design of CFRP. Furthermore IS 15988<sup>1</sup>; 2013 code was used for the design of RC column jacketing and ACI 440.2R-08/ACI-318-05<sup>2</sup> was used design of CFRP for strengthening of RCC column due to deficiency in longitudinal steel reinforcement. The methodology we used can be shown in Figure 5.

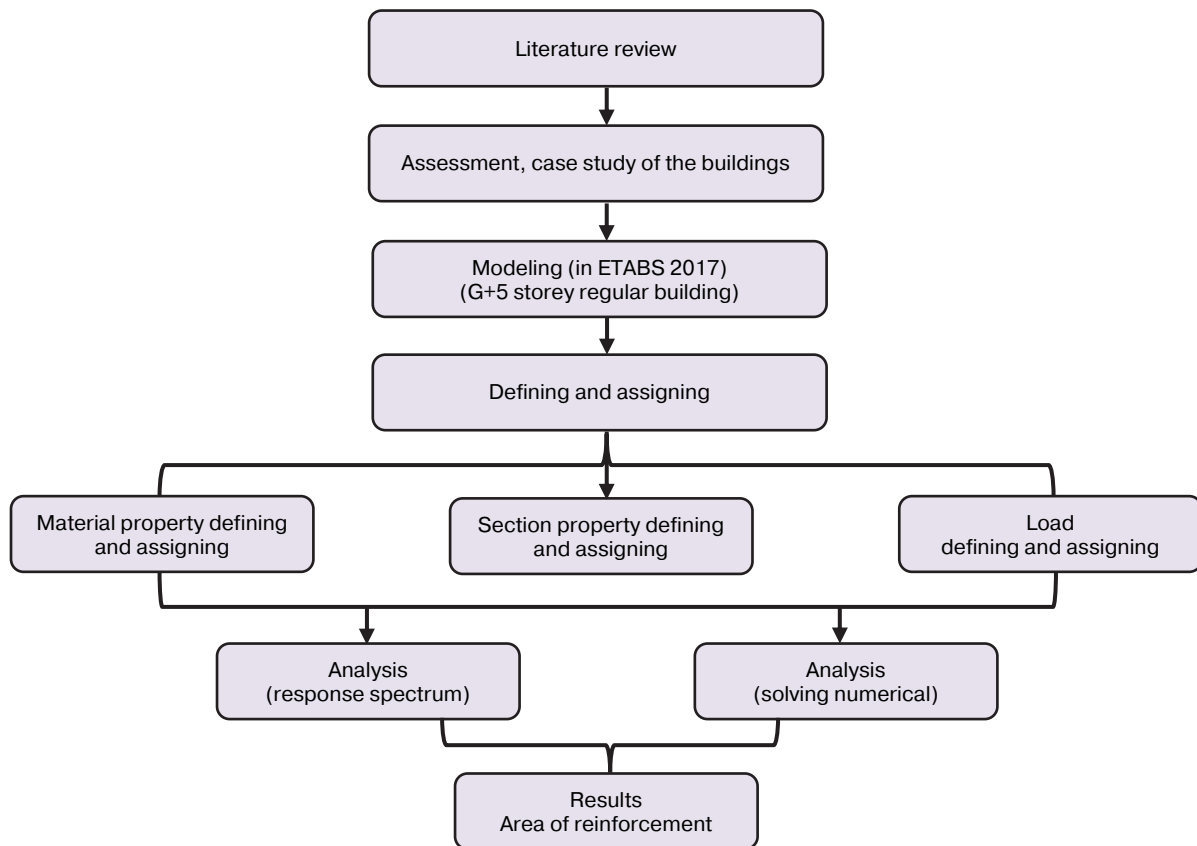


Figure 5. Methodology flowchart

The 3D model diagram of building in ETABS can be seen in Figure 6 whereas the plan of first floor and the layout of column is shown in Figures 7 and 8 respectively.

<sup>1</sup> IS 15988. *Seismic evaluation and strengthening of existing reinforced concrete building – guidelines*. New Delhi: Bureau of Indian Standards; 2013.

<sup>2</sup> ACI 440.2 R-08. *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*. American Concrete Institute; 2008.

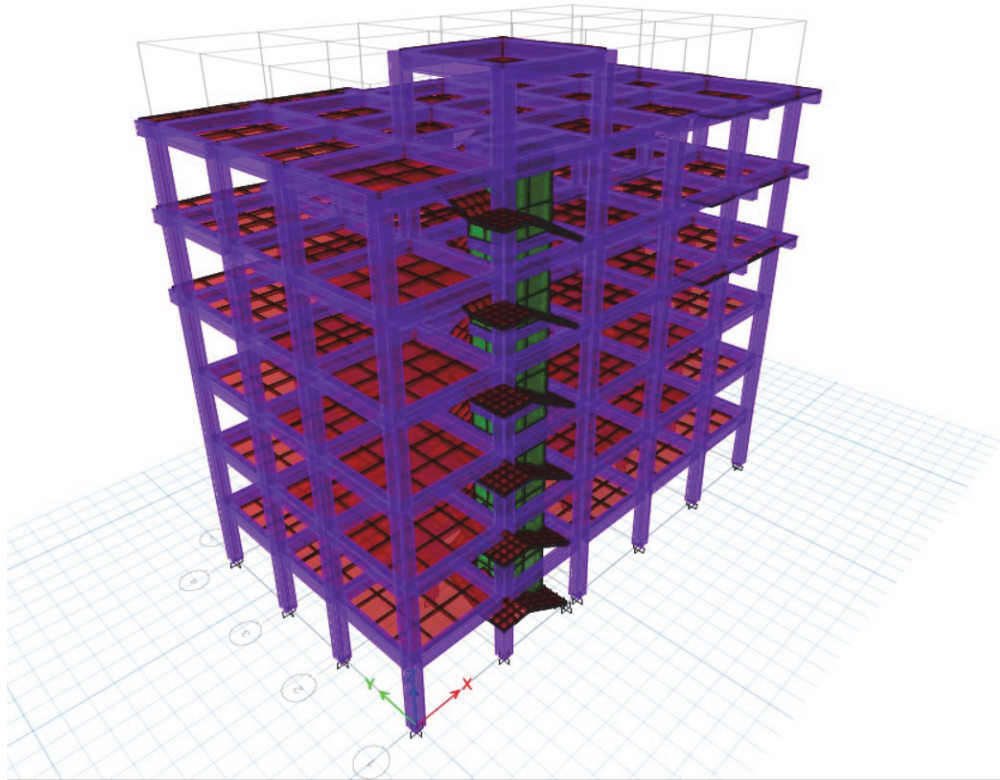


Figure 6. 3D modelling of building in ETABS

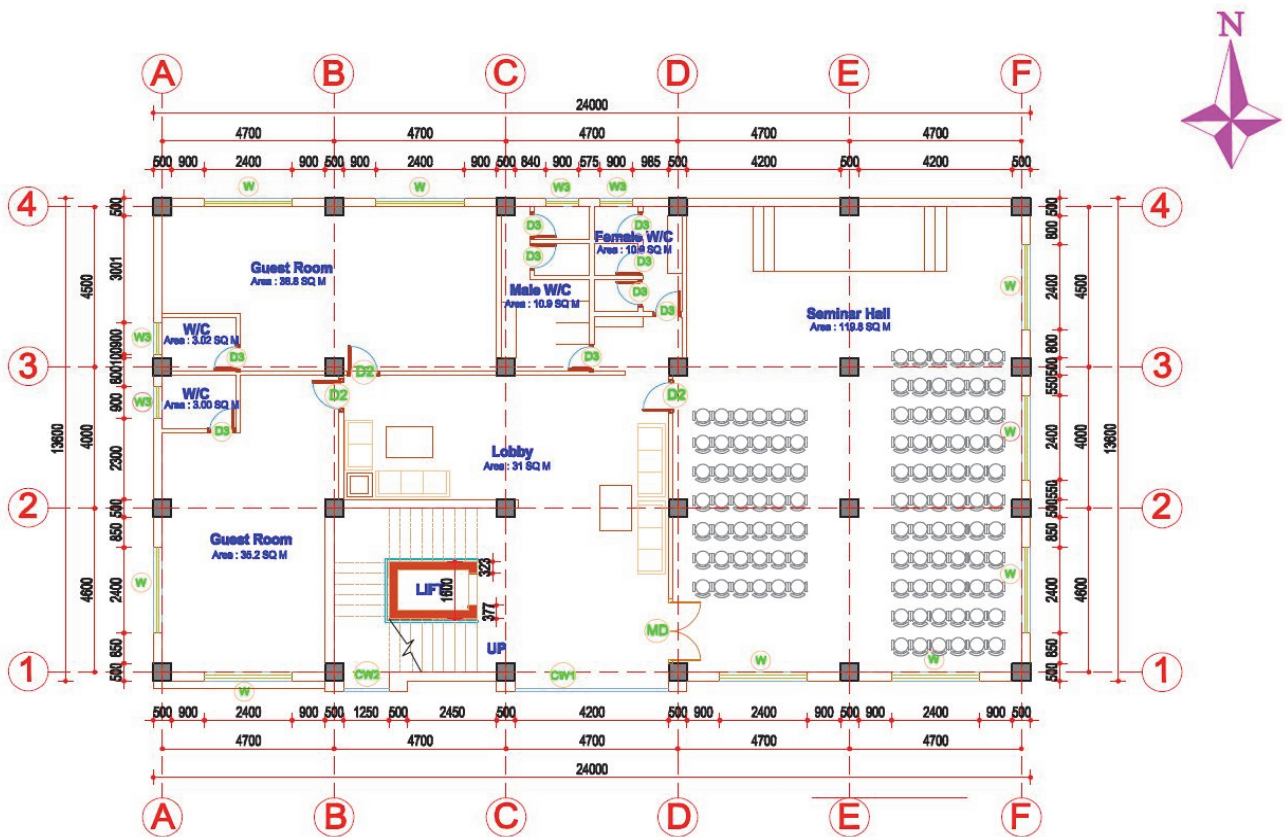


Figure 7. First floor, plan of building

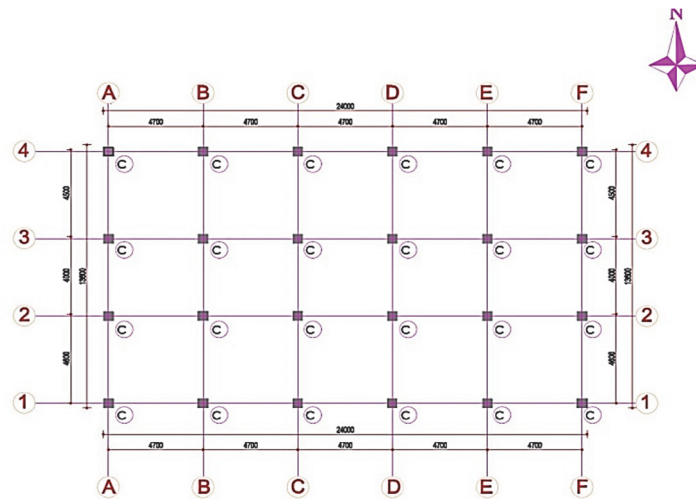


Figure 8. Column layout of building

Table 1

Silent features of building, description of model buildings

Parameters	Data	Unit	Remarks
Building type			Commercial
Plan			Regular
Number of storey	G+5		
Storey height	3	m	
Footing type			Isolated
Footing depth	6	feet	
Infill wall thickness	230	mm	
Imposed load on roof	1	KN/m <sup>2</sup>	
Imposed load on regular floor	3	KN/m <sup>2</sup>	
Floor finish load	1	KN/m <sup>2</sup>	
Lift load	10	KN/m <sup>2</sup>	
Staircase load	4	KN/m <sup>2</sup>	
Wall load	8.4	KN/m <sup>2</sup>	
Size of column	500×500	mm×mm	
Size of beam	300×550	mm×mm	
Secondary beam	300×400	mm×mm	
Slab depth	150	mm	
Grade of concrete, $f_{ck}$	25	MPa	IS 456:2000
Grade of steel	500	MPa	IS 456:2000
Specific weight of RCC	25		
Soil type	Soft		IS 456:2000
Seismic zone	V		IS 456:2000
Zone factor	0.36		IS 456:2000
Importance factor ( $I$ )	1.5		IS 456:2000
Response reduction factor, $R$	5		IS 456:2000
Time period of vibration	0.655	sec	IS 1893:2016, $T = 0.075h^{0.75}$
Spectral acceleration coefficient $S_a/g$	2.50		IS 1893:2016
Horizontal seismic coefficient $A_h$	0.135		
Poissons ration concrete	0.2		
Modulus of elasticity infill, $E_m$	5310	MPa	
Modulus of elasticity concrete, $E_c$	25 000	MPa	IS 456:2000, $E_c = 5000\sqrt{f_{ck}}$
Time history ground motion	Elcentro		
Damping ratio	5	%	
Shear wall	250	mm	Lift
Angle of friction of soil	30	degree	
Specific weight of soil	18	KN/m <sup>3</sup>	



Table 2

Table 3

Load combinations as per IS 1893:2016

Unit load of materials used

S.N	Load combinations
1	1.5(DL + IL)
2	1.2(DL + IL ± EL)
3	1.5(DL ± EL)
4	0.9DL ± 1.5EL

S.N	Type	Value
1	Reinforced concrete	25 KN/m <sup>3</sup>
2	Brick masonry	19 KN/m <sup>3</sup>
3	Screed	21.0 KN/m <sup>3</sup>
4	Marble	26.7 KN/m <sup>3</sup>
5	Mosaic finish	23.1 KN/m <sup>3</sup>
6	Plaster	20.4 KN/m <sup>3</sup>
7	Steel rebar	78.6 KN/m <sup>3</sup>

Note: DL – dead load; IL – imposed load; EL – earthquake load.

Imposed loads are taken as per their function and services as per IS 875:2016 (part 3). Self-weight of structure components is atomically included in ETABS software<sup>3</sup>.

### Design parameters

A total of 9 columns were needed for the RC jacketing which was carried out by Indian Standard 15988:2013 whereas 43 others were suitable for CFRP design which was carried out by American Concrete Institute 440.2R-08/ American Concrete Institute-318-05. Design example for one column by each method is given below.

#### Design of RC column jacketing of failed column using Indian Standard Code 15988:2013

Depth of column ( $D$ ) = 500 mm.

Width of column ( $B$ ) = 500 mm.

Characteristic strength of concrete ( $f_{ck}$ ) = 25 N/mm<sup>2</sup>.

Strength of steel ( $f_y$ ) = 500 N/mm<sup>2</sup>.

Axial load ( $P_u$ ) = 4790.92 kN.

Moment about X-axis ( $M_x$ ) = 273.10 kN-m.

Moment about Y-axis ( $M_y$ ) = 251.04 kN-m.

From IS 456:2000 Clause 8.5.1.2 (a) concrete strength shall be at least 5 MPa greater than the strength of the existing concrete.

Thus, characteristic strength of concrete ( $f_{ck}$ ) = 30 N/mm<sup>2</sup>.

Assuming 0.8% of reinforcement we have  $A_{sc} = 0.8\%$  of  $A_c$ .

From Indian Standard 456:2000 Clause 39.3 in Indian Standard Code 15988:2013

$$P_u = 0.4f_{ck}A_c + 0.67f_yA_{st}.$$

So,  $A_c = 326\,356.9\text{ mm}^2$ .

According to Indian Standard 15988:2013 Clause 8.5.1.1 (e)

$$A'_c = 1.5 \times A_c.$$

Thus,  $A'_c = 489\,535.4\text{ N/mm}^2$

Assuming the cross section details as  $B = 700\text{ mm}$  and  $D = A_c/2 = 700\text{ mm}$ .

Jacketing details of cross section are:  $B = (700 - 500) / 2 = 100\text{ mm}$ ,  $D = (700 - 500) / 2 = 100\text{ mm}$ .

According to Indian Standard 15988:2013 Clause 8.5.1.2 (c in Indian Standard Code 15988:2013) minimum jacket thickness shall be equal to 100 mm.

Thus, new size of column is  $B = 500 + 100 + 100 = 700\text{ mm}$  and  $D = 500 + 100 + 100 = 700\text{ mm}$ .

Now new concrete area =  $490\,000\text{ mm}^2 > A_c = 326\,356.9\text{ mm}^2$ .

Area of steel  $A'_s = 0.8\% \times 700 \times 700 = 3920\text{ mm}^2$ .

According to Indian Standard 15988:2013 Clause 8.5.1.1 (e) Indian Standard Code 15988:2013

$$A_s = 4/3A'_s = 5226.677\text{ mm}^2.$$

Thus, we provide 4–25Ø and 12–20Ø, i.e.  $5733.416\text{ mm}^2$  for the new jacketed section of  $700 \times 700\text{ mm}$ .

<sup>3</sup> SP 16. Design aids for reinforced concrete to IS. 1980.

***Design of CFRP using American Concrete Institute 440.2R-08/ACI-318-05  
for strengthening of RCC column<sup>4</sup>***

Overall depth of column  $D = 500.00$  mm.  
 Width of column  $B = 500.00$  mm.  
 Characteristic strength of concrete  $f_{ck} = 25.00$  N/mm<sup>2</sup>.  
 Strength of steel  $f_y = 500$  N/mm<sup>2</sup>.  
 Area of steel  $A_s = 2000.00$  mm<sup>2</sup>.  
 Gross area of concrete  $A_g = BD = 250\,000.00$  mm<sup>2</sup>.  
 Area of longitudinal reinforcement  $A_{st} = 14\,515.00$  mm<sup>2</sup>.  
 Calculations:

*Design of ultimate tensile strength*

From Eqn. 9–3 in American Concrete Institute 440.2R-08 we have  
 $f_{fu} = C_e f_{fu}^*$ , where  $C_e = 0.95$  and  $f_{fu}^* = 3200$  MPa,  
 $f_{fu} = 3040$  MPa.

*Design of rupture strain*

$\epsilon_{fu} = C_e \epsilon_{fu}^*$ , where  $C_e = 0.95$  and  $\epsilon_{fu}^* = 0.0155$ .  
 $\epsilon_{fu} = 0.14725$  MPa.

*Determination of required axial compressive strength*

As per Clause 10.3.6.2 in American Concrete Institute 318-05

$$\phi P_n = 0.8\phi [0.85f_c'(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}],$$

where  $\phi = 0.7$  (as per Clause C.3.2.2 in American Concrete Institute-318-05)

$$f_c' = 0.8f_{ck} = 20 \text{ MPa.}$$

So,  $\phi P_n = 5839.439$  kN.

*Determination of maximum confining pressure due to the FRP jacket, FL (R&M C-Fiber)*

From Eqn. 12–4 in American Concrete Institute 440.2R-08

$$f_l = \frac{2E_f n t_f \epsilon_{fe}}{D},$$

where  $E_f = 220$  GPa (modulus of elasticity of carbon fiber),  
 $n = 1$  no (number of plies of carbon fiber wrap),  
 $t_f = 1.5$  mm (thickness of one carbon fiber layer).

From Eqn. 12–5 in American Concrete Institute 440.2R-08 we have

$\epsilon_{fe} = K_\epsilon \epsilon_{fu} = 0.00809875$  (effective strain level in FRP),

where  $K_\epsilon = 0.55$  (FRP strain efficiency factor).

From Eqn. 12–8 in American Concrete Institute 440.2R-08 for non-circular column cross section we have

$$D = \sqrt{b^2 + h^2} = 707.1068 \text{ mm.}$$

Thus,  $f_l = 0.007559 = 7.559219$  MPa.

<sup>4</sup> Wight J.K., Rabbat B.G. *Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318M-05)*. American Concrete Institute; 2005.

*Determination of maximum compressive strength of confining concrete,  $f_{cc'}$*

From Eqn. 12–3 in ACI 440.2R-08 we have

$$f_{cc'} = f'_c + \Psi_f 3.3 K_a f_l,$$

where  $\Psi_f = 0.95$  (as per Clause 12.1 Pg.35 in American Concrete Institute 440.2R-08)

$$K_a = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{b}{h}\right)^2.$$

From Eqn. 12–11 in American Concrete Institute 440.2R-08 we have

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \left[ \left(\frac{b}{h}\right)(h - 2r_c)^2 + \left(\frac{h}{b}\right)(h - 2r_c)^2 \right]}{3A_g} - \rho_g,$$

$r_c = 25$  (min radius at corners),  $\rho_g = 0.03$  (existing longitudinal steel reinforcement ratio).

Therefore

$$\frac{A_e}{A_c} = 0.443298969$$

$$K_a = 0.443298969,$$

Thus  $f_{cc'} = 30.50536613$  MPa.

*Verification of ultimate axial strain of the confined concrete  $\varepsilon_{ccu} \leq 0.01$*

From Eqn. 12–6 in American Concrete Institute 440.2R-08

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon'_c \left( 1.5 + 12 K_b \frac{f_l}{f'_c} \left( \frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon'_c} \right)^{0.45} \right),$$

where  $\varepsilon'_c = \frac{f'_c}{E_c} = 0.000952$ .

Now as per American Concrete Institute-318-05  $E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 21019.03899$ .

Also, from Eqn. 12–10 in American Concrete Code 440.2R-08:

Shape factor,  $K_b = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{h}{b}\right)^{0.5} = 0.443299$ .

Thus,  $\varepsilon_{ccu} = 0.006441948 \leq 0.01$  from Eqn. 12–7 in ACI 440.2R-08.

Hence it is safe.

Now,  $\frac{f_l}{f'_c} = 0.377960949$

Hence as per Clause 12.1 Pg.35 in American Concrete Institute 440.2R-08 since it is  $>0.08$  it is safe [7].

*Axial compressive strength in column after confinement with FRP*

From Eqn. 12-1b in American Concrete Institute 440.2R-08 we have

$$\phi P_n = 0.8\phi \left[ 0.85 f'_{cc} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \right].$$

$$\phi P_n = 7025.62068 \text{ MPa.}$$

Since it is greater than required capacity i.e. 5839.439 MPa Hence OK.

Thus, provide 1 ply of 600 Gsm R&M Carbon-Sheet on periphery with anchor fastener for anchorage.

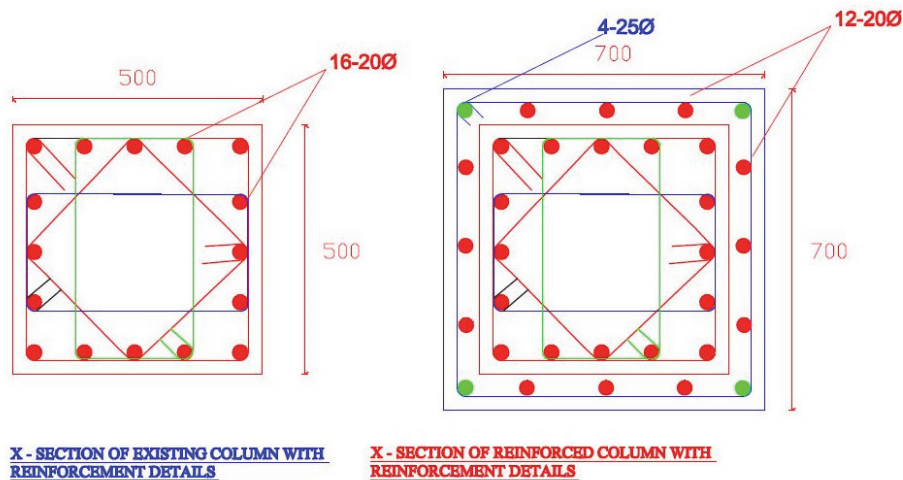
**Summary**

The outcomes of all the columns which required retrofitting either by RC jacketing or CFRP jackets from the above design example are illustrate in Tables 4, 5 and Figure 9.

Table 4

**Detailing of RC jacketing for columns**

Column grid	Storey	Design $P_u$ , kN	$M_{ux}$	$M_{uy}$	Jacketed C/section	Reinforcement provided	Jacket rebar	Lateral ties
1C	Ground	4523.44	229.78	218.21	700×700	5733.416	4-25φ 12-20φ	8 mm φ at the rate of 100 mm c/c
2C	Ground	4790.92	273.1	251.04	700×700	5733.416	4-25φ 12-20φ	8 mm φ at the rate of 100 mm c/c
2C	First	3635.72	284.73	347.83	700×700	5733.416	4-25φ 12-20φ	8 mm φ at the rate of 100 mm c/c
2E	Ground	2477.38	419.24	210.25	700×700	5733.416	4-25φ 12-20φ	8 mm φ at the rate of 100 mm c/c
2F	Ground	1992.31	483.93	193.72	700×700	5733.416	4-25φ 12-20φ	8 mm φ at the rate of 100 mm c/c
3E	Ground	2452.98	416.45	258.62	700×700	5733.416	4-25φ 12- 20φ	8 mm φ at the rate of 100 mm c/c
3F	Ground	1962.27	483.19	237.52	700×700	5733.416	4-25φ 12-20φ	8 mm φ at the rate of 100 mm c/c
4E	Ground	2404.31	372.51	307.76	700×700	5733.416	4-25φ 12-20φ	8 mm φ at the rate of 100 mm c/c
4F	Ground	1777.81	430.67	284.21	700×700	5733.416	4-25φ 12-20φ	8 mm φ at the rate of 100 mm c/c



**Figure 9.** X-section of existing and reinforced column with reinforcement details

Table 5

Detailing of CFRP sheets for columns

Column grid	Storey	$A_{sr}$ required	CFRP provided
1B	1st	8226	
1C	1st	11 964	
1C	2nd	9292	
1D	Ground	9846	
1E	Ground	11 575	
1E	1st	8579	
1F	Ground	11 331	
2A	Ground	9128	
2B	Ground	10 344	
2B	1st	9655	
2C	2nd	12 144	
2D	Ground	11 578	
2D	1st	10 937	
2D	2nd	10 319	
2E	1st	12 178	
2E	2nd	10 796	
2F	1st	10 921	
2F	2nd	9529	
3A	Ground	9816	
3B	Ground	10 603	
3B	1st	10 438	
3B	2nd	9029	
3C	Ground	10 974	
3C	1st	10 927	
3C	2nd	9700	
3D	Ground	12 757	
3D	1st	12 064	
3D	2nd	10 537	
3E	1st	12 790	
3E	2nd	11 197	
3F	1st	11 337	
3F	2nd	9939	
4A	Ground	9375	
4B	Ground	10 375	
4B	1st	8790	
4C	Ground	10 919	
4C	1st	9320	
4D	Ground	12 509	
4D	1st	10 096	
4D	2nd	9131	
4E	1st	10 214	
4E	2nd	8905	

1 ply of 600 Gsm R&M Carbon-Sheet  
on periphery with anchor fastener for anchorage

### Discussion

The design for retrofitting techniques can be implemented as per the building code that is in practice for the nation and the retrofitting techniques can also vary as per site situation, available materials and properties of those available materials. For further research, using different methods and techniques of retrofitting, with different codes and practices is recommended from this paper.

## Conclusion

This research primarily was conducted to assess the structural elements and their strength, properties for a commercial building, which was found to be deficient for its serviceability. Thus, retrofitting measures for strengthening the structure were implemented in which column concrete jacketing and fiber wrap polymers were adopted in such deficient column to enhance the strength. The following points are concluded from this research:

1. The structural parameters of the building were assessed by performing non-destructive tests and rebar detection equipment's to find out the grade of concrete and rebar diameters and number to verify the in-built structural drawings.

2. After structural health assessment, extracted data were used for reanalyzing the structure using Finite Element Program, ETABS 2017, to check whether the structural elements can carry out the desired performance or not. Most of the columns in ground floor and first floor were found to be deficient in carrying service loads, thus, retrofitting for those columns was recommended.

3. Concrete jacketing and FRP sheets were two retrofitting techniques that were defined as best suited for the building structure where columns were subdivided for using a particular retrofitting technique as per their demand capacity.

4. The design for retrofitting techniques were carried out as per IS codes.

5. For column jacketing, micro concreting with calculated rebar percentage, stirrups size and spacing, anchorage was used whereas 600 Gsm R&M Carbon-sheet on column periphery was used for FRP retrofitting technique.

## References

1. Prathamesh D., Srivastava A. Retrofitting – comparative study of RC jacketing and FRP Wrapping. *International Journal of Civil Engineering and Technology*. 2016;7(5):304–310.
2. Vishal S., Mohapatra B.G., Divyadarshi A. Various methods of retrofitting of RCC structures and masonry structures – a review. *International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering*. 2017;7(Special Issue 2): 127–136.
3. Sichko A., Sezen H. Review of methods for reinforced concrete column retrofit. *Fourth Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures (SMAR 2017)*. 2017.
4. Baciu C., Murzea P., Cucu V. The retrofitting of reinforced concrete columns. *International Conference Knowledge-Based Organization*. 2015;21(3):776–781. <http://doi.org/10.1515/kbo-2015-0131>
5. Pranay R., Dhiman P. Retrofitting of columns of an existing building by RC, FRP and SFRC jacketing techniques. *IOSR J. Mech. Civil Eng.* 2012;(Special Issue – AETM'16):40–46. <http://doi.org/10.9790/1684-15010010140-46>
6. Chandrakar J., Singh A.K. Study of various local and global seismic retrofitting strategies – a review. *IJERT*. 2017;(6):824–831. <http://doi.org/10.17577/IJERTV6IS060358>
7. Islam N., Hoque M. Strengthening of reinforced concrete columns by steel jacketing: a state of review. *Asian Transaction on Engineering*. 2015;5(3):6–14.

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-5-479-499  
УДК 624.012.3

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

## Новое направление по расчету прочности изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям с примером расчета опытной балки

**И.Н. Старишко***Вологодский государственный университет, Российская Федерация, 160000, Вологда, ул. Ленина, д. 15  
starishkoi@mail.ru***История статьи**Поступила в редакцию: 25 марта 2021 г.  
Доработана: 27 мая 2021 г.  
Принята к публикации: 3 июня 2021 г.

**Аннотация.** Надежность работы конструкций и сооружений в целом в процессе их эксплуатации существенно зависит от многих факторов, не всегда в полной мере учитываемых расчетом. Одной из причин этого может быть узкая направленность многих экспериментальных исследований, результаты которых приняты для ориентации при разработке теории расчета. Иногда теории расчета совсем не обоснованы экспериментальными исследованиями и поэтому могут давать большие расхождения с опытными результатами. Методика проведения экспериментальных исследований окажет положительный эффект на разработку надежной теории расчета изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям только тогда, когда будет сочетать все разнообразие влияния основных факторов на работу исследуемых элементов, в том числе и вид приложенных в процессе испытаний нагрузок – равномерно распределенных или сосредоточенных, с глубоким анализом полученных результатов. В предлагаемой теории расчета прочности по наклонным сечениям изгибаемых железобетонных элементов используется взаимосвязь в развитии напряженно-деформированного состояния при действии нагрузки как в нормальных, так и наклонных к продольной оси элементов сечениях, вплоть до разрушения балок, полученная в результате экспериментально-теоретических исследований. Это обеспечивает близкое совпадение опытных и расчетных данных, повышает надежность, долговечность и экономичность конструкций в процессе их эксплуатации.

**Ключевые слова:** изгибаемые элементы, метод расчета, наклонные сечения, уравнения равновесия, критерии прочности бетона, пролеты среза, несущая способность

**Для цитирования**

*Старишко И.Н.* Новое направление по расчету прочности изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям с примером расчета опытной балки // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 5. С. 479–499. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-5-479-499>

## A new direction for calculating the strength of bent reinforced concrete elements along inclined sections with an example of calculating an experimental beam

**Ivan N. Starishko***Vologda State University, 15, Lenin St., Vologda, 160000, Russian Federation  
starishkoi@mail.ru***Article history**Received: March 25, 2021  
Revised: May 27, 2021  
Accepted: June 3, 2021

**Abstract.** The reliability of the operation of structures and structures as a whole during their operation significantly depends on many factors that are not always fully taken into account by the calculation. One of the reasons for this may be a narrow focus of many experimental researches, the results of which are taken for guidance

*Старишко Иван Николаевич*, доцент, кафедры автомобильных дорог, Инженерно-строительный институт, кандидат технических наук; eLIBRARY SPIN-код: 6193-8912; starishkoi@mail.ru

*Ivan N. Starishko*, Associate Professor, Department of Highways, Institute of Civil Engineering, Candidate of Technical Sciences; eLIBRARY SPIN-code: 6193-8912; starishkoi@mail.ru

© Старишко И.Н., 2021

This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License  
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

**For citation**

Starishko I.N. A new direction for calculating the strength of bent reinforced concrete elements along inclined sections with an example of calculating an experimental beam. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(5):479–499. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-5-479-499>

in the development of the theory of calculation. Sometimes the calculation theories are not at all substantiated by experimental research. The experimental research methodology will give a positive effect for the development of a reliable theory for the calculation of bent reinforced concrete elements along inclined sections only when it combines the whole variety of influence of the main factors on the operation of the investigated elements, including the type of loads applied during testing – evenly distributed or focused, with deep analysis of the obtained results. In the proposed theory of strength calculation for inclined sections of bent reinforced concrete elements the relationship in the development of the stress-strain state under the action of a load both in normal and inclined sections to the longitudinal axis of the elements, up to the destruction of beams, obtained as a result of experimental theoretical research, is used. This ensures a close coincidence of the experimental and calculated data, increases the reliability, durability and economic efficiency of structures during their operation.

**Keywords:** bent elements, calculation method, inclined sections, equilibrium equations, concrete strength criteria, shear spans, bearing capacity

**Введение**

Расчет прочности изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям является одной из самых острых проблем в теории железобетона на протяжении многих десятилетий. Узкая направленность большого количества экспериментальных исследований часто приводит к заблуждению при разработке теоретических основ в методике расчетов ориентируемых на результаты опытов.

Следовательно, чтобы установить влияние каких-либо факторов на прочность наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов, необходимо выполнить обширные экспериментально теоретические исследования, охватывающие весь спектр влияния возможных факторов и случайностей.

*Краткий анализ некоторых исследований, проводимых за последние годы в России по изложенной в статье теме.* В [1] отмечается, что для определения влияния внешней поперечной силы на напряженное состояние изгибаемых железобетонных балок использована аналогия между аркой с затяжкой и траекторией главных сжимающих напряжений (арочный эффект). Справедливо отмечается, что одним из основных регуляторов надежности железобетонных элементов является расчетное значение сопротивления сдвигу бетона в наклонной трещине, и излагается теория для решения указанной проблемы для балок без поперечной арматуры по схеме арки с затяжкой. Однако в практике строительства балки без поперечной арматуры, как правило, не применяются (за исключением балок небольшой высоты в поперечном сечении –  $h \leq 15\text{см}$ ). Использование в расчетах поперечной арматуры вносит существенные коррективы и усложнения в методику расчета.

К тому же, одним из первых авторов арочного метода расчета изгибаемых железобетонных балок по наклонным сечениям, как с поперечной арматурой, так и без нее, является Г.Н.И. Кани [2], согласно которому общая схема балки состоит из нескольких арок разделенных наклонными трещинами и в расчетной модели рассматривается три схемы: а) общая арочная схема балки; б) арочные опоры, обеспечиваемые силами сцепления внутренних арок; в) арочные опоры, обеспечиваемые хомутами. Несмотря на некоторые существенные обоснования физико-механических факторов, используемых в расчетах по методу «Арочной аналогии» разработанного Г.Н.И. Кани, в нем имеется и ряд недостатков, в том числе связанных с оценкой работы поперечной арматуры. В кандидатской диссертации И.Н. Старишко приводится подробный анализ указанного арочного метода, разработанного Г.Н.И. Кани.

В экспериментальных исследованиях [3] установлено, что с повышением продольного обжатия балки ее реакция на поперечное динамическое воздействие увеличивается независимо от стадии работы податливых опор. При этом с повышением пластической составляющей деформирования опорных устройств в виде круглых цилиндров время сопротивления конструкций по наклонному сечению значительно увеличивается, то есть динамическое деформирование по наклонным сечениям изгибаемых конструкций с продольным обжатием происходит более пластично. Борьба с хрупким разрушением изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям при действии нагрузки, особенно при проектировании балок мостовых сооружений, является одной из важнейших задач при их проектировании. Эта задача решена при создании трехосного предварительного напряжения арматуры в изгибаемых железобетонных балках таврового профиля, впервые выполненного в опытах И.Н. Старишко (см. далее). Однако из опытов профессора О.Г. Кумпяк следует, что влияние хрупкого разрушения изгибаемых железобетонных элементов можно также несколько понизить и за счет исследуемой им конструкции опорных частей.



При этом считаем, что было бы полезным продолжить вышеизложенные исследования, включая балки с большими пролетами среза, что особенно важно при проектировании балок мостовых сооружений, у которых постоянно меняется длина пролета среза при движении транспортных средств. Желательно усилие обжатия балок перенести с центральной части поперечного сечения ближе к нижней растянутой грани, что в большей степени соответствовало бы реальным конструкциям разрезных предварительно напряженных изгибаемых железобетонных элементов.

В экспериментальной работе [4] исследована прочность изгибаемых железобетонных элементов с продольной арматурой класса А500 при различных видах периодического профиля арматуры с разрушением балок по наклонным сечениям. Выявлены преимущества использования в изгибаемых железобетонных элементах арматуры класса А-500 СП (серповидный четырехсторонний вид периодического профиля растянутой арматуры) по сравнению с арматурой класса А-500С (серповидный двухсторонний вид периодического профиля). Характер развития трещин на боковых поверхностях балок показывает их зависимость от длины пролета среза  $a$ . При значениях  $a = 2h_0$  сформировавшиеся при разрушении наклонные трещины в зоне действия поперечных сил делят эту зону на ряд полуарок. Ближе к опоре полуарки имеют характерную выпуклость. При  $a = 1,3h_0$  прямолинейно направленные от опоры к месту приложения нагрузки наклонные трещины делят приопорную зону балок на клиновидные участки. Часть продольной арматуры на приопорных участках балок для экономии стали, в соответствии с эпюрой изгибающих моментов, подвергались обрыву. Следует отметить особенности развития трещин на нижней грани балок в зоне обрыва среднего арматурного стержня (из всего количества трех стержней  $\varnothing 16$  мм). Расположение трещин в виде елки с вершиной у конца обрываемого стержня и основанием в месте расположения сосредоточенной нагрузки, а также значительное раскрытие продольной трещины по продольной оси убедительно указывает на наличие раскалывающих усилий в этой зоне. Такой характер разрушения оказывается возможным даже при сильном поперечном армировании. Несомненно, образующиеся трещины способствуют освобождению от бетона концевых участков, обрываемых в зоне действия поперечных сил арматурных стержней, и нарушению сцепления с ним в предельной стадии разрушения балок. В процессе испытаний оказалось, что эффективность сцепления с бетоном профиля поверхности продольной арматуры активно влияет на величину сцепления стержней, обрываемых в зоне действия поперечных сил.

На основании выполненного эксперимента, с учетом установленных преимуществ, при использовании продольной арматуры, анализа образования и развития трещин, нами разработаны рекомендации по анкерровке продольной арматуры.

В [5; 6] изложена серия статических и динамических испытаний железобетонных балок для проверки разработанного указанными авторами нового метода расчета железобетонных балочных конструкций по наклонным сечениям. С целью проверки основных положений предлагаемой ими теории расчета проведены статические и динамические испытания изгибаемых железобетонных балок сечением  $bh = 25 \times 16$  см в средней части и  $bh = 18 \times 16$  см на приопорных участках. Продольная арматура балок –  $2\varnothing 12$  класса А-I. Консоли балок (приопорные участки) армировались хомутами  $\varnothing 6$  мм с шагом 60 мм с каждой стороны. Для оценки влияния разворота усилий в продольной арматуре (авторы рассматривают как альтернатива концепции сил зацепления) предложен следующий метод. В каждой серии часть образцов армировали традиционным образом, то есть продольная арматура на всем протяжении элемента находилась внутри бетона (образцы типа 1), в остальных элементах (образцы типа 2) продольная арматура консолей располагалась вне бетонного сечения. Это исключило возможность искривления стержней в зоне пересечения их наклонной трещиной, а также разворота усилий в арматуре и нагельного эффекта. В этих элементах вместо бетона совместная работа с арматурой обеспечивалась стальными полосами, приваренными к арматуре и утопленными в бетон.

По изложенному частично материалу можно судить о больших недостатках как в экспериментальных исследованиях, так и в теоретических:

1) в размерах поперечного сечения исследуемых элементов ширина поперечного сечения образцов больше их высоты, поэтому в эксперименте это уже не балки, а плиты, и напряженное состояние в них в зоне действия поперечных сил при действии нагрузки отличается. Это изложено и в учебниках по сопротивлению материалов в выводе формулы Д.И. Журавского при определении касательных напряжений при изгибе, где сказано, что методика расчета разработана для балок прямоугольного сечения, когда их высота больше ширины. В практике строительства рекомендуемые отношения размеров в поперечном сечении балок составляют  $b/h = 0,25-0,5$ ;

2) в экспериментальной части принята самая неэффективная для изгибаемых железобетонных балок продольная рабочая арматура из стали класса А-I (круглая, гладкая с малой прочностью и большой площадью текучести), рекомендации к применению которой в качестве несущей рабочей арматуры для балок в нормативных документах не существует;

3) при определении значения поперечной силы воспринимаемой продольной арматурой пересеченной наклонной трещиной (нагельного эффекта) нельзя приравнивать образцы типа 1 и типа 2, так как их конструктивные решения на приопорных участках существенно отличаются;

4) в выводах по результатам статьи (пункт 4) авторы правильно указывают «Не удалось достаточно оценить влияние разворота арматуры, что связано с ограниченным числом опытов и малым пролетом среза». Однако и других причин этому неудачному эксперименту множество.

*Краткий анализ некоторых исследований, проводимых в Европе и США за последние годы по изложенной в статье теме.* В [7–9] приведены многочисленные факторы, влияющие на образование и развитие наклонных трещин в изгибаемых железобетонных элементах, прочность которых зависит от геометрии трещин и ее кинематики. В экспериментальной части исследований установлено, что вертикальные части критической наклонной трещины воспринимают большее количество сдвиговых сил, а также установлено влияние многих других факторов.

Часть опытных образцов подвергалась действию равномерно распределенной нагрузки, а другие – действию сосредоточенных сил. Испытания проводились на высоком научно-техническом уровне с использованием фотометрии, с помощью камер конструкции D-800, изображение которых анализировали посредством программного обеспечения VIK 3D. Геометрия опытных образцов (размеры поперечного сечения, армирование и другие факторы) отвечала реальным конструкциям, используемым в строительной индустрии. Испытания проводились с целью получения уточненных данных по образованию и развитию наклонных к продольной оси элементов трещин и кинематики в процессе разрушения изгибаемых железобетонных элементов.

Однако сами авторы вышеуказанных работ отмечают большую сложность фиксации уникального действия сдвигопередачи, определяющего прочность на сдвиг при действии многочисленных факторов влияния. При этом в [7–9] не приводится методика расчета прочности изгибаемых железобетонных элементов на сдвиг. В представленных экспериментах недостаточно исследовано влияния поперечной арматуры, которая играет существенную роль в кинематике разрушений изгибаемых элементов. Отсутствует количественная оценка влияния сил зацепления шероховатой поверхности берегов в наклонной трещине и нагельного эффекта в продольной арматуре, пересеченной наклонной трещиной на сдвиговую прочность в зоне действия поперечных сил. Тем не менее анализ, основанный на опытных моделях, учитывающих фактическую картину образования и развития наклонных трещин и кинематику при разрушении, может оказать существенное влияние на разработку расчетной модели изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям, что способствует обеспечению прочности, надежности в эксплуатации и долговечности исследуемых конструкций.

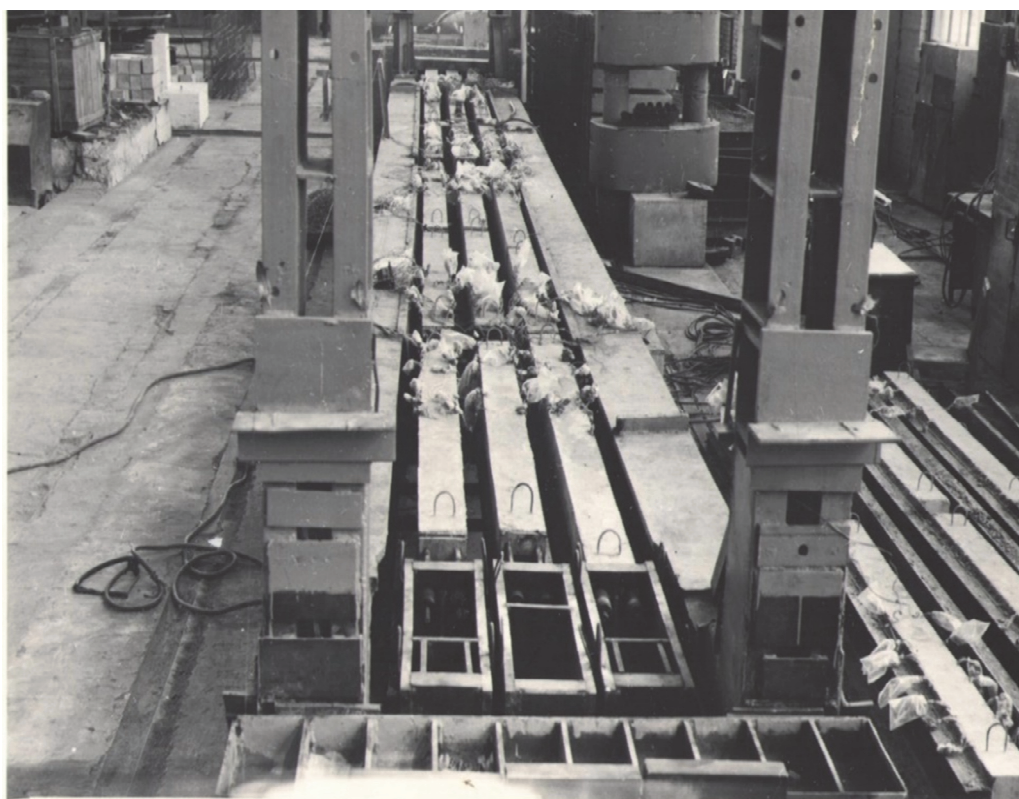
Для более полного установления влияния основных факторов на напряженно-деформированное состояние элементов при действии нагрузки и на их несущую способность с 1973 г., вначале в НИИЖБ, а затем в Вологодском государственном техническом университете, ведутся обширные экспериментальные исследования (испытано свыше 500 изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементов), результаты которых частично опубликованы как в России, так и за рубежом [10; 11]

**Цель исследований** – на основе полученных результатов экспериментальных данных совершенствовать существующую методику расчета изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям.

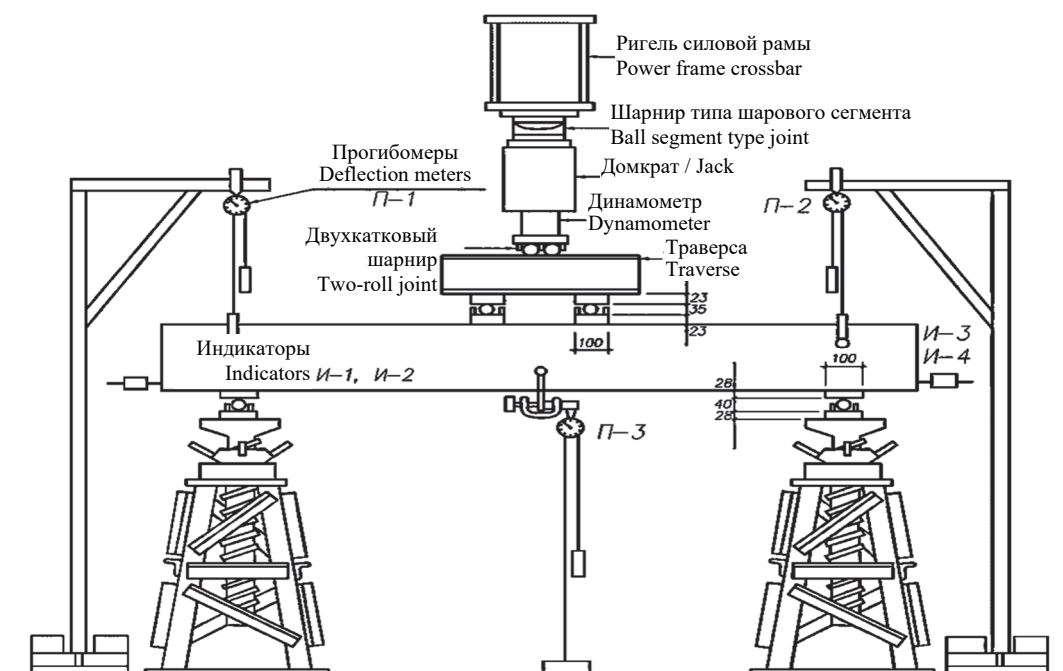
### Материалы и методы

Для проведения вышеуказанных исследований в НИИЖБ нами были изготовлены предварительно напряженные балки, а также балки без предварительного напряжения сечением 15×30 см, кубиковая прочность бетона 45–55 МПа. Напрягаемая, а в некоторых балках ненапрягаемая, продольная арматура: нижняя 2Ø18Ат-V, верхняя 2Ø10Ат-VI, поперечная арматура 2Ø6А-I с шагом замкнутых поперечных стержней (хомутов) в полупролетах: сильное поперечное армирование – 5 см с одной стороны балки и 10 см – с другой; среднее поперечное армирование – 15 см с одной стороны балки и 20 см – с другой; слабое поперечное армирование – 20 см с одной стороны балки, а с другой ее стороны поперечная арматура отсутствовала. Натяжение продольной арматуры выполнялось на длинном стенде, состоящем из трех линий (рис. 1). Каждая серия опытных образцов, насчитывающая по 6 балок, изготавливалась на от-

дельной линии стенда, что позволило во всех образцах иметь одинаковую величину предварительного напряжения продольной арматуры, прочность бетона, условия его твердения и другие характеристики.



**Рис. 1.** Общий вид предварительно напряженных балок, расположенных на стенде, и балок без предварительного напряжения, расположенных за пределами стенда (справа), в опытах И.Н. Старишко, проводимых в НИИЖБе (фото И.Н. Старишко)  
**Figure 1.** General view of prestressed beams located on the stand and beams without prestressed located outside the stand (right) in the experiments of I.N. Starishko conducted in NIIZHB (photo by I.N. Starishko)

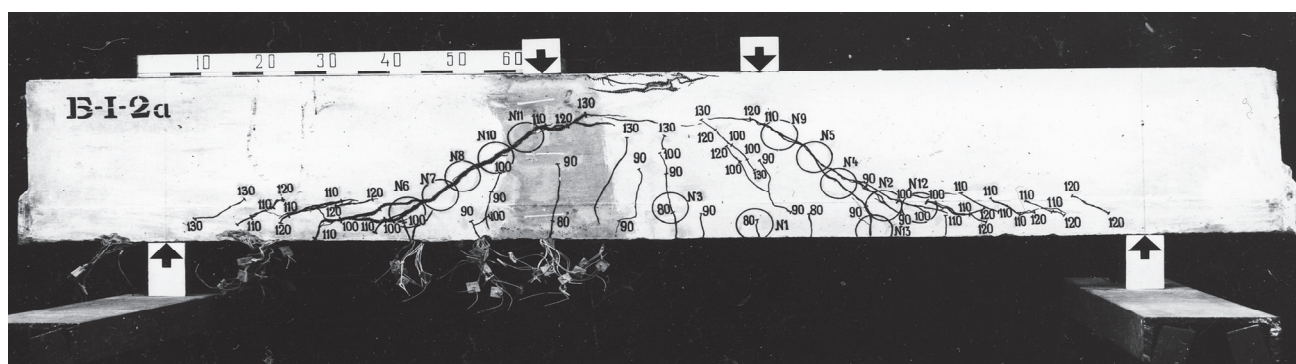


**Рис. 2.** Схема установки для испытания балок в опытах автора статьи  
**Figure 2.** Diagram of the installation for testing beams in the experiments of the author of the article Equipment

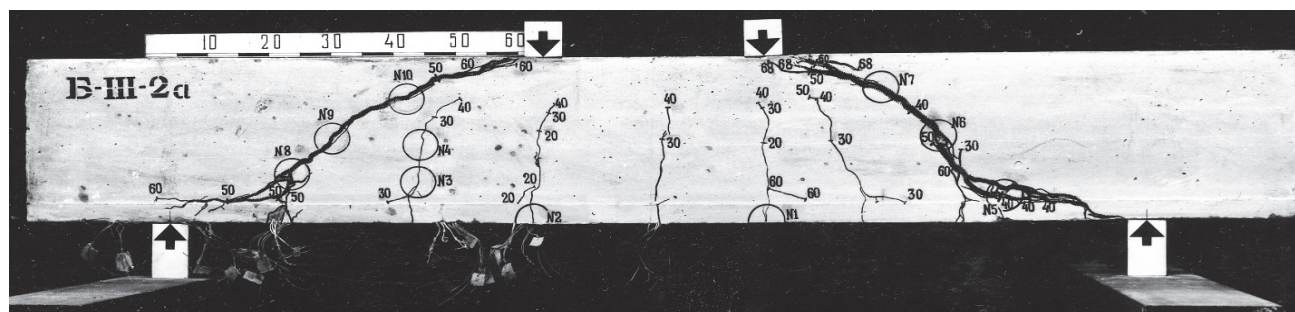
Балки испытывали на домкратной установке двумя симметрично расположенными относительно середины пролета силами (рис. 2).

После разрушения балок с одной стороны на разрушенную часть одевали бандаж и доводили до разрушения вторую ее половину. Испытания показали, что высота сжатой зоны бетона над наклонными и нормальными к продольной оси трещинами с повышением предварительного напряжения продольной арматуры возрастает, то есть в предварительно напряженных железобетонных балках она оказывается больше по сравнению с аналогичными балками без предварительного напряжения (рис. 3), а следовательно, и несущая способность по наклонным сечениям предварительно напряженных балок также возрастает.

На основании экспериментальных исследований И.Н. Старишко (1973–1976 гг., вплоть до 1984 г.) в России в СНиП 2.03.01-84 впервые начали учитывать влияние предварительного напряжения продольной арматуры, расположенной в растянутой от действия нагрузки зоне бетона, на прочность наклонных сечений. Результаты исследований прочности по наклонным сечениям предварительно напряженных изгибаемых железобетонных элементов, а также элементов без предварительного напряжения, изложенные в данной статье, дополняются материалами, приведенными во многих источниках приложенного списка литературы. Кроме элементов прямоугольного сечения, исследования проводились также и на элементах таврового профиля [12; 13].



*a*



*б*

**Рис. 3.** Разрушение опытных изгибаемых железобетонных балок (фото И.Н. Старишко):

*a* – с предварительным напряжением продольной арматуры (балка Б-I-2а); *б* – без предварительного напряжения продольной арматуры (балка Б-III-2а)

**Figure 3.** Destruction of experimental bent reinforced concrete beams (photo by I.N. Starishko):

*a* – with prestressing of the longitudinal reinforcement (beam Б-I-2а); *б* – without prestressing of the longitudinal reinforcement (beam Б-III-2а)

Методика расчета прочности наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов, излагаемая в статье, имеет более общий подход: уравнения равновесия моментов, продольных и поперечных сил в наклонном сечении решаются совместно [14–16]; прочность бетона сжатой зоны оценивается с учетом распределения нормальных и касательных напряжений и критерия прочности бетона при плоском напряженном состоянии [17; 18]; совместно рассматриваются условия развития наклонной трещины и разрушения бетона над ней и другие факторы.

Условием образования и последующего развития критической наклонной трещины в изгибаемых железобетонных предварительно напряженных элементах, а также в элементах без предварительного напряжения, является достижение нормальными и касательными напряжениями над ее вершиной предельных значений из критерия прочности бетона при плоском напряженном состоянии.

Установлены критерии прочности бетона в координатах главных напряжений в областях, сжатие - растяжение (рис. 4, а) и критерий прочности бетона в координатах нормальных и касательных напряжений (рис. 4, б).

Так как критерий прочности бетона в координатах, главных сжимающих и главных растягивающих напряжений существенно зависит от прочности бетона на сжатие и величины напряжений, то в дальнейших расчетах принят критерий прочности бетона в координатах нормальных и касательных напряжений. Если нормальные напряжения в бетоне сжатой зоны  $\sigma_b < R_b$ , то соответствующие им касательные напряжения  $\tau_{xy}$  могут быть приняты равными  $kR_{bt}$ . При изменении  $\sigma_b$  в пределах  $(0,3-0,7) R_b$  значение  $k$  изменяется не существенно и в среднем составляет 2,2 (рис. 4, б). Конечным этапом развития критической наклонной трещины считается достижение ею сечения под грузом (рис. 5). С дальнейшим возрастанием нагрузки в предварительно напряженных балках, а также в некоторых балках без предварительного напряжения продольной арматуры наклонная трещина развивается в зону чистого изгиба по траектории близкой к горизонтали (то есть по траектории главных сжимающих напряжений), где и происходит разрушение бетона сжатой зоны над ней, а следовательно, и полное разрушение элемента (рис. 3, а). В большинстве балок без предварительного напряжения продольной арматуры [19–37] разрушение происходит у мест приложения нагрузки (рис. 3, б).

Поскольку фактическая эпюра нормальных напряжений в бетоне сжатой зоны криволинейная (рис. 5), то в расчетах прочности изгибаемых элементов на действие поперечных сил, как отмечено выше, необходимо учитывать влияние и касательных напряжений.

Так как на верхней грани элемента касательные напряжения равны нулю, то предельные нормальные напряжения принимаются равными  $R_b$ .

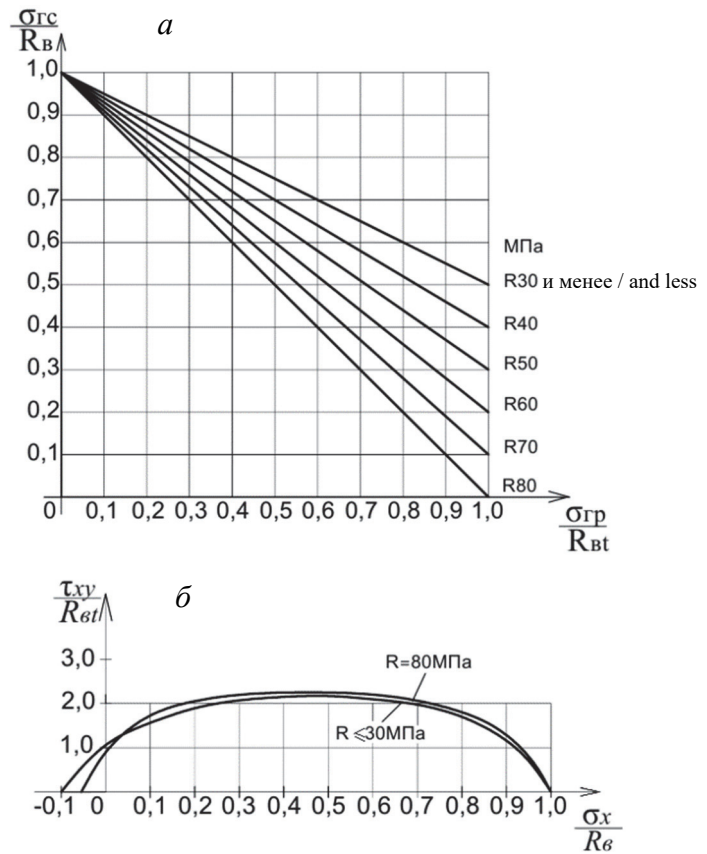


Рис. 4. Критерии прочности бетона при плоском напряженном состоянии в координатах напряжений  $\sigma_{г.с}$ ,  $\sigma_{г.п}$  (а) и  $\sigma_x$ ,  $\tau_{xy}$  (б)  
 Figure 4. Criteria for the strength of concrete under flat stress in the stress coordinates  $\sigma_{г.с}$ ,  $\sigma_{г.п}$  (а) и  $\sigma_x$ ,  $\tau_{xy}$  (б)

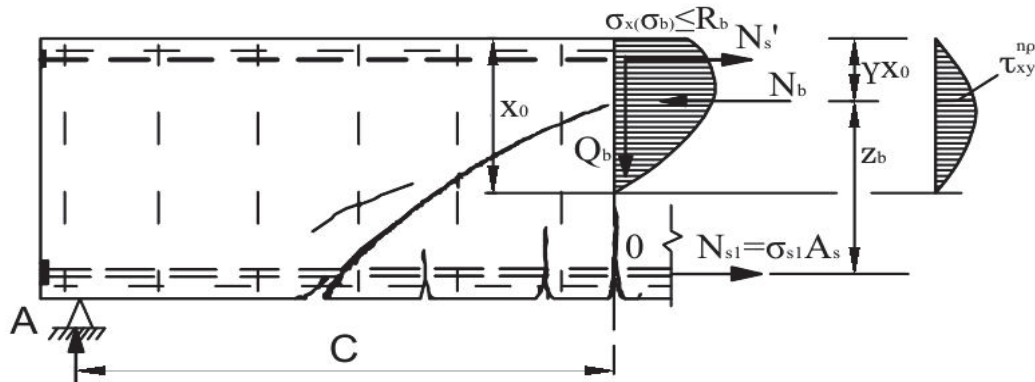
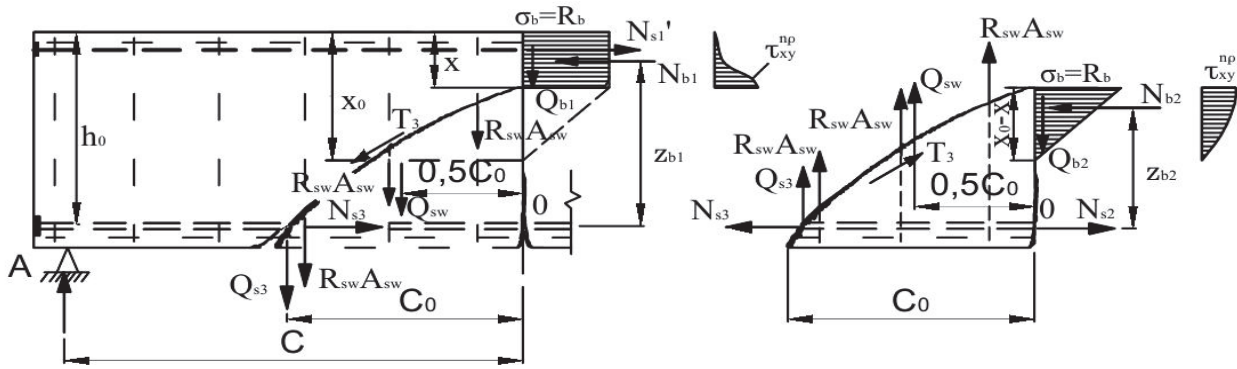
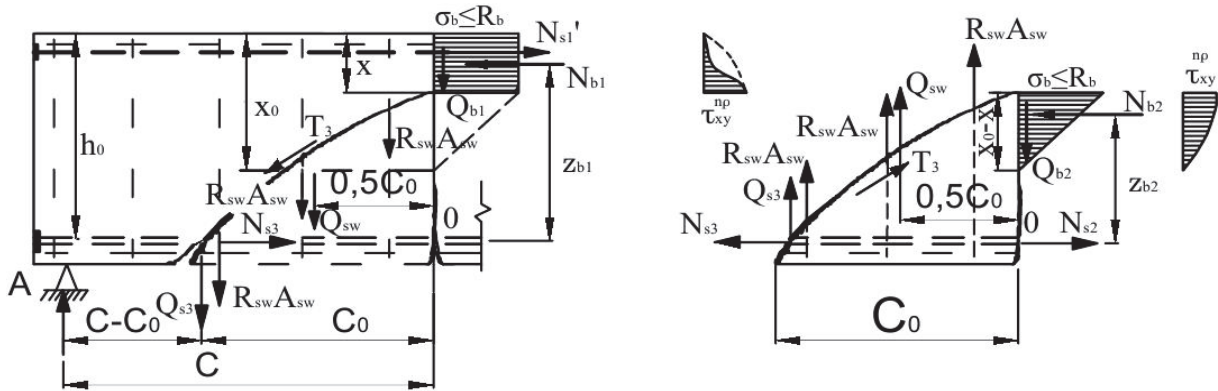


Рис. 5. Напряженное состояние нормального сечения, проходящего через вершину критической наклонной трещины при ее образовании и развитии

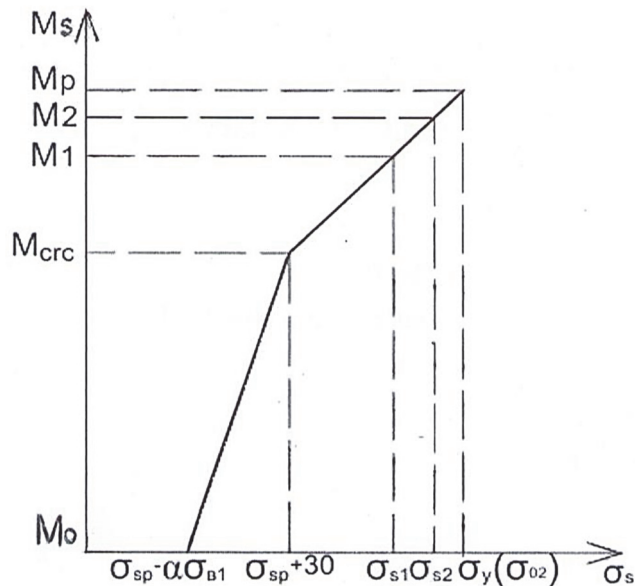
Figure 5. Stress state of the normal cross section passing through the top of the critic inclined crack during its formation and development



**Рис. 6.** Расчетная схема наклонного сечения в расчетах прочности при больших пролетах среза  
**Figure 6.** Calculation scheme of the inclined section in the calculations of strength at large cross-section spans



**Рис. 7.** Расчетная схема наклонного сечения в расчетах прочности при малых пролетах среза  
**Figure 7.** Design scheme of the inclined section in the calculations of strength at small cross-section spans



**Рис. 8.** Диаграмма зависимости напряжений в продольной арматуре от величины изгибающего момента в нормальном сечении:  
 $M_{crc}$  – момент в стадии образования нормальных к продольной оси балки трещин;  $M_1$  – момент в стадии развития критической наклонной трещины;  
 $M_2$  – момент в стадии разрушения элемента по наклонному сечению;  $M_p$  – момент в стадии разрушения элемента по нормальному сечению  
**Figure 8.** Diagram of the key dependences of the stresses in the longitudinal steel reinforcement on the value of the bending moments in the normal section:

$M_{crc}$  – the moment at the stage of subjectively forming cracks normal to the longitudinal axis of the beam;  
 $M_1$  – moment in the development stage of a critical inclined crack;  $M_2$  – the moment at the stage of destruction of the element along the inclined section;  
 $M_p$  – the moment at the stage of destruction of the telemen in the normal cross section

### Напряжение в продольной напрягаемой арматуре в сечении с трещиной

При расчете предварительно напряженных изгибаемых железобетонных элементов в стадии развития наклонных трещин и по прочности наклонных сечений с определением напряжений в продольной напрягаемой арматуре возникали затруднения. Решение данного вопроса было осуществлено с помощью диаграммы зависимости между напряжениями в продольной арматуре  $\sigma_s$  и величиной изгибающего момента  $M_s$ , разработанной нами, которая принимается в виде двух отрезков прямых и имеет перелом в точке, соответствующей образованию трещин  $M_{cr}$  (рис. 8). В стадии развития критической наклонной трещины, в соответствии с принятой диаграммой, напряжения в продольной арматуре в нормальном сечении с трещиной определяются из соотношения

$$\frac{\sigma_{0,2} - \sigma_{s1}}{\sigma_{0,2} - (\sigma_{sp} + 30)} = \frac{M_p - M_1}{M_p - M_{cr}}. \quad (1)$$

Напряжение в продольной арматуре  $\sigma_{s1}$  в нормальном сечении в стадии развития критической наклонной трещины (рис. 8) найдем, заменяя в (1) условный предел текучести  $\sigma_{0,2}$  соответствующим расчетным сопротивлением  $R_s$ , разрушающий момент  $M_p$  – расчетным моментом  $M$ , тогда

$$\sigma_{s1} = R_s \left[ 1 - \frac{R_s - (\sigma_{sp} + 30)}{R_s} \times \frac{M - Qc}{M - M_{cr}} \right], \quad (2)$$

где  $c$  – расстояние от опоры до вершины наклонной трещины в проекции на ось элемента (длина пролета среза).

Поперечная сила при развитии критической наклонной трещины  $Q$  определяется из эпюры касательных напряжений  $\tau_{xy}$  в бетоне над нормальной трещиной в виде квадратной параболы (рис. 5). Согласно критерию прочности бетона, при плоском напряженном состоянии (рис. 4, б) в вершине наклонной трещины в зависимости от нормальных напряжений  $\sigma_x$  касательные напряжения  $\tau_{xy} = kR_{bt}$ . Тогда

$$Q = \int_0^{x_0} \tau_{xy} b dx = \frac{2}{3} \tau_{xy} b x_0 = \frac{2}{3} kR_{bt} b \xi_0 h_0, \quad (3)$$

где  $x_0$  – высота сжатой зоны бетона в нормальном сечении, проходящем через вершину наклонной трещины. Относительная высота сжатой зоны бетона  $\xi_0 = \frac{x_0}{h_0}$ .

Подставляя полученное значение  $Q$  в выражение (2) и обозначая

$$\alpha = \frac{2}{3} R_{bt} b h_0 c; \quad \beta = 1 - \frac{\sigma_{sp} + 30}{R_s}; \quad \delta = M - M_{cr},$$

получим

$$\sigma_{s1} = R_s \left( 1 - \beta \frac{M - \alpha k \xi_0}{\delta} \right). \quad (4)$$

Напряжение в продольной арматуре в этом же нормальном сечении в предельном состоянии по прочности равно  $M$ . Тогда

$$\sigma_{s2} = R_s \left( 1 - \beta \frac{M - M_2}{\delta} \right), \quad (5)$$

где  $M_2 = Qc$  – изгибающий момент в нормальном сечении в предельном состоянии по прочности наклонного сечения.

### Расчет изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного профиля в стадии развития критической наклонной трещины

В стадии развития критической наклонной трещины необходимо определить высоту сжатой зоны бетона над нормальной трещиной  $x_0 = \xi_0 h_0$  (в сечении под грузом), напряжение в арматуре  $\sigma_{s1}$  и бетоне  $\sigma_b$  в нормальном сечении, а также величину поперечной силы  $Q$ . Указанные величины получим из совмест-

ного решения четырех уравнений: (3), (4), а также уравнений равновесия изгибающих моментов и продольных сил в нормальном сечении:

$$\sum M = 0; \quad Qc = \omega \sigma_b b x_0 (h_0 - \gamma x_0) \pm \sigma'_{s1} A'_{sp} (h_0 - a'); \quad (6)$$

$$\sum N = 0; \quad \omega \sigma_b b x_0 \pm \sigma'_{s1} A'_{sp} = \sigma_{s1} A_{sp}, \quad (7)$$

где  $\omega$  и  $\gamma$  – коэффициент полноты и коэффициент, определяющий положение центра тяжести эпюры сжатой зоны бетона над нормальной трещиной, расположенной под вершиной критической наклонной трещины (по линии действия нагрузки или вблизи нее) (рис. 5).

Из совместного решения уравнений (6) и (7), а также уравнения (4) и после их преобразований получаем квадратное уравнение

$$\xi_0^2 + q_1 \xi_0 + P_1 = 0, \quad (8)$$

из которого

$$\xi_0 = -\frac{q_1}{2} + \sqrt{\left(\frac{q_1}{2}\right)^2 - P_1}; \quad (9)$$

в формуле (9):

$$q_1 = \frac{1}{\gamma} \left( \frac{\delta}{\beta R_s A_{sp} h_0} - 1 \right) + \frac{1}{\alpha K} \left[ \frac{\delta}{\beta} (1 \mp \xi) - M \right], \quad (10)$$

$$P_1 = \frac{M\beta - \delta \pm \frac{\xi a' \delta}{h_0}}{\gamma K \alpha \beta}, \quad (11)$$

$$\xi = \frac{\sigma'_{s1} A'_{sp}}{R_s A_{sp}}, \quad (12)$$

где в формулах (6), (7), (10) и (11), а также (14) верхние знаки принимаются, когда верхняя продольная арматура площадью  $A'_{sp}$  в стадии развития критической наклонной трещин окажется сжатой, нижние знаки – когда она окажется растянутой.

Как отмечено выше, коэффициентом  $\gamma$  определяется расстояние от центра тяжести площади эпюры напряжений сжатия над нормальной трещиной до верхней грани сжатой зоны бетона (рис. 5).

Напряжение в продольной напрягаемой арматуре, расположенной в сжатой зоне, принимается в зависимости от предельной сжимаемости бетона  $\varepsilon_{ub}$  и величины предварительного напряжения в ней.

$$\sigma'_{s1} = k_1 \varepsilon_{ub} E'_s - \sigma'_{sp}. \quad (13)$$

Из анализа опытных данных можно принять  $k_1 = 0,6$  при относительных расстояниях от опоры до груза  $ch_0 \leq 1,5$  и  $k_1 = 1$  при  $ch_0 \geq 3,5$ . В промежуточных значениях  $ch_0$  значения  $k_1$  определяются по интерполяции. Напряжение в сжатом бетоне из уравнения (7) равно

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{s1} A_{sp} \mp \sigma'_{s1} A'_{sp}}{\omega b x_0}. \quad (14)$$

Поперечную силу  $Q$  в стадии развития критической наклонной трещины (когда она достигает сечения под грузом) определяем по формуле (6).



**Расчет прочности наклонных сечений по двухблочной расчетной схеме**

При расчете прочности наклонных сечений, как отмечено выше, принята двухблочная расчетная схема. В расчетной схеме (рис. 6 и 7) действуют усилия:

– в бетоне верхнего блока (над вершиной критической наклонной трещины) продольное  $N_{b1}$ , поперечное  $Q_{b1}$ ; в продольной арматуре в месте пересечения ее наклонным сечением осевое  $N_s$ , поперечное  $Q_s$ ; в поперечной арматуре осевое  $Q_{sw}$ ; продольная и поперечная составляющие сил зацепления, действующих в наклонном сечении  $N_3$  и  $Q_3$ ;

– в бетоне нижнего блока (под вершиной критической наклонной трещины) продольное  $N_{b2}$ , поперечное  $Q_{b2}$ ; в поперечной арматуре  $Q_{sw}$ ; в продольной арматуре в нормальном сечении растянутой зоны  $N_{s2}$ ; продольная и поперечная составляющие сил зацепления  $T_3$ , действующих в наклонном сечении  $N_3$  и  $Q_3$ . При этом в расчетной схеме верхнего и нижнего блоков принято совместное действие усилий  $N_{s3} = N_s - N_3$  и  $Q_{s3} = Q_s + Q_3$ , приложенных в месте пересечения продольной растянутой арматуры наклонной трещиной. В стадии разрушения по наклонным сечениям необходимо определить: высоту сжатой зоны бетона над наклонной трещиной  $x$  (в сечении под грузом); длину горизонтальной проекции наклонной трещины  $c_0$  и величину разрушающей поперечной силы  $Q_p$ . При этом  $x_0$  берется из стадии развития наклонных трещин, что подтверждено экспериментально. Значения  $x$  и  $c_0$  определяем из совместного решения уравнений равновесия изгибающих моментов двух блоков: верхнего, относительно точки приложения опорной реакции (относительно точки  $A$ ), и нижнего, относительно центра тяжести продольной арматуры в нормальном сечении под грузом (относительно точки  $O$ ). Тогда для верхнего блока из уравнения  $\Sigma M_A = 0$  получим

$$Q_{b1} c + Q_{s3} (c - c_0) + Q_{sw} (c - 0,5c_0) = N_{b1} z_{b1} \pm N'_{s1} (h_0 - a'), \quad (15)$$

для нижнего блока из уравнения  $\Sigma M_o = 0$ :

$$Q_{s3} c_0 + Q_{sw} 0,5c_0 = N_{b2} z_{b2}. \quad (16)$$

В балках без хомутов совместная величина нагельной силы в продольной арматуре и сил зацепления шероховатой поверхности берегов в наклонной трещине определяется из уравнения равновесия поперечных сил в нижнем блоке:

$$Q_{s3} = Q_{b2} = \frac{2}{3} k R_{bt} b (x_0 - x) - 1,5 R_{bt} b (x_0 - x). \quad (17)$$

Для сохранения единой методики расчета в балках с поперечной арматурой величину нагельного эффекта принимаем такой же, как и в балках без поперечной арматуры, то есть  $Q_{s3} = Q_{b2}$ .

Подставляя значения  $\sigma_{ux} = R_b$  и  $\tau_{xy} = 2,2 R_{bt}$  в формулу (15), получим уравнение равновесия изгибающих моментов для верхнего блока, которое после преобразований имеет вид

$$0,5 R_b b x^2 - \left[ R_b h_0 + 1,5 R_{bt} \left( \frac{c}{2} - c_0 \right) \right] b x + (q_{sw} c - 1,5 R_{bt} b x_0) c_0 - \\ - 0,5 q_{sw} c_0^2 + 1,5 R_{bt} b c x_0 \mp \sigma'_{s1} A'_{sp} (h_0 - \alpha') = 0. \quad (18)$$

Уравнение равновесия изгибающих моментов для нижнего блока относительно точки  $O$  после преобразований имеет вид

$$\frac{1}{3} R_b x^2 - \left[ 0,5 R_b \left( h_0 + \frac{1}{3} x_0 \right) - 1,5 R_{bt} c_0 \right] x + \\ + 0,5 R_{bt} x_0 \left( h_0 - \frac{1}{3} x_0 \right) - \frac{q_{sw} c_0^2}{2b} - 1,5 R_{bt} x_0 c_0 = 0. \quad (19)$$

Для определения значений  $x$  и  $c_0$  необходимо выполнить решение уравнений (17) и (18).

Для предварительно напряженных изгибаемых элементов без хомутов  $q_{sw} = 0$  из совместного решения уравнений (17) и (18) получим квадратное уравнение для определения высоты сжатой зоны бетона над наклонной трещиной, из которого

$$x = \frac{q_4}{2} - \sqrt{\frac{q_4^2}{4} - P_4}, \quad (20)$$

где

$$q_4 = 3h_0 - x_0 + 4,5 \frac{R_{bt}}{R_b} c; \quad (21)$$

$$P_4 = \left(9 \frac{R_{bt}}{R_b} c - 3h_0 + x_0\right) x_0 \mp \frac{6\sigma'_{s1} A'_{sp} (h_0 - \alpha')}{R_b b}. \quad (22)$$

Длина горизонтальной проекции наклонной трещины  $c_0$  определяется из уравнения равновесия изгибающих моментов в нижнем блоке.

$$c_0 = \frac{R_b \left(h_0 - \frac{1}{3}x_0 - \frac{2}{3}x\right)}{3R_{bt}}. \quad (23)$$

Поперечная сила в стадии разрушения по наклонному сечению определяется из уравнения равновесия моментов внешних и внутренних сил относительно центра тяжести продольной арматуры в нормальном сечении под грузом

$$Qp = \frac{R_b b x (h_0 - 0,5x) + 0,5 R_b b (x_0 - x) \left(h_0 - \frac{1}{3}x_0 - \frac{2}{3}x\right) \pm \sigma'_{c1} F'_n (h_0 - a')}{c}. \quad (24)$$

Напрягаемая арматура в сжатой зоне в стадии разрушения элемента по наклонному сечению вводится в уравнения (11) и (14) с напряжением, равным

$$\sigma'_{c1} = \varepsilon_{ub} E_s - \sigma_0. \quad (25)$$

### Результаты и обсуждение

Рассмотрим результаты опытных и теоретических исследований прочности и трещиностойкости по наклонным сечениям на примере расчета предварительно напряженной изгибаемой железобетонной балки, испытанной Е. Звойером (США) по разработанному нами методу.

Испытывалась опытная балка прямоугольного профиля марки S-5 без поперечной арматуры. Сечение балки  $15,2 \times 30,4$  см,  $h_0 = 21$  см. Характеристики прочности бетона  $R_b = 43,8$  МПа;  $R_{bt} = 3,00$  МПа. Начальный модуль упругости бетона  $E_b = 4 \times 10^4$  МПа. Напрягаемая арматура  $A_{sp} = 2,84$  см<sup>2</sup> (15Ø4,9); характеристики прочности арматуры:  $\sigma_{0,2} = 1462,2$  МПа;  $\sigma_{sp} = 726,9$  МПа;  $E_s = 2,109 \times 10^5$  МПа. Расстояние от оси опоры до оси приложенного груза  $C = 92$  см. Опытная разрушающая поперечная сила  $Q_p^{on} = 70,2$  кН.

*Решение.* Расчет прочности изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям, разработанный нами, решается в комплексе со следующими расчетами, приведенными в действующих нормативных документах:

1. *Расчет прочности изгибаемой железобетонной балки по нормальным сечениям.* Высота сжатой зоны бетона в нормальном сечении для определения  $M_p$  равна

$$x = \frac{R_s A_{sp}}{R_b b} = \frac{1462,2 \times 2,84}{33,8 \times 15,2} = 6,24 \text{ см.}$$

Относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{6,24}{21} = 0,297.$$

Относительная граничная высота сжатой зоны бетона  $\xi_R$  определяется по формуле

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} = \frac{0,8}{1 + \frac{0,0054}{0,0035}} = \frac{0,8}{2,543} = 0,31,$$

где  $\varepsilon_{s,el}$  – относительная деформация в арматуре растянутой зоны, вызванная внешней нагрузкой, при достижении в этой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению;

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{E_s} = \frac{1462,2 + 400 - 726,9}{2,109 \times 10^5} = 0,0054,$$

где  $\varepsilon_{b2}$  – предельная относительная деформация сжатого бетона, принимаемая равной 0,0035.

Если соблюдается условие  $\xi = 0,297 \xi_R = 0,31$ , расчетное сопротивление напрягаемой арматуры  $R_s$  допускается умножить на коэффициент условия работы  $\gamma_{s3}$ , определяемый по формуле

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{\xi}{\xi_R} = 1,25 - 0,25 \frac{0,297}{0,31} = 1,01 \leq 1,1.$$

Следовательно, высота сжатой зоны бетона в предельном состоянии по нормальному сечению с учетом коэффициента  $\gamma_{s3}$  равна

$$x = \frac{\gamma_{s3} R_s A_{sp}}{R_b b} = \frac{1,01 \times 1462,2 \times 2,84}{33,8 \times 15,2} = 6,3 \text{ см;}$$

$$M_p = R_b b x (h_0 - 0,5x) = 43,8 \times 15,2 \times 6,3 (21 - 0,5 \times 6,3) = 74\,868 \text{ МПа} \times \text{см}^3 (\text{Н} \times \text{м}) = 74,868 \text{ кНм.}$$

Поперечная сила в предельном состоянии по нормальным сечениям равна

$$Q_p = \frac{M_p}{c} = \frac{74,868}{0,92} = 81,378 \text{ кН.}$$

2. Расчет по образованию нормальных к продольной оси балки трещин. Характеристика приведенного сечения:

$$A_{red} = bh + \alpha A_{sp} = 15,2 \times 30,4 + 5,27 \times 2,84 = 477 \text{ см}^2,$$

где

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,109 \times 10^5}{4 \times 10^4} = 5,27;$$

$$S_{red} = \frac{bh^2}{2} + \alpha A_{sp} a = \frac{15,2 \times 30,4^2}{2} + 5,27 \times 2,84 \times 9,4 = 7164 \text{ см}^3;$$

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{7164}{477} = 15,02 \text{ см};$$

$$I_{red} = \frac{bh^3}{12} + bh\left(\frac{h}{2} - y_0\right)^2 + \alpha A_{sp}(y_0 - a)^2 = \frac{15,2 \times 30,4^3}{12} + 15,2 \times 30,4 \left(\frac{30,4}{2} - 15,02\right)^2 + 5,27 \times 2,84 (15,02 - 9,4)^2 = 36\,074 \text{ см}^4;$$

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{36\,074}{15,02} = 2402 \text{ см}^3; \quad W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,75 \times 2402 = 4203,5 \text{ см}^3;$$

$$N_{sp} = \sigma_{sp} A_{sp} = 726,9 \times 2,84 = 2064 \text{ МПа} \times \text{см}^2; \quad e_{op} = y_0 - a = 15,02 - 9,4 = 5,62 \text{ см};$$

$$r = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}} = 0,8 \frac{2402}{477} = 4,03 \text{ см}.$$

Момент образования трещин нормальных к оси балки:

$$M_{crc} = R_{bt} W_{pl} + N_{sp} (e_{op} + r) = 3,0 \times 4203,5 + 2064 (5,62 + 4,03) = 32\,528 \text{ МПа} \times \text{см}^3 (\text{Н} \times \text{м}) = 32,528 \text{ кНм}.$$

Поперечная сила при образовании нормальных к оси балки трещин:

$$Q_{cкc} = \frac{M_{cкc}}{c} = \frac{32,528}{0,92} = 35,356 \text{ кН}.$$

3. *Расчет в стадии развития критической наклонной трещины.* В данной стадии (когда она достигает сечения под грузом) необходимо определить: напряжение в арматуре в сечении с нормальной трещиной  $\sigma_{s1}$ , высоту сжатой зоны бетона над нормальной трещиной  $x_0 = \varphi_0 h_0$ , напряжение в бетоне  $\sigma_b$  в нормальном сечении с трещиной и величину поперечной силы  $Q$ . Указанные неизвестные необходимо установить из решения уравнений (3), (4), (9) и (14). При этом принимается значение  $\gamma = 0,4$ ;  $K = 2,2$ ;  $\sigma_{sp}' = 0$  (так как в данном примере верхняя арматура отсутствует).

Определяем напряжение в арматуре  $\sigma_{s1}$  по формуле (4), где

$$\sigma_{s1} = R_s \left(1 - \beta \frac{M - \alpha k \xi_0}{\delta}\right) = 1462,2 \left(1 - 0,482 \frac{74868 - 58\,783 \times 2,2 \times 0,48}{42340}\right) = 1248,37 \text{ МПа};$$

$$\alpha = \frac{2}{3} R_{bt} b h_0 c = \frac{2}{3} \times 3,0 \times 15,2 \times 21 \times 92 = 58\,733 \text{ МПа} \times \text{см}^3 (\text{Н} \times \text{м});$$

$$\beta = 1 - \frac{\sigma_{sp} + 30}{\sigma_{0,2}} = 1 - \frac{726,9 + 30}{1462,2} = 0,482; \quad \delta = M_p - M_{crc} = 74\,868 - 32\,528 = 42\,340 \text{ Па} \times \text{см}^3,$$

так как  $\sigma_{s1} = 1248,37 \text{ МПа}$ ,  $R_s = 1462,2 \text{ МПа}$ , то при достижении наклонной трещиной сечения под нагрузкой напряжение в нижней продольной арматуре не достигает предельных значений.

Определяем относительную высоту сжатой зоны бетона  $\varphi_0$  по формуле (9)

$$\xi_0 = -\frac{q_1}{2} + \sqrt{\frac{q_1^2}{4} - P_1} = \frac{-0,12}{2} + \sqrt{\frac{0,12^2}{4} + 0,28} = 0,48,$$

где

$$q_1 = \frac{1}{\gamma} \left( \frac{\delta}{\beta R_{sp} A_{sp} h_0} - 1 \right) + \frac{1}{\alpha \times k} \left[ \frac{\delta}{\beta} (1 + \chi) - M_p \right] = \frac{1}{0,4} \left( \frac{42\,340}{0,482 \times 1462,2 \times 2,84 \cdot 21} - 1 \right) +$$

$$+ \frac{1}{58\,733 \times 2,2} \left[ \frac{42\,340}{0,482} \times (1+0) - 74\,868 \right] = 0,018 + 0,1 = 0,12;$$

$$P_1 = \frac{M_p \cdot \beta - \delta + \frac{\chi a' \delta}{h_0}}{\gamma k \alpha \beta} = \frac{74\,868 \times 0,482 - 42\,340 + 0}{0,4 \times 2,2 \times 58\,733 \times 0,482} = -0,28,$$

где  $\frac{\chi a' \delta}{h_0} = 0$ , так как верхняя арматура отсутствует.

Высота сжатой зоны бетона в стадии развития критической наклонной трещины равна

$$x_0 = \xi_0 h_0 = 0,48 \times 21 = 10,08 \text{ см.}$$

По формуле (14) определяем значение  $\sigma_b$ .

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{s1} A_{sp}}{\omega b x_0} = \frac{1248,36 \times 2,84}{\frac{2}{3} \times 15,2 \times 10,08} = 34,71 R_b = 43,8 \text{ МПа.}$$

Поперечная сила в стадии развития критической наклонной трещины из формулы (3) равна

$$Q = \frac{2}{3} k R_{bt} b \xi_0 h_0 = \frac{2}{3} \times 2,2 \times 3 \text{ МПа} \times (100) \text{ Н/см}^2 \times 15,2 \text{ см} \times 0,48 \times 21 \text{ см} = 67,415 \text{ кН.}$$

4. Расчет исследуемой балки без хомутов в стадии разрушения по наклонным сечениям. Длина горизонтальной проекции наклонной трещины в стадии разрушения по формуле (23) равна

$$c_0 = \frac{R_b \left( h_0 - \frac{1}{3} x_0 - \frac{2}{3} x \right)}{3 R_{bt}} = \frac{43,8 \left( 21 - \frac{1}{3} \times 10,08 - \frac{2}{3} \times 0,48 \right)}{3 \times 3,0} = 84,29 \text{ см} \approx c - \frac{1}{3} h_0 = 92 - \frac{1}{3} \times 21 = 85 \text{ см.}$$

Следовательно, исследуемая балка в зоне действия поперечных сил в стадии развития наклонных трещин находится на границе между расчетными случаями для малых и больших пролетов среза и ее несущую способность по наклонным сечениям можно определять по любому из указанных случаев.

Так как в стадии развития наклонной трещины оказалось (принято), что балка относится к большим пролетам среза, то при достижении наклонной трещиной сечения под грузом, напряжение в бетоне сжатой зоны над ней достигает предельных значений  $R_b$ .

Определяем высоту сжатой зоны бетона  $x$  над наклонной трещиной.

$$x = \frac{q_4}{2} - \sqrt{\frac{q_4^2}{4} - P_4} = \frac{81,3}{2} - \sqrt{\frac{81,3^2}{4} - 38,23} = 40,65 - \sqrt{1652,42 - 38,23} = 0,48 \text{ см,}$$

где

$$q_4 = 4,5 \frac{R_{bt}}{R_b} c + 3h_0 - x_0 = 4,5 \times \frac{3}{43,8} \times 92 + 3 \times 21 - 10,08 = 81,3 \text{ см};$$

$$P_4 = \left(9 \frac{R_{bt}}{R_b} c - 3h_0 + x_0\right) x_0 - \frac{6\sigma'_{p1} A'_{sp} (h_0 - a')}{R_b b} = \left(9 \times \frac{3}{43,3} \times 92 - 3 \times 21 + 10,08\right) 10,08 - 0 =$$

$$= (56,712 - 63 + 10,08) 10,08 = 38,23 \text{ см}^2.$$

Разрушающую поперечную силу по наклонному сечению определяем по формуле (24) как для больших пролетов среза

$$Q_p^T = \frac{R_b b x (h_0 - 0,5x) + 0,5 R_b b (x_0 - x) \left( h_0 - \frac{1}{3} x_0 - \frac{2}{3} x \right) - \sigma'_{p1} A'_{sp} (h_0 - a')}{c} =$$

$$= \frac{43,8 \times 15,2 \times 0,48 (21 - 0,5 \times 0,48) + 0,5 \times 43,8 \times 15,2 (10,08 - 0,48) \left( 21 - \frac{1}{3} \times 10 - \frac{2}{3} \times 0,48 \right) + 0}{92} =$$

$$= \frac{6634,165 + 55 434,9}{92} = 675 \text{ МПа} \times \text{см}^2 = 67,5 \text{ кН},$$

$$\frac{Q_p^{\text{оп}}}{Q_p^T} = \frac{70,2}{67,5} = 1,04.$$

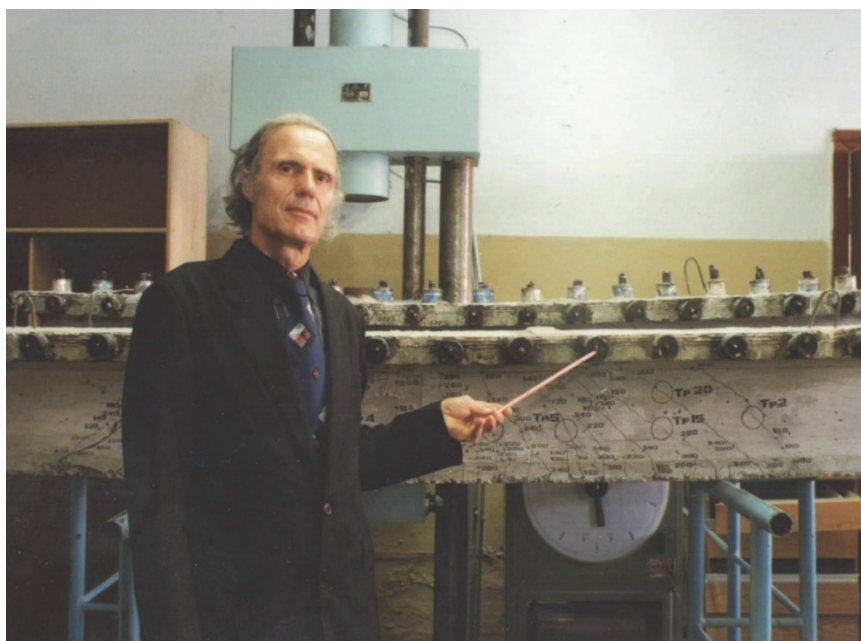
*Заключение по результатам расчетов.* В списке литературы, приведенном в статье, имеются таблицы результатов расчета по изложенной в статье методике 157 изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям, испытанных как в России, так и за рубежом. При этом по 5 балкам с различными физико-механическими характеристиками, нами выполнен подробный расчет, как и в приведенном примере расчета балки S-5, испытанной Е.М. Звойером (США), где в среднем сходимость опытных и теоретических результатов составляет 1,03, то есть примерно такая же, как и в указанном примере.

### Краткие данные по испытанию балок таврового профиля

Начиная с 1973 г. и по настоящее время нами испытано более 500 изгибаемых и внецентренно-сжатых железобетонных элементов. Из них 48 балок таврового профиля (модели мостовых сооружений). Одной из причин испытания балок таврового профиля стал тот факт, что на многих международных конференциях и в научных публикациях, как в России, так и за рубежом, обсуждались большие проблемы по устранению хрупкого (опасного) разрушения изгибаемых железобетонных балок (особенно в мостостроении) с применением высокопрочных бетонов. При этом при повышении несущей способности балок, за счет повышения прочности бетонов, хрупкость внезапного разрушения повышается. Нами впервые в экспериментальных исследованиях проведено испытание изгибаемых железобетонных балок таврового профиля при *одно-, двух- и трехосном предварительном напряжении арматуры* (продольная арматура, поперечная арматура в ребре балок и поперечная арматура в сжатых полках) (рис. 9). Оказалось, что очень ценным и необходимым при проектировании, строительстве и эксплуатации балок пролетных строений мостовых сооружений является применение балок с трехосным предварительным напряжением арматуры.

Трещиностойкость и несущая способность по наклонным сечениям таких балок значительно выше по сравнению с аналогичными балками при одноосном предварительном напряжении и тем более по

сравнению с балками без предварительного напряжения арматуры. Трещины в таких балках образуются при больших нагрузках, а после снятия нагрузки плотно закрываются, разрушение происходит плавно при наличии больших прогибов.



**Рис. 9.** Анкеровка напрягаемой арматуры при двухосном ее предварительном напряжении (ближняя балка) и трехосном предварительном напряжении (дальняя балка) в опытах И.Н. Старишко, проводимых в ВоГТУ (Вологда) (фото из архива И.Н. Старишко)

**Figure 9.** Anchoring of the stressed reinforcement at its biaxial prestress (near beam) and triaxial prestress (far beam) in the experiments of I.N. Starishko conducted at VSTU (Vologda) (photo from the I.N. Starishko archive)

Такая пружинистая работа балок при отсутствии хрупкого разрушения (когда количество поперечной напрягаемой арматуры в ребре балки  $\mu_{sw} \geq 0,9\%$ ) является безопасной, надежной и долговечной в эксплуатации.

### Заключение

В некоторых экспериментально-теоретических исследованиях при составлении методики расчета прочности изгибаемых железобетонных элементов в зоне действия поперечных сил, в сечениях с нормальными к продольной оси трещинами, расположенными в области разрушения бетона над вершиной наклонной трещины, используется гипотеза плоских сечений, что не соответствует результатам реальных физико-механических явлений происходящих в процессе их испытаний.

Опыты показывают, что в момент разрыва бетона растянутой зоны, из-за интенсивного развития пластических деформаций силы сдвига искривляют сечение. После образования трещин по длине элемента деформации, сжатой и растянутой зон сечения и высота сжатой зоны переменны, а нейтральная ось волнообразна (над трещинами она подымается, между трещинами опускается). Для средних значений высоты сжатой зоны бетона, расположенных на участке между трещинами и испытывающих симметричное воздействие слева и справа, может быть использована гипотеза плоских сечений, что применяется в расчетах прогибов изгибаемых железобетонных элементов (расчет по стадии II). Однако расчеты прочности (расчет по стадии III) выполняются по наиболее опасным сечениям, то есть по сечениям с трещиной, где гипотеза плоских сечений дает существенные погрешности и не может быть использована в расчетах прочности.

Следовательно, разработанная нами диаграмма зависимости напряжений в продольной арматуре  $\sigma_s$  от величины изгибающих моментов  $M_s$  по сечению с трещиной (рис. 8), используемая в вышеприведенных расчетах, принята вместо гипотезы плоских сечений, а также в отчете Центральной лаборатории теории железобетона НИИЖБ (Москва) по теме I-N-4-80. Название отчета «Разработать новые практические методы расчета прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил». Руководи-

тель лаборатории доктор технических наук, профессор А.А. Гвоздев. Страницы И.Н. Старишко в указанном отчете – 88–164.

Предварительное напряжение продольной арматуры в изгибаемых железобетонных элементах меняет траекторию главных сжимающих напряжений, что приводит к увеличению высоты сжатой зоны бетона над наклонными трещинами (рис. 3), а следовательно, и прочность по наклонным сечениям в них существенно повышается.

Преимуществом изложенного метода расчета изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям является то, что он включает совместное действие изгибающих моментов и поперечных сил при действии нагрузки, а также последовательный переход от образования нормальных трещин к образованию и развитию наклонных трещин и, наконец, к разрушению элементов.

Разработанная нами методика расчета изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям отражает действительные напряженно-деформированные состояния элементов с начала их загрузки и до полного разрушения, что обеспечивает высокую сходимость опытных и расчетных результатов, повышает экономическую эффективность, долговечность и надежность конструкций в процессе строительства и эксплуатации, что соответствует требованиям Европейских норм по железобетону<sup>1</sup>.

### Список литературы

1. Краснощекоев Ю.В. Расчетная модель сопротивления поперечной силе железобетонных изгибаемых элементов // Вестник СибАДИ. Строительство и архитектура. 2019. № 2. С. 182–192.
2. Kani G.N.S. A rational theory for the function of web reinforcement // SACI Proc. 1969. Vol. 66. No. 3. Pp. 185–196.
3. Кумляк О.Г., Мецеулов Н.В. Прочность сжато-изгибаемых железобетонных конструкций по наклонным сечениям на податливых опорах при динамическом нагружении // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2014. № 6. С. 70–80.
4. Тихонов И.Н., Саерасов И.П. Экспериментальные исследования предельных состояний железобетонных балок с арматурой класса прочности 500 МПа // Жилищное строительство. 2010. № 8. С. 31–38.
5. Жарницкий В.И., Беликов А.А., Курнавина С.О. Экспериментальные исследования сопротивления железобетонных балок перерезывающей силе // Промышленное и гражданское строительство. 2011. № 3. С. 18–20.
6. Жарницкий В.И. Прочность железобетонных конструкций по сечениям, совпадающим с фактическим полем направления трещин (теория и эксперимент) // Бетон и железобетон – взгляд в будущее: научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону. 2014. Т. 1. С. 27–38.
7. Cavagnis F., Fernández Ruiz M., Muttoni A. Shear failures in reinforced concrete members without transverse reinforcement: an analysis of the critical shear crack development on the basis of test results // Engineering structures. 2015. Vol. 103. Pp. 157–173. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.09.015>
8. Yang Y., Walraven J., Uijl J. den. Shear behavior of reinforced concrete beams without transverse reinforcement based on critical shear displacement // Journal of Structural Engineering. 2016. Vol. 143. Issue 1. 04016146. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001608](http://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001608)
9. Mohammed A.O.I. Experimental studies of strength inclined sections bent elements from autoclaved aerated concrete // IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng. 2021. Vol. 1079. Chapter 1. 022062. <http://doi.org/10.1088/1757-899X/1079/2/0220629>
10. Starishko I.N. Influence of the main factors on the bearing capacity of bent reinforced concrete elements in inclined sections obtained on the basis of experimental studies // Process Management and Scientific Development. Birmingham, 2021. Pp. 140–150.
11. Starishko I.N. The state of the existing calculation methods and the factors affecting the strength of bent reinforced concrete elements along inclined sections // Science Education Practice. Toronto, 2021. Pp. 54–66.
12. Старишко И.Н. Экспериментальные исследования влияния свесов сжатых полок на несущую способность по наклонным сечениям в изгибаемых железобетонных балках таврового профиля при действии поперечных сил // Academia. Архитектура и строительство. 2016. № 1. С. 139–144.
13. Leonhardt F., Walther R. Beiträge zur Behandlung der Schubprobleme im Stahlbetonbau // Beton-und Stahlbetonbau. 1961. Vol. 56. Pp. 277–290.
14. Старишко И.Н., Залесов А.С., Сигалов Э.Е. Несущая способность по наклонным сечениям предварительно-напряженных изгибаемых железобетонных элементов // Известия высших учебных заведений. Строительство и архитектура. 1976. № 4. С. 21–26.
15. Старишко И.Н. Факторы, определяющие несущую способность предварительно напряженных изгибаемых железобетонных элементов на приопорных участках: дис. ... канд. техн. наук. М., 1985.

<sup>1</sup> Eurocode 2. Design of reinforced concrete structures. Part 1-1. General rules and regulations for buildings. European Committee for Standardisation, 2002.



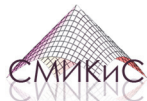
16. Старишко И.Н. Совершенствование методики расчета изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям // Промышленное гражданское строительство. 2019. № 5. С. 14–23. <http://doi.org/10.33622/0869-7019.2019.05.31-40>
17. Залесов А.С., Ильин О.Ф. Несущая способность железобетонных элементов при действии поперечных сил // Бетон и железобетон. 1973. № 6. С. 19–21.
18. Залесов А.С., Ильин О.Ф. Трещиностойкость наклонных сечений железобетонных элементов // Предельные состояния элементов железобетонных конструкций / под ред. С.А. Дмитриева. М.: Стройиздат, 1976. С. 56–68.
19. Zwoyer E.M., Siess C.P. Ultimate strength of reinforced concrete beams without web reinforcement // ACI Journal. 1954. Vol. 51. Pp. 181–200.
20. Слепо Л.М. Экспериментальное исследование прямоугольных предварительно напряженных железобетонных балок на действие поперечных сил при изгибе: автореф. дис. ... канд. техн. наук. Львов. 1970. С. 95–115.
21. Чехавичюс Р., Валиконис Ю. Исследование прочности сжатой зоны бетона над наклонной трещиной // Строительство и архитектура: материалы XIX науч.-техн. конф. Каунас, 1969.
22. Лоренстен М. Теория совместного действия изгибающего момента и поперечной силы в балках из обычного и предварительно напряженного железобетона / ГПНТБ СССР. М., 1968.
23. Пукелис П.Ю. К расчету прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям по СНиП-П-21-75 // Научные труды. Вильнюсский инженерно-строительный институт. 1977. Вып. 8. С. 105–111.
24. Игнатавичюс Ч.Б. Исследования прочности железобетонных прямоугольных и тавровых балок по наклонному сечению: дис. ... канд. техн. наук. Вильнюс, 1973. 198 с.
25. Гранев В.В., Кодыш Э.Н. Разработка и актуализация нормативных документов по проектированию и строительству промышленных и гражданских зданий // Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 7. С. 9–12.
26. Гликин С.М. Актуализация строительных норм и правил // Промышленное и гражданское строительство. 2011. № 7. С. 12–14.
27. Силантьев А.С. Экспериментальные исследования влияния продольного армирования на сопротивление изгибаемых железобетонных элементов без поперечной арматуры по наклонным сечениям // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 1. С. 58–61.
28. Боршанский М.С., Николаев Ю.К. Образование косых трещин в стенках предварительно напряженных балок и влияние предварительного напряжения на прочность под действием поперечных сил // Прочность и жесткость железобетонных конструкций. М., 1968. С. 5–56.
29. Григорьев Д.А. Исследование работы тонкостенных железобетонных балок с предварительно-напряженными продольной арматурой и хомутами // Труды ЦНИИС Минстроя. Ученые и изобретатели железнодорожного транспорта: сборник статей / сост. А.П. Третьяков. М.: Трансжелдориздат, 1956. Вып. 19. С. 228.
30. Старишко И.Н. Результаты экспериментальных исследований влияния основных факторов на несущую способность по наклонным сечениям в изгибаемых железобетонных балках прямоугольного и таврового профиля // Вестник МГСУ. 2016. № 7. С. 8–18
31. Старишко И.Н. Обобщение результатов экспериментальных данных исследований несущей способности наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов // Промышленное и гражданское строительство. 2017. № 4. С. 51–57.
32. Дмитриев С.А., Дмитриюкова Е.И. Влияние предварительного напряжения на деформации и прочность изгибаемых элементов // Предельное состояние элементов железобетонных конструкций / под ред. С.А. Дмитриева. М.: Стойиздат, 1976.
33. Дмитриев С.А., Дмитриюкова Е.И. Влияние предварительного напряжения и конструктивных особенностей элементов на прочность наклонных сечений // Новое о прочности железобетона / под ред. К.В. Михайлова. М.: Стройиздат, 1977.
34. Дорошкевич Л.А., Шостак Б.А. О влиянии поперечной арматуры на работу балки по наклонному сечению // Вестник Львовского политехнического института. Серия: Вопросы современного строительства. 1971. Вып. 63. С. 42–50.
35. Баширов Х.З., Федоров В.С., Колчунов В.И., Чернов К.М. Прочность железобетонных конструкций по наклонным трещинам третьего типа // Вестник гражданских инженеров. 2012. № 5 (34). С. 50–54.
36. Зорич А.С. О расчете несущей способности обычных и преднапряженных элементов при совместном действии поперечной силы и изгибающего момента // VI конференция по бетону и железобетону. Киев: Будівельник, 1966.
37. Белобров И.К., Мордич А.И. Сопротивление железобетонных изгибаемых элементов действию поперечных сил // Новое о прочности железобетона / под ред. К.В. Михайлова. М.: Стройиздат, 1977. С. 223–243.

## References

1. Krasnoshchekov Y.V. Calculated model of the transverse strength resistance of reinforced concrete bending elements. *The Russian Automobile and Highway Industry Journal*. 2019;(2):182–192. (In Russ.)
2. Kani G.N.S. Rational theory for web-branching. *SACI Proc.* 1969;66(3):185–196.

3. Kumpyak O.G., Meshcheulov N.V. Oblique-section compressive and flexural strength of yield-supported concrete structures under dynamic load. *Vestnik Tomskogo Gosudarstvennogo Arkhitekturno-Stroitel'nogo Universiteta. Journal of Construction and Architecture*. 2014;(6):70–80. (In Russ.)
4. Tikhonov I.N., Savrasov I.P. Experimental studies of the limiting states of reinforced concrete beams with a strength of 500 MPa strength. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo*. 2010;(8):31–38. (In Russ.)
5. Zharnitsky V.I., Belikov A.A., Kurnavina S.O. Experimental study of resistance of reinforced concrete beams to the shear force. *Industrial and Civil Engineering*. 2011;(3):18–20. (In Russ.)
6. Zharnitsky V.I. Shear strength of reinforced concrete structures along the sections, coincident with a field of inclined cracks. *Concrete and Reinforced Concrete - a Look into the Future: Scientific Works of the III All-Russian (II International) Conference on Concrete and Reinforced Concrete*. 2014;1:27–38. (In Russ.)
7. Cavagnis F., Fernández Ruiz M., Muttoni A. Shear failures in reinforced concrete members without transverse reinforcement: an analysis of the critical shear crack development on the basis of test results. *Engineering Structures*. 2015;103:157–173. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.09.015>
8. Yang Y., Walraven J., Uijl J. den. Shear behavior of reinforced concrete beams without transverse reinforcement based on critical shear displacement. *Journal of Structural Engineering*. 2016;143(1):04016146. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001608](http://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001608)
9. Mohammed A.O.I. Experimental studies of strength inclined sections bent elements from autoclaved aerated concrete. *IOP Conference Series Materials Science and Engineering*. 2021;1079(2):022062. <http://doi.org/10.1088/1757-899X/1079/2/022062>
10. Starishko I.N. Influence of the main factors on the bearing capacity of bent reinforced concrete elements in inclined sections obtained on the basis of experimental studies. *Process Management and Scientific Development*. Birmingham; 2021. p. 140–150.
11. Starishko I.N. The state of the existing calculation methods and the factors affecting the strength of bent reinforced concrete elements along inclined sections. *Science Education Practice*. Toronto; 2021. p. 54–66.
12. Starishko I.N. Experimental studies of the effect of overhangs of compressed shelves on the carrying capacity of oblique sections in bending reinforced concrete beams of a T-shaped profile under the action of transverse forces. *Academia. Architecture and Construction*. 2016;(1):139–144. (In Russ.)
13. Leonhardt F., Walther R. Beiträge zur Behandlung der Schubprobleme im Stahlbetonbau. *Beton-und Stahlbetonbau*. 1961;56:277–290.
14. Starishko I.N., Zalesov A.S., Sigalov E.E. The load-carrying capacity along inclined sections of pre-stressed bending reinforced concrete elements. *News of Higher Educational Institutions. Construction and Architecture*. 1976;(4): 21–26. (In Russ.)
15. Starishko I.N. *Factors determining the carrying capacity of prestressed bending reinforced concrete elements in the supporting sections* (Thesis for the degree of Candidate of Technical Sciences). Moscow; 1985. (In Russ.)
16. Starishko I.N. Improvement of the method for calculation of reinforced concrete bending elements by inclined sections. *Industrial and Civil Engineering*. 2019;(5):14–23. (In Russ.)
17. Zalesov A.S., Ilyin O.F. The carrying capacity of reinforced concrete elements under the action of transverse forces. *Beton i Zhelezobeton*. 1973;(6):19–21. (In Russ.)
18. Zalesov A.S., Ilyin O.F. Crack resistance of inclined sections of reinforced concrete elements. In: Dmitriev S.A. (ed.) *Limit States of Elements of Reinforced Concrete Structures*. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1976. p. 56–68. (In Russ.)
19. Zwoyer E.M., Siess C.P. Ultimate strength of reinforced concrete beams without web reinforcement. *ACI Journal*. 1954;51:181–200.
20. Slepko L.M. *Experimental study of rectangular prestressed reinforced concrete beams on the effect of transverse forces during bending* (abstract of PhD thesis). Lviv; 1970. p. 95–115. (In Russ.)
21. Chekhavichyus R., Valikonis Yu. Investigation of the strength of a compressed zone of concrete over an inclined crack. *Construction and Architecture: Materials of the Republican XIX Conference*. Kaunas; 1969. (In Russ.)
22. Lorensten M. *The theory of joint action of the bending moment and lateral force in beams of ordinary and pre-stressed reinforced concrete*. Moscow; 1968. (In Russ.)
23. Pukelis P.Yu. To the calculation of the strength of reinforced concrete elements along inclined sections according to SNiP II-21-75. *Scientific Works. Vilnius Institute of Civil Engineering*. 1977;(8):105–111. (In Russ.)
24. Ignatavicius Ch.B. *Studies of the strength of reinforced concrete rectangular and T-shaped beams in an inclined section* (PhD thesis). Vilnius; 1973. (In Russ.)
25. Granev V.V., Kodysh E.N. Development and updating of regulatory documents on the design and construction of industrial and civil buildings. *Industrial and Civil Engineering*. 2014;(7):9–12. (In Russ.)
26. Glikin S.M. Actualization of construction norms and rules. *Industrial and Civil Engineering*. 2011;(7):12–14. (In Russ.)
27. Silantsev A.S. Experimental studies of the effect of longitudinal reinforcement on the resistance of bending reinforced concrete elements without transverse reinforcement over inclined sections. *Industrial and Civil Engineering*. 2012;(1):8–61. (In Russ.)

28. Borishansky M.S., Nikolaev Yu.K. The formation of oblique cracks in the walls of prestressed beams and the effect of prestressing on strength under the action of transverse forces. *Strength and Rigidity of Reinforced Concrete Structures*. Moscow; 1968. p. 5–56. (In Russ.)
29. Grigoriev D.A. Investigation of the work of thin-walled reinforced concrete beams with prestressed longitudinal reinforcement and clamps. *Proceedings of the TSNIIS of the Ministry of Construction. Scientists and Inventors of Railway Transport*. 1956;(19):228. (In Russ.)
30. Starishko I.N. The results of experimental studies of the influence of the main factors on the carrying capacity of oblique sections in bending reinforced concrete beams of rectangular and T-shaped profiles. *Vestnik MGSU. Scientific and technical journal on construction and architecture*. 2016; 7:8–18. (In Russ.)
31. Starishko I.N. Generalization of the results of experimental data on studies of the carrying capacity of inclined sections of bending reinforced concrete elements. *Industrial and Civil Engineering*. 2017;(4):51–57. (In Russ.)
32. Dmitriev S.A., Dmitryukova E.I. The effect of prestress on deformations and strength of bent elements. In: Dmitriev S.A. (ed.) *The Limiting State of Elements of Reinforced Concrete Structures*. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1976. (In Russ.)
33. Dmitriev S.A., Dmitryukova E.I. The influence of prestress and design features of elements on the strength of inclined sections. In: Mikhailov K.V. (ed.) *New about the Strength of Reinforced Concrete*. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1977. (In Russ.)
34. Doroshkevich L.A., Shostak B.A. On the influence of transverse reinforcement on the work of a beam along an inclined section. *Bulletin of the Lviv Polytechnic Institute. Series: Issues of Modern Construction*. 1971;(63):42–50. (In Russ.)
35. Bashirov H.Z., Fedorov V.S., Kolchunov V.I., Chernov K.M. Strength of reinforced concrete structures on inclined cracks of the third type. *Herald of Civil Engineers*. 2012;5(34):50–54. (In Russ.)
36. Zorich A. On the calculation of the carrying capacity of ordinary and prestressed elements under the joint action of transverse force and bending moment. *VI Conference on Concrete and Reinforced Concrete*. Kiev: Budivelnik Publ.; 1966. (In Russ.)
37. Belobrov I.K., Mordich A I. Resistance of reinforced concrete bending elements to the action of transverse forces. In Mikhailov K.V. (ed.) *New about the Strength of Reinforced Concrete*. Moscow: Stroyizdat Publ., 1977. p. 223–243. (In Russ.)



## АНАЛИТИЧЕСКИЕ И ЧИСЛЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ ANALYTICAL AND NUMERICAL METHODS OF ANALYSIS OF STRUCTURES

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-5-500-518

УДК 69.01

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

### Влияние конструктивных решений на жесткостные характеристики набивной монолитной железобетонной конусообразной сваи со щебневыми образованиями

Э.Р. Кужахметова 

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация

✉ [elja\\_09@bk.ru](mailto:elja_09@bk.ru)

#### История статьи

Поступила в редакцию: 17 июня 2021 г.

Доработана: 21 сентября 2021 г.

Принята к публикации: 1 октября 2021 г.

**Аннотация.** *Актуальность.* Рассматриваются конструктивные решения новой свайной конструкции, представляющей собой монолитную железобетонную конусообразную сваю, заключенную в щебневую оболочку и опирающуюся на шарообразное щебневое уширение. В ходе численного исследования, проведенного с применением метода конечных элементов, выявлено влияние геометрических параметров щебневых образований свайного фундамента, таких как толщина стенки щебневой оболочки и радиус щебневого уширения, на его несущую способность. *Цель исследования* заключается в сравнительно-численном анализе напряженно-деформированного состояния свайной конструкции с разными конструктивными решениями, работающей в составе грунтового массива. *Материалы и методы.* Численный статический анализ конструкции монолитного железобетонного свайного фундамента, работающего в грунтовой массе, проводился с применением пространственной конечно-элементной модели в программном комплексе САЕ-класса. Представлены *результаты* численного анализа напряженно-деформированного состояния набивной монолитной железобетонной конусообразной сваи с разной толщиной стенки щебневой оболочки и разными диаметрами нижнего шарообразного щебневого уширения. Анализ показал, что изменение указанных геометрических параметров свайного фундамента оказывает существенное влияние на его несущую способность при внешних силовых воздействиях. Рациональный выбор указанных параметров позволяет экономно расходовать бетонную смесь и арматурные стержни, предназначенные для изготовления монолитной железобетонной набивной сваи, что, в свою очередь, приводит к уменьшению финансовых затрат на изготовление свайного фундамента и всего здания в целом. В дальнейших исследованиях предполагается провести сравнительный анализ численных результатов с экспериментальными данными, полученными в лабораторных и натурных условиях.


**Ключевые слова:** свая, свая в форме конуса, свая конической формы, свая конусообразной формы, буронабивная свая, набивная свая, несущая способность сваи, щебневая оболочка сваи, щебневая свайная опалубка, нижнее щебневое расширение, шарообразное щебневое уширение

#### Для цитирования

Кужахметова Э.Р. Влияние конструктивных решений на жесткостные характеристики набивной монолитной железобетонной конусообразной сваи со щебневыми образованиями // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 5. С. 500–518. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-5-500-518>

Кужахметова Эльвира Рафаэльевна, инженер промышленного и гражданского строительства, член-корреспондент Академии ЖКХ, старший преподаватель кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Российская Федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26; ORCID: 0000-0002-0907-786X, eLIBRARY SPIN-код: 1949-1140, Researcher ID: AAC-3301-2022; [elja\\_09@bk.ru](mailto:elja_09@bk.ru)

© Кужахметова Э.Р., 2021

 This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License  
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

## Influence of constructive solutions on the stiffness characteristics of the rammed monolithic reinforced concrete cone-shaped piles with side and bottom forms from crushed stones

Elvira R. Kuzhakhmetova 

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

✉ elja\_09@bk.ru

### Article history

Received: June 17, 2021

Revised: September 21, 2021

Accepted: October 1, 2021

**Abstract.** *Relevance.* The article discusses the design solutions of a new pile structure, which is a monolithic reinforced concrete cone-shaped pile, enclosed in a crushed stone shell and resting on a spherical crushed stone broadening. In the course of a numerical study, carried out using the finite element method, the influence of the geometric parameters of the crushed stone formations of the pile foundation, such as the wall thickness of the crushed stone shell and the radius of the crushed stone broadening, on its bearing capacity was revealed. *The aim of the study* is to perform a comparative numerical analysis of the stress-strain state of a pile structure with different design solutions, operating as part of a soil massif. *Materials and methods.* Numerical static analysis of the structure of a monolithic reinforced concrete pile foundation operating in a soil massif was carried out using a spatial finite element model in the CAE-class software package. The article presents *the results* of a numerical analysis of the stress-strain state of a rammed monolithic reinforced concrete cone-shaped pile with different wall thicknesses of the crushed stone shell and different diameters of the lower spherical crushed stone broadening. The analysis showed that changes in the specified geometric parameters of the pile foundation have a significant impact on its bearing capacity under external forces. The rational choice of these parameters allows you to economically use the concrete mixture and reinforcing rods intended for the manufacture of monolithic reinforced concrete rammed piles, which, in turn, leads to a decrease in financial costs for the manufacture of the pile foundation and the entire building as a whole. The next research is supposed to carry out a comparative analysis of the numerical results with experimental data obtained in laboratory and field conditions.

**Keywords:** pile, cone-shaped pile, conical pile, cone-shaped pile, bored pile, rammed pile, bearing capacity of a pile, crushed stone pile shell, crushed stone pile formwork, lower crushed stone expansion, ball-shaped crushed stone widening

### For citation

Kuzhakhmetova E.R. Influence of constructive solutions on the stiffness characteristics of the rammed monolithic reinforced concrete cone-shaped piles with side and bottom forms from crushed stones. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(5):500–518. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-5-500-518>

### Введение

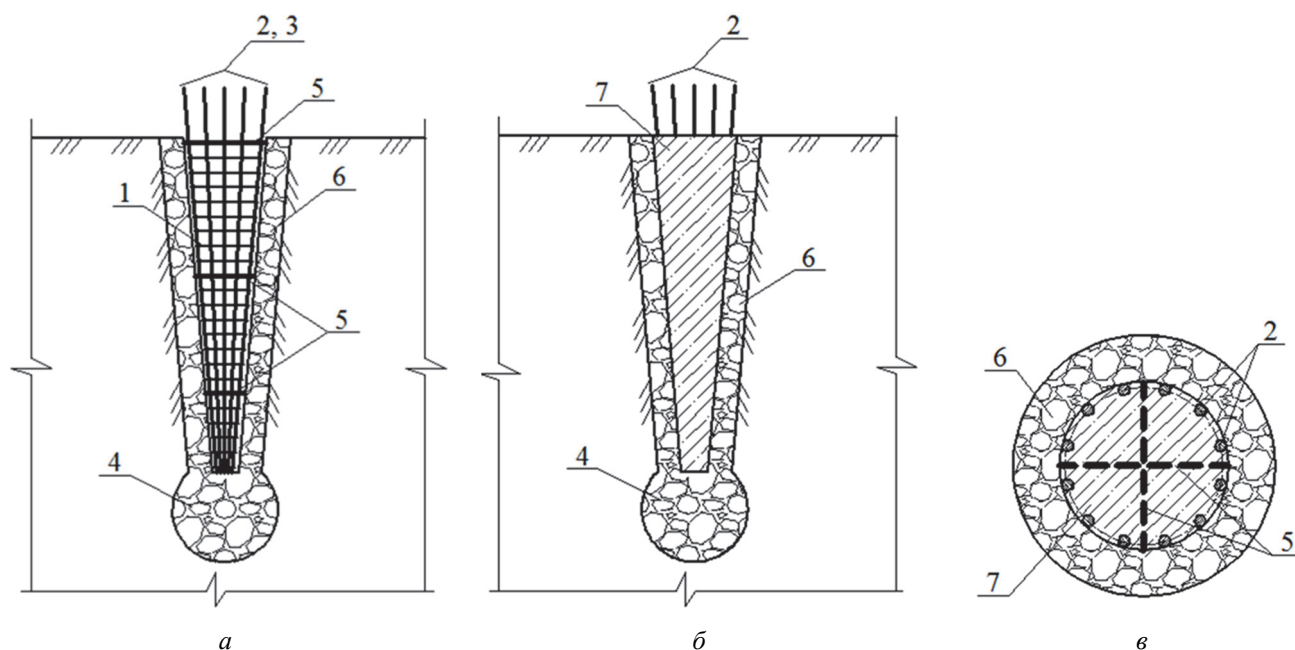
Реконструкцию и перепланировку гражданских и промышленных зданий (сооружений) можно отнести к числу важных задач строительной отрасли, поскольку их успешное решение позволяет продлить надежное и безопасное функционирование конструкций существующих строительных объектов. При этом изменение объемно-планировочных параметров и архитектурно-конструктивных решений эксплуатируемых зданий, включая усиление отдельных видов конструкций надземной и(или) подземной частей, должно осуществляться без существенных финансово-материальных затрат. В качестве примера можно привести практику строительной реконструкции и перепланировки квартир в жилых многоквартирных домах. К ним относится, в частности, перевод жилого помещения в нежилое (или наоборот)<sup>1</sup>, а также дополнительное увеличение общей или жилой площади квартиры в существующем многоквартирном доме за счет пристройки, например эркеров и лоджий<sup>2</sup>. Любое изменение объемно-планировочных параметров помещений и(или) всего здания требует от инженера-конструктора принятия правильных конструктивных решений.

*Elvira R. Kuzhakhmetova*, engineer, senior lecturer of the Department of Reinforced Concrete Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), 26 Yaroslavskoye Shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-0907-786X, eLIBRARY SPIN-code: 1949-1140, Researcher ID: AAC-3301-2022; elja\_09@bk.ru

<sup>1</sup> Жилищный кодекс Российской Федерации от 29.12.2004 №188-ФЗ.

<sup>2</sup> СП 54.13330.2016. Здания жилые многоквартирные. Правила проектирования. Актуализированная редакция СНиП 31-01-2003. М., 2016.

В данном случае наиболее рациональным конструктивным решением является набивной свайный фундамент<sup>3</sup> [1–5], установка которого может и должна осуществляться без применения тяжелой (специализированной) техники, поскольку любые удары, сотрясения или сопутствующие вибрации могут негативно отразиться не только на существующем фундаменте и грунтовом основании, но и на всей надземной части здания (сооружения). Удачным конструктивным решением будет применение новой конструкции монолитной железобетонной конусообразной сваи со щебневой оболочкой (опалубкой) и нижним щебневым шарообразным расширением (уширением) (далее по тексту – свайная конструкция), оригинальность и новизна которой подтверждена патентной экспертизой (рис. 1)<sup>4</sup>. Применение новой свайной конструкции является рациональным решением не только при реконструкции существующих зданий (сооружений), но и для нового строительства, в том числе малоэтажного.



**Рис. 1.** Монолитная железобетонная свая конической формы:

*a* – вид сваи в разрезе; *б* – общий вид сваи; *в* – вид сваи в плане; 1 – пространственный арматурный каркас, выполненный в форме конуса; 2 – продольные арматурные стержни периодического профиля; 3 – поперечные стержни (хомуты); 4 – щебневое расширение округлой формы; 5 – дополнительный крепеж в виде стержней; 6 – утрамбованная щебневая оболочка; 7 – бетонный наполнитель

**Figure 1.** Monolithic reinforced concrete pile of conical shape:

*a* – sectional view of the pile; *б* – general view of the pile; *в* – plan view of the pile; 1 – spatial reinforcing frame made in the shape of a cone; 2 – longitudinal reinforcing bars of a periodic profile; 3 – transverse rods (clamps); 4 – crushed stone expansion of a round shape; 5 – additional fasteners in the form of rods; 6 – rammed crushed stone shell; 7 – concrete mix

Данное конструктивное решение набивной сваи позволяет применять ее при реконструкции зданий (сооружений), например пристройки помещений, лоджий и пр. В этом случае длина свай пристройки (нового конструктивного элемента) должна быть меньше длины сваи существующего здания<sup>5</sup> [6; 7]. Уменьшение длины и количество свай возможно за счет изменения угла наклона конусообразной сваи и устройства нижнего щебневого расширения (уширения) под пятой железобетонной сваи, которая обеспечивает высокую несущую способность в отличие от свай других типов [8–17]. Устройство щебневой оболочки с утрамбованным околосвайным грунтом придает свае большую жесткость, прочность и обес-

<sup>3</sup> Патент РФ № 141512. Монолитная железобетонная свая-оболочка большого диаметра / А.И. Сапожников. 2014. Бюл. № 16. URL: [https://www.fips.ru/registers-doc-view/fips\\_servlet](https://www.fips.ru/registers-doc-view/fips_servlet) (дата обращения: 12.06.2021); Патент РФ № 154795. Конструкция соединения верхнего строения эстакады с монолитной свайей-оболочкой / А.И.Сапожников, Э.Р. Кужахметова. 2015. Бюл. № 25. URL: [https://www.fips.ru/registers-doc-view/fips\\_servlet](https://www.fips.ru/registers-doc-view/fips_servlet) (дата обращения: 12.06.2021).

<sup>4</sup> Патент РФ № 157318. Конструкция монолитной железобетонной сваи конической формы / Э.Р. Кужахметова, А.И. Сапожников. 2015. Бюл. № 33. URL: [https://www.fips.ru/registers-doc-view/fips\\_servlet](https://www.fips.ru/registers-doc-view/fips_servlet) (дата обращения: 15.06.2021).

<sup>5</sup> Метелюк Н.С., Шишко Г.Ф., Соловьева А.Б., Грузинцев В.В. Сваи и свайные фундаменты: справочное пособие. Киев: Будівельник, 1977. 256 с.; Рекомендации по проектированию и устройству оснований и фундаментов при возведении зданий вблизи существующих в условиях плотной застройки в г. Москве. М.: Стройиздат, 1999. 55 с.

печивает экономию бетонной смеси<sup>6</sup> [8; 17]. Как правило, подобные решения, приводящие к увеличению площади помещений, эффективно применяют при реконструкции жилых зданий, имеющих до пяти этажей включительно, а также при малоэтажном строительстве (приусадебные дома) [18; 19].

Установка свайной конструкции со щебневыми образованиями сопровождается уплотнением – набивкой грунта. Набивка заключается в том, что в пробуренную до проектной отметки цилиндрическую скважину порционно засыпается щебень, который утрамбовывается в нижней части скважины до образования расширения шарообразной формы. Продолжая порционно подсыпать и вдавливать щебень в грунт с помощью раскатчика, установленного в скважину, формируется конусообразная щебневая оболочка (опалубка). Затем в нее устанавливается пространственный арматурный металлический каркас, повторяющий форму опалубки. Каркас крепится к стенкам щебневой оболочки при помощи специальных стержней (крепежей) и в дальнейшем бетонируется<sup>7</sup> [8; 17]. Данная технология изготовления свайной конструкции позволяет контролировать расход бетонной смеси, подаваемой в щебневую конусообразную оболочку, который равен геометрическому объему указанной оболочки.

В [17] проанализировано влияние геометрических параметров набивной конической сваи на ее несущую способность под действием вертикальных и горизонтальных внешних нагрузок, в частности влияние ее угла конусности на несущую способность в однородном песчаном грунте. Для вычислительного эксперимента приняты свайные конструкции разной длины  $L_i = 1–10$  м с верхними диаметрами  $D_i = 0,6; 0,8; 1,0$  и  $1,2$  м, толщиной  $t$  стенки щебневой опалубки (оболочки), равной  $0,15$  м, и диаметром нижнего щебневого шара  $D_i^{\text{шар}}$  на конце сваи  $1$  м. В ходе численного расчета выявлено, что щебневые образования (оболочка и шар на конце сваи) оказывают значительное влияние на несущую способность монолитной железобетонной сваи. Логичным продолжением указанного численного исследования является рассмотрение напряженно-деформированного состояния (НДС) свайной конструкции с разными толщинами  $t_i$  щебневой оболочки (опалубки) и диаметрами  $D_i^{\text{шар}}$  шара на ее конце.

Цель настоящего расчетного исследования заключается в том, чтобы определить влияние на несущую способность свайной конструкции толщины щебневой опалубки (оболочки) и диаметра нижнего щебневого шара (нижнего расширения). Для достижения поставленной цели были решены следующие задачи:

- 1) построены пространственные конечно-элементные модели свайной конструкции с разными формами щебневого образования;
- 2) определено влияние толщины щебневой оболочки и диаметра нижнего щебневого шара на напряженно-деформированное состояние конусообразной свайной конструкции;
- 3) выполнена сравнительная оценка несущей способности конусообразной сваи с разными конструктивными решениями.

### Материалы исследования

Все материалы приняты из [8; 17; 20]:

– материал монолитной железобетонной сваи – бетон тяжелый класса В15 с модулем продольной упругости (модуль Юнга)  $E_b = 24 \times 10^3$  МПа (табл. 6.11<sup>8</sup>), модулем сдвига  $G_b = 0,4E_b = 0,4 \times 24 \times 10^3 = 9,6 \times 10^3$  МПа (п. 6.1.15<sup>9</sup>) и коэффициентом Пуассона  $\nu = 0,2$  (п. 6.1.17<sup>10</sup>), расчетное сопротивление бетона для предельных состояний первой группы при классе бетона В15 по прочности на сжатие  $R_b = 8,5$  МПа (табл. 6.8)<sup>11</sup>; расчетное сопротивление бетона для предельных состояний второй группы при классе бетона В15 по прочности на сжатие  $R_{b,ser} = 11$  МПа (табл. 6.7)<sup>12</sup>, плотность тяжелого бетона равна  $\rho = 2500$  кг/м<sup>3</sup> (п. 6.1.1)<sup>13</sup>;

– материал для оболочки (опалубки) монолитной железобетонной сваи конической формы – щебень группы «А» по ГОСТ 8267<sup>14</sup> с размерами 40–70 мм (мелкий щебень) с моду-

<sup>6</sup> Патент РФ № 157318. Конструкция монолитной железобетонной сваи конической формы / Э.Р. Кужахметова, А.И. Сапожников. 2015. Бюл. № 33. URL: [https://www.fips.ru/registers-doc-view/fips\\_servlet](https://www.fips.ru/registers-doc-view/fips_servlet) (дата обращения: 15.06.2021).

<sup>7</sup> Там же.

<sup>8</sup> СП 63.13330.2011. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 с изменениями № 1. М., 2015.

<sup>9</sup> Там же. С. 24.

<sup>10</sup> Там же.

<sup>11</sup> Там же. С. 22.

<sup>12</sup> Там же. С. 21.

<sup>13</sup> Там же. С. 15.

<sup>14</sup> ГОСТ 8267–93. Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ. Технические условия. М.: Госстрой России, 1993.

лем упругости  $E = 350$  МПа (табл. 3.2<sup>15</sup>) и коэффициентом Пуассона  $\nu = 0,3$ <sup>16</sup>, плотность щебня  $\rho = 2500$  кг/м<sup>3</sup> (п. 1)<sup>17</sup>;

– грунт однородного основания – песок четвертичного отложения, пылеватый<sup>18</sup> (коэффициент пористости  $e = 0,65$ ) с модулем деформации  $E = 18$  МПа, углом внутреннего трения  $\varphi = 30^\circ$ , удельным сцеплением  $c = 4$  кПа (все указанные характеристики приняты из табл. Б.1<sup>19</sup>) и коэффициентом Пуассона  $\nu = 0,3$  (табл. 5.10<sup>20</sup>), плотность грунтового основания  $\rho = 1400$  кг/м<sup>3</sup> (табл.)<sup>21</sup>.

На свайные конструкции разной формы действуют следующие нагрузки: горизонтальная  $P = 10$  т (100 кН) и вертикальная (сжимающая)  $N = 100$  т (1000 кН)<sup>22</sup> [8; 17; 20].

### Метод исследования

Для исследования НДС свайной конструкции с грунтовым массивом применена трехмерная (3D) модель, построенная в программном комплексе FEMAP with NX NASTRAN, реализующем численный метод – метод конечных элементов (МКЭ). Все конструктивные элементы (КЭ) свайного фундамента набраны объемными конечными элементами типа *Solid* [21], представляющими простые многогранники (тетраэдры) [22]. Шаг разбиения сетки конечно-элементной модели принят равным 0,5 м [8; 17; 20; 21]. В расчетной пространственной модели грунт представляет собой сплошное, изотропное, линейно-деформированное тело, подчиняющееся обобщенному закону Гука<sup>23</sup> [23]. Расчет осадки основания фундамента определяется методом послойного суммирования по СП 22.13330.2011<sup>24</sup>. Метод конечных элементов для упругого тела основан на методе Релея – Ритца [24; 25]. Уравнение равновесия системы имеет следующий вид:

$$\left( \|C_{гр}\| + \|C_{св}\| + \|C_{щсб}\| \right) \times \{V\} = \{P\}, \quad (1)$$

где  $\|C_{гр}\|$  – матрица жесткости грунта, кН/м;  $\|C_{св}\|$  – матрица жесткости сваи, кН/м;  $\|C_{щсб}\|$  – матрица жесткости щебневой оболочки и расширения, кН/м;  $\{V\}$  – вектор узловых перемещений сваи, щебневой оболочки и грунта, м;  $\{P\}$  – вектор внешних нагрузок, действующих на сваю, кН.

Решением системы алгебраических уравнений (1) являются компоненты вектора узловых перемещений  $\{V\}$ , на основании которых определяются внутренние усилия, деформации и напряжения для каждого КЭ расчетной модели [24; 25]. В расчетах вертикальная и горизонтальная компоненты внешней силы, действующей на сваю, были приложены в центре верной системы *Rigid*-элементов типа, благодаря которой сосредоточенные силы распределялись по контуру верхней поверхности сваи как объемного тела [21].

### Результаты

Для исследования выбрана монолитная железобетонная конусообразная свая длиной  $L = 2$  м с верхним  $D^{св} = 0,6$  м и нижним  $d^{св} = 0,3$  м диаметрами<sup>25</sup> [8; 17]. Свая выбранной длины нашла широкое применение при проектировании малоэтажных зданий<sup>26</sup>.

<sup>15</sup> Методические рекомендации по повышению качества дорожных оснований из щебня различных пород. СоюзДОРНИИ. М., 1980.

<sup>16</sup> Там же. С. 14.

<sup>17</sup> Там же. С. 2.

<sup>18</sup> СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\*. М., 2010.

<sup>19</sup> Там же. С. 134.

<sup>20</sup> Там же. С. 34.

<sup>21</sup> Макаров Е.В., Светлаков Н.Д. Справочные таблицы весов строительных материалов. М.: Изд-во литературы по строительству, 1971. 48 с.

<sup>22</sup> Сапожников А.И., Кузяхметова Э.Р. Способы погружения, прочностные и деформационные расчеты свай. Б. и., 2015. 71 с. URL: <https://ruscont.ru/efd/314524> (дата обращения: 15.06.2021).

<sup>23</sup> Цытович Н.А. Механика грунтов (краткий курс): учебник для вузов. 2-е изд. М.: Высшая школа, 1973. 280 с.; Берлинов М.В., Ягутов Б.А. Расчет оснований и фундаментов: учебное пособие. 3-е изд., испр. СПб.: Лань, 2011. 272 с.

<sup>24</sup> СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\*. М., 2010.

<sup>25</sup> ГОСТ 19804.5–83. Сваи полые круглого сечения и сваи-оболочки железобетонные цельные с ненапрягаемой арматурой. М.: Издательство стандартов, 1983; ГОСТ 19804.6–83 Сваи полые круглого сечения и сваи-оболочки железобетонные составные с ненапрягаемой арматурой. Конструкция и размеры. М.: Издательство стандартов, 1983.



Толщина  $t_i$  стенки щебневой оболочки (опалубки) принята в диапазоне 0,15; 0,2 и 0,3 м, а радиус нижнего щебневого шара –  $D_i^{\text{шар}} = 1; 1,5 \text{ и } 2,0$  м. Массив грунта задан в виде куба с размерами  $7 \times 7 \times 7$  м [8; 17; 21]. В табл. 1 приведены геометрические параметры щебневых образований, а в табл. 2–5 – результаты численного расчета свайной конструкции разной формы совместно с грунтовым основанием.

Таблица 1

Геометрические параметры щебневых конструктивных элементов

Тип сваи	Параметры щебневых элементов		Тип сваи	Параметры щебневых элементов		Тип сваи	Параметры щебневых элементов	
	Толщина оболочки $t_i$ , м	Диаметр шара $D_i^{\text{шар}}$ , м		Толщина оболочки $t_i$ , м	Диаметр шара $D_i^{\text{шар}}$ , м		Толщина оболочки $t_i$ , м	Диаметр шара $D_i^{\text{шар}}$ , м
1.1	0,15	1,0	2.1	0,20	1,0	3.1	0,30	1,0
1.2	0,15	1,5	2.2	0,20	1,5	3.2	0,30	1,5
1.3	0,15	2,0	2.3	0,20	2,0	3.3	0,30	2,0

Table 1

Geometrical parameters of crushed stone structural elements

Type of pile	Parameters of crushed stone elements		Type of pile	Parameters of crushed stone elements		Type of pile	Parameters of crushed stone elements	
	Shell thickness $t_i$ , m	Ball diameter $D_i^{\text{ball}}$ , m		Shell thickness $t_i$ , m	Ball diameter $D_i^{\text{ball}}$ , m		Shell thickness $t_i$ , m	Ball diameter $D_i^{\text{ball}}$ , m
1.1	0.15	1.0	2.1	0.20	1.0	3.1	0.30	1.0
1.2	0.15	1.5	2.2	0.20	1.5	3.2	0.30	1.5
1.3	0.15	2.0	2.3	0.20	2.0	3.3	0.30	2.0

При одинаковой толщине стенки щебневой опалубки (оболочки)  $t = \text{const}$  существенное влияние на уменьшение осадки сваи, полученной от вертикальной нагрузки  $N = 1000$  кН, оказывает увеличение диаметра нижнего щебневого расширения  $D_i^{\text{шар}}$ . Аналогично и для горизонтального смещения  $\Delta_{xi}$  под действием силы  $P = 100$  кН (табл. 5). На примере трех свайных конструкций с одинаковой толщиной щебневой оболочки (опалубки)  $t = 0,15$  м, но с разными радиусами нижнего щебневого шара  $D_1^{\text{шар}} = 1$  м,  $D_2^{\text{шар}} = 1,5$  м и  $D_3^{\text{шар}} = 2$  м видно, что с увеличением диаметра осадка  $s_i$  уменьшается приблизительно на 12–20 %, а величина горизонтального смещения  $\Delta_{xi}$  уменьшится на 7,7–20 % (табл. 6). При одинаковых же диаметрах нижнего щебневого шара  $D_i^{\text{шар}} = \text{const}$  толщина стенки щебневой оболочки не существенно влияет на уменьшение осадки  $s_i$  сваи, в пределах 2–13 %. Значительное влияние на уменьшение горизонтального смещения  $\Delta_{xi}$  свайной конструкции оказывает увеличение толщины щебневой стенки  $t_i > 0,15$  м (табл. 7). Сравнительно-численный анализ максимальных перемещений свайной конструкции с разными параметрами: диаметром нижнего щебневого расширения (или уширения) и толщиной стенки щебневой опалубки (оболочки) от действия вертикальных  $N = 1000$  кН и горизонтальных  $P = 100$  кН нагрузок представлен в табл. 6 и 7.

На рис. 2 и 3 изображены графики перемещений (осадок) свайной конструкции с разными конструктивными решениями от вертикальной сжимающей нагрузки  $N = 1000$  кН. С увеличением диаметра нижнего щебневого шара  $D_1 > D_2 > D_3$  площадь его опирания на грунт возрастает, то есть происходит перераспределение давлений, отсюда и уменьшение осадки (рис. 2). В данном конструктивном решении щебневый шар на нижнем конце сваи является своего рода жестким (несжимаемым) материком в слабо-структурированных грунтах.

С увеличением толщины  $t_1 > t_2 > t_3$  стенки щебневой оболочки дополнительно увеличиваются верхний  $D^{\text{св}}$  и нижний  $d$  диаметры свайной конструкции и, соответственно, площадь ее боковой поверхности, которая значительно влияет на величину осадки  $s_i$  сваи (рис. 3). Однако при устройстве щебневой оболочки (опалубки) и нижнего шара увеличивается радиус  $r$  уплотнения грунта вокруг свайной конструкции.

Графики (рис. 2–5) демонстрируют влияние нижнего и бокового щебневого расширения на изменение несущей способности свайной конструкции, которая обусловлена суммарным сопротивлением грунтового основания под свай и на ее боковой поверхности.

Результаты расчета свайной конструкции с щебневой оболочкой  $t_i = 0,15$  м

Типы свай	Диаметр шара $D_{шар}$ , м	Максимальные перемещения свайной конструкции	
		Вертикальная осадка $s_i$ , м от $N = 1000$ кН	Горизонтальное перемещение $\Delta x_i$ , м от $P = 100$ кН
1.1	1,0	$s_{1.1} = 0,0152$ м	$\Delta x_{1.1} = 0,0336$ м
1.2	1,5	$s_{1.2} = 0,012$ м	$\Delta x_{1.2} = 0,0033$ м
1.3	2,0	$s_{1.3} = 0,105$ м	$\Delta x_{1.3} = 0,00320$ м

Примечание: вертикальное перемещение (осадка свай) представлено в виде заголовка вектора – Total Translation (Полное перемещение); горизонтальное перемещение – T1 Translation (Перемещение узла по оси x).

Table 2

Calculation results of a pile structure with a crushed stone shell  $t_i = 0.15$  m

Types of piles	Ball diameter $D^{ball}$ , m	Maximum displacements of the pile structure	
		Vertical draft $s_i$ , m from $N = 1000$ kN	Horizontal displacement $\Delta x_i$ , m from $P = 100$ kN
1.1	1.0	<p><math>s_{1.1} = 0.0152</math> m</p> <p>Output Set: XIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0152): Total Translation Nodal Contour: Total Translation</p>	<p><math>\Delta x_{1.1} = 0.0336</math> m</p> <p>Output Set: XIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.00336): Total Translation Nodal Contour: T1 Translation</p>
1.2	1.5	<p><math>s_{1.2} = 0.012</math> m</p> <p>Output Set: XIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.012): Total Translation Elemental Contour: Total Translation</p>	<p><math>\Delta x_{1.2} = 0.0033</math> m</p> <p>Output Set: XIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0033): Total Translation Elemental Contour: T1 Translation</p>
1.3	2.0	<p><math>s_{1.3} = 0.105</math> m</p> <p>Output Set: XIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0105): Total Translation Elemental Contour: Total Translation</p>	<p><math>\Delta x_{1.3} = 0.0032</math> m</p> <p>Output Set: XIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.00326): Total Translation Elemental Contour: T1 Translation</p>

Note: vertical displacement (pile settlement) the Elemental Contour is presented – Total Translation; horizontal displacement the Elemental Contour – T1 Translation.

Результаты расчета свайной конструкции с щелевой оболочкой  $t_i = 0,20$  м

Типы свай	Диаметр шара $D_{шар}$ , м	Максимальные перемещения свайной конструкции	
		Вертикальная осадка $s_b$ , м от $N = 1000$ кН	Горизонтальное перемещение $\Delta x_b$ , м от $P = 100$ кН
2.1	1,0	$s_{2.1} = 0,0148$ м	$\Delta x_{2.1} = 0,0031$ м
2.2	1,5	$s_{2.2} = 0,0117$ м	$\Delta x_{2.2} = 0,00308$ м
2.3	2,0	$s_{2.3} = 0,00976$ м	$\Delta x_{2.3} = 0,00306$ м

Примечание: вертикальное перемещение (осадка свай) представлено в виде заголовка вектора – Total Translation (Полное перемещение); горизонтальное перемещение – T1 Translation (Перемещение узла по оси x).

Table 3

Calculation results of a pile structure with a crushed stone shell  $t_i = 0.20$  m

Types of piles	Ball diameter $D_{ball}$ , m	Maximum displacements of the pile structure	
		Vertical draft $s_b$ , m from $N = 1000$ kN	Horizontal displacement $\Delta x_b$ , m from $P = 100$ kN
2.1	1.0	<p><math>s_{2.1} = 0.0148</math> m</p> <p>Output Set: XIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0148): Total Translation Elemental Contour: Total Translation</p>	<p><math>\Delta x_{2.1} = 0.0031</math> m</p> <p>Output Set: XIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0031): Total Translation Elemental Contour: T1 Translation</p>
2.2	1.5	<p><math>s_{2.2} = 0.0117</math> m</p> <p>Output Set: XIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0117): Total Translation Elemental Contour: Total Translation</p>	<p><math>\Delta x_{2.2} = 0.00308</math> m</p> <p>Output Set: XIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.00308): Total Translation Elemental Contour: T1 Translation</p>
2.3	2.0	<p><math>s_{2.3} = 0.00976</math> m</p> <p>Output Set: XIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.00976): Total Translation Elemental Contour: Total Translation</p>	<p><math>\Delta x_{2.3} = 0.00306</math> m</p> <p>Output Set: XIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.00306): Total Translation Elemental Contour: T1 Translation</p>

Note: vertical displacement (pile settlement) the Elemental Contour is presented – Total Translation; horizontal displacement the Elemental Contour – T1 Translation.

Результаты расчета свайной конструкции с щебневой оболочкой  $t_i = 0,30$  м

Типы свай	Диаметр шара $D_{шар}$ , м	Максимальные перемещения свайной конструкции	
		Вертикальная осадка $s_i$ , м от $N = 1000$ кН	Горизонтальное перемещение $\Delta x_i$ , м от $P = 100$ кН
3.1	1,0	<p><math>s_{3.1} = 0,0141</math> м</p> <p>Output Set: KIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0141): Total Translation Elemental Contour: Total Translation</p>	<p><math>\Delta x_{3.1} = 0,00268</math> м</p> <p>Output Set: KIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.00268): Total Translation Elemental Contour: T1 Translation</p>
3.2	1,5	<p><math>s_{3.2} = 0,0114</math> м</p> <p>Output Set: KIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0114): Total Translation Elemental Contour: Total Translation</p>	<p><math>\Delta x_{3.2} = 0,00263</math> м</p> <p>Output Set: KIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.00263): Total Translation Elemental Contour: T1 Translation</p>
3.3	2,0	<p><math>s_{3.3} = 0,00908</math> м</p> <p>Output Set: KIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.00908): Total Translation Elemental Contour: Total Translation</p>	<p><math>\Delta x_{3.3} = 0,00256</math> м</p> <p>Output Set: KIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.00256): Total Translation Elemental Contour: T1 Translation</p>

Примечание: вертикальное перемещение (осадка свай) представлено в виде заголовка вектора – Total Translation (Полное перемещение); горизонтальное перемещение – T1 Translation (Перемещение узла по оси x).

Table 4

Calculation results of a pile structure with a crushed stone shell  $t_i = 0.30$  m

Types of piles	Ball diameter $D_i^{ball}$ , m	Maximum displacements of the pile structure	
		Vertical draft $s_i$ , m from $N = 1000$ kN	Horizontal displacement $\Delta x_i$ , m from $P = 100$ kN
3.1	1.0	<p><math>s_{3.1} = 0.0141</math> m</p> <p>Output Set: KIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0141): Total Translation Elemental Contour: Total Translation</p>	<p><math>\Delta x_{3.1} = 0.00268</math> m</p> <p>Output Set: KIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.00268): Total Translation Elemental Contour: T1 Translation</p>
3.2	1.5	<p><math>s_{3.2} = 0.0114</math> m</p> <p>Output Set: KIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.0114): Total Translation Elemental Contour: Total Translation</p>	<p><math>\Delta x_{3.2} = 0.00263</math> m</p> <p>Output Set: KIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.00263): Total Translation Elemental Contour: T1 Translation</p>
3.3	2.0	<p><math>s_{3.3} = 0.00908</math> m</p> <p>Output Set: KIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.00908): Total Translation Elemental Contour: Total Translation</p>	<p><math>\Delta x_{3.3} = 0.00256</math> m</p> <p>Output Set: KIX NASTRAN Case 1 Deformed(0.00256): Total Translation Elemental Contour: T1 Translation</p>

Note: vertical displacement (pile settlement) the Elemental Contour is presented – Total Translation; horizontal displacement the Elemental Contour – T1 Translation.

Таблица 5

Максимальные перемещения свайной конструкции  $L = 2$  м  
от горизонтальной  $P = 100$  кН и сжимающей  $N = 1000$  кН нагрузки

Диаметр шара $D_i^{\text{шар}}$ , м	Максимальные перемещения монолитной железобетонной сваи и щебневой оболочки при следующих толщинах $t_i$ , м					
	0,15		0,20		0,30	
	Вертикальные $s_i$ , м	Горизонтальные $\Delta_{xi}$ , м	Вертикальные $s_i$ , м	Горизонтальные $\Delta_{xi}$ , м	Вертикальные $s_i$ , м	Горизонтальные $\Delta_{xi}$ , м
1,0	0,0152	0,00336	0,01480	0,00310	0,01410	0,00268
1,5	0,0120	0,00330	0,01170	0,00308	0,01140	0,00263
2,0	0,0105	0,00320	0,00976	0,00306	0,00908	0,00256

Table 5

Maximum displacement of the pile structure  $L = 2$  m  
from horizontal  $P = 100$  kN and compressive  $N = 1000$  kN load

Ball diameter $D_i^{\text{ball}}$ , m	Maximum displacements of a monolithic reinforced concrete pile and crushed stone shell at the following thicknesses $t_i$ , m					
	0.15		0.20		0.30	
	Vertical $s_i$ , m	Horizontal $\Delta_{xi}$ , m	Vertical $s_i$ , m	Horizontal $\Delta_{xi}$ , m	Vertical $s_i$ , m	Horizontal $\Delta_{xi}$ , m
1.0	0.0152	0.00336	0.01480	0.00310	0.01410	0.00268
1.5	0.0120	0.00330	0.01170	0.00308	0.01140	0.00263
2.0	0.0105	0.00320	0.00976	0.00306	0.00908	0.00256

Таблица 6

Сравнительно-численный анализ максимальных перемещений конусообразных свай  
с разными диаметрами  $D_i^{\text{шар}}$  нижнего щебневого шара

Толщина щебневой оболочки (опалубки) $t_i$ , м	Соотношение максимальных перемещений свай по типам и диаметрам $D_i^{\text{шар}}$ нижнего щебневого шара					
	Типы конусообразной сваи					
	1.1–1.2 $D_1^{\text{шар}}-D_2^{\text{шар}}$ 1,0–1,5 м		1.2–1.3 $D_2^{\text{шар}}-D_3^{\text{шар}}$ 1,5–2,0 м		1.1–1.3 $D_1^{\text{шар}}-D_3^{\text{шар}}$ 1,0–2,0 м	
<i>Процентное соотношение вертикальных перемещений <math>s_i</math>, %</i>						
0,15	21,00		12,50		31,00	
0,20	20,90		16,50		34,00	
0,30	19,10		20,00		20,00	
<i>Процентное соотношение горизонтальных перемещений <math>\Delta_{xi}</math>, %</i>						
0,15	7,70		13,50		20,00	
0,20	6,70		16,50		14,60	
0,30	6,14		16,40		21,50	

Table 6

Comparative-numerical analysis of the maximum displacements of cone-shaped piles  
with different diameters  $D_i^{\text{ball}}$  of the lower crushed stone ball

Crushed stone shell (formwork) thickness $t_i$ , m	The ratio of the maximum displacements of piles by types and diameters $D_i^{\text{ball}}$ of the lower crushed stone ball					
	Taper pile types					
	1.1–1.2 $D_1^{\text{ball}}-D_2^{\text{ball}}$ 1.0–1.5 m		1.2–1.3 $D_2^{\text{ball}}-D_3^{\text{ball}}$ 1.5–2.0 m		1.1–1.3 $D_1^{\text{ball}}-D_3^{\text{ball}}$ 1.0–2.0 m	
<i>Percentage of vertical displacement <math>s_i</math>, %</i>						
0.15	21.00		12.50		31.00	
0.20	20.90		16.50		34.00	
0.30	19.10		20.00		20.00	
<i>Percentage of horizontal displacements <math>\Delta_{xi}</math>, %</i>						
0.15	7.70		13.50		20.00	
0.20	6.70		16.50		14.60	
0.30	6.14		16.40		21.50	



Таблица 7

Сравнительно-численный анализ максимальных перемещений конусообразных свай с разными толщинами щебневой оболочки (опалубки)  $t_i$

Диаметр щебневой расширения $D_i^{шар}$ , м	Соотношение максимальных перемещений свай по типам и толщине щебневой оболочки $t_i$		
	Типы конусообразной сваи		
	1.1–2.1	2.1–3.1	1.1–3.1
	$t_1-t_2$ 0,15–0,20 м	$t_2-t_3$ 0,20–0,30 м	$t_1-t_3$ 0,15–0,30 м
	Процентное соотношение вертикальных перемещений $s_i$ , %		
1,0	2,60	4,70	7,20
1,5	2,50	2,60	5,00
2,0	7,00	13,50	0,00066
	Процентное соотношение горизонтальных перемещений $\Delta_{xi}$ , %		
1,0	7,70	13,50	20,00
1,5	6,70	16,50	14,60
2,0	6,14	16,40	21,50

Table 7

Comparative-numerical analysis of the maximum displacements of cone-shaped piles with different thicknesses of the crushed stone shell (formwork)  $t_i$

Crushed stone expansion diameter $D_i^{ball}$ , m	The ratio of the maximum displacements of piles by types and thickness of crushed stone $t_i$		
	Taper pile types		
	1.1–2.1	2.1–3.1	1.1–3.1
	$t_1-t_2$ 0.15–0.20 m	$t_2-t_3$ 0.20–0.30 m	$t_1-t_3$ 0.15–0.30 m
	Percentage of vertical displacement $s_i$ , %		
1.0	2.60	4.70	7.20
1.5	2.50	2.60	5.00
2.0	7.00	13.50	0.00066
	Percentage of horizontal displacements $\Delta_{xi}$ , %		
1.0	7.70	13.50	20.00
1.5	6.70	16.50	14.60
2.0	6.14	16.40	21.50

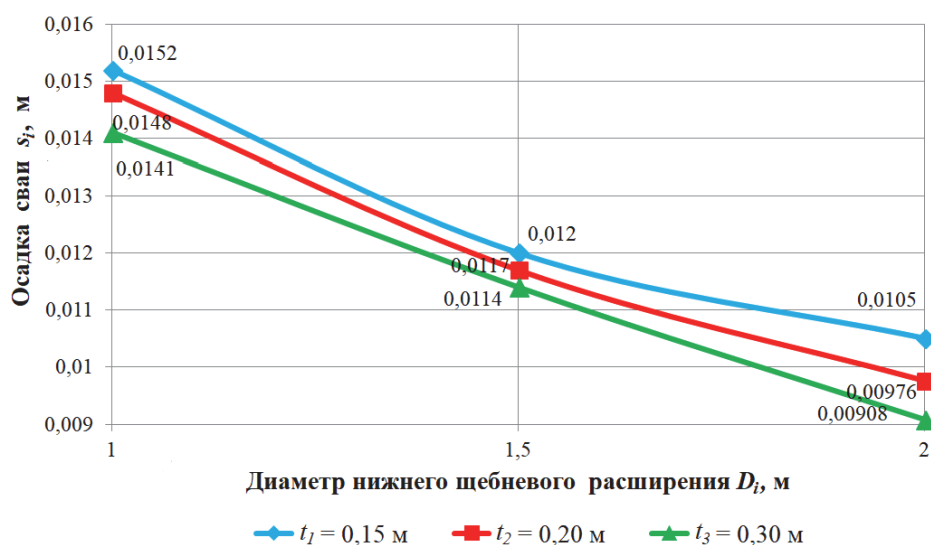
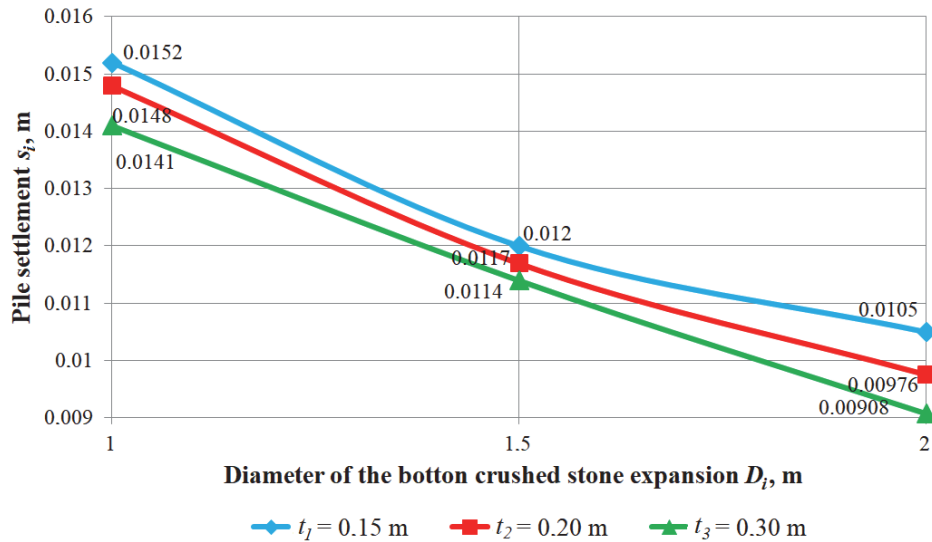
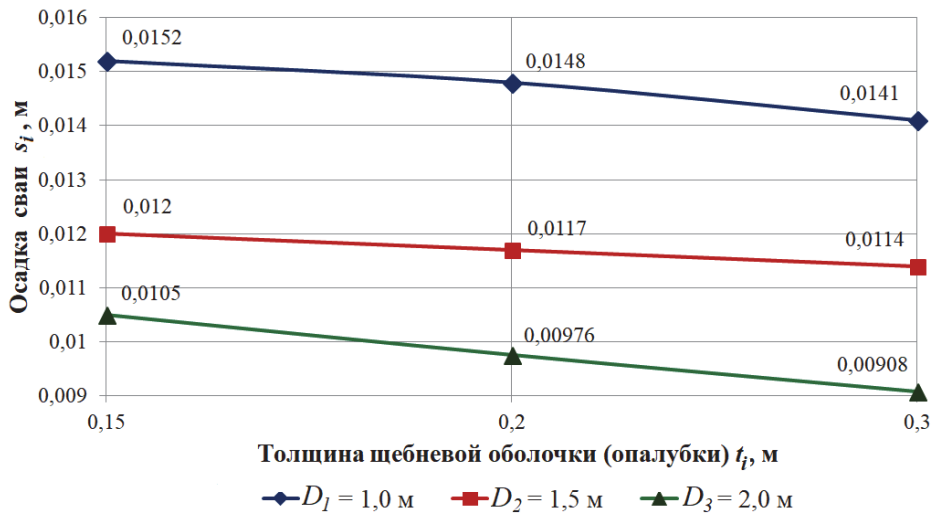


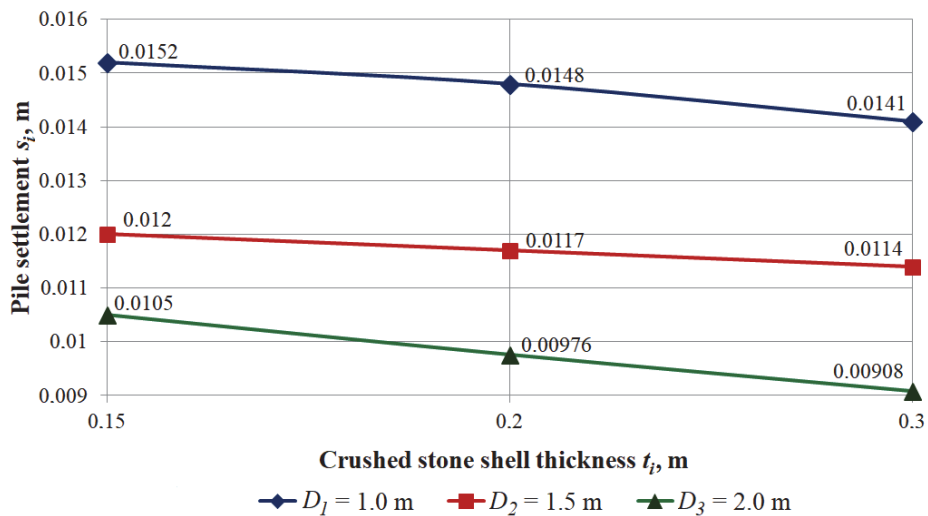
Рис. 2. График зависимости «осадки – диаметр нижнего щебневого расширения» конусообразной сваи длиной  $L = 2$  м при  $N = 1000$  кН



**Figure 2.** The graph of the dependence “settlement – diameter of the lower crushed stone expansion” of a cone – shaped pile with a length of  $L = 2$  m at  $N = 1000$  kN



**Рис. 3.** График зависимости «осадки – толщины щебневой оболочки (опалубки)» конусообразной свай длиной  $L = 2$  м при  $N = 1000$  кН



**Figure 3.** The graph of the dependence “settlement – thickness of the crushed stone shell (formwork)” of a cone-shaped pile with a length of  $L = 2$  m at  $N = 1000$  kN

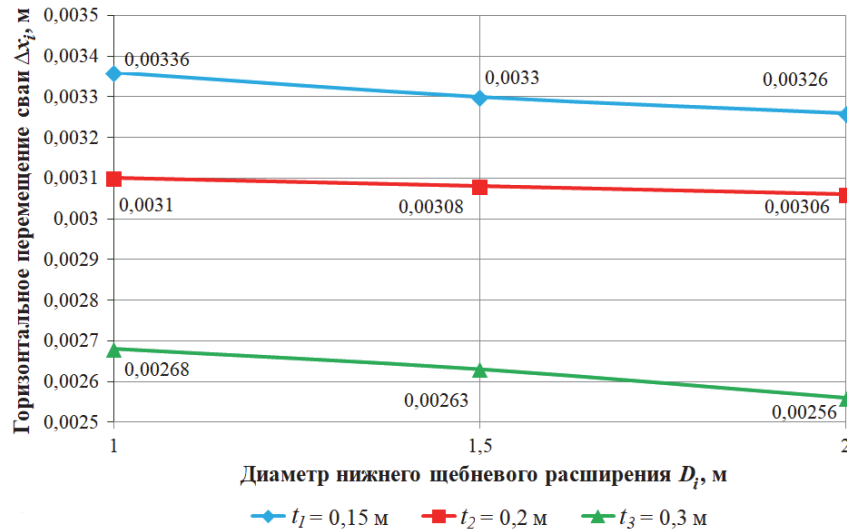


Рис. 4. График зависимости «горизонтального перемещения – диаметра нижнего щебневого расширения» конусообразной сваи длиной  $L = 2$  м при  $P = 100$  кН

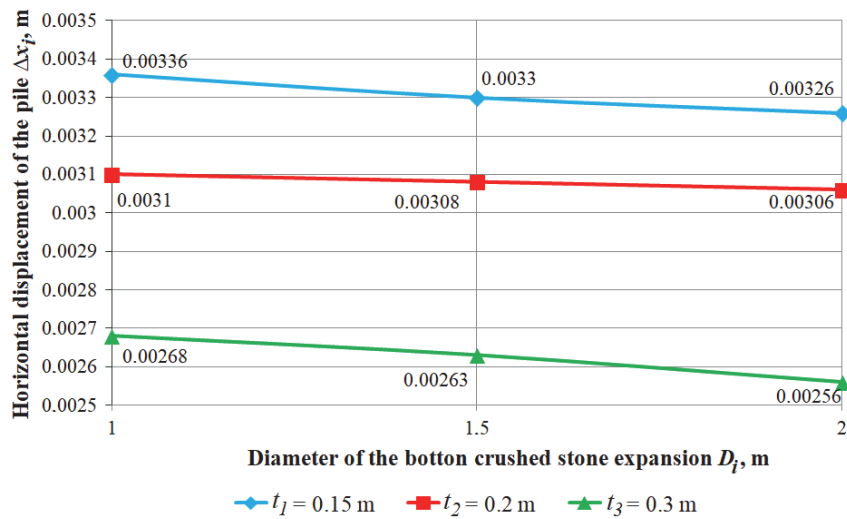


Figure 4. Graph of dependence of “horizontal displacement – diameter of the lower crushed stone expansion” of a cone-shaped pile with a length of  $L = 2$  m at  $P = 100$  kN

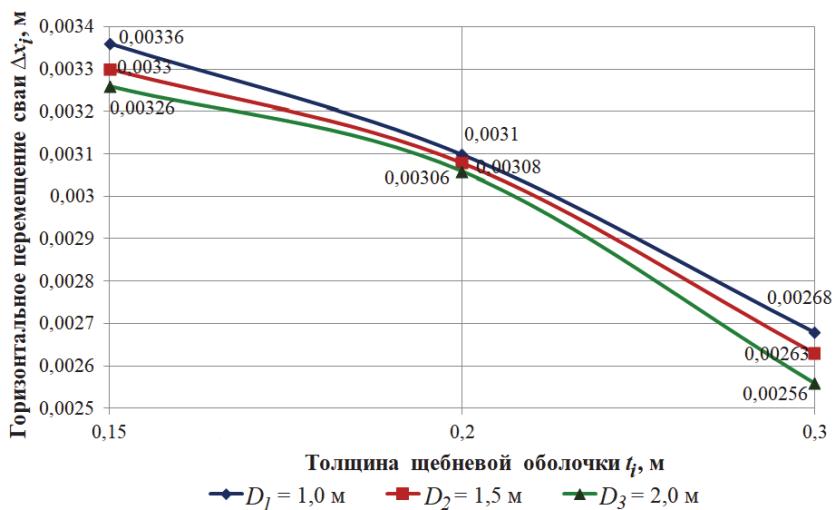
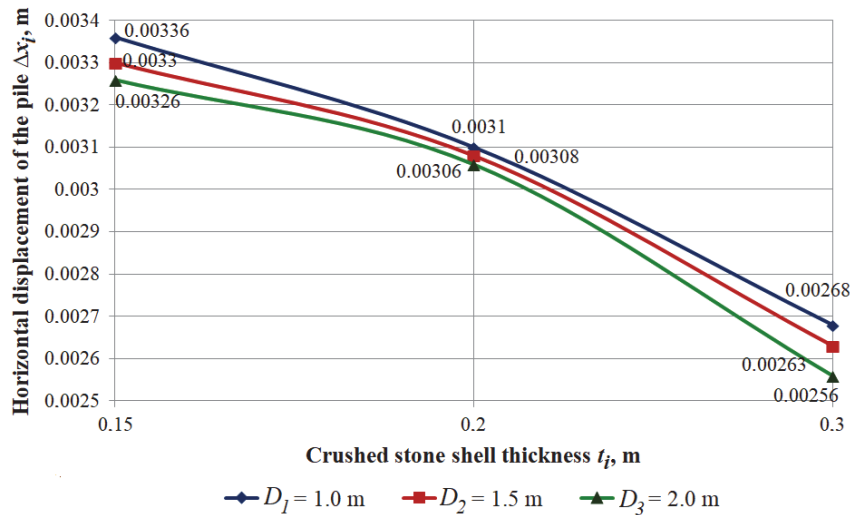


Рис. 5. График зависимости «горизонтального перемещения – толщины щебневой оболочки (опалубки)» конусообразной сваи длиной  $L = 2$  м при  $P = 100$  кН



**Figure 5.** Graph of the dependence of ‘horizontal displacement – thickness of the crushed stone shell’ of a cone-shaped pile with a length of  $L = 2$  m at  $P = 100$  kN

Аналогичные графики зависимости смещений свайных конструкций от горизонтальной нагрузки  $P = 100$  кН приведены на рис. 4 и 5. Размеры диаметра нижнего щебневого шара незначительно влияют на горизонтальное перемещение  $\Delta_{xi}$  сваи в направлении приложенной внешней силы  $P$  (рис. 4). Однако они оказывают влияние в большей степени на перемещение нижнего конца короткой сваи (жесткой сваи) [17], то есть увеличение диаметра щебневого шара уменьшает смещение на конце сваи (табл. 2–4). Существенное влияние на уменьшение горизонтального смещения сваи  $\Delta_{xi}$  оказывает увеличение верхнего и нижнего диаметров сваи за счет толщины ( $t_1 > t_2 > t_3$ ) стенки щебневой оболочки (опалубки) (рис. 5).

### Заклучение

1. Новая конструкция свайного фундамента на примере двухметровой сваи с боковыми и нижними щебневыми образованиями является рациональным и экономичным решением не только для нового строительства, но и для реконструкции существующих зданий и сооружений. Выбор ее конструктивного решения зависит от типа грунта и внешней нагрузки.

2. Сравнительный анализ показал, что на вертикальные  $s$ , м и горизонтальные  $\Delta_x$ , м перемещения конусообразной свайной конструкции существенное влияние оказывают ее геометрические и жесткостные параметры, принятые при конструировании, технологии погружения и изготовления, а также физико-механические свойства материалов сваи и грунта.

3. Увеличение несущей способности сваи достигается за счет увеличения угла конусности, толщины  $t$ , м щебневой оболочки (опалубки), диаметра  $D^{\text{шар}}$ , м нижнего щебневого шара (нижнего расширения шарообразной формы), а также путем уплотнения грунта в околосвайной области, то есть за счет структурных изменений грунтового массива.

4. Геометрические особенности щебневых образований (бокового и нижнего) приводят к дополнительному повышению несущей способности (жесткости) сваи за счет увеличения площади контакта с грунтовым основанием. Сцепление щебневых образований с частицами грунтового массива увеличивается благодаря угловатой форме, характерным размерам и шероховатости поверхности щебневого камня.

5. Концевое шарообразное щебневое образование сваи способствует равномерному распределению давления  $p$ , МПа на основание и образует жесткую подложку (материк) в слабоструктурированных грунтах.

6. В ходе дальнейших исследований несущей способности конусообразной свайной конструкции предполагается провести сопоставление численных результатов с результатами лабораторных и(или) натуральных экспериментов, включая анализ поведения расчетной модели грунта за пределами теории упругости. Особый интерес вызывает определение жесткостных и прочностных характеристик щебневого образования свайной конструкции при ее порционной забивке в грунтовое основание с разными физико-механическими свойствами. Предполагается также определить рациональную форму и размеры

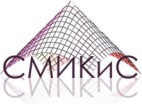
околосвайной области уплотненного грунта при образовании щебневой оболочки и нижнего щебневого уширения (расширения) шарообразной формы, которые, как показал численный анализ, оказывают существенное влияние на несущую способность свайной конструкции.

### Список литературы

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. М.: Стройиздат, 1991. 728 с.
2. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов (основы теории и примеры расчета). М.: Стройиздат, 1990. 304 с.
3. Сапожников А.И., Кужахметова Э.Р. Глубокое погружение и деформационный расчет монолитной сваи-оболочки большого диаметра // Международная научная конференция научно-педагогических работников Астраханского государственного технического университета, посвященная 85-летию со дня основания вуза (59 НПП): материалы. Астрахань: Астраханский государственный технический университет, 2015. С. 191–192.
4. Кальницкий А.А., Пешковский Л.Н. Расчет и конструирование железобетонных фундаментов гражданских и промышленных зданий и сооружений. М.: Высшая школа, 1974. 260 с.
5. Ободовский А.А. Проектирование свайных фундаментов. М.: Стройиздат, 1977. 112 с.
6. Трофименко Ю.Г., Ободовский А.А. Свайные фундаменты для жилых и промышленных зданий. 2-е изд., доп. и перераб. М.: Издательство литературы по строительству, 1970. 241 с.
7. Сотников С.Н., Симагин В.Г., Вершинин В.П. Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих зданий. М.: Стройиздат, 1986. 96 с.
8. Кужахметова Э.Р. Погружение, расчет и конструирование монолитной железобетонной сваи конической формы // Научное обозрение. Технические науки. 2017. № 2. С. 57–64.
9. Kong G.-Q., Yang Q., Liu H.L., Liang R.Y. Numerical study of a new belled wedge pile type under different loading modes // European Journal of Environmental and Civil Engineering. 2013. No. 17. Pp. 37–41.
10. Khan M.K., Nagggar M.H.E., Elkasabgy M. Compression testing and analysis of drilled concrete tapered piles in cohesive-frictional soil // Canadian Geotechnical Journal. 2008. Vol. 45. No. 3. Pp. 377–392.
11. Rybnikov A.M. Experimental investigations of bearing capacity of bored-cast-in-place tapered piles // Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1990. Vol. 27. No. 2. Pp. 48–52.
12. Nagggar M.H.E., Wei J.Q. Axial capacity of tapered piles established from model tests // Canadian Geotechnical Journal. 1999. Vol. 36. No. 6. Pp. 1185–1194.
13. Nagggar M.H.E., Sakr M. Evaluation of axial performance of tapered piles from centrifuge tests // Canadian Geotechnical Journal. 2000. Vol. 37. No. 6. Pp. 1295–1308.
14. Рыбникова И.А., Рыбников А.М. Анализ результатов натурных испытаний буронабивных конических свай на действие различных видов нагрузок // Вестник БГТУ имени В.Г. Шухова. 2018. Т. 3. № 3. С. 24–29. [http://doi.org/10.12737/article\\_5abfc9b8b80fd1.89721982](http://doi.org/10.12737/article_5abfc9b8b80fd1.89721982)
15. Рыбникова И.А., Рыбников А.М. Анализ результатов тензометрических исследований работы натурных буронабивных конических свай // Вестник БГТУ имени В.Г. Шухова. 2020. № 2. С. 44–55. <http://doi.org/10.34031/2071-7318-2020-5-2-44-55>
16. Чернявский Д.А. Оценка влияния прочностных характеристик глинистых грунтов на несущую способность одиночных конических буронабивных свай // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. 2018. Т. 9. № 4. С. 69–79. <http://doi.org/10.15593/2224-9826/2018.4.07>
17. Кужахметова Э.Р. Исследование напряженно-деформированного состояния набивной монолитной железобетонной конусообразной сваи с щебневыми боковыми и нижними образованиями // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 4. С. 335–356. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-335-356>
18. Перич А.И. Экономические фундаменты малоэтажных зданий и усадебных домов. М.: ГУП ЦПП, 2002. 148 с.
19. Zhukov N.V. Construction of pile foundations for instrudial farm buildings // Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1968. Vol. 5. Issue 4. Pp. 251–254.
20. Кужахметова Э.Р., Сапожников А.И. Сравнительный анализ работы длинных и коротких свай при горизонтальном загрузении // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2015. № 5–6 (196–197). С. 30–34.
21. Кужахметова Э.Р. Моделирование свайного фундамента в среде Femap with NX Nastran // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2020. Т. 16. № 4. С. 250–260. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-4-250-260>.
22. Зенкевич О.К. Метод конечных элементов в технике. М.: Мир, 1975. 540 с.
23. Budhu M. Soil mechanics and foundations. 3rd ed. John Wiley & Sons, Inc., 2010.
24. Рычков С.П. Моделирование конструкций в среде Femap with NX Nastran. М.: ДМК Пресс, 2013. 784 с.
25. Шимкович Д.Г. Расчет конструкций в MSC/NASTRAN for Windows. М.: ДМК Пресс, 2003. 448 с. (Серия «Проектирование»).

## References

1. Baykov V.N., Sigalov E.E. *Reinforced concrete structures. General course*. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1991. (In Russ.)
2. Veselov V.A. *Design of foundations and foundations (fundamentals of theory and examples of calculation)*. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1990. (In Russ.)
3. Sapozhnikov A.I., Kuzhakhmetova E.R. Deep immersion and deformation calculation of a monolithic pile-shell of large diameter. *Proceedings of the International Scientific Conference of Scientific and Pedagogical Workers of Astrakhan State Technical University, Dedicated to the 85th Anniversary from the Basis of the University*. Astrakhan: Astrakhan State Technical University; 2015. p. 191–192. (In Russ.)
4. Kalnitskiy A.A., Peshkovskiy L.N. *Calculation and design of reinforced concrete foundations of civil and industrial buildings and structures*. Moscow: Vysshaya Shkola; 1974. (In Russ.)
5. Obodovsky A.A. *Design of pile foundations*. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1977. (In Russ.)
6. Trofimenkov Yu.G., Obodovskiy A.A. *Pile foundations for residential and industrial buildings*. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1970. (In Russ.)
7. Sotnikov S.N., Simagin V.G., Vershinin V.P. *Design and construction of foundations near existing buildings*. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1986. (In Russ.)
8. Kuzhakhmetova E.R. Dipping, calculation and construction of the monolithic reinforced concrete pile of the conical form. *Scientific Review. Technical Science*. 2017;(2):57–64.
9. Kong G.-Q., Yang Q., Liu H.L., Liang R.Y. Numerical study of a new belled wedge pile type under different loading modes. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. 2013;17:37–41.
10. Khan M.K., Naggat M.H.E., Elkasaby M. Compression testing and analysis of drilled concrete tapered piles in cohesive-frictional soil. *Canadian Geotechnical Journal*. 2008;45(3):377–392.
11. Rybnikov A.M. Experimental investigations of bearing capacity of bored-cast-in-place tapered piles. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1990;27(2):48–52.
12. Naggat M.H.E., Wei J.Q. Axial capacity of tapered piles established from model tests. *Canadian Geotechnical Journal*. 1999;36(6):1185–1194.
13. Naggat M.H.E., Sakr M. Evaluation of axial performance of tapered piles from centrifuge tests. *Canadian Geotechnical Journal*. 2000;37(6):1295–1308.
14. Rybnikova I.A., Rybnikov A.M. Analysis of the field tests results of bored conical piles under the action of various types of loads. *Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov*. 2018;3(3):24–29. (In Russ.) [http://doi.org/10.12737/article\\_5abfc9b8b80fd1.89721982](http://doi.org/10.12737/article_5abfc9b8b80fd1.89721982)
15. Rybnikova I.A., Rybnikov A.M. Analysis of the results of tensometric studies of natural bored conical piles. *Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov*. 2020;(2):44–55. (In Russ.) <http://doi.org/10.34031/2071-7318-2020-5-2-44-55>
16. Cherniavsky D.A. Assessment of the influence of the strength characteristics of clay soils on the bearing capacity of single conical CFA piles. *Bulletin of PNRPU. Construction and Architecture*. 2018;9(4):69–79. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.15593/2224-9826/2018.4.07>
17. Kuzhakhmetova E.R. Research of stress-deformed state of the rammed monolithic reinforced concrete cone-shaped piles with side and bottom forms from crushed stones. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(4):335–356. (In Russ.). <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-335-356>
18. Perich A.I. *Economic foundations of low-rise buildings and manor houses*. Moscow: GUP TSPP Publ.; 2002. (In Russ.)
19. Zhukov N.V. Construction of pile foundations for instrudial farm buildings. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1968;5(4): 251–254.
20. Kuzhakhmetova E.R., Sapozhnikov A.I. Comparative analysis of long and short piles with horizontal uploading. *Building Materials, Equipment, Technologies of the XXI Century*. 2015;(5–6):30–34. (In Russ.)
21. Kuzhakhmetova E.R. Modeling of a piled foundation in a Femap with NX Nastran. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2020;16(4):250–260. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-4-250-260>
22. Zienkiewicz O.C. *The finite element method in engineering science*. Moscow: Mir Publ.; 1975. (In Russ.)
23. Budhu M. *Soil mechanics and foundations*. 3rd ed. John Wiley & Sons, Inc.; 2010.
24. Rychkov S.P. *Structural modeling in Femap with NX Nastran*. Moscow: DMK Press; 2013. (In Russ.)
25. Shimkovich D.G. *Structural analysis in MSC/NASTRAN for Windows*. Moscow: DMK Press; 2003. (In Russ.)



## РАСЧЕТ ТОНКИХ УПРУГИХ ОБОЛОЧЕК ANALYSIS OF THIN ELASTIC SHELLS

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-5-519-527

УДК 624.046.3

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

### Экспериментальное исследование упругопластической деформации цилиндрической оболочки из стали 45

С.В. Черемных 

Тверской государственной технической университет, Тверь, Российская Федерация

✉ [cheremnykh\\_s.v@mail.ru](mailto:cheremnykh_s.v@mail.ru)

#### История статьи

Поступила в редакцию: 29 августа 2021 г.

Доработана: 23 октября 2021 г.

Принята к публикации: 25 октября 2021 г.

#### Для цитирования

Черемных С.В. Экспериментальное исследование упругопластической деформации цилиндрической оболочки из стали 45 // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 5. С. 519–527. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-5-519-527>

**Аннотация.** *Актуальность.* Применение оболочек в качестве тонкостенных конструкций для различных отраслей промышленности весьма разнообразно. В авиационной отрасли широко используются сферические оболочки, в нефтегазодобывающей отрасли – круговые цилиндрические, в строительной отрасли нашли применение более 30 аналитических форм оболочек. Все элементы оболочечных конструкций, без сомнения, подлежат различным прочностным расчетам. Также отдельную роль в исследовании занимает экспериментальная часть, которая подтверждает или опровергает расчетные уравнения, что говорит о несомненной перспективе и актуальности моделирования нагружения оболочечных конструкций. *Цель исследования* – оценка состояния тонкостенной оболочки при трехпараметрическом нагружении силами растяжения, сжатия и кручения. *Методы.* Представлены экспериментальные исследования по деформированию оболочек, проводимые в лабораторных условиях на опытных образцах из стали 45 ГОСТ 1050–2013, причем моделируются условия нагружения образца, схожие с возможными условиями приложения нагрузок на существующие конструкции. *Результаты.* Приведены экспериментальные диаграммы деформирования материала образца в различных плоскостях, дана оценка развитости деформирования оболочки после приложения на нее совместных усилий растяжения и кручения, а также сжатия и кручения до разрушения материала. Для актуальности проводимого эксперимента подобрана реальная конструкция, которая при создании определенных условий может испытывать соответствующие опытные нагрузки.

**Ключевые слова:** цилиндрическая оболочка, сложное нагружение, нагрузка, диаграммы деформирования, девиаторное пространство, устойчивость

**Черемных Степан Валерьевич**, кандидат технических наук, доцент кафедры конструкций и сооружений, Тверской государственной технической университет, Российская Федерация, 170026, Тверь, наб. Аф. Никитина, д. 22; ORCID: 0000-0002-4620-117X, eLIBRARY SPIN-код: 9323-8370, Scopus ID: 57214785020.

© Черемных С.В., 2021


 This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License  
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

## Experimental study of elastic-plastic deformation of a cylindrical shell made of steel 45

Stepan V. Cheremnykh 

Tver State Technical University, Tver, Russian Federation

✉ cheremnykh\_s.v@mail.ru

### Article history

Received: August 29, 2021

Revised: October 23, 2021

Accepted: October 25, 2021

### For citation

Cheremnykh S.V. Experimental study of elastic-plastic deformation of a cylindrical shell made of steel 45. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(5):519–527. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-5-519-527>

**Abstract.** *Relevance.* The use of shells as thin-walled structures for various industries is very diverse. Spherical shells are widely used in the aircraft industry, circular cylindrical shells are used in the oil and gas industry, and more than 30 analytical forms of shells have been used in the construction industry. All elements of shell structures are undoubtedly subject to various strength calculations. Also, a separate role in the study is occupied by the experimental part, which confirms or refutes the calculated equations, this indicates the undoubted perspective and relevance of modeling the loading of shell structures. *The aim of the study* is to assess the condition of a thin-walled shell under three-parameter loading by tensile, compression and torsion forces. *Methods.* Experimental studies on the deformation of shells carried out in laboratory conditions on prototypes made of steel 45 GOST 1050–2013 are presented, and the loading conditions of the sample are modeled, similar to the possible conditions for applying loads to existing structures. *Results.* Experimental diagrams of deformation of the sample material in various planes are given, the development of deformation of the shell after applying joint efforts of stretching and torsion, as well as compression and torsion to the destruction of the material is estimated. For the relevance of the conducted experiment, a real design has been selected, which, when certain conditions are created, can experience appropriate experimental loads.

**Keywords:** cylindrical shell, complex loading, load, deformation diagrams, deviatory space, stability

### Введение

Конструктивные объекты, включающие цилиндрические оболочки, широко применяются в различных технических областях: железнодорожном и энергетическом машиностроении, подземном, промышленном и гражданском строительстве, авиации, космонавтике, химической, нефтяной и газовой отраслях промышленности.

Большинство элементов инженерных конструкций из оболочек подлежат расчету на прочность. Ввиду сложности и трудоемкости определения напряженно-деформируемого состояния конструкций, образованных из оболочек, задача развития и использования современных методов расчета оболочек является одной из самых важных проблем строительной механики и представляет несомненный практический интерес [1–6].

Задачи о расчете цилиндрических оболочек многогранны. Для инженеров очень важно знать информацию о напряженно-деформируемом состоянии такой сложной системы как в упругой, так и в упруго-пластической стадии деформирования, вплоть до предельной нагрузки. Эта информация помогает назначать разумные, научно обоснованные коэффициенты запаса прочности, что, в свою очередь, приводит к экономии материала и повышению надежности конструкции.

Роль теорий пластической устойчивости для инженерной практики в вопросах снижения материалоемкости, оптимального проектирования, надежности и долговечности оболочечных конструкций, безусловно, так же важна [7; 8]. Известно, что все стали имеют малое упрочнение, поэтому, например, для однородных напряженных состояний за пределом упругости критическая интенсивность напряжений с занижением на 10–15 % равна пределу текучести.

Еще в пятидесятые годы было ясно, что в развитии теории пластичности и упругопластической устойчивости нужно идти путем исследования процессов как в докритическом состоянии, так и в момент

*Stepan V. Cheremnykh*, Candidate of Technical Sciences, senior lecturer of the Department of Structures, Tver State Technical University, 22 Af. Nikitina Naberezhnaya, Tver, 170026, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-4620-117X, eLIBRARY SPIN-code: 9323-8370, Scopus ID: 57214785020.



потери устойчивости. Выяснилось, что в теории устойчивости за пределом упругости нарушение единственности процесса нагружения и потеря устойчивости могут не совпадать. За пределом упругости прежде всего нужно знать критические и закритические деформации и перемещения [9].

Момент потери устойчивости системы, то есть смена форм ее состояний в предельной точке или в точке бифуркации, соответствующей собственному значению, зависит от истории нагружения. Отождествляя параметр нагрузки со временем, можно для исследования устойчивости квазистатического процесса нагружения системы использовать понятие устойчивости по Ляпунову. Однако такое отождествление будет формальным в том смысле, что нагружение можно остановить, а время остановить нельзя. В то же время, если нагружение остановить раньше, чем будет достигнута предельная нагрузка, состояние системы при отсутствии ползучести будет устойчивым, ибо она при дальнейшем увеличении времени будет пребывать в малой окрестности своего невозмущенного состояния. Учет начальных несовершенств мог бы привести к получению более достоверных расчетных оценок границы области устойчивости, определяющей смену форм состояний [10–13].

Экспериментальные данные при исследовании тонкостенных цилиндрических оболочек, полученные учениками Тверской научной школы в области механики деформируемого твердого тела под руководством В.Г. Зубчанинова, показали, что значения критических деформаций и перемещений отличаются весьма существенно [6; 14; 15]. Следовательно, нахождение критических и закритических деформаций и перемещений за пределом упругости имеет для теории устойчивости определяющее значение. Первостепенна также роль истории нагружения во влиянии ее на устойчивость, так как одним и тем же нагрузкам могут соответствовать совершенно разные деформированные состояния системы.

### Материалы и методы

Особо важным критерием решения различных задач строительной механики является экспериментальная проверка принятых методик [14; 15]. Представленный в данной статье эксперимент выполнен на тонкостенной цилиндрической оболочке из конструкционной углеродистой стали 45 (ГОСТ 1050–2013) постоянной толщиной в 1 мм, радиусом срединной поверхности 15,5 мм и длиной рабочей зоны 110 мм. Сечение испытываемых оболочек приведено на рис. 1.

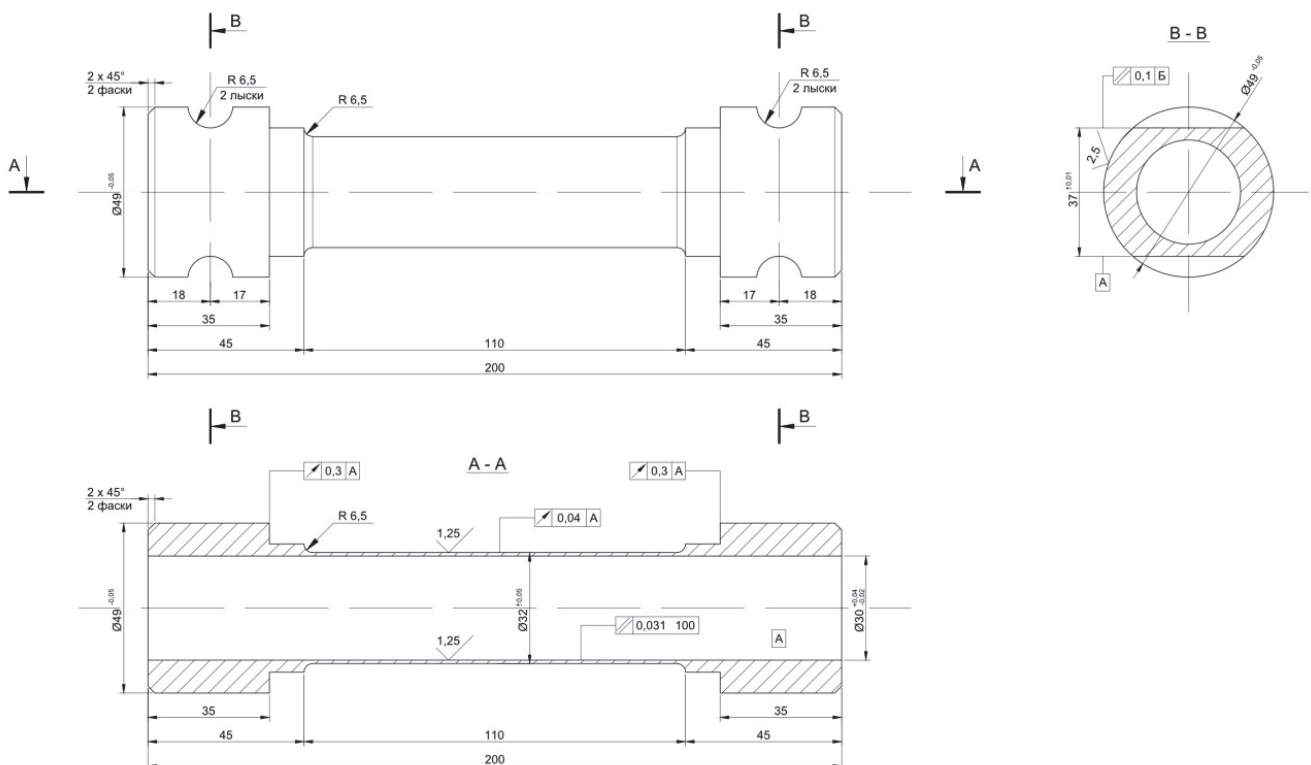


Рис. 1. Чертеж образца цилиндрической оболочки для испытаний  
Figure 1. Drawing of a cylindrical shell sample for testing

Экспериментальные исследования выполнялись на комплексе СН-ЭВМ в лаборатории ФГБУ ВО «ТвГТУ». Загрузочный модуль для трехпараметрического воздействия на образец силой кручения, растяжения и сжатия показан на рис. 2.



**Рис. 2.** Загрузочный модуль для трехпараметрического воздействия  
**Figure 2.** Loading module for three-parameter impact



**Рис. 3.** Траектория деформирования оболочки из стали 45  
**Figure 3.** The trajectory of deformation of the shell made of steel 45



**Рис. 4.** Цилиндрическая оболочка из стали 45 после испытаний  
**Figure 4.** Cylindrical shell made of 45 steel after testing

Визуализация деформации в частице тела как совокупности изменения объема и формы представляется нам вполне естественным и удобным как в теоретическом плане, так и в экспериментальных исследованиях [14–16].

Экспериментальное прослеживание исследуемого процесса на различных участках позволяет смоделировать потерю устойчивости оболочечного элемента сложной конструкции, его поведение в зоне упругопластических деформаций вплоть до его последующего разрушения.

Рассмотрим три замкнутые траектории постоянной кривизны, реализованные в плоскости  $\mathcal{E}_1$ – $\mathcal{E}_3$  девиаторного пространства деформаций, при воздействии на образец осевой сжимающей/растягивающей силы и крутящего момента согласно рис. 3. При прослеживании процесса следует отметить, что вертикальная ось  $\mathcal{E}_1$  (рис. 3) характеризует нагружение образца силой растяжения при положительном направлении траектории (вверх) и силой сжатия при направлении траектории вниз. Горизонтальная ось  $\mathcal{E}_3$  соот-

ветствует воздействию на образец силой кручения. При обработке экспериментальных данных принималось условие несжимаемости материала [17; 18].

На рис. 3 показана экспериментальная траектория, представляющая собой:

- 1 звено. Замкнутый виток траектории  $T(1)$  при воздействии на цилиндрическую оболочку силами кручения и растяжения в точках  $A-B$  и возвращение под действием сил сжатия и обратного кручения оболочки в исходное состояние в точках  $B-A$ ;

- 2 звено. Замкнутый виток траектории  $T(2)$  при воздействии на цилиндрическую оболочку силами кручения и растяжения в точках  $A-C$  и возвращение под действием сил сжатия и обратного кручения оболочки в исходное состояние в точках  $C-A$ . Усилия, действующие на оболочку на втором звене превосходят усилия первого звена на 25 %;

- 3 звено. Замкнутый виток траектории  $T(3)$  при воздействии на цилиндрическую оболочку силами кручения и растяжения в точках  $A-D$  и возвращение под действием сил сжатия и обратного кручения оболочки в исходное состояние в точках  $D-A$ . Усилия, действующие на оболочку на третьем звене превосходят усилия второго звена на 20 % и больше усилий первого звена на 40 %;

- 4 звено. Кручение оболочки до потери устойчивости в точках  $A-E$ .

Может оказаться, что конструкция, устойчивая на первом этапе нагружения, способна потерять устойчивость на втором этапе своего функционирования. Но данный сложнопараметрический опыт примечателен тем, что оболочка в течение пяти с половиной часов принудительно получала воздействия и так же принудительно возвращалась в исходное геометрическое состояние. Воздействие в зоне упруго-пластических деформаций проходило в три этапа, причем с каждым новым этапом нагрузка увеличивалась. На четвертом этапе оболочка перешла в зону разрушения.

Для примера, оболочка, потерявшая устойчивость, представлена на рис. 4.

## Результаты

На рис. 5 приведена экспериментальная диаграмма деформирования материала образца в плоскости  $\sigma(\varepsilon)$  при испытании по траектории малого кручения. При сложном нагружении такую простую зависимость, как диаграмма «растяжения – сжатия», в общем случае мы не имеем. Увеличение параметра модуля вектора деформации на диаграмме после точек  $B$ ,  $C$  и  $D$  сопровождалось разгрузкой, но процесс деформирования оставался активным упругопластическим.

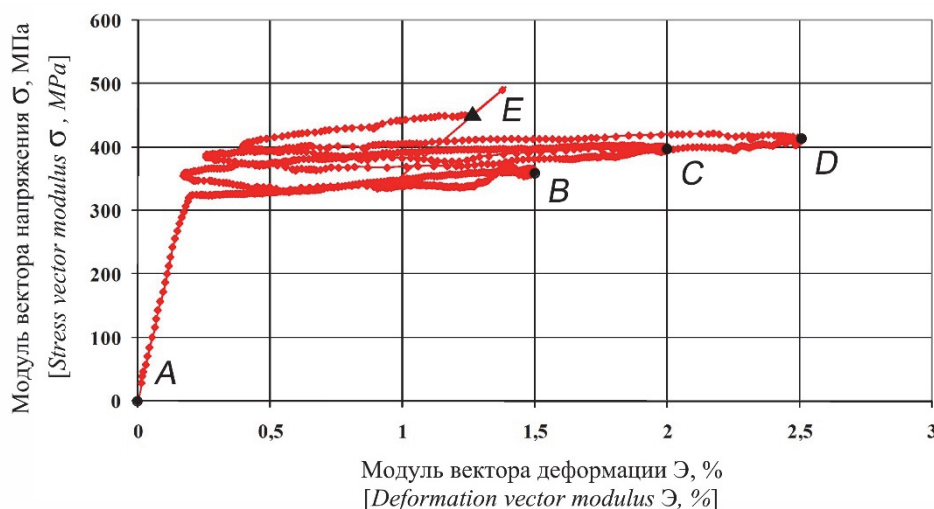


Рис. 5. Диаграмма деформирования оболочки в плоскости  $\sigma(\varepsilon)$   
Figure 5. Diagram of shell deformation in the plane  $\sigma(\varepsilon)$

Участки нагружения и разгрузки хорошо просматриваются в увязку с экспериментальной диаграммой траектории деформирования материала (рис. 3). Потеря устойчивости соответствует точке  $E$ , в которой предел устойчивости  $\sigma_{кр} = 459$  МПа,  $\varepsilon_{кр} = 1,27$  %.

На рис. 6 приведена соответствующая эксперименту диаграмма деформирования в плоскости  $\sigma(S)$  для смещенных траекторий различных кривизн.



**Рис. 6.** Диаграмма деформирования оболочки в плоскости  $\sigma(S)$   
**Figure 6.** Diagram of shell deformation in the plane  $\sigma(S)$



**Рис. 7.** Траектория проекции вектора напряжения  $S_1-S_3$   
**Figure 7.** The trajectory of the projection of the voltage vector  $S_1-S_3$

Хорошо виден колебательный характер зависимости  $\sigma(S)$ , которая не может быть принята за универсальную хотя бы потому, что  $S$  много больше  $\Delta$  (рис. 5) и ее длина зависит от количества витков.

На рис. 7 показана траектория проекции вектора напряжений  $S_1-S_3$ .

Стабилизация процесса в пространстве напряжений произошла на втором этапе. Одной из основных причин этого являются структурные изменения, проходящие в материале при сложном нагружении. Последнее приводит к существенному раздроблению зерен металла, в результате чего структура становится мелкозернистой, более однородной и плотной. Характерно, что наибольшим эффектом упрочнения обладают высоколегированные хромоникелевые стали.

### Обсуждение

Возможно, первыми, кто обратил внимание, что эйлерова нагрузка для оболочек может быть существенно меньше максимальной (предела устойчивости), были авиационные инженеры, строители или машиностроители, для которых проблемы минимального веса и максимальной прочности имеют первостепенное значение. При приближении к Эйлеровой нагрузке, в силу неизбежных начальных несовершенств, развиваются явно заметные выпучины, которые далее продолжают увеличиваться по мере роста сжимающей нагрузки. При достижении нагрузкой предельного значения происходит потеря устойчиво-

сти. Именно эта нагрузка, называемая пределом устойчивости, и определяется в эксперименте. Поэтому, исследуя устойчивость оболочек недостаточно определить только их бифуркационные эйлеровы нагрузки. Необходимо исследовать также послебифуркационный процесс или процесс выпучивания с начальными несовершенствами для определения предела устойчивости и моделирования процессов пластического деформирования материала [19–21].

Эта задача решается путем построения обоснованных определяющих уравнений связи между напряжениями и деформациями. Выведенные уравнения приобретают все большее значение в связи с развитием систем автоматизированного проектирования (САПР) при расчетах элементов конструкций и машин за пределом упругости. Однако не математика является главным в построении математических моделей процессов. Определяющие соотношения между напряжениями и деформациями могут быть правильно выражены на языке математики лишь на основе обобщения экспериментальных наблюдений и измерений.

Оболочечные конструкции являются наиболее распространенным объектом исследования закономерностей пластического деформирования материала [22; 23]. Эксперименты обычно проводят на трубчатых тонкостенных образцах, подвергающихся действию растягивающих сил, крутящих моментов и внутреннего давления.

Разрушение элементов конструкций происходит зачастую в местах концентрации напряжений [22]. Предшествующее разрушению нагружение, как правило, является сложным, а деформации – малыми. Сложные процессы нагружения возникают при потере устойчивости, а также в большинстве технологических задач конструкции в целом. Здесь мы приходим к необходимости постановки экспериментальных исследований при сложном нагружении и изучению поведения предельных поверхностей или целых слоев полупластического состояния.

С практической точки зрения вышеприведенный эксперимент условно может моделировать поведение отдельного трубчатого элемента конструкции водонапорной башни Цеханува в Польше [11; 23–25]. Уникальность башни заключается в использовании резервуара для воды в форме тора. В башне находится резервуар объемом 1560 кубометров, расположенный на высоте 22 м. Диаметр тора составляет 6 м, он поддерживается 64 трубами, наклоненными под углом  $60^\circ$  к плоскости земли. Трубы совпадают с прямолинейными образующими однополостного гиперболоида вращения (рис. 8).



**Рис. 8.** Водонапорная башня Цеханува, Польша  
**Figure 8.** Ciechanow water tower, Poland

Подобную форму можно найти в конструкции градирен, широко используемых на обычных электростанциях. Использование резервуаров подобного типа, в основании которых применяется легкая и быстро возводимая конструкция, позволило накапливать большое количество воды. Что касается испытываемых нагрузок стержневыми трубчатыми элементами, то с достаточной степенью точности они могут соответствовать звену 1–3 при наборе воды в башню, когда возникает эксцентриситет в силу неравномерного распределения водяного потока в целом с растягиванием и закручиванием стержней с одной стороны и сжатием стержней с другой.

### Заключение

Представленный результат экспериментальных исследований деформирования тонкостенной цилиндрической оболочки из стали 45 при воздействии сил кручения, растяжения и сжатия имеет особое значение при моделировании параметров разрушения проектируемых и существующих конструкций из схожих материалов.

### Список литературы / References

1. Bochkarev S.A., Lekomtsev S.V., Matveenko V.P., Senin A.N. Hydroelastic stability of partially filled coaxial cylindrical shells. *Acta Mechanica*. 2019;230(11):3845–3860. <http://doi.org/10.1007/s00707-019-02453-4>
2. Burzyński S. On FEM analysis of cosserat-type stiffened shells: static and stability linear analysis. *Continuum Mechanics and Thermodynamics*. 2021;33:943–968. <http://doi.org/10.1007/s00161-020-00928-7>
3. Safarov I.I., Kulmuratov N.R., Ishmatov M.R., Xalilov Sh.F., Nuriddinov B. Stability of ribbed viscoelastic geometric nonlinear conic shells under dynamic loading. *Theoretical & Applied Science*. 2020;(2(82)):355–361. <http://doi.org/10.15863/TAS.2020.02.82.58>
4. Van Dung D., Nga N.T., Vuong P.M. Nonlinear stability analysis of stiffened functionally graded material sandwich cylindrical shells with general sigmoid law and power law in thermal environment using third-order shear deformation theory. *Journal of Sandwich Structures and Materials*. 2019;21(3):938–972. <http://doi.org/10.1177/1099636217704863>
5. Malek S., McRobie A., Shepherd P., Williams C. From a weightless bent wire coat hanger to shell structures via the Beltrami stress tensor. *Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures*. 2017;58(1):39–50. <http://doi.org/10.20898/j.iass.2017.191.839>
6. Zubchaninov V.G., Alekseeva E.G., Alekseev A.A., Gultiaev V.I. Modeling of elastoplastic steel deformation in two-link broken trajectories and delaying of vector and scalar material properties. *Materials Physics and Mechanics*. 2019;42(4):436–444. [http://doi.org/10.18720/MPM.4242019\\_8](http://doi.org/10.18720/MPM.4242019_8)
7. Taraghi P., Zirakian T., Karampour H. Parametric study on buckling stability of CFRP-strengthened cylindrical shells subjected to uniform external pressure. *Thin-Walled Structures*. 2021;161:107411. <http://doi.org/10.1016/j.tws.2020.107411>
8. Govind P.L. Complicated features and their solution in analysis of thin shell and plate structures. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2018;14(6):509–515. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2018-14-6-509-515>
9. Petrolo M., Carrera E. Best theory diagrams for multilayered structures via shell finite elements. *Advanced Modelling and Simulation in Engineering Sciences*. 2019;6(1):4. <http://doi.org/10.1186/s40323-019-0129-8>
10. Rahmanian M., Javadi M. A unified algorithm for fully-coupled aeroelastic stability analysis of conical shells in yawed supersonic flow to identify the effect of boundary conditions. *Thin-Walled Structures*. 2020;155:106910. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tws.2020.106910>
11. Musa A.E.S., Al-Shugaa M.A., Al-Gahtani H.J. An equivalent imperfection-based FE simulation of the stability of dented cylindrical shells accounting for unintended imperfections. *Thin-Walled Structures*. 2021;158:107159. <http://doi.org/10.1016/j.tws.2020.107159>
12. Carrera E., Valvano S., Kulikov G.M. Electro-mechanical analysis of composite and sandwich multilayered structures by shell elements with node-dependent kinematics. *International Journal of Smart and Nano Materials*. 2018;9(1):1–33. <http://doi.org/10.1080/19475411.2017.1414084>
13. Soltani Z., Hosseini Kordkheili S.A. Interlaminar stress analysis of composite shell structures using a geometrically nonlinear layer-wise shell finite element. *Composite Structures*. 2021;257:113074. <http://doi.org/10.1016/j.compstruct.2020.113074>
14. Cheremnykh S., Kuzhin M. Solution of the problem of stability of 40x steel shell. *Journal of Physics: Conference Series. International Scientific Conference on Modelling and Methods of Structural Analysis, MMSA 2019*. 2020;1425:012191. <http://doi.org/10.1088/1742-6596/1425/1/012191>
15. Cheremnykh S., Zubchaninov V., Gultyaev V. Deformation of cylindrical shells of steel 45 under complex loading. *E3S Web of Conferences. 22nd International Scientific Conference on Construction the Formation of Living Environment, FORM 2019*. 2019;97:04025. <http://doi.org/10.1051/e3sconf/20199704025>
19. Moita J.S., Araújo A.L., Mota Soares C.M., Correia V.F., Herskovits J. Material distribution and sizing optimization of functionally graded plate-shell structures. *Composites Part B: Engineering*. 2018;142:263–272. <http://doi.org/10.1016/j.compositesb.2018.01.023>

17. Norouzzadeh A., Ansari R. Nonlinear dynamic behavior of small-scale shell-type structures considering surface stress effects: an isogeometric analysis. *International Journal of Non-Linear Mechanics*. 2018;101:174–186. <http://doi.org/10.1016/j.ijnonlinmec.2018.01.008>
18. Gerasimidis S., Viot E., Hutchinson J.W., Rubinstein S.M. On establishing buckling knockdowns for imperfection-sensitive shell structures. *Journal of Applied Mechanics, Transactions ASME*. 2018;85(9):091010.
19. Li G., Carrera E., Cinefra M., de Miguel A.G., Pagani A., Zappino E., Kulikov G.M. Evaluation of shear and membrane locking in refined hierarchical shell finite elements for laminated structures. *Advanced Modeling and Simulation in Engineering Sciences*. 2019;6(1):8. <http://doi.org/10.1186/s40323-019-0131-1>
20. Lamine D.M., Djamel H., Oussama T., Ayoub A., Khechai A. Effect of boundary conditions and geometry on the failure of cylindrical shell structures. *Engineering Solid Mechanics*. 2020;8(4):313–322. <http://doi.org/10.5267/j.esm.2020.4.001>
21. Sun S., Liu L. Parametric study and stability analysis on nonlinear traveling wave vibrations of rotating thin cylindrical shells. *Archive of Applied Mechanics (Ingenieur Archiv)*. 2021. <http://doi.org/10.1007/s00419-021-01934-0>
22. Mohammed N.M., Creagh S.C., Tanner G. Tunnelling around bends-wave scattering in curved shell structures. *Wave Motion*. 2021;101:102697.
23. Sedira L., Hecini M., Hammadi F., Ayad R., Meftah K. Discrete-Mindlin finite element for nonlinear geometrical analysis of shell structures. *Computational and Applied Mathematics*. 2016;35(3):951–975. <http://doi.org/10.1007/s40314-015-0279-3>
24. Pietraszkiewicz W., Konopińska V. Junctions in shell structures: a review. *Thin-Walled Structures*. 2015;95:310–334. <http://doi.org/10.1016/j.tws.2015.07.010>
25. Muc A., Flis J., Augustyn M. Optimal design of plated/shell structures under flutter constraints—a literature review. *Materials*. 2019;12(24):4215. <http://doi.org/10.3390/MA12244215>
26. Abrosimov N.A., Elesin A.V., Igumnov L.A. Numerical simulation of the process of loss of stability of composite cylindrical shells under combined quasi-static and dynamic actions. *Mechanics of Composite Materials*. 2019;55(1):41–52. <http://doi.org/10.1007/s11029-019-09790-4>
27. Abrosimov N.A., Elesin A.V., Igumnov L. Computer simulation of the process of loss of stability of composite cylindrical shells under combined quasi-static and dynamic loads. *Advanced Structured Materials*. 2021;137:125–137. [http://doi.org/10.1007/978-3-030-53755-5\\_9](http://doi.org/10.1007/978-3-030-53755-5_9)
28. Karpov V.V., Semenov A.A. Mathematical models and algorithms for studying strength and stability of shell structures. *Journal of Applied and Industrial Mathematics*. 2017;11(1):70–81. <http://doi.org/10.1134/s1990478917010082>




## ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ EXPERIMENTAL RESEARCHES

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-5-528-537  
 UDC 624.05: 693.556/.558: 69.055.42-761

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

### Thermal processing of fresh concrete with infrared radiation

Alexander P. Svintsov  , Alimu Cisse

*Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), Moscow, Russian Federation*  
 svintsovap@rambler.ru

#### Article history

Received: July 13, 2021  
 Revised: September 20, 2021  
 Accepted: October 2, 2021

#### For citation

Svintsov A.P., Cisse A. Thermal processing of fresh concrete with infrared radiation. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(5):528–537. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-5-528-537>

**Abstract.** Currently, the construction of buildings made of monolithic concrete and reinforced concrete is becoming increasingly relevant. The use of innovative technologies, minimum construction time, durability, reliability, the ability to perform work in various climatic conditions, architectural individuality contribute to the development of monolithic construction. Concrete and reinforced concrete are the main materials of modern construction. The quality of structures depends not only on the composition of concrete, the amount of portland cement, the chemical additives used, the water-cement ratio, the quality of fillers, etc., but also significantly on the heat and humidity regime of concrete holding. To ensure the necessary temperature conditions for hardening and strength gain of concrete, various methods of heating structures are used. One of the methods of concrete care is thermal processing during the hardening period and the acquisition of critical or design strength. The aim of the study is to improve the technology of erection of monolithic concrete and reinforced concrete structures using thermal processing of concrete by means of infrared radiation. The technology of thermal processing of the laid and compacted concrete mixture using infrared heating and a two-chamber transparent shelter for infrared rays has been developed. The obtained results permit us to provide conditions for the normal course of the chemical reaction of hydration, hardening and strength gain. This allows successfully solve the problems of concreting in the erection of buildings and structures made of monolithic concrete and reinforced concrete.

**Keywords:** concrete, temperature, heating, infrared radiation, monolithic reinforced concrete structures

*Alexander P. Svintsov*, Doctor of Technical Sciences, Professor of the Department of Construction, Engineering Academy, Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), 6 Miklukho-Maklaya St, Moscow, 117198, Russian Federation; ORCID: 0000-0003-0564-3307, Scopus ID: 6701823730, eLIBRARY SPIN-code: 1790-1590; svintsovap@rambler.ru  
*Alimu Cisse*, postgraduate student of the Department of Construction, Engineering Academy, Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), 6 Miklukho-Maklaya St, Moscow, 117198, Russian Federation; cisserudn88@gmail.com

© Svintsov A.P., Cisse A., 2021



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License  
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



## Термическая обработка свежего бетона инфракрасным излучением

А.П. Свинцов  , А. Сиссе

Российский университет дружбы народов, Москва, Российская Федерация

✉ svintsovap@rambler.ru

### История статьи

Поступила в редакцию: 13 июля 2021 г.

Доработана: 20 сентября 2021 г.

Принята к публикации: 2 октября 2021 г.

**Аннотация.** В настоящее время все большую актуальность приобретает строительство зданий из монолитного бетона и железобетона. Применение инновационных технологий, минимальные сроки строительства, долговечность, надежность, возможность выполнения работ в различных климатических условиях, архитектурная индивидуальность способствуют развитию монолитного строительства. Бетон и железобетон являются основными материалами современного строительства. Качество конструкций зависит не только от состава бетона, количества портландцемента, применяемых химических добавок, водоцементного отношения, качества наполнителей и др., но и существенным образом от тепловлажностного режима выдерживания бетона. Для обеспечения необходимых температурных условий твердения и набора прочности бетона используют различные методы прогрева конструкций. Одним из них является тепловая обработка в период твердения и приобретения критической или проектной прочности. Цель исследования – совершенствование технологии возведения монолитных бетонных и железобетонных конструкций с использованием тепловой обработки бетона посредством инфракрасного излучения. Разработана технология тепловой обработки уложенной и уплотненной бетонной смеси с использованием инфракрасного обогрева и двухкамерного прозрачного для инфракрасных лучей укрытия. Полученные результаты обеспечивают условия для нормального протекания химической реакции гидратации, твердения и набора прочности, что позволяет успешно решать задачи бетонирования при возведении зданий и сооружений из монолитного бетона и железобетона.

**Ключевые слова:** бетон, температура, обогрев, инфракрасное излучение, монолитные железобетонные конструкции

### Для цитирования

Svintsov A.P., Cisse A. Thermal processing of fresh concrete with infrared radiation // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 5. С. 528–537. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-5-528-537>

### Introduction

Monolithic construction is one of the most promising technologies used in the construction of various buildings and structures. The emergence of a wide range of new materials and the development of innovative construction technologies significantly simplify the process of building structures, making it more economical and faster. One of the methods of concreting is the thermal processing of a monolithic structure during its hardening and the acquisition of critical or design strength. For the production of works with the thermal processing of concrete, several technical solutions and methods of their implementation are used with varying degrees of adaptation to the peculiarities of concreting technology. Technological, chemical and thermal methods are used to provide conditions for accelerating the hardening of concrete. The most effective methods of accelerating the hardening of concrete are thermal methods. In the practice of construction, the most widely used methods of concreting are: “thermos,” preliminary electric heating of the concrete mixture, electric heating, heating in the heating formwork, induction heating, concreting in “greenhouses,” steam heating, heat treatment in solar installations, heat treatment with radio waves, etc.

Concrete maintenance is necessary both in hot, dry weather and in winter. Curing of concrete in a hot, dry climate is difficult due to the limited availability of water for curing and (or) rapid loss of moisture as result of

*Свинцов Александр Петрович*, доктор технических наук, профессор департамента строительства, Инженерная академия, Российский университет дружбы народов, Российская Федерация, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6; ORCID: 0000-0003-0564-3307, Scopus ID: 6701823730, eLIBRARY SPIN-код: 1790-1590; svintsovap@rambler.ru

*Сиссе Алим*, аспирант департамента строительства, Инженерная академия, Российский университет дружбы народов, Российская Федерация, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6; cisserudn88@gmail.com

evaporation. It has been established that self-curing chemical additives (water-soluble polyethylene glycol (PEG 400)) are effective in improving the physical properties of concrete, such as water retention, water absorption and permeability [1]. The practice of construction in hot climates has established that in the absence of care for freshly laid concrete during the first day alone, concrete by the age of 28 days gains on average only about 86% of  $R_{28}$ , in the absence of care during the first two days – about 77%, within five days – about 74%. Concrete that has hardened in the sun without care, by 28 days, gains no more than 50–55% of the strength at 28 days of age. It is established that in the conditions of a sharply continental climate, due to cyclic heating during the day to 70 °C and cooling at night to 15 °C and below, there is a shortage of the strength of concrete with an open surface. Concrete of such a construction and at the age of 28 days can have a strength of only about 50% of the design strength ( $R_{28}$ ) [1–3].

Without special technological measures to regulate the temperature of the concrete mass, it is impossible to ensure the holding mode of the concrete mixture laid in the structure, allowing it to gain critical strength [4; 5]. The paper [6] describes the heat treatment of concrete at the early stages of hydration using radio wave technology.

The state of its moisture content depends on the conditions of concrete holding, which plays a significant role in the structure formation of concrete. The regularities of changes in the moisture content of concrete during heat treatment and its effect on the kinetics of concrete strength growth at an early age (1–3 days) and on subsequent hardening periods have been studied [7]. It is shown that there is a critical value of concrete moisture and a decrease in its less critical value leads to a suspension of the cement hydration process and to irreversible processes.

Uncontrolled heating rate or excessively high maximum temperatures lead to unfavorable heat treatment of fresh or young concrete locally or throughout the concreted surface. In addition to affecting the morphology, an increase in temperature during the hydration process affects the chemical processes of hardening concrete. Portland cement is a complex system that consists of four main clinker minerals. The product of the interaction of cement with water is a solidified cement paste with a single structure, however, clinker minerals interact with the mixing water almost independently of each other, and the hydration activity of minerals decreases in the series  $C_3A$ ,  $C_4AF$ ,  $C_3S$ ,  $C_2S$ . When studying the mechanism of hydration of portland cement, the influence of all minerals is taken into account. Considering the process of hydration of portland cement, the influence of  $C_3A$  should not be underestimated. Aluminate is the most reactive mineral and instantly interacts with water with significant heat release, which causes rapid setting. As result of improper thermal curing, the formation of calcium hydrosulfoaluminate is possible, which can lead to cracking of the surface and serious damage to the concrete structure. Under normal conditions, cement paste and concrete mixtures can retain their technological properties for a certain time. However, there are factors that can change the rate of cement hydration: ambient temperature, relative humidity, wind speed, specific surface area of the structure, chemical and mineralogical composition of portland cement, physical and mechanical properties of portland cement, additives, improper heat treatment, etc. [8–12]. Monitoring and maintaining the temperature regime of hydration allows you to prevent negative phenomena in hardening concrete and significantly improve the quality of concrete.

The subject of the study [3] is to determine the influence of humidity on the development of mechanical properties of portland cement mortars under various curing modes. It is determined that the well-known maturity formula, which is a function of the time interval and temperature, is not applicable for a climate with a relative humidity below 75%. In such climatic conditions, the compressive strength decreases by up to 40% and the bending strength decreases by up to 30% compared to standard curing.

An experimental study on the prediction of early-age thermal cracks in massive concrete structures in the tropics is presented [13]. The development of cracks will affect the ability of the concrete structure to withstand the design load and will further destroy its integrity and durability [14; 15]. Methods of controlling the maximum temperature and preventing the formation of cracks in concrete are considered [16–18]. To minimize the risk of cracking during concreting, it is necessary to apply special measures [19; 20]. Empirical mathematical models for calculating the strength set of concrete and the analysis of temperature fields in concrete structural elements have been developed, the problem of temperature deformations of concrete has been solved [21; 22].

The analysis of scientific and technical information shows that many studies are devoted to the study of the thermal effect on concrete structures. However, many aspects of this problem require further study.

One of the most effective methods of thermal processing of concrete is its infrared heating using gas or electric radiators. Thermal processing using infrared heating for a daily cycle allows you to obtain about 70% of the design strength of concrete. The advantage of this method is the possibility of warming up freshly laid concrete without re-equipping the equipment, since infrared emitters are mobile and can be installed in any convenient place. The disadvantage of infrared heating with gas burners is the need to create an enclosed space in

the form of a shelter or tent to protect the gas burners from blowing them out by the wind, which increases the complexity of its implementation. In addition, when heated by infrared radiation, intensive dewatering of concrete from open surfaces is observed, which causes additional shrinkage deformations.

The aim of the study is to improve the technology of construction of monolithic concrete and reinforced concrete structures using infrared radiation, which allows to provide conditions for the normal course of the chemical reaction of hardening and strength gain. To prevent excessive dehydration of the concrete mixture during its thermal processing, it is advisable to use a two-chamber covering transparent to infrared rays.

### Experimental program

**Materials.** The design of the concrete mix was carried out in accordance with the requirements of the Russian standards 27006-86, 7473-2010<sup>1</sup> [23; 24] and taking into account the requirements of ACI 211.1-91<sup>2</sup>. For the preparation of concrete of class C 16/20, the following materials were used: portland cement CemI 42.5N, quarry construction sand with a grain size modulus  $M_{gs} = 2.05$ , granite crushed stone with a fraction size of 5–10 mm, granite crushed stone with a fraction size of 10–20 mm, water for mixing. The chemical and mineralogical composition of portland cement CemI 42.5N is presented in Table 1.

The physical and mechanical properties of portland cement CemI 42.5N are shown in Table 2.

The presented materials were used for the preparation of a concrete mixture (Table 3).

Table 1

Chemical and mineralogical composition of portland cement

Chemical composition, %						Mineralogical composition, %				
CaO	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	SO <sub>3</sub>	Na <sub>2</sub> O	C <sub>3</sub> S	C <sub>2</sub> S	C <sub>3</sub> A	C <sub>4</sub> AF
65.94	21.70	5.02	4.20	1.25	0.40	0.78	61.0	16.3	6.2	12.8

Table 2

Physicomechanical properties of portland cement

Indicators	Values
Compressive strength, MPa:	
– at the age of 2 days	22.8
– at the age of 28 days	49.1
Start of setting, min	175
End of setting, min	230
Specific surface, m <sup>2</sup> /kg	410

Table 3

Composition of the concrete mix for concrete class C 16/20

Raw material	Weight per 1 m <sup>3</sup>
CemI 42.5N, kg	420
Sand $M_{gs} = 2.05$ , kg	610
Crushed stone 10–20 mm, kg	730
Crushed stone 5–10 mm, kg	390
Water, L	210
Water-cement ratio	0.5

A heat-resistant film based on polyethylene (polyethylene terephthalate) was used to create conditions for preventing moisture loss by concrete during strength gain. According to the passport data of the manufacturer, the installed heat-resistant film has the following optical characteristics: transparency for infrared rays – 0.86; reflection coefficient – 0.07; absorption coefficient – 0.07.

**Experimental procedure.** The experimental and theoretical method was used in the study. The preparation of concrete mixtures is carried out according to the recipes presented in Table 3. The preparation of concrete mixes is carried out in a gravity mixer. Mixing of the materials was carried out until a homogeneous mixture was obtained. Cubic samples with a size of 70×70×70 mm were made from the resulting mixture in accordance with the requirements of EN 12390-2:2009<sup>3</sup>. The number of samples produced in accordance with Table 3 is 27 units. Concrete class C 16/20.

The samples are laid in three layers in a styrofoam box with a wall thickness of 50 mm. Chromel-copel thermocouples are installed between the samples. On the open surface of the box, a two-chamber covering is

<sup>1</sup> State Standard of Russia 27006–2019. *Concretes. Rules for mix proportioning*. Moscow: Standardinform Publ.; 2019. (In Russ.); State Standard of Russia 7473–2010. *Fresh concrete. Specifications*. Moscow: Standardinform Publ.; 2018.

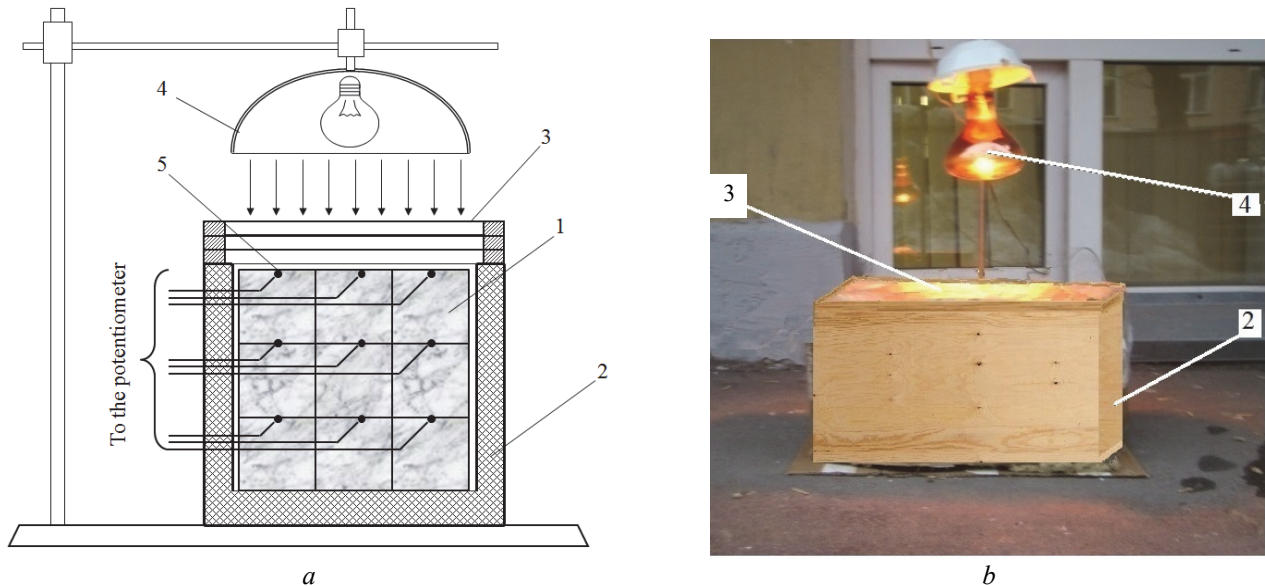
<sup>2</sup> ACI 211.1-91. *Standard practice for selecting proportions for normal, heavyweight, and mass concrete*. Michigan: American Concrete Institute; 1991. (Reapproved 2002.); Svintsov A.P., Svintsova N.K., Nikolenko Yu.V., Gladchenko L.K. *The device for thermal treatment of concrete mix in monolithic designs*. Patent RU 113287 U1. Byul. No. 4. 2012. (In Russ.) Available from: <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=38400227> (accessed: 00.00.0000).

<sup>3</sup> EN 12390-2:2009. *Testing hardened concrete. Part 2. Making and curing specimens for strength tests*. NEQ. 2009.

installed, made of a heat-resistant film stretched on frames with a thickness of 15 mm, which made it possible to obtain air chambers of the appropriate size.

Reflector lamp of 500 W was used as the infrared emitters. The amount of heat supplied to the heated concrete was determined and regulated according to known methods. The samples are heated under the condition that the temperature of the concrete on the surface without formwork does not exceed 70 °C.

The experimental verification of the efficiency of infrared heating of concrete using a two-chamber shelter made of heat-resistant film was carried out in natural conditions with cloudy weather, an outdoor temperature of 8 °C and a wind speed of 7–8 m/s. The research methodology provides for the experimental determination of the concrete temperature and its thickness gradient. The layout and shape of the experimental setup are shown in Figure 1.



**Figure 1.** Experimental installation for infrared heating of concrete: *a* – scheme of the experiment; *b* – installation photo; 1 – concrete sample; 2 – heat-insulated box; 3 – two-chamber translucent covering; 4 – infrared radiator; 5 – thermocouples

In accordance with the experimental plan, temperature measurements were performed in concrete samples with a recording on the coordinate tape of a recording device. The distance from the concrete surface to the infrared radiators was determined experimentally, at which the temperature on the concrete surface under the translucent covering was maintained at  $70 \pm 2$  °C. The heating of the irradiated concrete surface located under a two-chamber covering transparent to infrared rays is on average 12.7 °C/hour, with a standard deviation of 2 °C/hour with a confidence interval of  $\pm 1$  °C/hour with a security of  $\alpha = 0.05$ . During the period of isothermal holding of the samples, the temperature of the irradiated concrete surface was maintained in the range from 68 to 71 °C with an average value of 70 °C. The temperature gradient along the concrete cross-section varies from 1.2 to 0.9 °C/cm per hour with decreasing in the direction from the irradiated surface. The cooling rate of concrete after switching off the infrared radiator is from 1.4 to 3.7 °C/hour with an average value of 2.4 °C/hour, the standard deviation is  $\pm 0.9$  °C/hour and the confidence interval is  $\pm 0.5$  °C/hour with security  $\alpha = 0.05$ .

### Results and their discussion

The creation of appropriate modes that promote the hydration of cement during concreting include temperature control and moisture exchange. The main purpose of concrete care is to preserve, as far as possible, the saturation of concrete with moisture. Intensive evaporation of water leads to dehydration of concrete, plastic shrinkage and the formation of cracks. The gradual accumulation of cracks of various sizes and directions leads to destructive phenomena of load-bearing concrete and reinforced concrete structures and, ultimately, to their destruction. The effect of an open surface on the relative strength of concrete without taking care of it in the early stages is calculated by empirical dependence [24]:

$$R_{rel,s} = 92.15 + 166.67 (C_{rel,c} - R_{d,s}), \quad (1)$$

where  $R_{rel.s}$  is the relative strength of concrete (% of  $R_{28}$ );  $C_c$  is the relative content of cement in the concrete mixture in fractions of a unit ( $C_c = C / (S + Cr + W)$ );  $C$ ,  $S$ ,  $Cr$ ,  $W$  – components of the concrete mixture (cement, sand, crushed stone, water);  $R_{d.s}$  is decreasing of the relative strength of concrete (%) depending on the modulus of the open surface;  $M_{os}$  is the surface module in  $m^{-1}$ ,  $R_{d.s} = -1M_{os}$ .

The analysis of the empirical dependence shows that the change in the relative strength of concrete that does not have maintenance in the first few days is directly proportional to the relative content of cement in the concrete mixture and decreasing in proportion to the increase in the modulus of the open surface of the structure. The higher the relative content of cement in the mixture, the higher the strength of the concrete. The strength of concrete decreasing by an amount directly proportional to the modulus of the open surface. The amount of water that the concrete mixture loses, and then the concrete, depends on the temperature and relative humidity of the air, as well as on the wind speed near the open surface of the concreted structure. In addition, the amount of water evaporated from the concrete depends on the modulus of the open surface of the structure. Diagrams of temperature variations of the studied samples are presented in Figure 2.

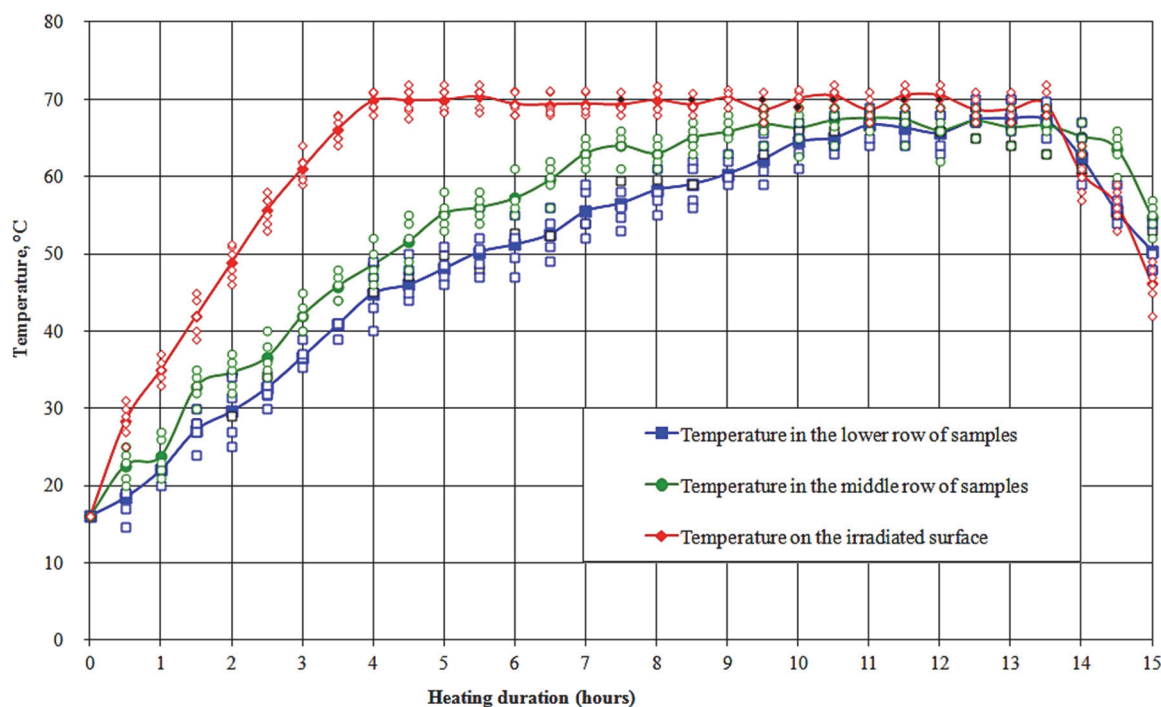


Figure 2. Temperature variation of heated samples

The analysis of the diagram shows that during the period of maintenance of a constant temperature on the irradiated surface, the temperature in the thickness of the samples continues to increase at a rate from 2.6 to 3.1 °C/hour with an average value of 2.9 °C/hour with a confidence interval of  $\pm 0.6$  °C/hour with a security of  $\alpha = 0.05$ . Heat preservation on the surface of hardening concrete is an important factor in ensuring normal conditions of hydration of portland cement and preventing the formation of shrinkage cracks. The choice of materials and the design of the covering is of significant technological importance. The main purpose of the covering transparent to infrared rays is to prevent excessive evaporation of moisture from the surface of the hardening concrete.

Concretes subjected to heat treatment under mild curing conditions (60 and 80 °C) gain strength corresponding to the concrete class. This characterizes these conditions as the most favorable for concrete monolithic structures [7]. A higher heating temperature not only accelerates the evaporation of moisture from the concrete, but is also one of the reasons for the lack of concrete strength. Figure 3 shows the changes in the strength of concrete samples for axial compression.

The analysis of the diagrams (Figure 3) shows that with infrared heating, concrete samples gain strength unevenly. The strength set has three characteristic periods. In the first 2–3 hours of thermal processing, the strength set is very insignificant and amounts to 0.1–0.15% of the design value of  $R_b$ . Heating of the samples during the next 4–7 hours causes a significant increase in the strength of concrete with an average intensity

of 15% per hour. During this period, concrete gains 50–60% of the design value of  $R_b$ . Further thermal processing is characterized by a slight increase in the strength of concrete samples with an intensity of 0.5–0.9% per hour. Other researchers have obtained similar results in the thermal processing of hardening concrete in solar cells [23; 24]. The strength set for the depth of its heating varies by 0.3–0.6% per 1 cm of concrete thickness. The relative strength of concrete after heating for 15 hours was 60%  $R_{28}$ . The temperature rise in the concrete sample was equal to 4 hours, isothermal holding – 9.5 hours, cooling – 1.5 hours. Thus, the concrete sample gained strength above the critical one.

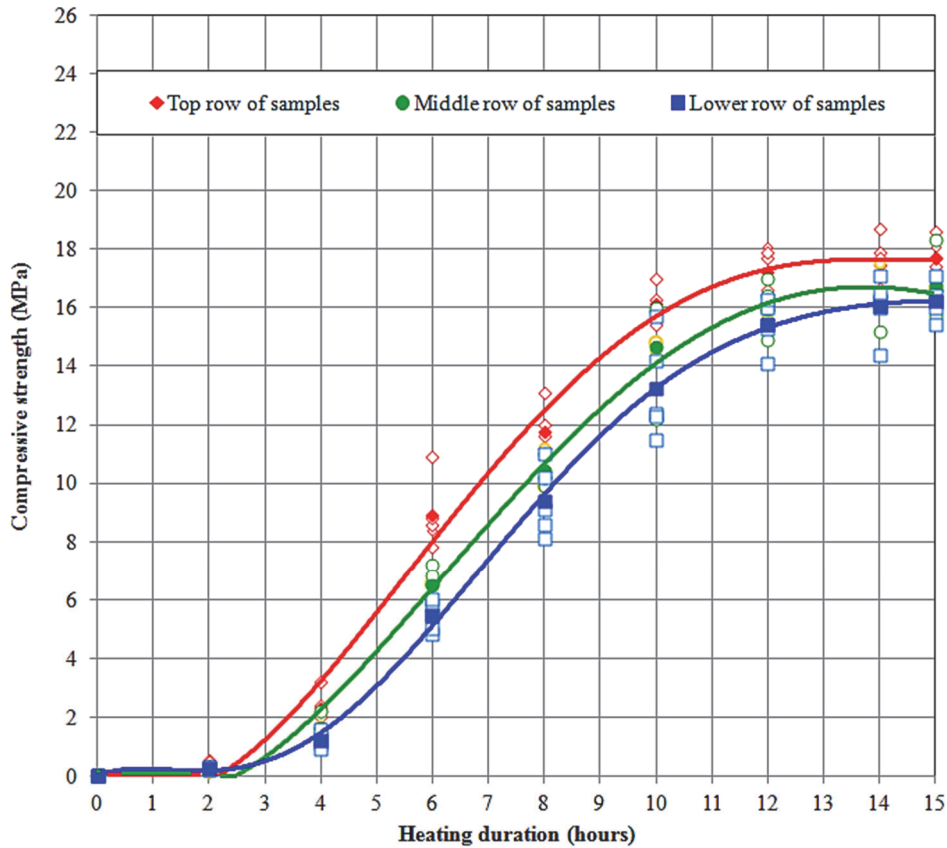


Figure 3. Change in the strength of concrete samples for axial compression

Control samples without thermal processing using infrared radiation were placed in a normal hardening chamber for 28 days. As result of testing of control samples, it was found that the axial compression strength of the samples at the age of 28 days is on average 26.3 MPa.

Calculations show that the estimated electricity consumption for heating 1 m<sup>3</sup> of concrete using infrared radiators and a two-chamber covering is 65–110 kW/hour, which is 15–20% lower than the data available in the literature sources of scientific and technical information. The results of the study are similar to the data [24] obtained when heating concrete with solar energy using a coating of two layers of polyvinyl chloride film stretched on an inventory frame. At the same time, it is noted that the structure of concretes that hardened under conditions of solar heating through a two-layer transparent covering is close to the structure of concretes that hardened under normal conditions. It is important to note that, unlike solar heating, the use of infrared radiators is possible in any cloudy conditions.

The technical solution for heating concrete using infrared radiation is protected by a patent of the Russian Federation<sup>4</sup>.

<sup>4</sup> Svintsov A.P., Svintsova N.K., Nikolenko Yu.V., Gladchenko L.K. The device for thermal treatment of concrete mix in monolithic designs. Patent RU 113287 U1. Byul. No. 4. 2012. (In Russ.) Available from: <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=38400227> (accessed: 00.00.0000).

As noted, one of the features of the technology of concreting with infrared heating is the need to create conditions to prevent the loss of moisture by concrete when gaining strength from an open surface, which causes intense dehydration and cooling. Several layers of material transparent to infrared rays make it possible to create a closed air chamber between the layers and reduce the influence of outdoor air (wind) on the temperature of the laid concrete mixture. The closed air space between the layers of the material serves as a heat insulator from the outside air, and the closed air space located at the surface of the concrete mixture restrains the outflow of heat and water vapor from it into the atmosphere. For practical purposes, it is most advisable to use at least two air chambers (with three layers of transparent material). At the same time, effective heating of the entire surface of the concrete mixture in a structure with heat transfer along its thickness is provided.

An experimental study of the developed technology for heating concrete using infrared radiation and a two-chamber covering has shown its effectiveness in the construction of monolithic concrete and reinforced concrete structures.

### Conclusion

To ensure the necessary temperature conditions for hardening and strength gain of concrete, various methods of heating structures are used. The most effective way to heating the open surface of concrete is the use of infrared radiation. Based on the presented results, we can draw the following conclusions:

1. To prevent excessive dehydration of the concrete mixture during its thermal processing, it is advisable to use a two-chamber covering transparent to infrared rays. At the same time, effective heating of the entire surface of the concrete mixture in a structure with heat transfer along its thickness is provided.

2. To prevent the formation of cracks, the maximum curing temperature should not exceed 70 °C.

3. To create conditions to prevent the loss of moisture by concrete when gaining strength, a heat-resistant film stretched on a frame with a thickness of 15 mm was used.

4. The relative strength of concrete after heating for 15 hours was 60%  $R_{28}$ , which characterizes these conditions as the most favorable for concrete monolithic structures.

5. A technical solution for heating concrete using infrared radiation has been developed, which allows providing conditions for the normal course of the chemical reaction of hardening and strength gain.

### References

1. Rizzuto J.P., Kamal M., Elsayad H., Bashandy A., Etman Z., ... Shaaban I.G. Effect of self-curing admixture on concrete properties in hot climate conditions. *Constr. Build. Mater.* 2020;261:119933. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119933>
2. Bella N., Bella I.A., Asroun A. A review of hot climate concreting, and the appropriate procedures for ordinary jobsites in developing countries. *MATEC Web of Conferences.* 2017;120:02024. <https://doi.org/10.1051/mateconf/201712002024> ASCMCES-17
3. Un H., Baradan B. The effect of curing temperature and relative humidity on the strength development of portland cement mortar. *Scientific Research and Essays.* 2011;6(12):2504–2511. <https://doi.org/10.5897/SRE11.269>
4. Pavlov V.V., Krainov D.V., Akhmerova G.M. Influence of electric heating on concrete strength of individual sections of monolithic reinforced concrete multi-span slabs. *Bull. Civ. Eng.* 2019;6(77):111–113. (In Russ.) <https://doi.org/10.23968/1999-5571-2019-16-5-111-113>
5. Permyakov M.B., Krasnova T.V., Kurochkina S.O. The use of solar energy to intensify the hardening of concrete. *Actual Problems of Modern Science, Technology and Education.* 2019;10(2):7–11. (In Russ.)
6. Höhlig B., Schröfl C., Hempel S., Noack I., Mechtcherine V., ... Roland U. Heat treatment of fresh concrete by radio waves – avoiding delayed ettringite formation. *Constr. Build. Mater.* 2017;143:580–588. <http://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.03.111>
7. Zhorobayev S.S. Concrete humidity control under intensification of concrete hardness of monolithic reinforced concrete constructions. *Bull. SRC Constr.* 2019;(3(22)):79–84. (In Russ.)
8. Boroulya N.I., Krasnova T.A. Issues of ensuring the preservation of concrete mixtures properties in time. *Concrete Technology.* 2013;(6(83)):8–11. (In Russ.)
9. Marchon D., Flatt R.J. Mechanisms of cement hydration. *Sci. Tech. Concr. Admixtures.* Woodhead; 2016. p. 129–145. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-100693-1.00008-4>
10. Nkinamubanzi P.C., Mantellato S., Flatt R.J. Superplasticizers in practice. *Sci. Tech. Concr. Admixtures.* Woodhead; 2016. p. 353–377. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-100693-1.00016-3>
11. Stark J., Wicht B. *Dauerhaftigkeit von Beton.* Springer: Berlin Heidelberg; 2013.
12. Svintsov A.P., Nikolenko Y.V., Kurilkina V.V. Heat treatment of concrete mix in cast-in-situ structures. *Industrial Civ. Eng.* 2015;1:15–19 (In Russ.)

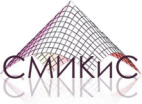
13. Abeka H., Agyeman S., Adom-Asamoah M. Thermal effect of mass concrete structures in the tropics: experimental, modelling and parametric studies. *Cogent Engineering*. 2017;4(1):1278297. <https://doi.org/10.1080/23311916.2016.1278297>
14. De Schutter G., Yuan Y., Liu X., Jiang W. Degree of hydration-based creep modeling of concrete with blended binders: from concept to real applications. *Journal of Sustainable Cement-Based Materials*. 2014;4(1):1–14. <https://doi.org/10.1080/21650373.2014.928808>
15. Lawrence A.M., Tia M., Ferraro C., Bergin M. Effect of early age strength on cracking in mass concrete containing different supplementary cementitious materials: experimental and finite-element investigation. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 2012;24:362–372. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000389](http://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000389)
16. Chuc N.T., Thoan P.V., Kiet B.A. The effects of insulation thickness on temperature field and evaluating cracking in the mass. *Concrete Electronic Journal of Structural Engineering* 2018;18(2):128–132.
17. Xu Y., Xu Q., Chen S., Li X. Self-restraint thermal stress in early-age concrete samples and its evaluation. *Construction and Building Materials*. 2017;134:104–115. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.12.066>
18. Ding H., Zhang L., Zhang P., Zhu Q. Thermal and stress analysis of early age concrete for spread footing. *Transactions of Tianjin University*. 2015;21(6):477–483. <https://doi.org/10.1007/s12209-015-2563-0>
19. Barbara K., Maciej B., Maciej P., Aneta Z. Analysis of cracking risk in early age mass concrete with different aggregate types. *Procedia Engineering*. 2017;193:234–241. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.06.209>
20. Aniskin N.A., Chuc N.T., Bryansky I.A., Hung D.H. Determination of the temperature field and thermal stress state of the massive of stacked concrete by finite element method. *Vestnik MGSU*. 2018;13(11):1407–1418. (In Russ.) <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2018.11.1407-1418>
21. Havlásek P., Šmilauer V., Hájková K., Baquerizo L. Thermo-mechanical simulations of early-age concrete cracking with durability predictions. *Mater. Sci. Eng.* 2017;236:32–40.
22. Lam T.V., Chuc N.T., Bulgakov B.I., Anh P.N. Composition calculation and cracking estimation of concrete at early ages. *Magazine of Civil Engineering*. 2018;6:136–148. <https://doi.org/10.18720/MCE.82.13>
23. Podgornov N.I. *Heat treatment of concrete with use of solar energy*. Moscow: ASV Publ.; 2010. (In Russ.)
24. Koroteev D.D., Harun M. Influence of construction of transparent covering on efficiency of concrete heat treatment in shuttering forms with using solar energy. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2018; 14(1):64–69. (In Russ.) <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2018-14-1-64-69>

#### Список литературы

1. Rizzuto J.P., Kamal M., Elsayad H., Bashandy A., Etman Z., Shaaban I.G. Effect of self-curing admixture on concrete properties in hot climate conditions // *Constr. Build. Mater.* 2020. Vol. 261. 119933. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119933>
2. Bella N., Bella I.A., Asroun A. A review of hot climate concreting, and the appropriate procedures for ordinary jobsites in developing countries // *MATEC Web of Conferences*. 2017. Vol. 120. 02024. <https://doi.org/10.1051/mateconf/201712002024> ASCMCES-17
3. Un H., Baradan B. The effect of curing temperature and relative humidity on the strength development of portland cement mortar // *Scientific Research and Essays*. 2011. Vol. 6. No. 12. Pp. 2504–2511. <https://doi.org/10.5897/SRE11.269>
4. Павлов В.В., Крайнов Д.В., Ахмерова Г.М. Влияние электрообогрева на прочность бетона отдельных участков монолитных железобетонных многопролетных плит перекрытия // *Вестник гражданских инженеров*. 2019. № 6 (77). С. 111–113. <https://doi.org/10.23968/1999-5571-2019-16-5-111-113>
5. Пермяков М.Б., Краснова Т.В., Курочкина С.О. Использование солнечной энергии для интенсификации твердения бетона // *Актуальные проблемы современной науки, техники и образования*. 2019. Т. 10. № 2. С. 7–11.
6. Höhlig B., Schröfl C., Hempel S., Noack I., Mechtcherine V., ... Roland U. Heat treatment of fresh concrete by radio waves – avoiding delayed ettringite formation // *Constr. Build. Mater.* 2017. Vol. 143. P. 580–588. <http://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.03.111>
7. Жоробаев С.С. Контроль влажности бетона при интенсификации твердения бетона монолитных железобетонных конструкций // *Вестник НИЦ. Строительство*. 2019. № 3 (22). С. 79–84.
8. Бороуля Н.И., Краснова Т.А. Проблемы обеспечения сохранения свойств бетонных смесей во времени // *Технологии бетонов*. 2013. № 6 (83). С. 8–11.
9. Marchon D., Flatt R.J. Mechanisms of cement hydration // *Sci. Tech. Concr. Admixtures*. Woodhead; 2016. Pp. 129–145. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-100693-1.00008-4>
10. Nkinamubanzi P.C., Mantellato S., Flatt R.J. 16-Superplasticizers in practice // *Sci. Tech. Concr. Admixtures*. Woodhead; 2016. Pp. 353–377. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-100693-1.00016-3>
11. Stark J., Wicht B. *Dauerhaftigkeit von Beton*. Springer: Berlin Heidelberg, 2013.
12. Свицков А.П., Николенко Ю.В., Курилкин В.В. Тепловая обработка бетонной смеси в монолитных конструкциях // *Промышленное и гражданское строительство*. 2015. № 1. С. 15–19.
13. Abeka H., Agyeman S., Adom-Asamoah M. Thermal effect of mass concrete structures in the tropics: experimental, modelling and parametric studies // *Cogent Engineering*. 2017. Vol. 4. No. 1. 1278297. <https://doi.org/10.1080/23311916.2016.1278297>



14. *De Schutter G., Yuan Y., Liu X., Jiang W.* Degree of hydration-based creep modeling of concrete with blended binders: from concept to real applications // *Journal of Sustainable Cement-Based Materials*. 2014. Vol. 4. No. 1. Pp. 1–14. <https://doi.org/10.1080/21650373.2014.928808>
15. *Lawrence A.M., Tia M., Ferraro C., Bergin M.* Effect of early age strength on cracking in mass concrete containing different supplementary cementitious materials: experimental and finite-element investigation // *Journal of Materials in Civil Engineering*. 2012. Vol. 24. Pp. 362–372. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000389](http://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000389)
16. *Chuc N.T., Thoan P.V., Kiet B.A.* The effects of insulation thickness on temperature field and evaluating cracking in the mass // *Concrete Electronic Journal of Structural Engineering*. 2018. Vol. 18. No. 2. Pp. 128–132.
17. *Xu Y., Xu Q., Chen S., Li X.* Self-restraint thermal stress in early-age concrete samples and its evaluation // *Construction and Building Materials*. 2017. Vol. 134. Pp. 104–115. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.12.066>
18. *Ding H., Zhang L., Zhang P., Zhu Q.* Thermal and stress analysis of early age concrete for spread footing // *Transactions of Tianjin University*. 2015. Vol. 21. No. 6. Pp. 477–483. <https://doi.org/10.1007/s12209-015-2563-0>
19. *Barbara K., Maciej B., Maciej P., Aneta Z.* Analysis of cracking risk in early age mass concrete with different aggregate types // *Procedia Engineering*. 2017. Vol. 193. Pp. 234–241. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.06.209>
20. *Анискин Н.А., Нгуен Ч.Ч., Брянский И.А., Дам Х.Х.* Определение температурного поля и термонапряженного состояния укладываемого бетонного массива методом конечных элементов // *Вестник МГСУ*. 2018. Т. 13. № 11 (122). С.1407–1418. <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2018.11.1407-1418>
21. *Havlásek P., Šmilauer V., Hájková K., Baquerizo L.* Thermo-mechanical simulations of early-age concrete cracking with durability predictions // *Mater. Sci. Eng.* 2017. Vol. 236. Pp. 32–40.
22. *Lam T.V., Chuc N.T., Bulgakov B.I., Anh P.N.* Composition calculation and cracking estimation of concrete at early ages // *Magazine of Civil Engineering*. 2018. Vol. 6. Pp. 136–148. <https://doi.org/10.18720/MCE.82.13>
23. *Подгорнов Н.И.* Термообработка бетона с использованием солнечной энергии. М.: Издательство АСВ, 2010. 328 с.
24. *Коротеев Д.Д., Харун М.* Влияние конструкции прозрачного покрытия на эффективность термообработки бетона в опалубочных формах с использованием солнечной энергии // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2018. Т. 14. № 1. С. 64–69. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2018-14-1-64-69>



## СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ СООРУЖЕНИЙ SEISMIC RESISTANCE


DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-5-538-547  
 UDC 624

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

### Seismic performance of step back, step back set back and set back buildings in sloping ground base

Subhash Chhetri, Sailesh Adhikari  

Tribhuvan University, Pokhara, Federal Democratic Republic of Nepal

 sailesh.adk@gmail.com

#### Article history

Received: July 27, 2021  
 Revised: September 22, 2021  
 Accepted: October 3, 2021

#### For citation

Chhetri S., Adhikari S. Seismic performance of step back, step back set back and set back buildings in sloping ground base. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(5):538–547. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-5-538-547>


**Abstract.** This paper presents the structural behavior of buildings located in the sloping ground level subjected to seismic load. Three different categories of building from three to five storey are considered for the numerical modelling namely set back building (SB), step back building (SBB) and step back set back building (SBSB). The dynamic response of different buildings are analyzed and compared to assess the seismic vulnerability associated with each buildings. The seismic vulnerability is assessed by comparing the base shear, drift, displacement and torsion factor values. Linear static method is used for the calculation of earthquake load using ETABS. It is observed that SBB and SBSB are highly affected by torsion compared to the SB building. It is desirable to use shear wall in periphery of the bottom storey to improve seismic performance of building. The results in this paper can be employed for construction of buildings with seismically active sloping ground.

**Keywords:** step back building, step back set back building, set back building, seismic load, sloping ground

### Сейсмические характеристики зданий на наклонном основании с колоннами различной высоты

С. Чхетри, Ш. Адхикари  

Университет Трибхуван, Покхара, Федеративная Демократическая Республика Непал

 sailesh.adk@gmail.com

#### История статьи

Поступила в редакцию: 27 июля 2021 г.  
 Доработана: 22 сентября 2021 г.  
 Принята к публикации: 3 сентября 2021 г.

**Аннотация.** Рассматривается поведение конструкции зданий, расположенных на наклонном основании, подверженных сейсмической нагрузке. Для компьютерного моделирования выбраны три категории конструкций малоэтажных зданий, а именно: здание с колоннами разной высоты по всему наклонному


**Subhash Chhetri**, M.Sc. student, Pashchimanchal Campus, Institute of Engineering, Tribhuvan University, PO Box 46, Lamachaur Pokhara, Federal Democratic Republic of Nepal; [sapkotasubhash29@gmail.com](mailto:sapkotasubhash29@gmail.com)

**Sailesh Adhikari**, Assistant Professor, Head of the Department of Civil Engineering, Pashchimanchal Campus, Institute of Engineering, Tribhuvan University, PO Box 46, Lamachaur Pokhara, Federal Democratic Republic of Nepal; ORCID: 0000-0002-8368-7770, Scopus ID: 57190580133; [sabilesh.adk@gmail.com](mailto:sabilesh.adk@gmail.com)

**Чхетри Субхаш**, магистрант, Кампус Пашчиманчал, Инженерный институт, Университет Трибхуван, Федеративная Демократическая Республика Непал, Ламачаур Покхара, почтовый ящик 46; [sapkotasubhash29@gmail.com](mailto:sapkotasubhash29@gmail.com)

**Адхикари Шайлеш**, преподаватель, заведующий кафедрой гражданского строительства, Кампус Пашчиманчал, Инженерный институт, Университет Трибхуван, Федеративная Демократическая Республика Непал, Ламачаур Покхара, почтовый ящик 46; ORCID: 0000-0002-8368-7770, Scopus ID: 57190580133; [sabilesh.adk@gmail.com](mailto:sabilesh.adk@gmail.com)

© Chhetri S., Adhikari S., 2021

 This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License <https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

**Для цитирования**

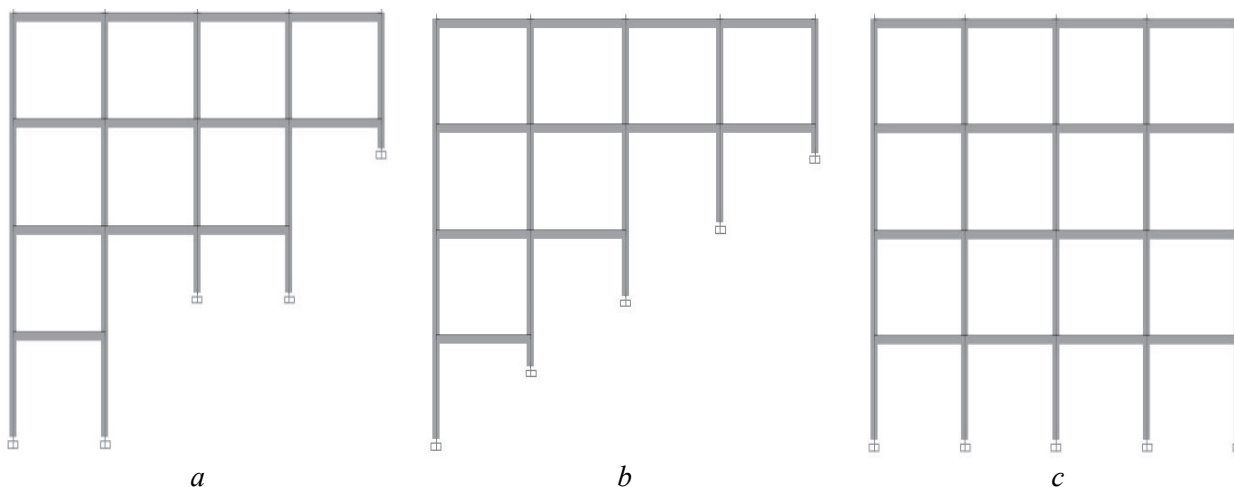
Chhetri S., Adhikari S. Seismic performance of step back, step back set back and set back buildings in sloping ground base // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 5. С. 538–547. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-5-538-547>

основанию (SBSB), здание с обычными по высоте и укороченными колоннами на наклонном основании (SBB) и аналогичное здание на плоском основании с колоннами одинаковой высоты (SB). Динамические отклики этих типов конструкций рассчитывались и сравнивались для оценки сейсмической устойчивости каждого здания. Сейсмическая устойчивость определялась сравнением значений сдвига, дрейфа, смещения и коэффициента кручения у основания. Линейный статический метод использовался для расчета сейсмической нагрузки в программе ETABS. Замечено, что конструкции SBB и SBSB сильно подвержены кручению по сравнению с конструкцией SB. Желательно использовать диафрагму жесткости по периметру нижнего этажа для улучшения сейсмических характеристик здания. Полученные результаты могут быть применены при проектировании зданий на сейсмически активном наклонном основании.

**Ключевые слова:** здание с уступом, SBB, SBSB, SB, сейсмическая нагрузка, наклонное основание

**Introduction**

During earthquake the seismic waves are more catastrophic to the building constructed with sloping ground foundation. Due to the terrain and geography, it is most likely that the buildings are constructed on the sloping ground with foundations at different levels. The buildings constructed in hilly regions are broadly classified as: (a) step back building (SBB), where the buildings of more than one storey height are constructed in the terraced land; (b) step back set back building (SBSB), where buildings are constructed in the pure sloping ground; (c) set back building (SB), where the buildings are constructed on the plane surface prepared by cutting the hill slope. Figure 1 shows SBB, SBSB and SB type of building constructed in sloping ground. When subjected to ground motion, such buildings constructed in masonry with mud mortar/cement mortar without conforming to code provisions have proved unsafe and resulted in loss of life and property [1]. Field reconnaissance of 3500 buildings of various types, after 2015 Gorkha earthquake, it was found that RC buildings failures were more attributed to soft story, pounding, shear failure and lack of symmetry in buildings [2]. Such buildings are more at risk, because the column of the building rest at different levels of the slope, causing irregularities in the structure. Dynamic characteristics of the buildings on flat ground differ to that of buildings on slope ground as the geometrical configurations of the building differ horizontally as well as vertically. The natural period of building decreases as the slope of the ground increases and short column resists almost all the storey shear as long columns are flexible and cannot resist the loads [3]. Also, the irregular building has the higher time period in linear static analysis [4]. The buildings in the sloping foundation produce the torsional effect as the center of mass and center of stiffness does not coincide with each other [5]. In addition to the torsion, building in the sloping ground generally experiences the short column effect which increases the vulnerability of the structures. Similarly with the increase in the column stiffness the axial force and base shear also increases in the building [6]. The increase in the storey height and number of bays will also have impact in the shear and longitudinal reinforcement of the structure [7].



**Figure 1.** Different types of building in slope ground: a – SBB; b – SBSB; c – SB

Table 1

SBB, SBSB and SB for different storey building

Building type	SBB	SBSB	SB
Plan for three storey			
Elevation for three storey			
Plan for four storey			
Elevation for four storey			
Plan for five storey			
Elevation for five storey			

Earthquake impact have amplified the problem of landslide and erosion in the hilly regions thus all residential, educational, hospital and commercial buildings in the hilly regions must be analyzed for the seismic loads. The buildings must be designed to resist the seismic waves to prevent the loss of life and property. The upcoming section of the paper discuss the seismic behavior of the differently configured buildings on hill slopes followed by the comparison of seismic behavior of hill buildings with regular buildings on the plane slope.

In this study a RC framed residential building having regular rectangular shape in plan is considered for analysis. SBB, SBSB and SB building type with three, four and five storey is consider in the modelling. For the regularity of the structure, the three-storey building consists of three bays in  $x$  and  $y$  direction, similarly four

storey building consists of four bays in  $x$  and  $y$  direction and five storey building consists of five bays in  $x$  and  $y$  direction. Center to center distance between the columns in each bay is 3.9 m in both  $x$  and  $y$  direction, for all the models consider in the analysis. The plan and elevation of the building considered for the analysis is shown in Table 1. The RC beams and columns are model as three-dimensions frame elements with centerline dimensions. The rigid zone factor for beam and column joint are assign as one. The area loads is applied on slabs (model as rigid diaphragm in each storey), and non-uniform soil pressure is applied to shear walls, which are assign with pier label in model. Bracing width and thickness is taken same to wall thickness of 230 mm. Foundation is model as isolated footing in fixed condition at the base, as soil foundation interaction is not considered in present study. Regular building model was design as per<sup>1</sup>, with torsion consideration, using different load combinations. Normal static and dynamic load combinations consist of 13 load combinations, to study the torsional effect additional 12 load combinations are adopted by considering the eccentric load combinations, making up of total 25 load combinations.

### Numerical modelling

Numerical simulation of the buildings is performed by using ETABS software. Figure 2 shows the 3D diagram of the building considered for the design. Elevation geometry for SBB and SBSB are considered assuming the 30° slope to the natural level of ground. The buildings are modelled as RC frame structure. M20 grade of concrete and Fe 500 reinforcement bar is considered in the modelling. The properties of concrete and reinforcement bars used in modelling are as shown in Tables 2 and 3 respectively. Basic parameters of building models for different storey is shown in Table 4.

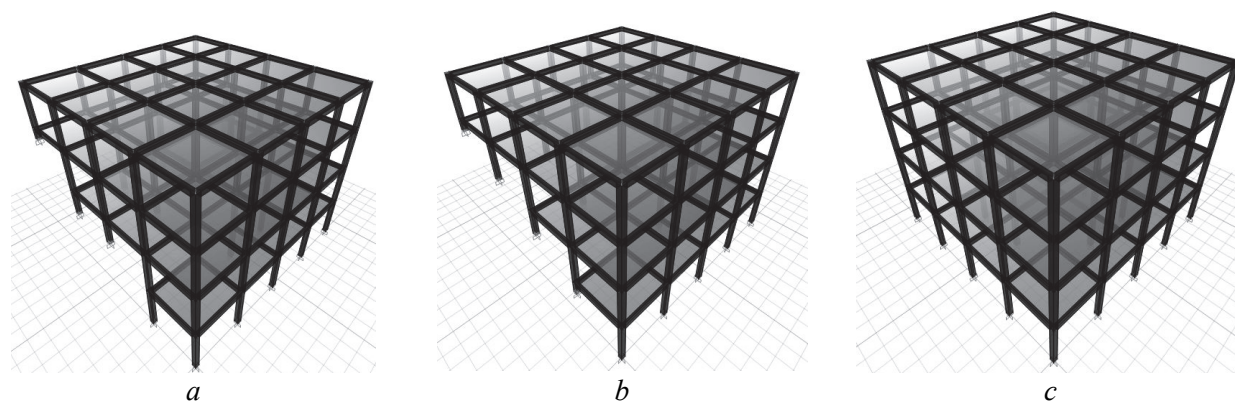


Figure 2. 3D model of the buildings considered in the modelling:  
*a* – SBB; *b* – SBSB; *c* – SB

Table 2

Material properties of M20 grade of concrete

Weight per unit volume $\rho$	25 kN/m <sup>3</sup>
Modulus of elasticity $E$	22360.68 N/mm <sup>2</sup>
Shear modulus $G$	9316.95 N/mm <sup>2</sup>
Poisson ratio $\nu$	0.2
Coefficient of thermal expansion $\alpha$	$5.5 \times 10^{-6}$

Table 3

Material properties of Fe 500 grade of rebar

Weight per unit volume $\rho$	76.9729 kN/m <sup>3</sup>
Modulus of elasticity $E$	$2 \times 10^5$ N/mm <sup>2</sup>
Shear modulus $G$	76923.08 N/mm <sup>2</sup>
Poisson ratio $\nu$	0.3
Coefficient of thermal expansion $\alpha$	$1.17 \times 10^{-5}$
Minimum yield stress $f_y$	500 N/mm <sup>2</sup>
Minimum tensile stress $f_u$	545 N/mm <sup>2</sup>

In the present study, building sole purpose is residential. Table 5 shows the loading and its pattern used in the analysis as per IS 875 (Part 2): 1987 and IS 1893 (Part1): 2016. In the analysis the soil pressure is applied as non-uniform loads in the shear wall. The soil pressure on the building demands the shear wall which is considered in the modelling of the building. Additional analysis is performed in five storey building for the cases with and without shear wall. The results for the same are discussed in the next section. The load in the shear wall is applied as per considerations made in Figure 3.

<sup>1</sup> IS 1893 (Part 1). *Criteria for earthquake resistant design of structures*. New Delhi: Bureau of Indian Standards; 2016.

Table 4

Basic parameters of building models for different storey

Parameters	Values	Unit	Remarks
Number of storey	3, 4,5	–	
Storey height	3.3	m	For all models consider
Column size for three-storey and four storey building	300×300	mm×mm	
Column size for five- storey building	450×450	mm×mm	
Beam size for three-storey and four storey building	300×225 ( $D \times b$ )	mm×mm	
Beam size for five-storey building	500×300 ( $D \times b$ )	mm×mm	
Slab depth	125	mm	For all models
Shear wall thickness	200	mm	For all models consider
Seismic zone $Z$	$V$	–	Zone factor = 0.36 (IS 1893 (Part 1): 2016)
Importance factor $I$	1	–	AS per IS 1893 (Part 1): 2016
Frame system	SMRF	–	Response reduction factor = 5, as per IS 1893 (Part 1): 2016
Soil type	Medium	–	Angle of friction $30^\circ$ and unit weight $20 \text{ kN/m}^3$ [8]

Table 5

Loads considered in the analysis of buildings

Parameters	Value	Unit	Mass source for analysis, %	Remarks
Imposed load on floor	2	$\text{kN/m}^2$	25	For all cases of buildings
Imposed load on roof	1.5	$\text{kN/m}^2$	0	For all cases of buildings
Floor finish	1.0	$\text{kN/m}^2$	100	For all cases of buildings
URM infill wall load	10	$\text{kN/m}$	100	External wall load
URM infill wall load	6	$\text{kN/m}$	100	Internal wall load
Soil pressure	Applied as non-uniform loads in shear wall			

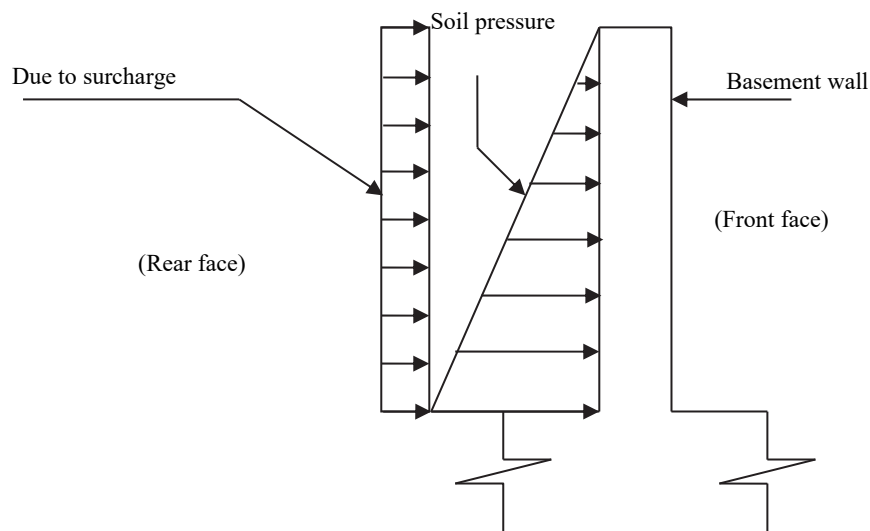


Figure 3. Soil pressure in shear wall

The seismic coefficient method (Lateral static method) is one of the static procedures for earthquake resistant design of structures. Horizontal forces are calculated as products of the seismic coefficients and weight of the structures. Design parameters depends upon the shear computation, which again depends upon the seismic

weight and fundamental time period of the structure. Response reduction factor  $R$  accounts for both damping and ductility of structure. The fundamental time period is calculated based on code-based formula. This method is recommend and specified in various seismic design code, including IS 1893 (Part1): 2016, which is detail below.

The design base shear  $V_b$  along any principal direction of a building shall be determined by

$$V_b = A_h \times W,$$

where  $A_h$  – design horizontal acceleration coefficient value using approximate fundamental natural period;  $W$  – seismic weight of building.

Also,

$$A_h = \frac{Z}{2} \times \frac{I}{R} \times \frac{S_a}{g},$$

where  $\frac{S_a}{g}$  is the design acceleration coefficient,  $\frac{S_a}{g}$  depends on fundamental time period  $T$ , where  $T = 0.075h^{0.75}$ ;  $h$  – the height of building as defined in IS 1893 (Part1): 2016;  $R$  – response reduction factor;  $I$  – importance factor;  $Z$  – zone factor.

Similarly design lateral force at  $i^{\text{th}}$  floor is given by

$$Q_i = \left( \frac{W_i h_i^2}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^2} \right) V_B,$$

where  $Q_i$  – design lateral force at floor  $i$ ;  $W_i$  – seismic weight of floor  $i$ ;  $h_i$  – height of floor  $i$  measure from base.

### Results and discussions

Analysis of the three dimensions structural models as explained in previous section is completed using ETABS. The results are analyzed for the dynamic response property and seismic vulnerability associated with each of the building models are them are studied. The results are presented in the form of table to thoroughly understand the behavior and draw conclusion for their suitability.

**Comparison of base shear.** Base shear is the estimate of the maximum expected lateral force that will occur due to seismic ground motion at the base of the structure and is the sum of all the storey lateral force above. Base shear depends upon building weight, building stiffness and the distance from the fault. Base shear is directly proportional to building weight. Building stiffness has the ultimate effect on base shear. Building stiffness generally represents how flexible or stiff the building is. Greater the flexibility of building higher is the natural period and lower is the base shear and vice versa. Greater is the base shear if the fault is near the building. Thus, as shown Table 6, base shear associated with SB building is greater than SBB and SBSB for each storey. Similarly SBB buildings base shear is greater than SBSB buildings. Higher the number of storey greater is the total design lateral force.

Table 6

Base shear at each floor of buildings

Base shear of each floor, kN		SBB		SBSB		SB	
	Storey No.	x	y	x	y	x	y
Three storey building	3	154.95	154.95	83.10	83.10	181.65	181.65
	2	287.20	287.20	58.52	46.51	335.60	335.60
	1	54.79	27.09	24.04	12.47	374.09	374.09
Four storey building	4	120.57	120.57	120.57	120.57	308.41	308.41
	3	120.57	120.57	120.57	120.57	663.20	663.20
	2	11.09	1.14	9.52	1.78	820.89	820.89
	1	2.08	0.31	3.86	0.69	860.31	860.31
Five storey building	5	472.36	472.36	472.59	472.59	549.40	549.40
	4	702.88	702.88	703.57	703.57	1194.33	1194.33
	3	702.88	31.36	416.21	296.45	1557.10	1557.10
	2	6.24	4.47	37.32	5.96	1718.33	1718.33
	1	1.01	4.47	13.42	3.37	1758.64	1758.64

**Comparison of displacement.** Table 7 shows the maximum displacement of each floor of different building models. SB shows higher displacement at all the storey, due to seismic force in both x and y direction. It is due to higher mass associated with SB building, which results in greater lateral force. Similarly, SBB building has greater displacement at different storey than SBSB. In addition building height for analysis are taken from the top most ground level for SBB and SBSB models, which significantly reduces the building height as per IS 1893: 2016.

Table 7

Displacement at each floor of buildings

Displacement of each floor, mm		SBB		SBSB		SB	
	Storey No.	x	y	x	y	x	y
Three storey building	3	11.32	7.89	4.33	2.68	25.34	25.34
	2	6.33	3.33	1.93	1.03	18.90	18.90
	1	2.65	1.34	0.21	0.10	8.40	8.40
Four storey building	4	2.83	2.06	2.80	2.05	46.46	46.46
	3	1.02	0.32	0.99	0.32	39.91	39.91
	2	0.31	0.02	0.29	0.01	27.28	27.28
	1	0.10	0.01	0.03	0.00	11.71	11.71
Five storey building	5	3.555	3.126	3.658	2.304	18.068	18.068
	4	2.245	1.843	2.312	1.104	16.316	16.316
	3	0.525	0.203	0.734	0.169	12.892	12.892
	2	0.093	0.03	0.192	0.005	8.382	8.382
	1	0.019	0.019	0.017	0.001	3.507	3.507

**Comparison of storey drift.** Storey drift is the displacement of one level relative to the other level above or below and when divided by floor height it is called drift ratio, as per codal provision of IS 1893 (Part 1): 2016 clause 7.11, drift ratio should be limited to 0.4%, for building model as bare frame, in analysis. All the buildings pass the drift category and SB has greater drift ratio compared to others and SBB has greater drift than SBSB as shown in Table 8.

Table 8

Storey drift at each floor of buildings

Drift of each floor, %		SBB		SBSB		SB	
	Storey No.	x	y	x	y	x	y
Three storey building	3	0.151	0.138	0.073	0.050	0.195	0.195
	2	0.112	0.060	0.052	0.028	0.318	0.318
	1	0.080	0.041	0.007	0.003	0.255	0.255
Four storey building	4	0.0550	0.0525	0.0550	0.0526	0.1985	0.1985
	3	0.0215	0.0093	0.0211	0.0095	0.3829	0.3829
	2	0.0064	0.0006	0.0079	0.0002	0.4716	0.4716
	1	0.0029	0.0002	0.0008	0.0001	0.3550	0.3550
Five storey building	5	0.0397	0.0389	0.0408	0.0364	0.0532	0.0532
	4	0.0521	0.0497	0.0481	0.0283	0.1037	0.1037
	3	0.0131	0.0069	0.0164	0.005	0.1367	0.1367
	2	0.0022	0.0003	0.0053	0.0002	0.1479	0.1479
	1	0.0006	0.0006	0.0005	$2.61 \times 10^{-05}$	0.1063	0.1063

**Comparison of permissible torsion factor.** Buildings in sloping ground are subjected to torsion during earthquakes due to their irregular mass and stiffness distribution in horizontal or vertical plane. This torsion cause excessive shears in members that cause damage to the member, therefore study of torsion for buildings in sloping ground is very important. According to IS 1893:2016, for torsion factor within the range of 1.5 to 2, configuration should be adjusted to ensure natural period of the fundamental torsional mode of oscillation shall be smaller than those of the first two translation modes and 3D dynamic analysis should be performed. If torsion



factor exceeds 2, the configuration has to be revised, so a torsion factor below 1.2 for hill areas can be permissible. From Table 9 it is observed that SB buildings are safe against torsion action as every floor of each storey has torsion factor below 1.2 for both x and y direction. Whereas in both SBB and SBSB buildings values exceeds 1.2 and even 1.5 especially in middle floor level. For both of these buildings, higher the number of storey higher is the torsion, also it is observe that torsion is higher in cross-slope direction than in across slope direction. SBB buildings shows higher torsion factor compare to SBSB, making it more vulnerable against torsion as detailed in Table 9.

Table 9

Torsion factor at each floor of buildings

Torsion of each floor		SBB		SBSB		SB	
	Storey No.	x	y	x	y	x	y
Three storey building	3	1.36	1.11	1.5	1.09	1.02	1.02
	2	1.54	1.11	1.4	1.01	1.03	1.03
	1	1.14	1.11	0.74	1.14	1.03	1.03
Four storey building	4	1.21	1.03	1.20	1.032	1.05	1.05
	3	1.61	1.05	1.6	1.04	1.05	1.05
	2	1.72	1.25	1.41	1.42	1.05	1.05
	1	1.19	1.2	1.23	1.33	1.05	1.05
Five storey building	5	1.00	1.05	1.38	1.05	1.05	1.05
	4	1.04	1.06	1.56	1.06	1.06	1.06
	3	1.51	1.08	1.67	1.14	1.06	1.06
	2	1.93	0.98	1.67	1.11	1.06	1.06
	1	1.36	0.973	1.21	1	1.06	1.06

From the above comparison of results, it is found that SBB can be fatal than the other buildings in case of active lateral forces in building due to seismic waves. Short column is the adversely affected member in this building with higher axial and shear force, demanding more reinforcement. Some of the methods to improve the seismic behavior of SBB could be to increase the grade of concrete or increase the size of members. The present study, however, focus in the action of shear wall along the across slope of building, at periphery of the building and bracing using concrete. Figure 4 shows the 3D model using shear wall and Figure 5 shows the 3D model using bracing considered for analysis and comparison. The results of the modelling are shown in Table 10.

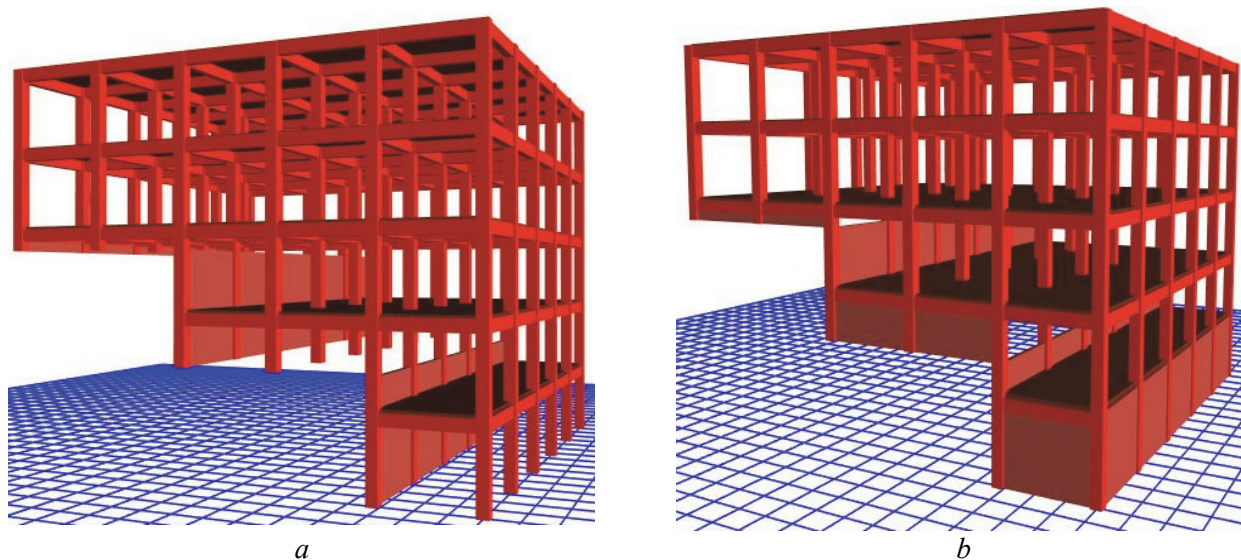


Figure 4. Shear wall in SBB: a – shear wall along earth pressure side only; b – shear wall along whole building

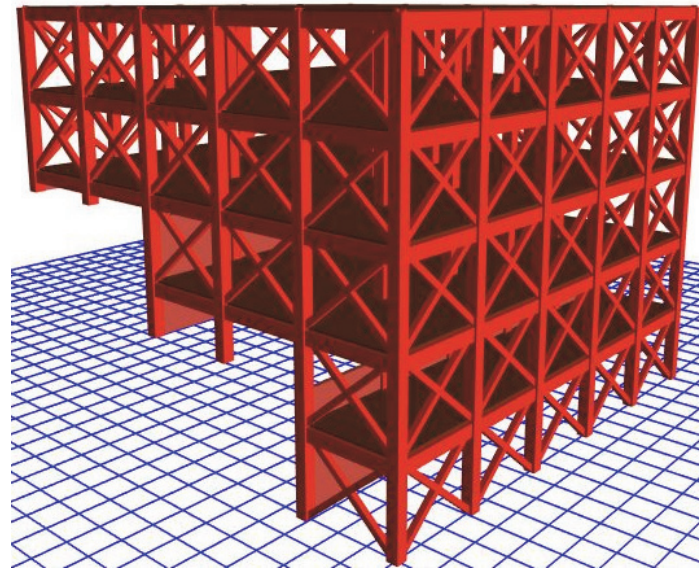


Figure 5. Bracing in SBB

Table 10

Results of SBB with shear wall and bracings

		Step back buildings		Shear wall across slope only		Shear wall along whole building		Bracing	
		x	y	x	y	x	y	x	y
Base shear, kn	Storey								
	1	472.36	472.36	472.36	472.36	472.36	472.36	496.68	496.68
	2	702.88	702.88	702.88	702.88	702.88	702.88	739.37	739.37
	3	702.88	31.36	702.88	702.88	702.88	702.88	739.37	739.37
	4	6.24	4.47	92.64	-40.14	83.62	83.45	236.49	42.03
	5	1.01	4.47	2.30	-4.24	1.82	0.42	112.51	3.58
Displacement, mm	1	3.555	3.126	3.428	3.058	3.01	2.835	0.72	0.564
	2	2.245	1.843	2.113	1.777	1.712	1.566	0.52	0.372
	3	0.525	0.203	0.395	0.16	0.1	0.044	0.239	0.103
	4	0.093	0.03	0.048	0.029	0.013	0.009	0.123	0.048
	5	0.019	0.019	0.005	0.016	0.001	0.003	0.037	0.017
Drift ratio, %	1	0.053	0.053	0.040	0.039	0.039	0.038	0.006	0.006
	2	0.104	0.104	0.052	0.049	0.049	0.046	0.009	0.008
	3	0.137	0.137	0.011	0.006	0.003	0.002	0.004	0.002
	4	0.148	0.148	0.001	0.000	0.000	0.000	0.003	0.001
	5	0.106	0.106	0.000	0.001	0.000	0.000	0.001	0.001
Torsion factor	1	1.002	1.054	1.17	1.051	1.105	1.051	1.25	1.03
	2	1.04	1.0574	1.24	1.053	1.129	1.053	1.349	1.035
	3	1.512	1.083	1.9	1.063	1.54	1.048	1.89	1.056
	4	1.93	0.98	1.77	1	1.091	1.059	1.89	1.091
	5	1.36	0.973	1.43	1.032	1	1	1.61	1.214

Shear wall considerably enhance the rigidity and strength of the frame structure, symmetry in position of shear wall in plan is a key factor to obtain desirable performance of shear wall structure [9]. Arrangement of bracing and it type affects the seismic performance of building, generally it increases the strength if placed ac-

cordingly [8; 10]. Form base and storey shear comparison in the present study as shown in Table 10 for SBB 5-story, bracing increases the stiffness of building and thus the base and storey shear of building. Displacement is significantly reduced by bracing, whereas shear wall across slope resisting earth pressure slightly reduce the displacement and story drift of the structure in both the directions. The shear wall along the periphery at the bottom of the structure, not only reduces the storey drift but also is very effective to reduce the torsion factor than bracing as seen in Table 10. The maximum torsion factor is 1.54 compare to 1.89 by bracing. Shear wall across slope only in SBB is not sufficient to reduce torsion effectively.

### Conclusion and recommendations

This paper has presented the comparative study of the different types of buildings generally constructed in sloping ground of hilly regions. From the results it is found that SBB buildings is more seismically vulnerable as compared to SBSB and SB buildings. The short columns is the worst effected structural member during the seismic load. Top storey displacement in SB buildings are higher than other two set of buildings due to more mass associated with it then others, which increase lateral force. SB building are less affected by torsion, as they satisfy the codal criteria of torsion, whereas SBB and SBSB building shows excessive torsion, with SBB building having excessive torsion. This study also concludes that the braced SBB and shear wall across slope reduce the overall displacement is found to reduce the effect of short column effectively and improve the overall seismic performance of building. Shear wall across the periphery of the SBB is found effective to reduce both drift and torsion factor in 5-story SBB. Shear wall introduction in periphery of building in SBB has shown grater improvement in seismic behavior of building. Thus, for hillside buildings shear wall must be mandatory provided in the foundation. Shear wall shares the column loads in effective way to reduce the seismic vulnerability associated with hillside buildings.

### References

1. Kumar S. *Seismic analysis of stepback and setback buildings*. PhD Thesis. Roorkee: University of Roorkee; 1996.
2. Tiwary A.K., Singh K., Thakur A., Nasier S. Performance of residential buildings during nepal earthquake. *International Journal on Recent and Innovation Trends in Computing and Communication*. 2014;4(6):242–247.
3. Sreerama A.K., Ramancharla P.K. Earthquake behavior of reinforced concrete framed buildings on hill slopes. *International Symposium on New Technologies for Urban Safety of Mega Cities in Asia (USMCA 2013)*. Hanoi; 2013.
4. Tiwari S., Adhikari S., Thapa D. comprehensive seismic performance assessment of low-rise RC buildings by numerical modelling. *International Journal of Advance Research, Ideas and Innovations in Technology*. 2020;6(4):323–331.
5. Birajdar B.G., Nalawade S.S. Seismic analysis of buildings resting on sloping ground. *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver; 2004. Paper No. 1472.
6. Tiwari S., Adhikari S. Seismic analysis on mass and stiffness variation in RC buildings by numerical modelling. *International Journal of Engineering Research & Technology*. 2020;9(4):123–127. <http://doi.org/10.17577/IJERTV9IS040119>
7. Mishra S., Adhikari S., Thapa D. Shear capacity and shear reinforcement of exterior beam-column joint of RC building. *International Journal of Engineering Research & Technology*. 2021;10(3):335–343.
8. Arora K.R. *Soil mechanics and foundation engineering*. *Geotechnical engineering*. New Delhi: Standard Publishers Distributers; 2011.
9. Danish M., Zaid M., Shariq M., Masood A., Baqi A. Seismic performance of RC buildings with shear wall. *International Conference on Trends and Challenges in Concrete Structures*. Ghaziabad; 2013. p. 489–496.
10. Amini A.M., Majd M., Hosseini M. A study on the effect of bracing arrangement in the seismic behavior buildings with various concentric bracings by nonlinear static and dynamic analysis. *15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE)*. 2012;2:1569–1578.



**Уважаемые коллеги!**

Инженерная академия Российского университета дружбы народов приглашает вас принять участие в научных мероприятиях в 2022 году.

**МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ ФОРУМ  
ПО МЕХАНИКЕ КОСМИЧЕСКОГО ПОЛЕТА, КОСМИЧЕСКИМ КОНСТРУКЦИЯМ И МАТЕРИАЛАМ  
(IAA/AAS SciTech Forum)**

**Июнь 2022 года**

**Место проведения:** Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6, Инженерная академия РУДН.

**Организатор форума:** Российский университет дружбы народов (РУДН).

Тел.: +7 (495) 952-08-29, e-mail: kupreev-sa@rudn.ru

**ОФИЦИАЛЬНЫЙ ЯЗЫК**

Английский.

**ПУБЛИКАЦИЯ МАТЕРИАЛОВ ФОРУМА**

Статьи будут опубликованы в сборнике трудов, индексируемом в БД Scopus и Web of Science.