



ISSN 2219-1038

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И КОНСТРУКЦИИ

Научно-технический журнал

Выпуск №2 (9), 2014

Учредитель

Федеральное государственное
бюджетное образовательное
учреждение высшего
профессионального
образования
«Воронежский
государственный
архитектурно-строительный
университет»

Издатель

Строительный факультет

Главный редактор

Сафронов В.С., д.т.н., проф.

Зам. главного редактора

Ефрюшин С.В., к.т.н., доц.

Ответственный секретарь

Габриелян Г.Е., к.т.н., доц.

Технический секретарь

Флавианов В.М., м.н.с.

Члены редколлегии

Борисов Ю.М., д.т.н., проф.

Шитикова М.В., д. ф.-м. н., проф.

Шапиро Д.М., д.т.н., проф.

Орлов А.С., д.т.н., проф.

Свентиков А.А., д.т.н., проф.

Иванов Ю.В., к.т.н., доц.

Андреев А.В., к.т.н., доц.

Рогатнев Ю.Ф., к.т.н., доц.

СОДЕРЖАНИЕ

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И СОПРОТИВЛЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ

- Бурлаков А.В., Ефрюшин С.В.**
Опыт расчета и исследование геометрической нелинейности расчетной модели телевизионной мачты высотой 331,5 метра 5
- Минаева Н.В., Соболева Е.А., Хвостов М.Г.**
Об изгибе стержня на стохастически неоднородном упругом основании 18
- Барченкова Н.А., Мальцев А.Р.**
Численное исследование НДС равномерно нагруженной шарнирно опертой плиты в зависимости от топологии подкрепляющих ребер 22
- Синозерский А.Н., Мухтаров Р.А.**
Определение характеристик предельного ядрового состояния внецентренно сжатого короткого элемента квадратного сечения из бетона класса В30 29
- Рогатнев Ю.Ф., Джавид М.М.**
Деформативные и прочностные характеристики высококачественного бетона при сжатии 35

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

- Сафронов В.С., Доманов Д.И.**
Измерения и анализ колебаний косоопертого железобетонного пролетного строения автодорожного путепровода при эксплуатации 40
- Шапиро Д.М., Тарасов А.А.**
Алгоритм и программа расчета устойчивости оснований обсыпных и армогрунтовых устоев мостовых сооружений 50

Шапиро Д.М., Мамонов А.В.

Распределений усилий от временной вертикальной нагрузки в двух балочных сталежелезобетонных пролетных строениях

58

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Синозерский А.Н., Мухтаров Р.А.

Базовые и предельные ядровые состояния внецентренно сжатых коротких бетонных элементов квадратного сечения

64

Рогатнев Ю.Ф., Джавид М.М.

Экспериментальные исследования прочности нормальных сечений железобетонных изгибаемых элементов с арматурой класса А500С

73

МЕХАНИКА ГРУНТОВ

Ким М.С., Ким В.Х., Ким М.В.

Аналитический метод оценки взаимного влияния рядом расположенных полосовых нагрузок с разной глубиной заложения

79

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ И НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ И МАТЕРИАЛОВ

Рогатнев Ю.Ф., Джавид М.М.

Сравнительный анализ опытных значений деформативных и прочностных характеристик арматуры классов А400, А500С и А600

93

Попечительский совет

ООО «Предприятие
Инвестстройиндустрия»
в лице директора
Ушакова И.И.

ООО «Предприятие
по инженерному и научно-
техническому обслуживанию
строительного комплекса
«СтройНаука»
в лице зам. директора
Глушкова А.В.

ОАО Воронежский филиал
ГИПРОДОРНИИ
в лице ген. директора
Мажарова А.В.

© Воронежский ГАСУ, 2014

Адрес редакции: 394006 Воронеж, ул. 20-летия Октября, 84

Тел./ факс: +7(473) 2715230

**По вопросам размещения статей просьба обращаться
по адресу:**

394006 Воронеж, ул. 20-летия Октября, 84

Тел./факс: +7 (473) 271-52-30

главному редактору, д-ру техн. наук, проф. **Сафронову Владимиру Сергеевичу**,

тел./ факс: +7 (473) 2715230, E-mail: vss22@mail.ru

зам. гл. редактора, канд. техн. наук, доц. **Ефрюшину Сергею Владимировичу**,

тел./ факс: +7 (473) 2715230, E-mail: ooo.stroynauka@mail.ru

отв. секретарю, канд. техн. наук, доц. **Габриеляну Грайру Егшеевичу**

тел./ факс: +7 (473) 2715230, E-mail: grayr2010@rambler.ru



ISSN 2219-1038

STRUCTURAL MECHANICS AND STRUCTURES

Scientific-Technical Journal

Issue № 2(9), 2014

Founder

State Educational Institute
of Higher Vocational Education
Voronezh State University
of Architecture
and Civil Engineering

Editor

Constructional Department

Chief Editor

Dr of Sc. Tech. Prof.
V.S. Safronov

Deputy of Chief Editor

PhD S.V. Efryushin

Senior Secretary

PhD G.E. Gabrielyan

Technical Secretary

Sc. associate V.M. Flavianov

Members of editorial board

Dr of Tech. Sc, Prof

Y.M. Borisov

Dr of Math Prof. M.V. Shitikova

Dr of Tech Sc D.M. Shapiro

Dr. of Tech Sc A.S. Orlov

PhD A.A. Sventikov

PhD Y.V. Ivanov

PhD A.V. Andreev

PhD Y.F. Rogatnev

CONTENTS

STRUCTURAL MECHANICS AND STRENGTH OF MATERIALS

- A.V. Burlakov, S.V. Efryushin**
The calculation and research of geometric nonlinearity design model of 331.5 m height television mast 5
- N. V. Minaeva, E. A. Soboleva, M.G. Khvostov**
Concerning a rod deflection on stochastically heterogeneous elastic foundation 18
- N.A. Barchenkova, A.R. Maltsev**
Numerical research of stresses and deflected mode of homogeneously simply supported slab depending on supporting ribs configuration 22
- A.N. Sinozersky, R.A. Mukhtarov**
Characterization of limiting core condition of eccentric concrete of b30 type pedestal of square section 29
- Yu. F. Rogatnev, M.M. Jawid**
Deformability and strength performance of high-quality concrete during compression 35

CALCULATION AND DESIGN OF BRIDGES AND STRUCTURES

- V.S. Safronov, D.I. Domanov**
Measurement and analysis of vibration of askew supported reinforced-concrete road overpass span during operation. 40
- D.M. Shapiro, A.A. Tarasov**
Algorithm and program for stability calculation of buried and reinforced soil bridge abutment bases 50
- D.M. Shapiro, A.V. Mamonov**
Load forces distribution caused by vertical loading in double-girder steel reinforced spans 58

CALCULATION AND DESIGN OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

A.N. Sinozersky, R.A. Mukhtarov
Basic and limiting core conditions of eccentric pedestals of square section from concrete 64

Yu.F. Rogatneov, M.M. Jawid
Pilot researches of strength of reinforced flexural member standard section with reinforcement of A500C class 73

SOIL MECHANICS

M.S. Kim, V.H. Kim, M.V. Kim
Analytical method of interference assessment of nearby located distributed load with different basement depth 79

EXPERIMENTAL RESEARCH AND FIELD OBSERVATION OF STRUCTURES AND MATERIALS

Yu.F. Rogatneov, M.M. Jawid
Comparative research of observation of deformation and bond performances values of A400, A500 and A600 class reinforcement 93

Board of Trustees

Ltd. «Enterprise Investroyindustriya»
Director **I.I. Ushakov**

Ltd. «Enterprise on Engineering and Scientific Service of Building Complex StroyNauka»
Deputy Director
A.V. Glushkov

Ltd. «Voronezh department of Giprodornii»
Chief Executive Officer
A.V. Mazharov

Address : 84, 20-letie Oktyabrya st. 394006 Voronezh, Russia
Tel/ fax.: +7 (473) 2715230

Concerning the articles publication one can address:
84, 20-letie Oktyabrya st., Voronezh 394006, Russia

Chief editor Dr Sc.Tech., Prof.Vladimir Sergeevich Safronov
Tel./fax: +7 (473) 2715230 E-mail: vss22@mail.ru

Deputy of chief editor, PhD of Tech. Sc., associate professor Sergei Vladimirovich Efryushin
тел./ факс: +7 (473) 2715230, E-mail: ooo.stroynauka@mail.ru

Senior secretary, PhD of Tech.Sc., associate professor Grayr Egisheevich
тел./ факс: +7 (473) 2715230, E-mail: grayr2010@rambler.ru

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И СОПРОТИВЛЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ

УДК 624.048:692.92
Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Канд. техн. наук, доц.
кафедры строительной механики
С.В. Ефрюшин
Магистрант кафедры строительной механики
А.В. Бурлаков
Россия, г. Воронеж, тел.: 8(473)254-58
e-mail: gefe92@mail.ru

The Voronezh State University of Architecture and
Civil Engineering
PhD of Tech. Sc., assoc. prof. of Structural Mechanics
S.V. Efyushin
Master of Dept. of Structural Mechanics
A.V. Burlakov
Voronezh, Russia, tel. 8(473)254-58-21
e-mail: gefe92@mail.ru

А.В. Бурлаков, С.В. Ефрюшин

ОПЫТ РАСЧЕТА И ИССЛЕДОВАНИЕ ГЕОМЕТРИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ ТЕЛЕВИЗИОННОЙ МАЧТЫ ВЫСОТОЙ 331.5 МЕТРА.

Приводятся результаты расчета существующей телевизионной мачты на оттяжках высотой 331,5 метра. Осуществлены разработка расчетной схемы и сбор нагрузок. Расчет мачты проведен в программном комплексе «Лира» с учетом геометрической нелинейности расчетной схемы. Приведены распределения усилий в элементах, анализ прочности и устойчивости.

Путем построения зависимости «горизонтальная сила – перемещение» исследуется геометрическая нелинейность. На основе анализа значений перемещений узлов от ветровой нагрузки обсуждается возможность использования линейной расчетной схемы.

A.V. Burlakov, S.V. Efyushin

THE CALCULATION AND RESEARCH OF GEOMETRIC NONLINEARITY DESIGN MODEL OF 331.5 M HEIGHT TELEVISION MAST

The results of calculation of existing television mast on backstay of 331,5 m height are presented. The design model is developed and load analysis is done. The mast is calculated in the software package “LIRA” with account of geometric nonlinearity design model. The member strength distribution, the analysis of durability and stability are given.

By graphing of the dependence “horizontal strength – shifting” the geometric nonlinearity is investigated. There is discussed the possibility of linear design diagram application based on the analysis of unit value depending on wind load

Объектом для проведения исследования напряжённо-деформированного состояния с учётом геометрической нелинейности является реальная конструкция: областной радиотелевизионный передающий центр «Бобровская РТС», который запроектирован в 1965 году и введён в эксплуатацию в 1976 году.

Мачта на тросовых оттяжках (общий вид и фото отдельных элементов мачты приведены на рис.1) высотой 331,5 метра + 19,1 метра – антенна, итоговая высота составляет 350,6 метра.

Ствол мачты – сквозная четырёхгранная конструкция с поясами и распорками трубчатого сечения и крестовыми раскосами из круглой стали (в секциях, где крепятся ванты, раскосы – из уголков). Высота секций мачты 6,75 метра, ширина 3,54 метра. Опирается ствол мачты на фундамент – шарнирное (рис. 1).

© Бурлаков А.В., Ефрюшин С.В.. 2014

Оттяжки из стального каната – парные, диаметром 45,5 и 52 мм, расположены полярно симметрично.

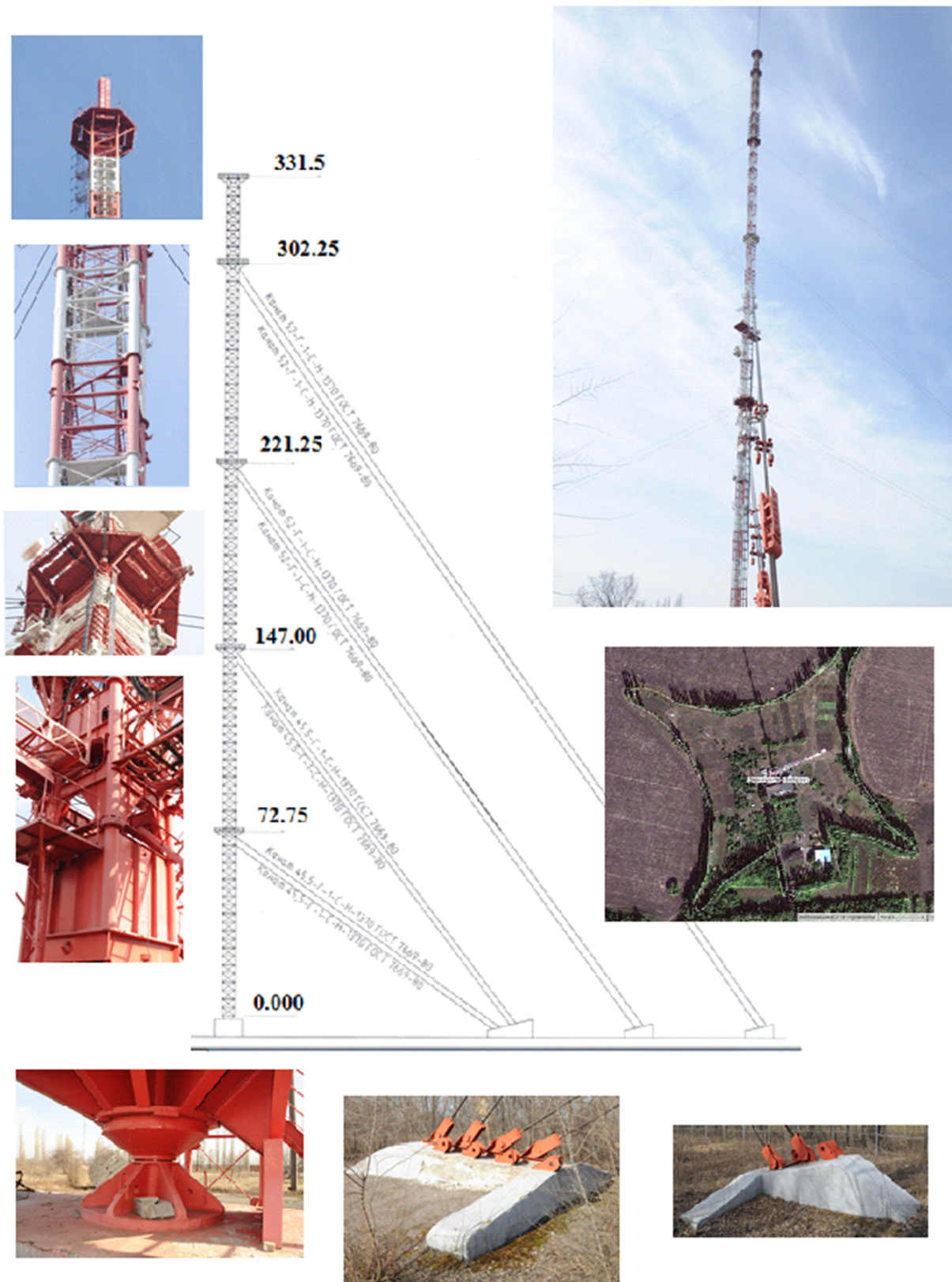


Рис. 1. Общий вид и схема мачты

Целями статического расчёта являются: определение напряженного деформированного состояния мачты, оценка прочности и устойчивости элементов.

Мачта представляет собой пространственную статически неопределимую вантов-стержневую систему, состоящую из ствола, оттяжек и фундаментов. Она характеризуется:

- нелинейной работой вантовых элементов (оттяжек);
- необходимостью задания усилий предварительного напряжения.

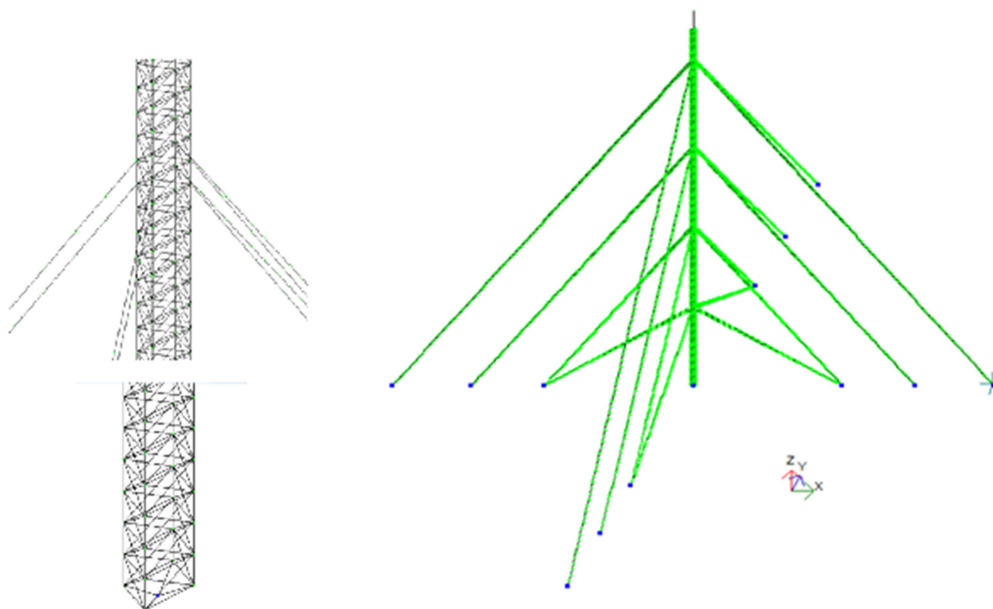


Рис. 2. Расчетная схема мачты в программном комплексе «Лира»

Статический расчёт мачты производился методом конечных элементов в программном комплексе «Лира». Ствол мачты – пространственная стержневая конструкция, элементы которой жестко примыкают к узлам. Ствол мачты опирается на фундамент посредством сферического шарнира. Оттяжки одним концом присоединяются к неподвижным анкерам, другим – к лацменным узлам, расположенным на стволе. Более адекватный вариант расчётной модели оттяжки – это гибкая нить с малой стрелкой провисания.

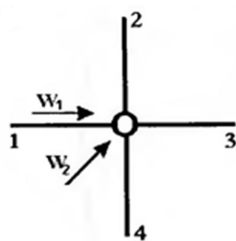
В программном комплексе «Лира» это реализуется с помощью конечного элемента № 310 - геометрически нелинейного универсального пространственного стержневого конечного элемента нити. Конечный элемент обеспечивает моделирование всех видов стержневых систем с учетом геометрической нелинейности. На каждом шаге нагружения производится учет нормальных напряжений при построении матрицы жесткости.

Натяжение оттяжек моделируется КЭ – 308 – геометрически нелинейным специальным двухузловым КЭ для моделирования предварительного натяжения. Данный КЭ предназначен для моделирования предварительного натяжения, передаваемого в узлы основного тела конструкции.

Так как в нелинейной системе не действует принцип суперпозиции, то необходимо выбирать самостоятельно все необходимые случаи комбинаций действующих нагрузок [1]:

- собственный вес. В расчете принят вес элементов мачты + вес оборудования (15 % к собственному весу конструкций);

- ветровую нагрузку по опасным направлениям. Для мачт с четырьмя оттяжками в плане рекомендуется рассмотреть два направления ветрового воздействия: на оттяжку и по биссектрисе угла между оттяжками (рис. 3);
- гололедное загрузку;



- температурные воздействия;
- преднапряжение оттяжек.

Рис. 3. Расчётные направления ветрового воздействия

В расчете для уравнивания усилий преднапряжения в силу симметрии конструкции в каждом ярусе принимаются одинаковыми. Возникает другая проблема – оптимизации значений преднапряжения. При её решении исходим из того, что все оттяжки имеют одинаковые стрелки прогиба, и, учитывая этот факт, имеем формулу, по

которой получаем значение преднапряжения [2]:

$$H_0 = \frac{\gamma \cdot A \cdot \sin \alpha \cdot L}{8 \cdot \frac{f_0}{L}},$$

где L – длина оттяжки; γ – объемный вес оттяжки; A – площадь поперечного сечения оттяжки; α – угол наклона оттяжки от вертикали; H_0 – усилие преднапряжения.

Приняты следующие загрузения (в скобках указан коэффициент надежности по нагрузке):

- 1) натяжение оттяжек (придание формы основному телу конструкции);
- 2) собственный вес (1.15);
- 3) ветровая нагрузка (направление 1) + собственный вес (1.15) / ветровая нагрузка (направление 2) + собственный вес (1.15);
- 4) ветровая нагрузка (направление 1) (0.25) + гололёд + собственный вес (1.15) / ветровая нагрузка (направление 2) (0.25) + гололёд + собственный вес (1.15);
- 5) ветровая нагрузка (направление 1) (0.9) + температура (-)(0.9) + собственный вес (1.15) / ветровая нагрузка (направление 2) (0.9) + температура (-)(0.9) + собственный вес (1.15);
- 6) ветровая нагрузка (направление 1) (0.9) + температура (+)(0.9) + собственный вес (1.15) / ветровая нагрузка (направление 2) (0.9) + температура (+)(0.9) + собственный вес (1.15).

Комбинации нагрузок при моделировании нелинейных загрузений конструкции:

- 1) 1-е загрузение + 2-е загрузение;
- 2) 1-е загрузение + 3-е загрузение;
- 3) 1-е загрузение + 4-е загрузение;
- 4) 1-е загрузение + 5-е загрузение;
- 5) 1-е загрузение + 6-е загрузение.

При расчете геометрически нелинейной системы считаем, что материал линейно - упругий. На каждом шаге происходит учет продольной силы при построении матрицы жесткости. Для решения такого типа задач реализуется автоматический выбор шага нагружения,

что важно при расчете изначально геометрически изменяемых систем для нахождения их равновесной формы [3] Таким образом был назначен автоматический выбор шага для геометрически и физически нелинейных задач/

В табл. 1 приводятся результаты расчета, перемещений.

Таблица 1

Максимальные перемещения точек мачты при нелинейных нагрузениях 1-5

Номер загрузки	1	2 (1)	2 (2)	3 (1)	4 (1)	5 (1)	3 (2)	4 (2)	5 (2)
Максимальное перемещение (мм)	0	820,97	1883,89	90,3753	655,79	769,38	60,528	1345,7	1469,2

Оценивая перемещения вершины мачты, можно сделать вывод: перемещения не превышают допустимое предельное значение [5, п. 16.8].

$$\frac{H}{100} = \frac{350.5m}{100} = 3.505m .$$

Полученная жесткость мачты достаточна, в противном случае необходимо было бы повысить жесткость за счет увеличения преднапряжения в оттяжках.

Произведём оценку устойчивости и прочности согласно рекомендациям [4] наиболее нагруженных стержней при каждом нагружении (табл. 2).

Таблица 2

Номер загрузки	Nmax	$\frac{N}{\varphi \cdot A}$	$R_y \cdot \gamma_c$
1	897,951	133,4	360,15
2 (схема 1)	959,131	142,55	
3 (схема 1)	1158,58	172,2	
4 (схема 1)	984,48	146,326	
5 (схема 1)	885,6	131,62	
2 (схема 2)	2479,611	368,55	
3 (схема 2)	1156,381	171,87	
4 (схема 2)	2484,984	369,35	
5 (схема 2)	2294,18	340,99	

Полученные результаты показывают, что все стержни удовлетворяют условиям устойчивости и прочности с точностью до 3 % , что является приемлемым, учитывая неточности исходных данных.

Максимальное усилие (655,12 кН) в оттяжках возникает при 2-м нагружении по направлению № 2 ветрового потока, в 4-м ярусе разрывное усилие каната 52-Г-1-С-Н-1370 ГОСТ7669-80 составляет 1430 кН:

$$655.12 \text{ кН} < 1430 \text{ кН} - \text{условие прочности выполняется.}$$

На рис. 4 приведены эпюры продольных усилий в стволе мачты при 3-м нагружении (собственный вес + натяжение оттяжек+ ветер направление 1+ гололед), и эпюры изгибающих моментов при 2-м нагружении (по двум направлениям действия ветрового потока) по оси X.

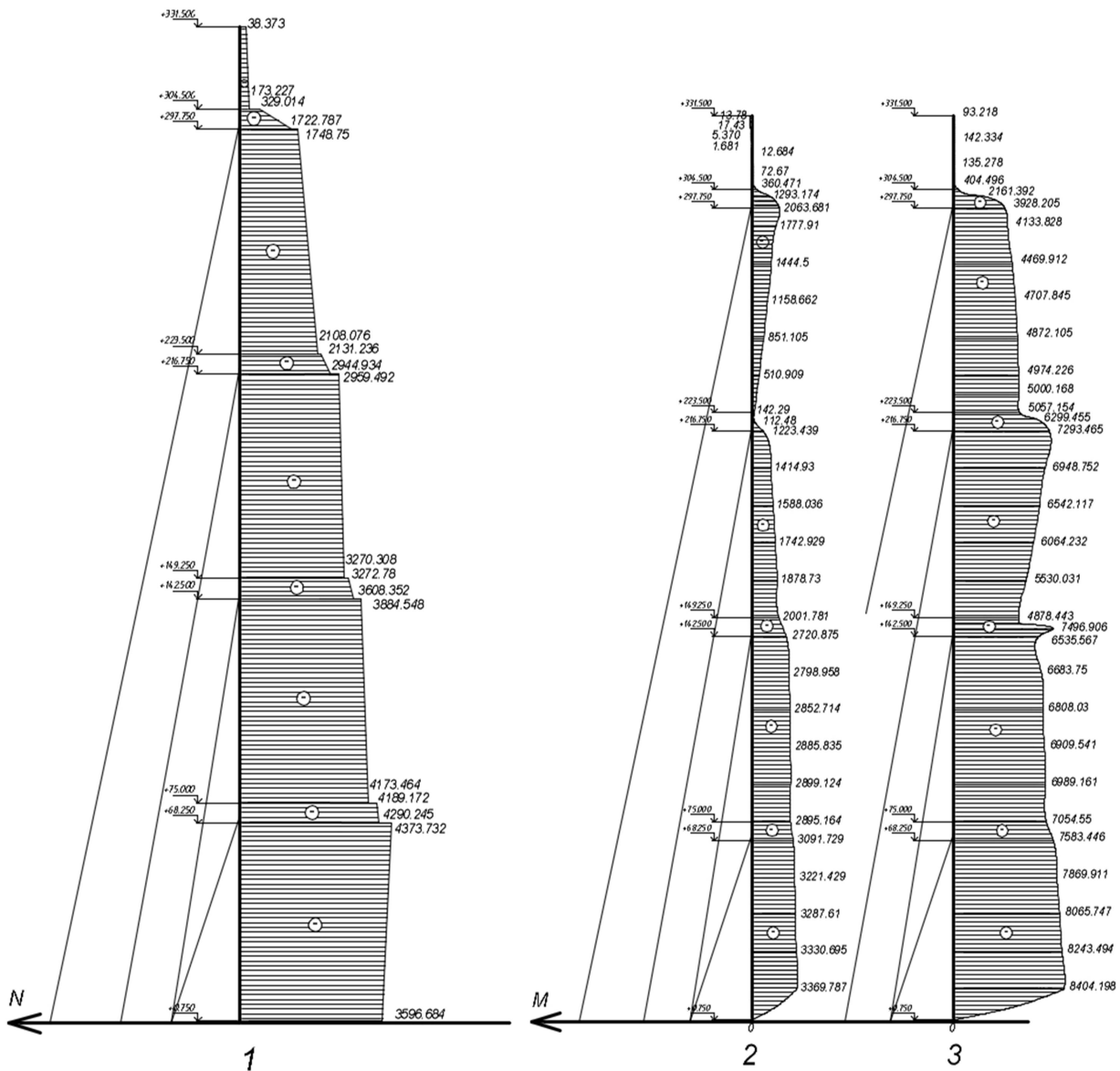


Рис. 4. Эпюры:
 1- продольных усилий для 3-го нагружения,
 2 – изгибающих моментов для 2-го нагружения (схема 1);
 3 - изгибающих моментов для 2-го нагружение (схема 2)

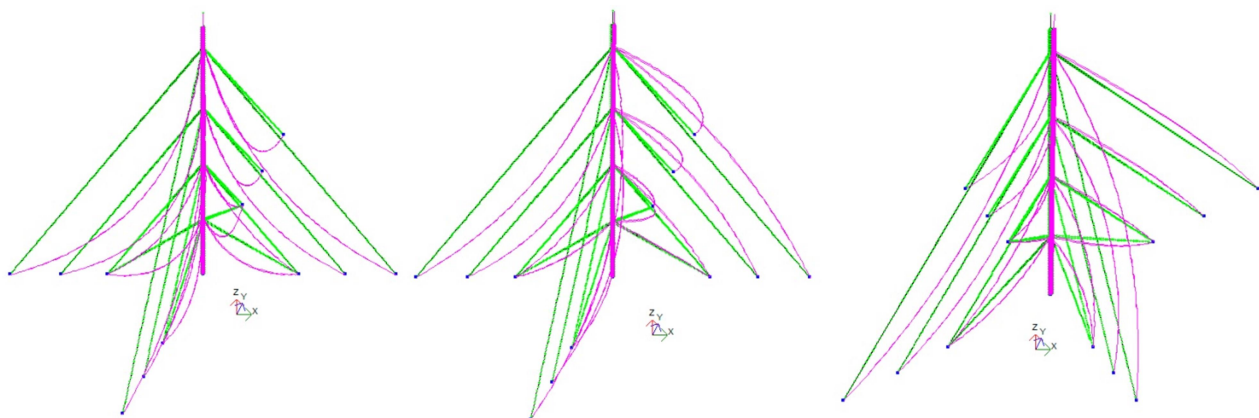


Рис. 5. Деформируемые расчетные схемы

Исследование нелинейного деформирования мачты

При расчетах на динамические воздействия (пульсационная составляющая ветровой нагрузки, сейсмическое воздействие) необходимо определять частоты и формы свободных колебаний. Указанный расчет можно выполнить только с использованием линеаризованной расчетной схемы.

Динамическая модель линеаризованной системы – это конструкция, работающая в геометрически линейной подстановке, но учитывающая достигнутый уровень усилий в вантах в состоянии, предшествующем линеаризации, а также достигнутый уровень сжатия в соответствующих сжатых элементах расчётной схемы.

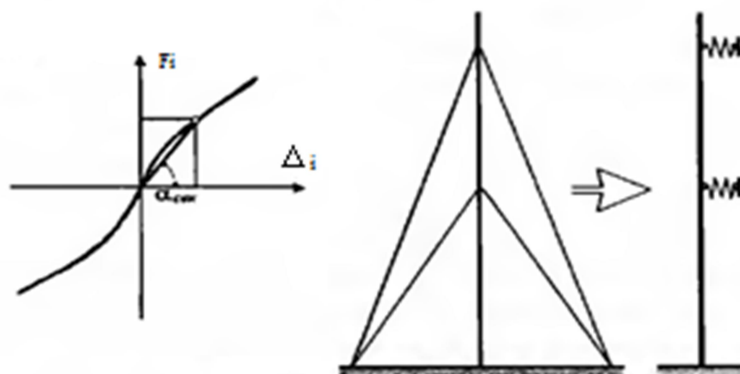


Рис. 6. Линеаризация по методу секущих

Выбранный способ линеаризации данной расчетной схемы основывается на использовании секущих модулей. В этом случае по результатам нелинейного расчета определяются перемещения (Δ) оттяжных узлов и те силы (F_i), которые вызвали эти смещения, тогда величина $C_i = F_i / \Delta_i$ будет равна жесткостям эквивалентных пружин, которые могут быть установлены взамен оттяжек в линеаризованной схеме (рис.6) [2].

Для проведения линеаризации было осуществлено исследование нелинейности оттяжек, прикладывалась нагрузка в каждом ярусе, а так же во все ярусы одновременно (в месте крепления оттяжки) и производился расчёт на это нагружение (собственный вес, натяжение оттяжек + сила в узел крепления оттяжки), после чего снималось значение перемещения точки приложения силы. Затем нагрузка увеличивалась с определенным шагом (50кН и 100кН) и снова производился расчёт, после чего снимались показания перемещения узла, где была приложена нагрузка. По полученным данным (нагрузка-перемещение) построены графики зависимости этих двух параметров, которые приведены на рис. 7, 8, 9, 10.

Анализ зависимостей «нагрузка-перемещение»

Для 1 и 2 ярусов мягкие характеристики нелинейной работы (оттяжки сильно преднапряжены, первоначальная жесткость узла с ростом силы падает, поскольку постепенно ослабевают одна из оттяжек). Границы линейных участков даны в табл. 3, 4, 5, 6.

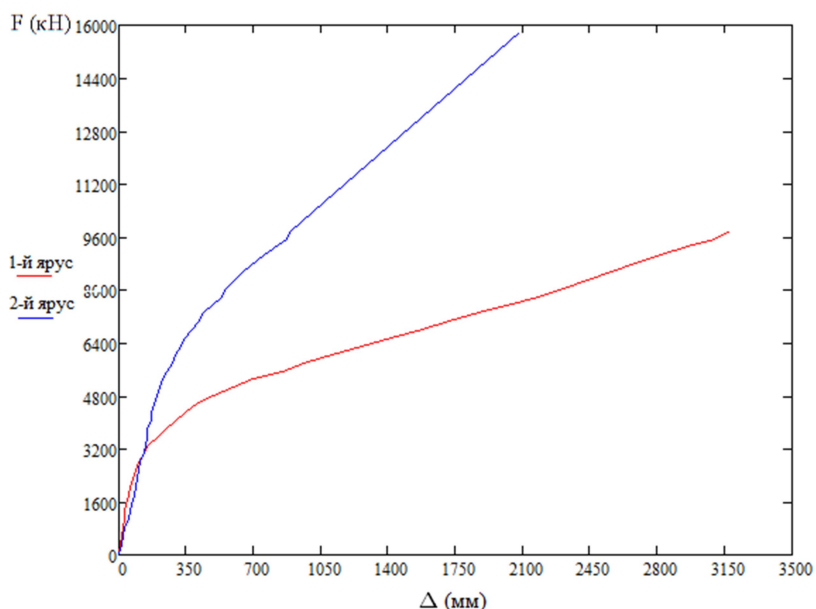


Рис.7. Зависимость перемещения точки крепления вант 1-го и 2-го ярусов от нагрузки (приложение нагрузки в каждый ярус по отдельности)

Таблица 3

№ яруса	Fi (кН)	конец 1-го линейного участка
1	2550	87.369
2	5550	250.98
№ яруса	Fi (кН)	начало 2-го линейного участка
1	5300	700.37
2	7800/9550	535.18

Для 3 и 4 ярусов получены жесткие характеристики нелинейного деформирования (оттяжки установлены с малым преднапряжением, первоначальная жесткость узла с ростом силы увеличивается, поскольку хотя бы одна из провисших оттяжек распрямляется).

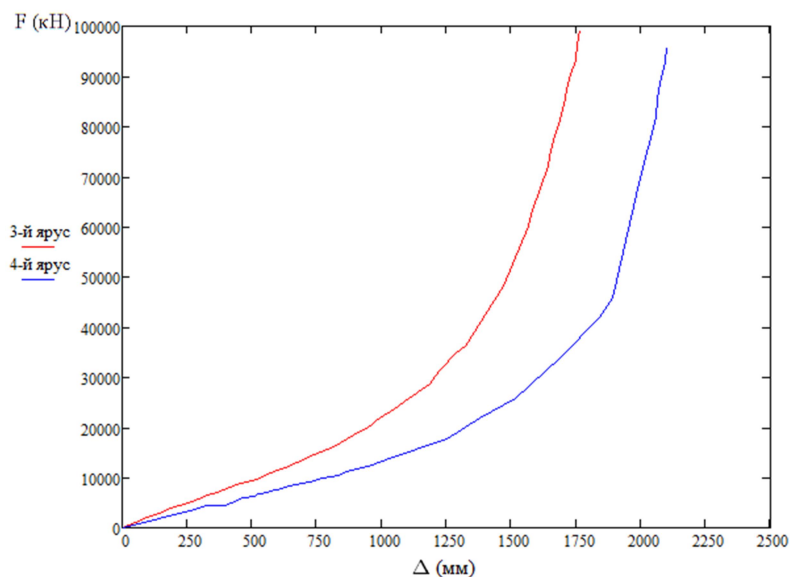


Рис.8. Зависимость перемещения точки крепления вант 3-го и 4-го яруса от нагрузки (приложение нагрузки в каждый ярус по отдельности)

Таблица 4

№ яруса	Fi (кН)	конец 1-го линейного участка
3	17750	865.8
4	17800	1251.3
№ яруса	Fi (кН)	начало 2-го линейного участка
3	60250	1564.5
4	45800	1893.9

Для 1 и 2 ярусов получены мягкие характеристики нелинейного деформирования мачты.

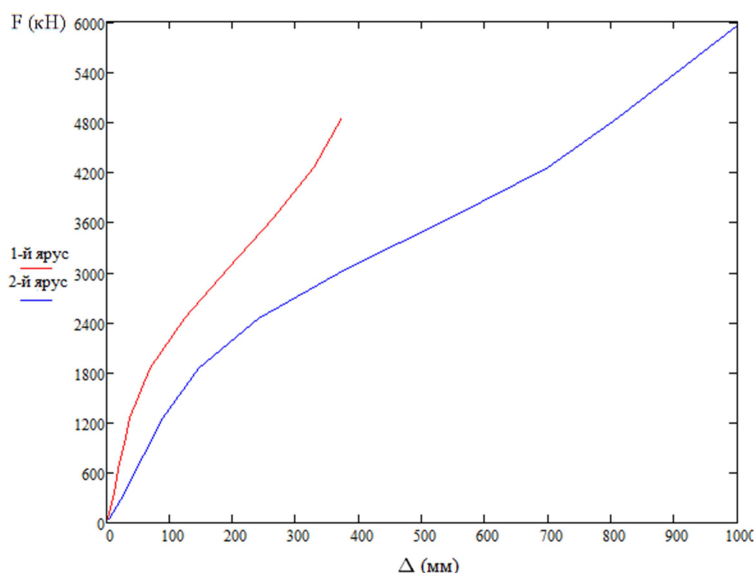


Таблица 5

№ яруса	Fi (кН)	конец 1-го линейного участка
1	1250	36.427
2	1850	146.83
№ яруса	Fi (кН)	начало 2-го линейного участка
1	2450	124.28
2	2450	240.56

Рис. 9. Зависимость перемещения точки крепления вант 1-го и 2-го ярусов от нагрузки (одновременное приложение нагрузки в каждый ярус)

Для 3 и 4-го ярусов получены мягкие характеристики нелинейного деформирования.

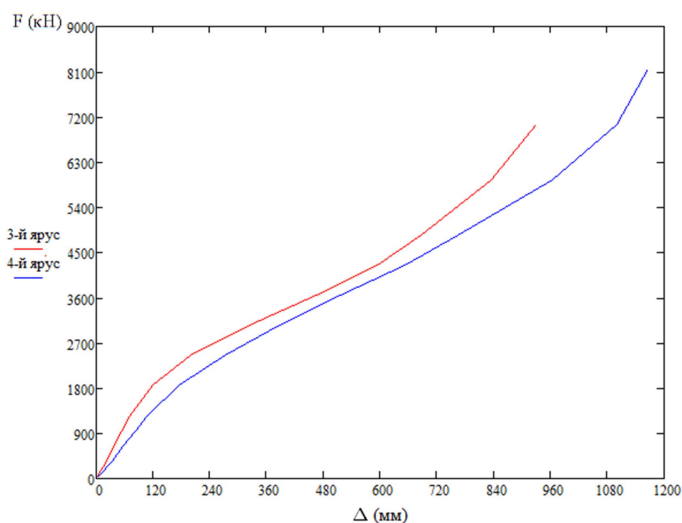


Таблица 6

№ яруса	Fi (кН)	конец 1-го линейного участка
3	1850	118.1
4	1850	174.59
№ яруса	Fi (кН)	начало 2-го линейного участка
3	2450	198.99
4	2450	272.11

Рис. 10. Зависимость перемещения точки крепления вант 3-го и 4-го ярусов от нагрузки (одновременное приложение нагрузки в каждый ярус)

При анализе полученных зависимостей видно, что на графиках четко выделяются участки с линейной зависимостью (два участка), можно определить конец первого линейного участка, после которого проявляется нелинейность, и начало второго линейного участка, где нелинейность заканчивается, это в дальнейшем используется для линейаризации расчетной схемы (см. табл.3, 4, 5, 6).

Также видим, что при приложении нагрузки в каждый ярус одновременно, нелинейная часть графика начинается раньше, но она проявляется на относительно небольшом ин-

тервале перемещений, по сравнению с нелинейной частью графика при приложении нагрузки в каждый ярус отдельно (табл. 7).

Таблица 7

Интервалы нелинейной части графика при различных вариантах приложения нагрузки

Приложение нагрузки в каждый ярус по отдельности	1-й ярус (мм)	2-й ярус (мм)	3-й ярус (мм)	4-й ярус (мм)
	613,001	284,2	698,7	642,6
Одновременное приложение нагрузки в каждый ярус	87,853	93,73	80,89	97,52

Для дальнейшей линеаризации модели требуется сравнить максимальные перемещения, возникающие при загрузке мачты расчетными комбинациями нагрузок и перемещения, которые являются границами линейных участков полученных при варианте приложения нагрузки в каждый ярус отдельно (табл. 8).

Таблица 8

Номер яруса	Номер расчетного нагружения	max перемещение (мм)	Границы линейных участков (мм)	
			конец 1	начало 2
1	схема 1 (3)	62,971	87,369	700,37
2	схема 2 (5)	834,384	250,98	869,71
3	схема 2 (4)	722,405	865,8	1564,5
4	схема 2 (2)	969,339	1251,3	1893,9

Из анализа значений табл. 8 можно сделать следующие выводы по линеаризации расчетной схемы: если максимальное перемещение от загрузки мачты расчетными комбинациями нагрузок находится в пределах первого линейного участка, то линеаризация будет выполняться по этому участку, если же оно превышает границы первого участка, то линеаризуем по второму.

Максимальные перемещения, возникающие:

- в 1-м ярусе, лежат в пределах первого линейного участка ($62,971 < 87,369$) – линеаризация будет происходить по 1-му участку (рис. 11);

- во 2-м ярусе, выходят за границы первого линейного участка ($250,98 < 834,384 < 869,71$) – линеаризация будет проводиться по второму участку (рис. 12);

- в 3-м ярусе, лежат в пределах первого линейного участка ($722,405 < 865,8$) – линеаризация будет происходить по 1-му участку (рис. 13).

- в 4-м ярусе, лежат в пределах первого участка ($969,339 < 1251,3$) – линеаризация будет происходить по 1-му участку (рис. 14).

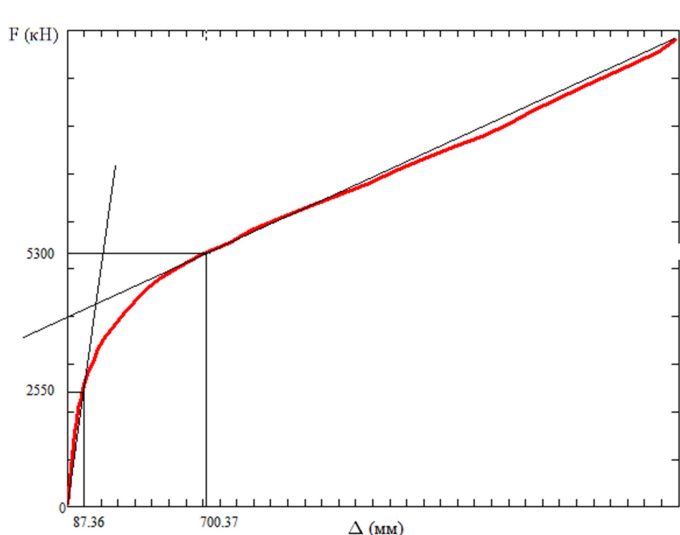


Рис. 11. Линеаризация для 1-го яруса

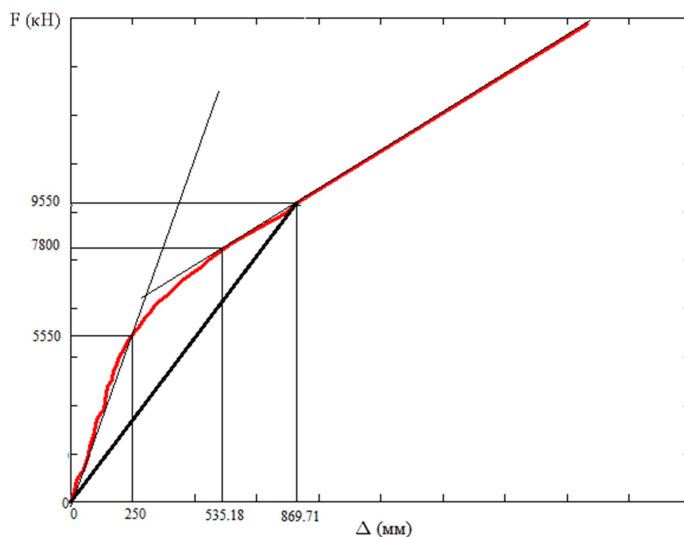


Рис. 12. Линеаризация для 2-го яруса

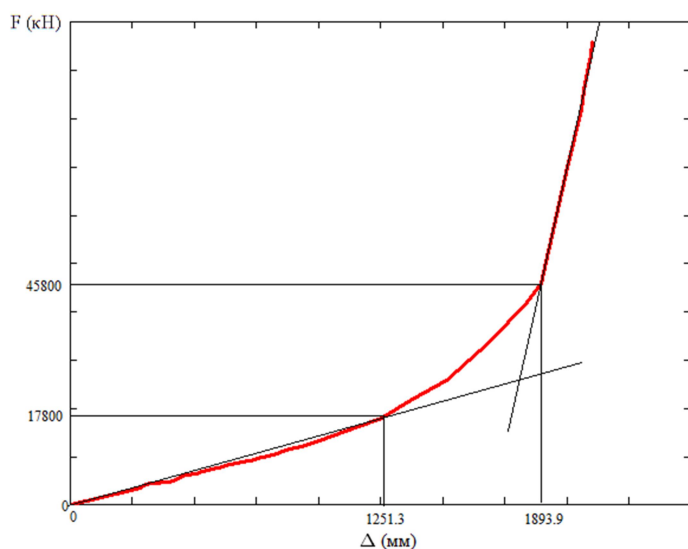


Рис. 13. Линеаризация для 3-го яруса

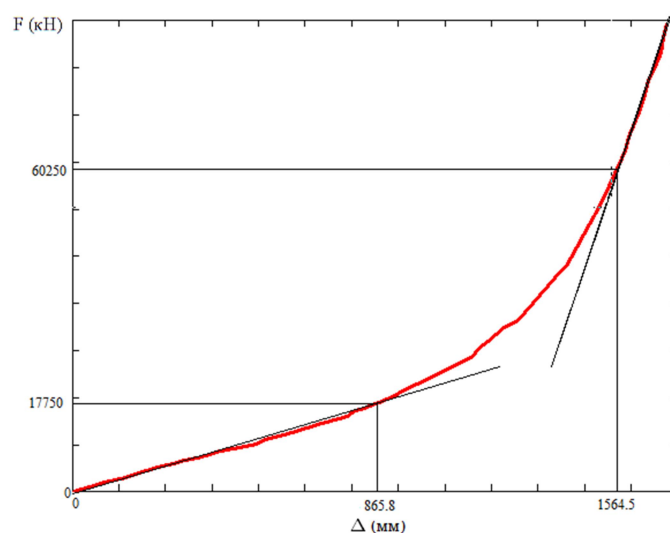


Рис. 14. Линеаризация для 4-го яруса

В итоге получаем жесткости эквивалентных упругих связей, которые можно установить взамен оттяжек, в линеаризованной схеме (табл. 9).

Таблица 9

Жесткости эквивалентных упругих связей

1-й ярус	2-й ярус	3-й ярус	4-й ярус
c_1 (н/м)	c_2 (н/м)	c_3 (н/м)	c_4 (н/м)
29189560,4	10980671,7	20501271	14225205,8

Для исследования влияния преднапряжения оттяжек на их нелинейное деформирование, преднапряжение было увеличено и уменьшено на 30 % от базового. Был произведен

аналогичный расчет при приложении нагрузки в каждый ярус и построены зависимости (рис.15, *a, b, c, d*).

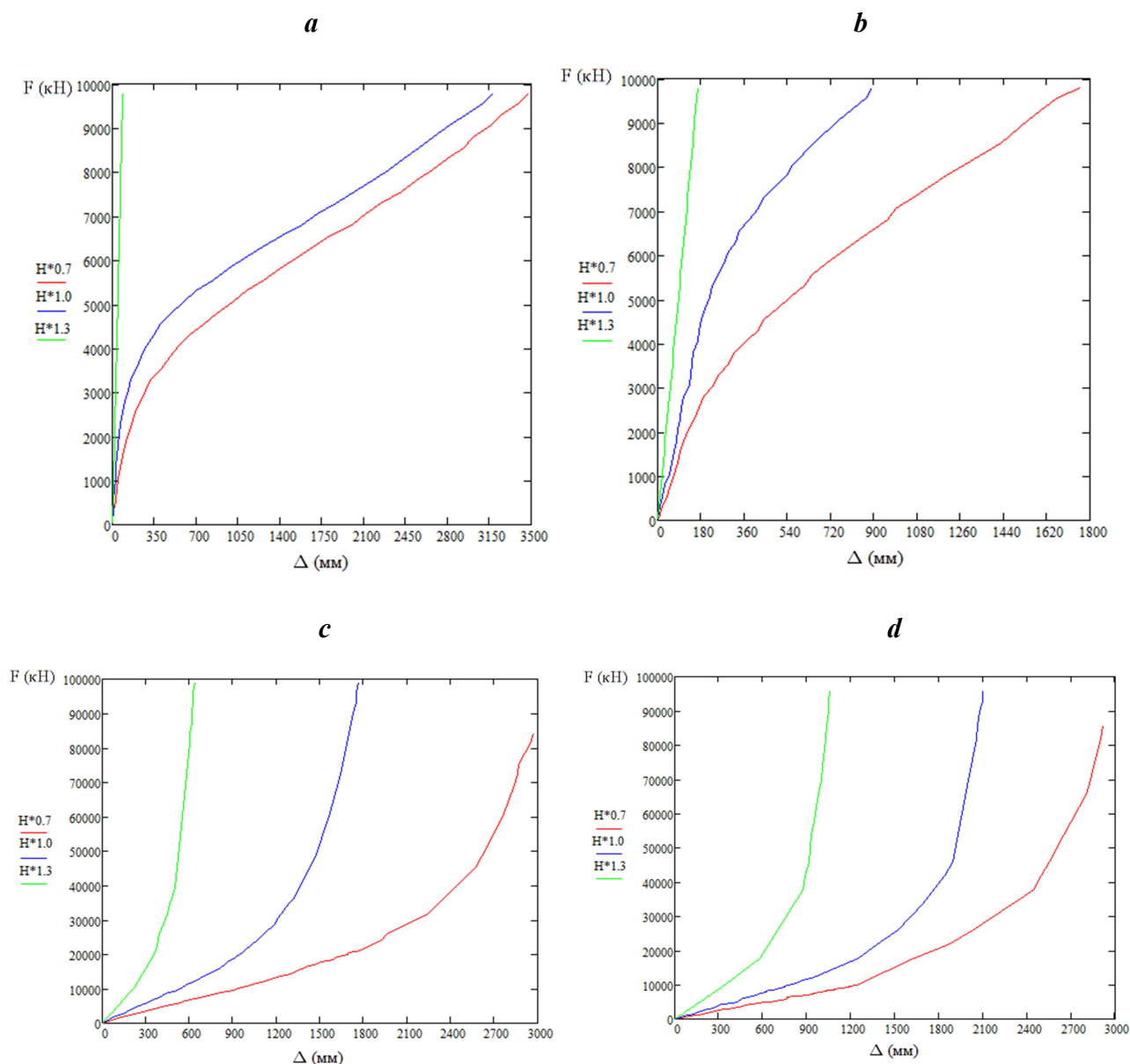


Рис. 15. Сравнение нелинейной характеристики оттяжек при различных значениях преднапряжения:
a – 1-й ярус; *b* – 2-й ярус; *c* – 3-й ярус; *d* – 4-й ярус

На графиках можно видеть: чем больше преднапряжение (значит, и общая жесткость), тем система приобретает более линейный вид (рис. 13, *a, b; c, d* – увеличение преднапряжения на 30 % – графики полностью линейны для 1-го и 2-го ярусов, графики для 3-го и 4-го ярусов более пологие по сравнению с базовым преднапряжением).

Следовательно, с уменьшением преднапряжения (снижается общая жесткость конструкции) система, наоборот, увеличивает свою нелинейность (рис. 13, *a, b, c, d* – уменьшение преднапряжения графика на 30 %).

Исходя из этих наблюдений можно сделать следующий вывод: изменяя преднапряжение в каждом ярусе оттяжек (с учетом прочностных свойств вант, устойчивости и прочности ствола мачты, при расчетных загрузениях), возможно добиться полной линейризации модели.

Выводы

— Наиболее опасным является направление ветрового потока по биссектрисе угла между оттяжками. При данном направлении ветрового потока возникает наибольшее перемещение вершины мачты (1883.89 мм при 2-м нагружении), максимальный изгибающий момент в стволе мачты (7496.906 кНм при 2-м нагружении), максимальное продольное усилие в элементе ствола мачты (2484.984 кН при 4-м нагружении), максимальное усилие в оттяжке (655.12 кН при 2-м нагружении 4-го ярус).

— Максимальное перемещение не превышает критического значения, полученного согласно рекомендациям [5], все элементы мачты, в которых возникают максимальные значения усилий, проходят проверку прочности и устойчивости согласно [4].

— Были установлены границы линейных участков зависимостей, характеризующих нелинейное деформирование оттяжек, благодаря чему стало возможным провести линеаризацию данной расчетной схемы для дальнейшего проведения динамического расчета, на выявление пульсационной составляющей ветровой нагрузки и различные динамические воздействия. Также была установлена зависимость нелинейности оттяжек от преднапряжения: чем выше значения преднапряжения оттяжек, тем система более линейна.

Библиографический список

1. Металлические конструкции: справочник проектировщика: в 3 т. /под общ. ред. В.В. Кузнецова. – М: Изд. АСВ, 1999. – Т. 3. - 528 с.
2. Перельмутер, А.В.. SCAD Office. Расчет мачт на оттяжках/ А.В. Перельмутер. – Киев, 2004. – 18 с.
3. Стрелец-Стрелецкий, Е.Б. ЛИРА. Руководство пользователя. Основы: учеб. пособие/ Е.Б. Стрелец-Стрелецкий, В.Е. Боговис, Ю.В. Гензерский. – Киев, 2008. – 85 с.
4. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования /Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 1998. – 96 с.
5. СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия/ Госстрой России. – М.:ГП ЦПП, 2003. – 44 с.

Reference

1. Metallic structures: manual book of designer: 3 b./ under the reduction of V.V. Kusnetsova. – М: Pub. ASV, 1999. – В. 3. - 528 p.
2. Perelmuter, A.V. SCAD Office. Calculation of mast on backstays/ A.V. Perelmuter. – Kiev, 2004. – 18 p.
3. Strelets-Streletsky, E.B. LIRA. Instruction book. Basis: textbook/ E.B. Strelets-Streletsky, V.E. Bogovis, Yu.V. Genzersky. – Kiev, 2008. – 85 p.
4. Building specifications and acts II-23-81*. Steel structures. Standard specifications of design. /Gosstroi of Russia. – М.: GUP TZPP, 1998. – 96 p.
5. Building Specifications and Acts 2.01.07-85* Loads and impact/ Gosstroi of Russia. – М.:GP TsPP, 2003. – 44 p.

Ключевые слова: телевизионная мачта, геометрическая нелинейность, статический расчет.

Key words: television mast, geometrical nonlinearity, static calculation.

УДК 539.3

*Воронежский государственный университет
инженерных технологий*

*Д-р физ.-мат. наук, проф. кафедры
высшей математики*

Н.В. Минаева

*Канд. физ.-мат. наук, доц. кафедры
высшей математики*

Е.А. Соболева

Аспирант кафедры высшей математики

М.Г. Хвостов

Россия, г. Воронеж, тел. 8(473)2553-554;

e-mail: nminaeva@yandex.ru

*The Voronezh State University of engineering
technologies*

*Dr. Phys.-Math. Sc., the professor of the De-
partment of mathematics N. V. Minaeva*

*PhD. Phys.-Math. Sc., Assoc. professor of the
Department of mathematics E. A. Soboleva*

*Postgraduate student of the Department of
mathematics M.G. Khvostov*

Russia, Voronezh, tel 8(473)2553-554;

e-mail: nminaeva@yandex.ru

Н.В. Минаева, Е.А. Соболева, М.Г. Хвостов

ОБ ИЗГИБЕ СТЕРЖНЯ НА СТОХАСТИЧЕСКИ НЕОДНОРОДНОМ УПРУГОМ ОСНОВАНИИ

Рассмотрен изгиб шарнирно закрепленного стержня под действием продольной силы и моментов, приложенных на концах. Изменение жесткости основания и начальный прогиб стержня характеризуются независимыми малыми параметрами, являющимися случайными величинами. Найдено решение с точностью до величин второго порядка малости.

N.V. Minaeva, E.A. Soboleva, M.G. Khvostov

CONCERNING A ROD DEFLECTION ON STOCHASTICALLY HETEROGENEOUS ELASTIC FOUNDATION

A hinged supported rod deflection under the influence of longitudinal forces and moments applied at the ends are under consideration. The foundation stiffness change and the rod initial deflection is characterized by independent small parameters are variates. The solution with accuracy up to second order infinitesimal is found.

Анализу влияния разброса экспериментальных данных на процесс деформирования и разработке методов решения стохастических краевых задач посвящено достаточно большое количество работ, например [1-3, 5, 6]. Большинство известных аналитических решений, основанных на методе возмущений, получены в первом приближении [2, 5]. Проблема нахождения решения с более высоким порядком разложения и вопрос о сходимости остаются мало изученными. В настоящей статье рассматривается изгиб шарнирно закрепленного стержня на стохастически неоднородном основании. Решение полученной задачи ищется в виде сходящегося ряда по двум независимым малым параметрам (случайным величинам). Подобные стержни широко применяются, например, при моделировании понтонных мостов, фундаментов высотных зданий (ленточных фундаментов), сооружений в сейсмически опасных зонах.

Изогнутая ось стержня, находящегося на упругом основании переменной жесткости $c(x)$, описывается решением следующей задачи (в безразмерных переменных):

$$\begin{aligned}u^{(4)} - f^{(4)} + cu'' + cu - cf &= 0, \\u(0) = u(1) &= 0, \\u''(0) - f''(0) = m_1, \quad u''(1) - f''(1) &= m_2,\end{aligned}\tag{1}$$

где α характеризует продольную нагрузку, m_1, m_2 - изгибающие моменты, $f(x)$ - функция, описывающая ось стержня в свободном состоянии.

Пусть $f(x) = \varepsilon_1 \varphi_1(x)$, $c(x) = c_0 + \varepsilon_2 \varphi_2(x)$. При $\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = 0$ задача (1) имеет решение

$$u_0(x) = \frac{m_1}{d} \cos \lambda_1 x - \frac{m_1 \cos \lambda_1 - m_2}{d \sin \lambda_1} \sin \lambda_1 x - \frac{m_1}{d} \cos \lambda_2 x + \frac{m_1 \cos \lambda_2 - m_2}{d \sin \lambda_2} \sin \lambda_2 x$$

$$d = \sqrt{\alpha^2 - 4c_0}; \quad \lambda_{1,2} = \sqrt{\frac{\alpha \mp d}{2}}$$
(2)

Будем искать решение поставленной задачи методом малого параметра в виде степенного ряда по $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ вблизи $u_0(x)$. Как следует из [4], функция $u(x)$ будет аналитичной в окрестности $\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = 0$ при

$$\alpha < \frac{c_0}{(\pi n)^2} + (\pi n)^2 \quad n = 1, 2, \dots$$
(3)

Компоненты разложения ряда до второго порядка включительно являются решением следующих задач:

$$u_{10}^{(4)} + \alpha u_{10}'' + c u_{10} = \varphi_{10}^{(4)} + c_0 \varphi_1,$$

$$u_{10}(0) = u_{10}(1) = 0,$$

$$u_{10}''(0) = \varphi_{10}''(0), \quad u_{10}''(1) = \varphi_{10}''(1)$$
(4)

$$u_{01}^{(4)} + \alpha u_{01}'' + c_0 u_{01} = -\varphi_2 u_0,$$

$$u_{11}^{(4)} + \alpha u_{11}'' + c_0 u_{11} = \varphi_1 \varphi_2 - \varphi_2 u_{10},$$

$$u_{20}^{(4)} + \alpha u_{20}'' + c_0 u_{20} = 0,$$

$$u_{02}^{(4)} + \alpha u_{02}'' + c_0 u_{02} = -\varphi_2 u_{01},$$
(5)

Уравнения (5) следует дополнить однородными граничными условиями.

В результате для $\varphi_i = \sin \lambda_i x$ и параметров внешних воздействий и жесткости основания, удовлетворяющих (3), было получено решение $u(x)$ с точностью до величин второго порядка малости

$$u(x) = u_0(x) + u_{10}(x)\varepsilon_1 + u_{01}(x)\varepsilon_2 + u_{11}(x)\varepsilon_1\varepsilon_2 + u_{20}(x)\varepsilon_1^2 + u_{02}(x)\varepsilon_2^2,$$
(6)

где

$$u_{10}(x) = C_2 \sin \lambda_1 x + C_4 \sin \lambda_2 x + \frac{\gamma_1^4 + c_0}{\gamma_1^4 - \alpha \gamma_1^2 + c_0},$$

$$u_{20}(x) = 0$$

Остальные компоненты $u_{ij}(x)$ имеют вид

$$\begin{aligned}
u_{ij}(x) &= C_1^{ij} \cos \lambda_1 x + C_2^{ij} \sin \lambda_1 x + C_3^{ij} \cos \lambda_2 x + C_4^{ij} \sin \lambda_2 x + u_{ij_q}(x) \\
u_{01_q}(x) &= \sum_{i=1}^2 (-1)^i (b_{1i}^{01} \sin((\gamma_2 + \lambda_i)x + \psi_i) + b_{2i}^{01} \sin((\gamma_2 - \lambda_i)x - \psi_i)) \\
u_{11_q}(x) &= \sum_{i=1}^2 (-1)^i (a_i^{11} \cos(\gamma_2 + (-1)^{i+1} \gamma_1)x + a_{1i}^{11} \cos(\lambda_i - \gamma_2)x - a_{2i}^{11} \cos(\gamma_2 + \lambda_i)x) \\
u_{02_q}(x) &= \sum_{i=1}^2 (-1)^i (a_i^{02} \cos(\lambda_i x + \psi_i) + a_{1i}^{02} \cos((2\gamma_2 + \lambda_i)x + \psi_i) + a_{2i}^{02} \cos((2\gamma_2 - \lambda_i)x - \psi_i) + \\
&\quad + b_{1i}^{02} \sin((\gamma_2 + \lambda_i)x - \alpha_{1i}) + b_{2i}^{02} \sin((\gamma_2 - \lambda_i)x + \alpha_{1i})) \\
\operatorname{tg} \psi_i &= \frac{m_1 \sin \lambda_i}{m_1 \cos \lambda_i - m_2}; \quad \operatorname{tg} \alpha_{11} = \frac{C_1^{01}}{C_2^{01}}; \quad \operatorname{tg} \alpha_{12} = \frac{C_3^{01}}{C_4^{01}}.
\end{aligned}$$

Константы C_k^{ij} определяются из однородных граничных условий

$$u_{ij}(0) = u_{ij}(1) = u_{ij}''(0) = u_{ij}''(1) = 0.$$

Из-за громоздкости выражений вид $C_k^{ij}, a_i^{ij}, a_{1l}^{ij}, a_{2l}^{ij}, b_{1l}^{ij}, b_{2l}^{ij}$ ($k = 1, \dots, 4; l = 1, 2$) не приводится.

Поскольку случайные величины $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ являются независимыми, то $\langle u(x) \rangle$ с точностью до величин второго порядка малости, согласно (6), будет иметь вид

$$\langle u(x) \rangle = u_0(x) + u_{02}(x) \langle \varepsilon_2^2 \rangle.$$

Таким образом, получаем, что если исследование поведения стержня проводится экспериментально, то среднестатистический результат будет отличаться от $u_0(x)$ на величину второго порядка малости.

Библиографический список

1. Болотин, В.В. Статистические методы в строительной механике/ В.В. Болотин. - М.: Изд-во лит-ры по строительству, 1965. - 208 с.
2. Должковой, А.А. Решение стохастически краевой задачи установившейся ползучести для толстостенной трубы методом малого параметра/ А.А. Должковой, Н.Н. Попов, В.П. Радченко // ПМТФ. - 2006. - №1. - С.161-171.
3. Ломакин, В.А., Статистические задачи механики твердых деформируемых тел/ В.А. Ломакин. - М.: Наука, 1980. - 512 с.
4. Минаева, Н.В. Метод возмущений в механике деформируемых тел/ Н.В. Минаева. - М.: Научная книга, 2002. - 156 с.
5. Попов, Н.Н., Пространственная задача стационарной ползучести стохастически неоднородных сред / Н.Н. Попов, Ю.П. Самарин // ПМТФ. - 1985. - №2 – С. 150-155.
6. Соколкин, Ю.В. Механика деформирования и разрушения структурно-неоднородных тел/ Ю.В. Соколкин, А.А. Гашкинов. - М.: Наука, 1984. - 116 с.

Reference

1. Bolotin, V.V. Statistic methods in Construction Mechanics/ V.V. Bolotin. - M.: Pub. of lit. on building, 1965. - 208 p.
2. Dolzhkovoy, A.A. Solution of the stochastic boundary problem of a steady-state creep for a thick-walled pipe by the method of small parameter/ A.A. Dolzhkovoy, N.N. Popov, V.P. Radchenko // PMTF. - 2006. - №1. - P.161-171.
3. Lomakin, V.A., Statistic problems of mechanics of rigid deformable bodies/ V.A. Lomakin. - M.: Nauka, 1980. - 512 p.
4. Minaeva, N.V. Perturbation technique in mechanics of deformable bodies./ N.V. Minaeva. - M.: Nauchnaya kniga, 2002. - 156 c.
5. Popov, N.N., Spatial problem of stationary creep of stochastically heterogeneous medium/ N.N. Popov, Yu.P. Samarin //PMTF. - 1985. - №2 – P. 150-155.
6. Sokolkin, Yu.V. Mechanics of deformation and destruction of structurally heterogeneous bodies/ Yu.V. Sokolkin, A.A. Gashkinov. - M.: Nauka, 1984. - 116 p.

Ключевые слова: стохастическая краевая задача, метод малого параметра, изгиб стержня, упругое основание, независимые малые параметры.

Keywords: stochastical boundary problem, perturbation method of small parameter, rod deflection, elastic foundation, independent small parameters.

*Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Канд. техн. наук, доц. кафедры
строительной механики
Н.А. Барченкова.
Магистрант кафедры
строительной механики
А.Р. Мальцев
Россия, г. Воронеж, тел.: 8(473) 271-53-21
e-mail: stroymech.vgasu@yandex.ru*

*The Voronezh State University of Architecture
and Civil Engineering
PhD.Sc.Tech, associate Professor of Depart-
ment of Structural Mechanics
N.A. Barchenkova
Master of Department
of Structural Mechanics A.R.Maltsev
Russia, Voronezh, ph. 8 (473) 271-53-21
e-mail: stroymech.vgasu@yandex.ru*

Н.А. Барченкова, А.Р. Мальцев

ЧИСЛЕННОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ НДС РАВНОМЕРНО НАГРУЖЕННОЙ ШАРНИРНО ОПЕРТОЙ ПЛИТЫ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ТОПОЛОГИИ ПОДКРЕПЛЯЮЩИХ РЕБЕР

Сформирована пространственная КЭ-модель для выполнения расчетов НДС однородной шарнирно опертой по контуру плиты с продольными ребрами на равномерную нагрузку с использованием ПК SCAD. Для определения зон усиления плиты были проведены расчеты с учетом главных напряжений. При оценке наиболее эффективного варианта расположения ребер введен совокупный критерий, характеризующий уменьшение прогибов плиты с учетом увеличения объема материала.

N.A. Barchenkova, A.R. Maltsev

NUMERICAL RESEARCH OF STRESSES AND DEFLECTED MODE OF HOMO- GENEOUSLY SIMPLY SUPPORTED SLAB DEPENDING ON SUPPORTING RIBS CONFIGURATION

Spatial finite elements – model for the calculation of deflected mode of homogeneously simply supported edge of a slab with longitudinal ribs onto even load with application of design computer of the system SCAD has been formed. To determine the slab reinforcement zones there were done some calculations with account of main stress. While estimating the most effective variant of a slab location the total criterion, characterizing the slab deflection decrease with account of material volume increase, was introduced.

Целью настоящей работы является исследование напряженно-деформированного состояния шарнирно опертой прямоугольной плиты с подкрепляющими ребрами различной направленности. К расчету принята плита с размерами $6,0 \times 7,2 \times 0,14$ м³ (параметры материала $E=33,1 \times 10^6$ кПа, $\nu = 0,2$) под действием равномерно распределенной нагрузки $q=20$ кН/м².

На первом этапе была сформирована расчетная конечно-элементная модель плиты применительно к ПК SCAD.

Для моделирования использовался оболочечный КЭ (КЭ 41). Исходя из результатов предварительных расчетов для различных размеров КЭ окончательно был принят КЭ $0,3 \times 0,3$ м². Данное разбиение дает допустимую погрешность при вычислении моментов и нормальных напряжений. При этом было вычислено максимальное значение прогиба $W=18,61$ мм, которое не превосходит предельного значения [1,2] $W_{\max}=I_{\min}/200=6000/200=30$ мм. Найденные значения экстремальных силовых факторов и их местоположения сведены в табл. 1.

Максимальные значения силовых факторов и их местоположения

Силовой фактор	M_x , кНм/м	M_y кНм/м	M_{xy} кНм/м	σ_x , МПа	σ_y МПа	σ_1 МПа	σ_3 МПа
Величина	32,4	42,8	31,3	9,72	12,85	12,85	9,72
Местоположение	в центре	в центре	в углов. частях	в цент- тре	в цент- тре	в центре	в центре

Траектория главных растягивающих и сжимающих напряжений σ_1 и σ_3 представлены на рис. 1 и 2 соответственно.

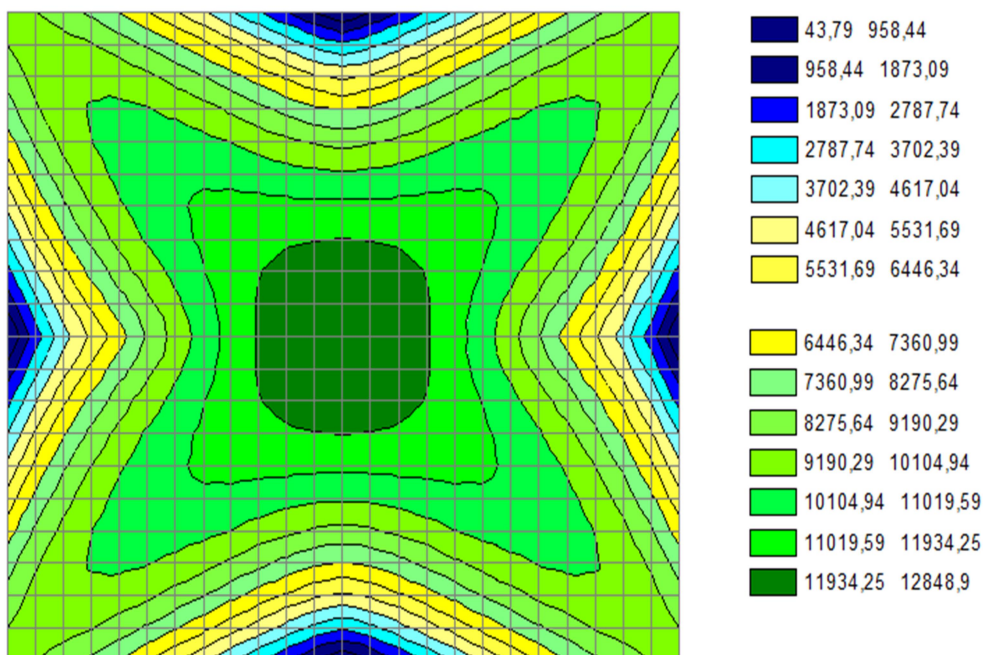


Рис. 1. Значения главных напряжений σ_1 (на нижней поверхности плиты), кН/м²

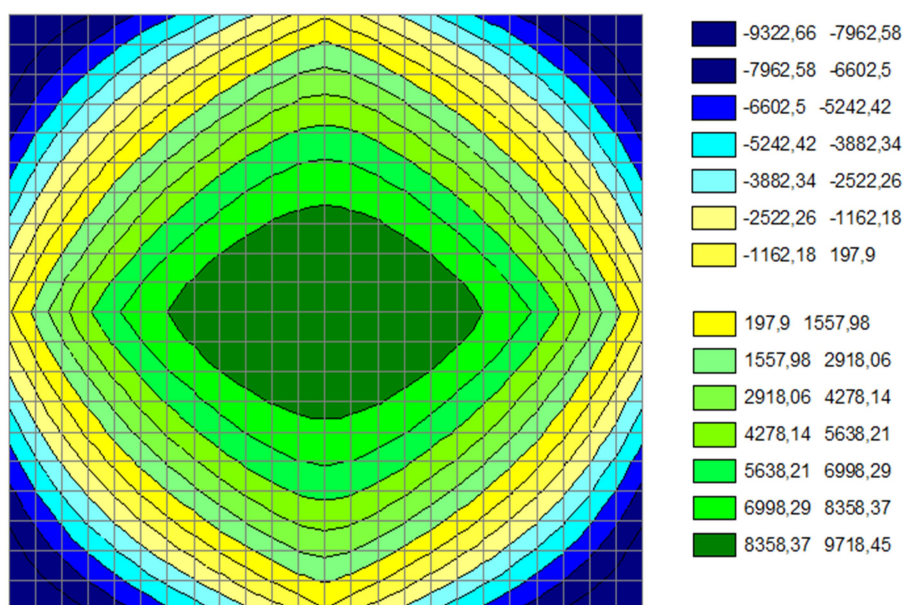


Рис. 2. Значения главных напряжений σ_3 (на нижней поверхности плиты), кН/м²

В дальнейших исследованиях напряженного состояния плиты рассматривались напряжения на главных площадках ряда характерных элементов № 251, 253, 256, 259, 291, 334, 371, 397, 451, 459, отмеченных на рис. 3. На этом же рисунке представлены траектории главных растягивающих напряжений и главные площадки на нижней поверхности плиты для одной ее четверти.

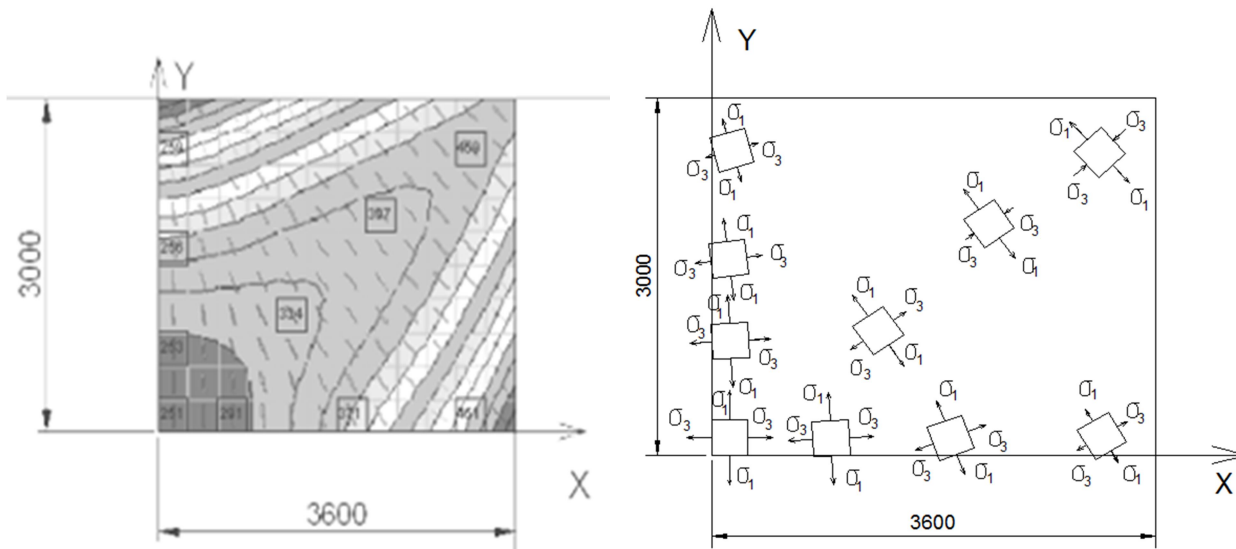
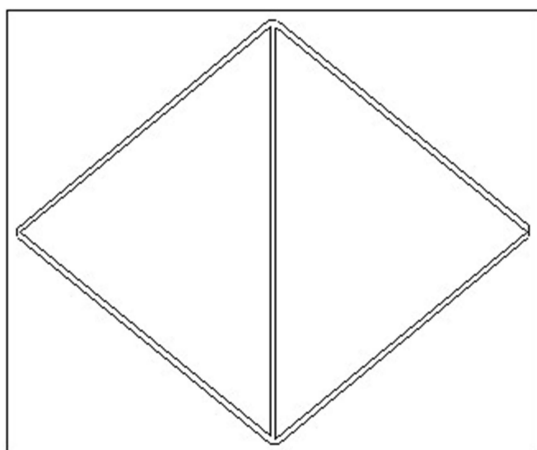


Рис. 3. Траектории главных растягивающих напряжений и главные площадки на нижней поверхности плиты для одной ее четверти

Наибольшие значения главных напряжений имеют место в центре плиты и по диагоналям.

Из полученных результатов следует, что для упругохрупкого материала, чувствительного к растягивающим напряжениям, подкрепляющие ребра должны быть направлены вдоль траектории главных растягивающих напряжений. Поскольку в этом случае трещины развиваются перпендикулярно направлению максимальных растягивающих напряжений σ_1 [3], рекомендуется усилить плиту ребрами, как показано на рис. 4, а.

а)



б)

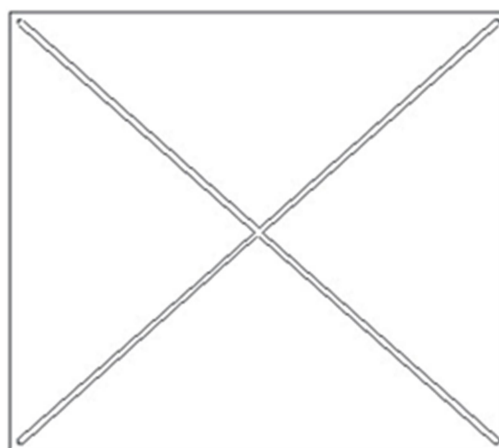


Рис. 4. Расположение ребер:
а) «ромбом», б) диагональное

Для жестко пластического материала подкрепляющие ребра должны быть направлены под углом 45 градусов к траекториям главных растягивающих напряжений. Поскольку глав-

ные напряжения достигают экстремальных значений в центре плиты, а их направление параллельно координатным осям, то расположение подкрепляющих ребер – диагональное. Поэтому рекомендуется усилить плиту ребрами, как показано на рис. 4, б.

Для выбора наиболее рациональной КЭ-модели «плита - ребро» выполнялись дополнительные численные исследования при продольном расположении ребер сечением 8x8 см² (материал соответствует плите), рассматривались 5 вариантов расчетных моделей:

1) «оболочка – стержень», где плита представлена набором КЭ 41, а подкрепляющее ребро – КЭ 10; оболочка и стержень объединены жесткими вставками. Модель позволяет оценить НДС только плиты, получить значения напряжений в ребрах-стержнях непосредственно в ПВК SCAD невозможно;

2) «оболочка - балка-стенка», где плита моделируется набором КЭ 41, а ребро – КЭ 21. КЭ балка-стенка в данной модели неверно отражает НДС ребер, поскольку в балке-стенке всего лишь один поперечный размер должен быть существенно меньше ее длины. Расчет значений моментов в ребрах в ПВК SCAD не предусмотрен;

3) «объемное тело – объемное тело», где плита и ребра моделируются набором КЭ 31. Первым недостатком модели является то, что ПВК SCAD не предусматривает отображения значений моментов. Ко второму можно отнести существенное увеличение жесткости. Третий недостаток: при расчете возникают напряжения от надавливания волокон в вертикальном направлении, которыми в плитах обычно пренебрегают;

4) «оболочка – объемное тело», где плита представлена набором КЭ 41, а ребра – набором КЭ 31. Недостатком модели является то, что ПВК SCAD не предусматривает отображения значений моментов в объемном теле;

5) «оболочка – оболочка», где плита и ребра представлены набором КЭ 41. В данной модели в ПВК SCAD хорошо прослеживается НДС как плиты, так и ребер.

Исходя из анализа результатов, представленных в табл. 2, а также ввиду простоты формирования расчетной схемы наиболее рациональной принята модель 5 «оболочка-оболочка».

Таблица 2

Сравнительные результаты расчетов для моделей 1-5

Модели	W, мм	M _x , кНм/м	M _y , кНм/м	M _{xy} , кНм/м	σ _x , МПа	σ _y , МПа	σ ₁ пл, МПа	σ ₃ пл, МПа	σ _x р, МПа
1 об-ст	17,79	30,73	40,04	29,07	9,13	12,35	12,35	9,13	10,58
2 об-бал	17,40	30,14	39,07	28,77	8,88	12,08	12,08	8,88	14,33
3 о.т.-о.т.	9,58	-	-	-	5,65	9,91	10,62	7,54	8,08
4 об-о.т.	17,27	29,92	38,83	28,11	8,80	11,95	11,95	8,80	14,27
5 об-об	17,26	29,90	38,79	27,99	8,81	11,99	11,99	8,81	14,26

Для этой модели были проведены расчеты с более мелкой равномерной сеткой. В расчетах установлено, что с уменьшением размера КЭ-сетки разница между значениями напряжений на нижней поверхности плиты и верхней поверхности ребра уменьшается.

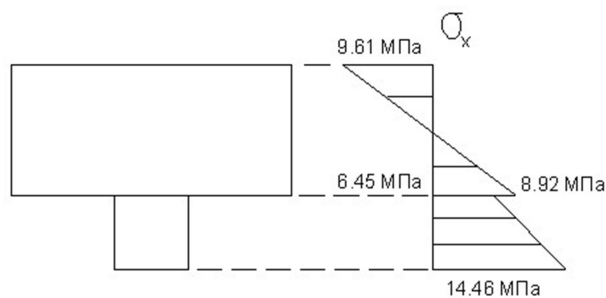


Рис. 5. Эпюра нормальных напряжений σ_x для модели 5

Ввиду особенностей задания данной расчетной модели на стыке между плитой и ребром возникает дополнительная жесткость, приводящая к скачку напряжений. Отметим, что характер изменения напряжений отслеживался по всей площади плиты. И представленные в табл. 2 результаты соответствуют наиболее неблагоприятному участку в центре плиты (рис. 5). Таким образом, имеет место тенденция к выравниванию эпюры σ_x при уменьшении размеров конечного элемента.

Таблица 3

Экстремальные значения по расчетам НДС с ребрами

Вариант расположения ребер	Прогиб W, мм	M_x , кНм/м	M_y , кНм/м	M_{xy} , кНм/м	σ_x , МПа	σ_y , МПа	σ_1 плиты, МПа	σ_3 плиты, МПа	σ_1 ребра, МПа	σ_3 ребра, МПа	ΔV , м ³
Продольное	17,27	30,3	39,4	6,6	8,93	12,16	12,16	8,93	14,26	0,1	0,223
Поперечное	17,82	30,7	40,7	29,1	9,42	12,28	12,28	9,42	14,11	0,6	0,221
Перекрестное	15,92	28,4	37,9	24,1	8,61	11,30	11,30	8,61	13,25	0,1	0,429
Диагональное	17,57	29,8	39,2	32,9	8,97	11,96	11,96	8,97	14,18	0,5	0,115
«Ромб» с попереч. ребром	17,09	29,55	39,23	28,14	8,95	11,78	11,78	8,95	14,37	0,5	0,150
«Ромб» без ребер	17,40	30,5	40,1	29,1	9,19	12,16	12,16	9,19	14,61	0,4	0,114
«Ромб» с продольн. ребром	17,12	30,3	39,5	28,5	9,02	12,02	12,02	9,02	14,49	0,4	0,157
«Ромб» с перекрест. ребром	16,95	29,9	39,6	5,2	9,01	11,91	11,91	9,01	14,08	0,5	0,192

В зависимости от расположения ребер рассматривались 8 вариантов.

I. Продольное расположение ребер. Ребра расположены вдоль плиты с шагом между осями 1,2 м. Между краем плиты и концом ребра зазор 12 см, обеспечивающий шарнирное опирание плиты по контуру.

II. Поперечное расположение ребер. Ребра расположены поперек плиты, с тем же шагом.

III. Перекрестное расположение ребер. Ребра расположены как вдоль, так и поперек контура плиты. Шаг тот же.

Далее рассмотрим рекомендуемые варианты для случаев жесткопластического и упругохрупкого материала.

IV. Диагональное расположение ребер. Ребра расположены вдоль диагоналей.

V. Расположение ребер «ромбом». Включает следующие случаи:

- а) «ромб» с поперечным ребром в центре, что соответствует расположению ребер вдоль траектории главных напряжений;
- б) «ромб» без ребер;
- в) «ромб» с продольным ребром в центре;
- г) «ромб» с перекрестными ребрами в центре.

Исследование проводилось на модели 5 «оболочка – оболочка». Результаты расчетов НДС плиты с подкрепляющими ребрами представлены в табл. 3, где ΔV – объем материала ребер.

Для определения наиболее выгодного варианта расположения подкрепляющих ребер был сформирован оценочный критерий λ , учитывающий взаимосвязь показателей относительного прогиба и относительного прироста материала $\lambda = \frac{\delta_{пр}}{\delta_{о.м.}}$, где $\delta_{пр} = \frac{W_0 - W}{W_0}$ – показатель относительного уменьшения прогибов, W – прогиб для оцениваемого варианта расположения ребер, W_0 – прогиб плиты без ребер, $\delta_{о.м.} = \frac{V - V_0}{V_0}$ – показатель относительного увеличения объема материала, V – объем плиты для оцениваемого варианта расположения ребер, V_0 – объем плиты без ребер.

Требование к показателю $\delta_{пр}$ состоит в его максимальном увеличении, а $\delta_{о.м.}$ – в наименьшем значении. В соответствии с этим предпочтительным будет вариант с наибольшим значением критерия λ (табл. 4).

Таблица 4

Совокупный оценочный критерий λ

Варианты расположения ребер	$\delta_{пр}$	$\delta_{о.м.}$	λ
Продольное	7,2	3,7	1,95
Поперечное	4,2	3,7	1,14
Перекрестное	14,4	7,1	2,03
Диагональное	5,6	1,9	2,95
«Ромб» с поперечным ребром	8,2	2,5	3,28
«Ромб» без ребер	6,5	1,9	3,42
«Ромб» с продольным ребром	8,0	2,6	3,08
«Ромб» с перекрестными ребрами	8,9	3,2	2,78

Для упругохрупкого материала: наибольшее значение оценочного критерия достигается в двух вариантах «ромба» - без ребер и с поперечным ребром. При более подробном анализе сравнивались значения прогибов и силовых факторов из табл. 3, в результате чего наиболее предпочтительным был принят вариант с поперечным ребром как обеспечивающий больший запас прочности.

Для жесткопластического материала: по результатам значений критерия λ наилучшим был установлен вариант диагонального расположения ребер.

Библиографический список

1. Плетнев, В.И. Расчет прямоугольных пластин, подкрепленных ребрами: сб. тр./В.И. Плетнев; ЛИИЖТ. - Вып. 267. - Л.: Транспорт, 1967, - С. 15-51
2. Савин, Г.Н. Пластинки и оболочки с ребрами жесткости/ Г.Н. Савин, Н.П. Флейшман. – Киев: Наукова Думка, 1964. – 384 с.
3. Коренев, Б.Г. Справочник проектировщика/ Б.Г. Коренев, И.М. Рабинович. - М.: Стройиздат, 1981. – 215 с.

Reference

1. Pletnyov, V.I. Calculation of rectangular plates, supported by ribs: collected papers/V.I. Pletnyov; LIIZHT. - Issue. 267. - L.: Transport, 1967, - P. 15-51.
2. Savin, G.N. Plates and shell with ribbing/ G.N. Savin, N.P. Fleyshman. – Kiev: Naukova Dumka, 1964. – 384 p.
3. Korenev, B.G. Manual book of designer/ B.G. Korenev, I.M. Rabinovich. - M.: Stroiizdat, 1981. – 215 p.

Ключевые слова: плита, подкрепляющие ребра, конечный элемент, топология.

Keywords: plate, ribbing, final element, configuration.

Воронежский государственный архитектурно-строительный университет
 Канд. техн. наук., проф. кафедры
 строительной механики
 А.Н. Синозерский
 Ст. преподаватель кафедры
 строительной механики
 Р.А. Мухтаров
 Россия, г. Воронеж, тел.: 8(473)271-52-30
 e-mail: rinat19611 @rambler.ru

Voronezh State University of Architecture and Civil Engineering
 Phd of Tech. Science, Prof. of Department of Structural Mechanics
 A. N. Sinozersky
 Lecturer of Department of Structural Mechanics
 R. A. Mukhtarov
 Voronezh, Russia tel.: 8(473)271-52-30
 e-mail: rinat19611 @rambler.ru

А.Н. Синозерский, Р.А. Мухтаров

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ХАРАКТЕРИСТИК ПРЕДЕЛЬНОГО ЯДРОВОГО СОСТОЯНИЯ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТОГО КОРОТКОГО ЭЛЕМЕНТА КВАДРАТНОГО СЕЧЕНИЯ ИЗ БЕТОНА КЛАССА В30

Выполняется теоретическое исследование внецентренно сжатого короткого элемента квадратного сечения ($b = h = 0,1\text{м}$) из тяжёлого бетона класса В30 для случая предельного ядрового состояния при относительном эксцентриситете $e_{\text{пяс}}$.

A.N. Sinozersky, R.A. Mukhtarov

CHARACTERIZATION OF LIMITING CORE CONDITION OF ECCENTRIC CON- CRETE OF B30 TYPE PEDESTAL OF SQUARE SECTION

Theoretical study of eccentric pedestal of square section ($b = h = 0,1\text{m}$) from heavy concrete of type B30 for the case of limiting core condition at eccentricity ratio is implemented.

Введение

Рассматриваются призмы квадратного поперечного сечения $b = h = 0,1\text{м}$, длиной $l = 0,4\text{м}$ из тяжёлого бетона класса В30 [1] с нормативным сопротивлением $R_{bn} = \sigma_u = 22\text{ МПа}$ и модулем упругости $E = 32500\text{ МПа}$.

При центральном сжатии зависимость напряжений σ от деформаций ε (сплошная линия на рис.1) представлена функцией

$$\sigma = E \cdot \varepsilon - \alpha \cdot \varepsilon^\beta \quad (1)$$

с экстремальной

$$\varepsilon_u = \beta \cdot \sigma_u / E \cdot (\beta - 1), \quad (2)$$

параметрами β

и

$$\alpha = \frac{(E)^\beta}{\beta \cdot [\beta \cdot \sigma_u / (\beta - 1)]^{\beta - 1}} = \frac{E}{\beta \cdot (\varepsilon_u)^{\beta - 1}} \quad (3)$$

В случае внецентренного воздействия равнодействующая внешних сил прикладывается в точке f (рис. 2) с координатами $y_f, z_f = 0$ и возрастает статически от нуля до F .

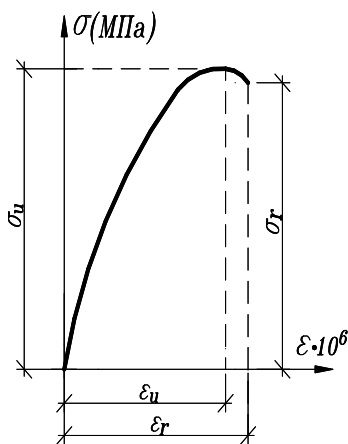


Рис.1 График "σ-ε" при центральном сжатии

Предварительно для исследования НДС при относительном эксцентриситете $e = y_f/h$ принимаем:

коэффициенты $\beta(p)$ в приближении $p = 0, 1, 2, \dots, n$ и соответствующий $\alpha(p)$ по (3);

напряжения (1) с деформациями на уровне "у"

$$\varepsilon(e, p) = B(p) \cdot (y - 0,5 \cdot h) + \varepsilon_r(p), \quad (4)$$

где $B(p)$ – параметр функции (4); $\varepsilon_r(p)$ – наибольшая деформация в сечении, определяемая по формуле

$$\varepsilon_r(p) = \varepsilon_u(p) \cdot r(p); \quad (5)$$

$r(p) > 1$ – коэффициент увеличения $\varepsilon_r(p)$ по сравнению с $\varepsilon_u(p)$ из (2) по причине возникновения неоднородного напряжённого состояния.

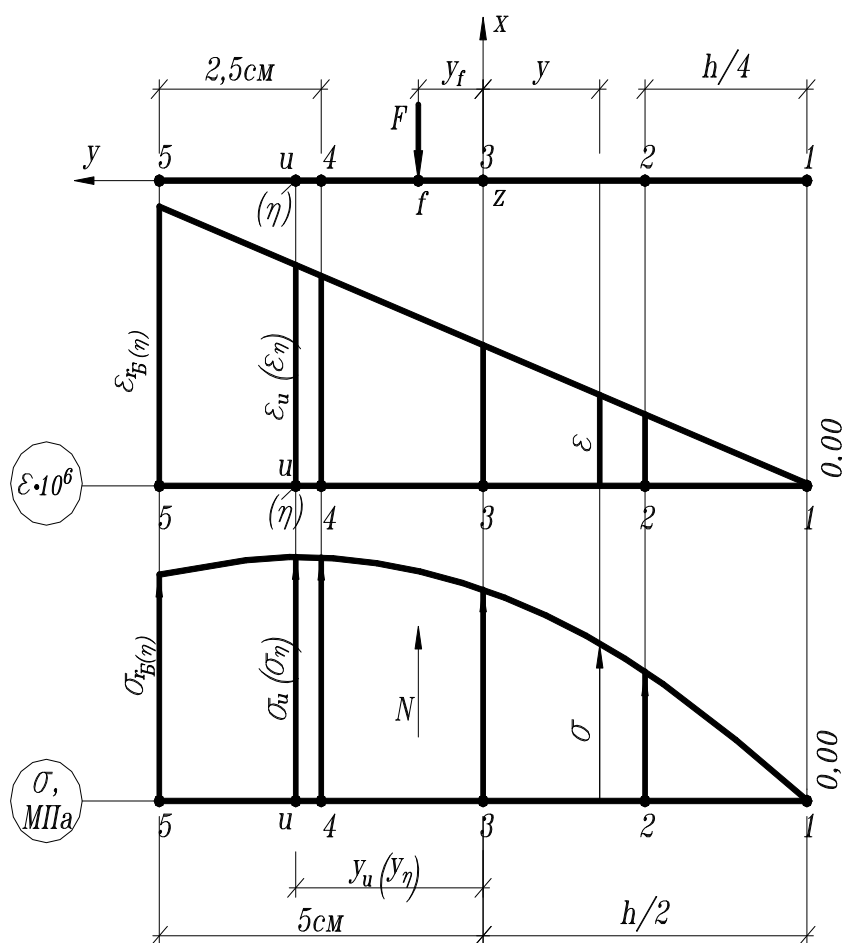


Рис. 2. НДС при внецентренных воздействиях

Интегральные выражения равнодействующей $N(p)$ и момента $M_z(p)$ внутренних сил [2] содержат показатели $B(p)$, $\varepsilon_r(p)$. Вычисление максимального усилия $N_B(p)$ и характеристик $B_B(p)$, $\varepsilon_B(p)$, называемых базовыми, проводим численными способами.

Назначаем коэффициент $r_0 = 1$, шаг $\Delta_r = 0,05$ и выполняем расчёты при $r_m = r_0 + m \cdot \Delta_r$ с $m = 0, 1, 2, \dots, k$. Задаваясь r_m , определяем параметр $B_m(p)$, при котором имеем $\Phi[B_m(p)] = |N_m(p) \cdot y_f - M_{zm}(p)| \leq 1 \cdot 10^{-9} \text{ мН} \cdot \text{м}$. Если для случая $m = k$ удовлетворится условие $N_{k-2}(p) < N_{k-1} > N_k$, то, привлекая квадратичную интерполяцию, находим

$\max N(p) = N_B(p)$, соответствующие параметр $B_B(p)$, деформации – наибольшую $\varepsilon_r(p)$ и наименьшую $\varepsilon_1(e, p)$ в точке 1 с координатой $y_1 = -0,5 \cdot h$ (см. рис. 2) по (4).

Продолжаем расчёт при показателях $\beta(p+1)$, $\beta(p+2)$, ... до $\beta(n) = \beta$, когда удовлетворяется неравенство

$$|\varepsilon_1(e, n)| = |\varepsilon_{1B}(e)| \leq 1 \cdot 10^{-7} \quad (6)$$

от усилия $N_B = N_B(n)$.

Здесь и в дальнейшем считаем:

- равными нулю все компоненты тензора напряжений, кроме $\sigma_x = \sigma$;
- сжимающие деформации ε , напряжения σ , усилия F и N – по модулю;
- материал, одинаково сопротивляющийся сжатию и растяжению, в последнем случае $\varepsilon < 0$ и $\sigma < 0$, а в расчётных формулах выражения

$$(\varepsilon_r - B \cdot h)^\beta, (\varepsilon_r - B \cdot h)^{\beta+1}, (\varepsilon_r - B \cdot h)^{\beta+2} \quad (7)$$

заменяем соответственно на

$$(B \cdot h - \varepsilon_r)^\beta, (B \cdot h - \varepsilon_r)^{\beta+1}, (B \cdot h - \varepsilon_r)^{\beta+2}, \quad (8)$$

а при $B \cdot h = \varepsilon_r$ вместо (7) и (8) вводим нули.

Полагаем, что предельное состояние при внецентренном сжатии представлено зависимостью (см. рис. 2)

$$\sigma = E \cdot \varepsilon - \alpha_\eta \cdot (\varepsilon)^\beta \quad (9)$$

с

$$\sigma_\eta = R_{bn} \cdot k_\eta, \quad (10)$$

$$\varepsilon_\eta = \varepsilon_u \cdot k_\eta = \beta \cdot \sigma_u \cdot k_\eta / E \cdot (\beta - 1) \quad (11)$$

и параметром

$$\alpha_\eta = \frac{(E)^\beta}{\beta \cdot [\beta \cdot \sigma_u \cdot k_\eta / (\beta - 1)]^{\beta-1}} = \frac{E}{\beta \cdot (\varepsilon_\eta)^{\beta-1}}; \quad (12)$$

показателем

$$k_\eta = F_u / N_B \quad (13)$$

с усилиями

разрушающим [1]

$$F_u = \sigma_u \cdot b \cdot h \cdot (1 - 2 \cdot e_{\text{прс}}), \quad (14)$$

базовым N_B ;

относительным эксцентриситетом предельного ядрового состояния (ПЯС)

$$e_{\text{пяс}} = y_f / h = 0,01062 / 0,1 = 0,1062, \quad (16)$$

при котором имеет место $\max k_\eta$ [3];

деформацией на уровне "у"

$$\varepsilon_\eta(y) = B_\eta \cdot (y - 0,5 \cdot h) + \varepsilon_{r_\eta} \quad (17)$$

с наибольшей

$$\varepsilon_{r_\eta} = \varepsilon_\eta \cdot r_\eta, \quad (18)$$

наименьшей

$$|\varepsilon_\eta(y = -0,5 \cdot h)| \leq 1 \cdot 10^{-7} \quad (19)$$

и характеристиками B_η , $r_\eta > 1$ эпюры ε ;

максимальным значением равнодействующей внутренних сил N_η .

Поставим задачу:

- из условия (6) назначить показатель β и определить базовые значения r_B , B_B , N_B ;
- вычислить равнодействующую N_η и соответствующие данные о r_η , ε_η , B_η ;
- построить эпюры $\varepsilon_\eta(y)$ и $\sigma_\eta(y)$;
- проверить условие (19).

1. Расчет параметра β

Приближение $\beta(0) = 2,00$.

Определяем по формуле:

$$(2) - \text{экстремальную деформацию: } \varepsilon_u(0) = 2 \cdot 22 / 32500 \cdot 1 = 1353,85 \cdot 10^{-6};$$

$$(3) - \text{параметр } \alpha(0) = (32500)^2 / 2 \cdot (2 \cdot 22 / 1)^1 = 12002840 \text{ МПа.}$$

Привлекая методику [2], будем иметь представленные в табл.1 сведения. При этом из (4) получена растягивающая деформация $\varepsilon(y = -0,5 \cdot h, p = 0) = -2,571 \cdot 10^{-6}$.

Приближение $\beta(1) = 2,05$.

Имеем:

экстремальную деформацию $\varepsilon_u(1) = 2,05 \cdot 22/32500 \cdot 1,05 = 1321,61 \cdot 10^{-6}$;

параметр $\alpha(1) = (32500)^{2,05}/2,05 \cdot (2,05 \cdot 22/1,05)^{1,05} = 16709780$ МПа.

Результаты выполненных по [2] расчётов вместе с сжимающей деформацией

$(y = -0,5 \cdot h, p = 1) = -2,1814 \cdot 10^{-6}$ приводятся в табл.1.

Теперь методом хорд [4] уточняем параметр:

$$\beta(2) = \frac{(-2,571 \cdot 10^{-6}) \cdot 2,05 - 2,1814 \cdot 10^{-6} \cdot 2,00}{-2,571 \cdot 10^{-6} - 2,1814 \cdot 10^{-6}} = 2,027.$$

Таблица 1

Класс бетона	e	σ_u , МПа	p	$\beta(p)$	$\varepsilon_u(p) \cdot 10^6$ по (2)	$\alpha(p)$, МПа по (3)	m	r_m	$\varepsilon_{r_m} \cdot 10^6$	$B_m \cdot 10^2, \text{ м}^{-1}$	N_m , кН	$\varepsilon(p) \cdot 10^6$ при $y = -0,5 \cdot h, \text{ м}$					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13					
В30	0,1062	22,0	0	2,000	1353,85	12002840	4,2	1,21	1638,16	1,6204749	160,535	-2,571					
							5,2	1,26	1705,85	1,7053255	160,826						
							6,2	1,31	1773,54	1,7916312	160,684						
							Б(0)	1,26860	1717,49	1,7200610	160,832						
							1	2,050	1321,61	16709780	4,2		1,21	1599,15	1,5779861	160,398	+2,1814
							5,2	1,26	1665,23	1,6610811	160,669						
			6,2	1,31	1731,31	1,7456651	160,496										
			Б(1)	1,26552	1672,52	1,6703386	160,671										
			2	2,027	1336,05	14348600	4,2	1,21	1616,62	1,5970259	160,461						
			5,2	1,26	1683,42	1,6809006	160,741										
			6,2	1,31	1750,22	1,7662552	160,582	+0,0448									
			Б(2)	1,26689	1692,63	1,6925852	160,745										

Находим (табл.1) соответствующие:

экстремальную $\varepsilon_u(2)$ и коэффициент $\alpha(2)$;

базовые показатели $r_B(2)$, $\varepsilon_{r_B}(2)$, $B_B(2)$, $N_B(2)$;

деформацию $\varepsilon(y = -0,5 \cdot h, p = 2) = -4,48 \cdot 10^{-8}$, при которой выполняется критерий (6).

Для дальнейших исследований принимаем $\beta = 2,027$ и $N_B = 160,745$ кН.

2. Определение характеристик ПЯС

Предельное ядровое состояние (ПЯС) представлено:

разрушающим усилием (14) - $F_u = 22 \cdot 10^3 \cdot 0,1 \cdot 0,1 \cdot (1 - 2 \cdot 0,1062) = 173,272$ кН;

коэффициентом (13) - $k_\eta = 173,272/160,745 = 1,078$;

напряжением (10) - $\sigma_\eta = 22 \cdot 1,078 = 23,716$ МПа;

деформацией (11) - $\varepsilon_\eta = 2,027 \cdot 22 \cdot 1,078/32500 \cdot 1,027 = 1440,26 \cdot 10^{-6}$;

параметром (12) -

$$\alpha_\eta = \frac{32500}{2,027 \cdot (1440,26 \cdot 10^{-6})^{1,027}} = 13283450 \text{ МПа};$$

зависимостью - $\sigma = 32500 \cdot \varepsilon - 13283450 \cdot (\varepsilon)^{2,027}$. (20)

Результаты вычислений показателей ПЯС сведены в табл. 2 с характеристиками

$$r_\eta = 1,26692, \quad \varepsilon_{r_\eta} = 1824,69 \cdot 10^{-6}, \quad B_\eta = 1,8246511 \cdot 10^{-2} \text{ м}^{-1}, \quad N_\eta = 173,282 \text{ кН}$$

и деформациями $\varepsilon_\eta(y) = 1,8246511 \cdot 10^{-2} \cdot (y - 0,5 \cdot h) + 1824,69 \cdot 10^{-6}$. (21)

Таблица 2

Класс бетона	e	σ_η , МПа	$\varepsilon_\eta \cdot 10^6$	Параметр		m	r_m	$\varepsilon_{r_m} \cdot 10^6$	$B_m \cdot 10^2, \text{ м}^{-1}$	N_m , кН	$\varepsilon_\eta(y) \cdot 10^6$ при $y = -h/2$, м	σ_{r_m} , МПа при $y = -h/2$
				α_η , МПа	β							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
В30	0,1062	23,716	1440,26	13283450	2,027	4,2	1,21	1742,72	1,7215968	172,976	0,0389	21,8997
						5,2	1,26	1314,73	1,8120160	173,278		
						6,2	1,31	1886,74	1,9040315	173,107		
						η	1,26632	1824,69	1,8246511	173,282		

Установленные $\varepsilon_\eta(i)$ и $\sigma_\eta(i)$ по формулам (21) и (20) в точках $i = 1, 2, 3, 4, 5$ с координатами $y_i = -0,5 \cdot h, -0,25 \cdot h, 0,0 \cdot h, 0,25 \cdot h, 0,5 \cdot h$ представлены в табл. 3, а на рис. 3 построены соответствующие эпюры деформаций и напряжений.

Таблица 3

Класс бетона	e	Точка i	1	2	3	4	5	η	$n - n$
		Координата y_i , м	-0,050	-0,025	0,000	0,025	0,050		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
В30	0,1062	$\varepsilon_\eta(i) \cdot 10^6$	0,0389	456,202	912,365	1368,53	1824,69	1440,26	≈ 0
		$\sigma_\eta(i)$, МПа	≈ 0	12,580	20,499	23,658	21,9997	23,716	≈ 0

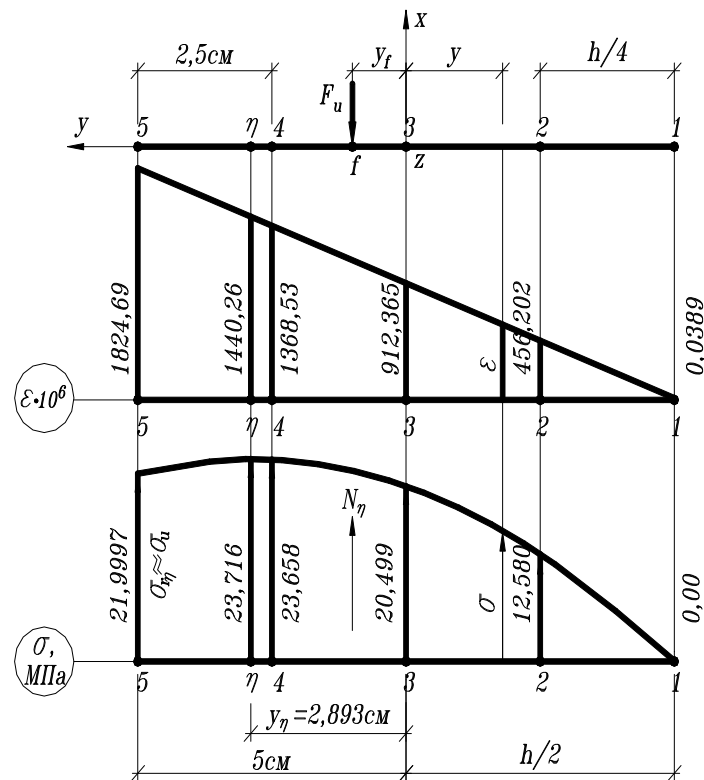


Рис. 3. НДС в предельном ядровом состоянии

Вычислены координаты точек y_η с $\varepsilon_\eta(y) = \varepsilon_\eta$, $\sigma = \sigma_\eta$ и нейтральной линии y_{n-n} (табл. 3) соответственно из условий

$$\begin{aligned}\varepsilon_\eta &= B_\eta \cdot (y_\eta - 0,05 \cdot h) + \varepsilon_{r_\eta}, \\ 0 &= B_\eta \cdot (y_{n-n} - 0,05 \cdot h) + \varepsilon_{r_m}.\end{aligned}$$

При деформации $\varepsilon_\eta(y = -0,5 \cdot h) = 3,89 \cdot 10^{-8}$ из табл. 2, 3 условие (19) выполняется. Напряжения $\sigma_\eta(y = -0,05 \cdot h) \approx 0$ МПа, $\sigma_\eta(y = 0,05 \cdot h) = 21,999$ МПа $\approx R_{bn} = 22$ МПа..

Выводы

Выполнено теоретическое исследование внецентренно сжатого короткого элемента квадратного сечения ($b = h = 0,1$ м) из тяжёлого бетона класса В30 для случая предельного ядрового состояния.

При напряжениях с эксцентриситетами $e > e_{\text{пяс}} = 0,1062$ деформации и напряжения предельных состояний будут двух знаков.

Библиографический список

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой России. - М.: ГУП ЦПП, 2000. – 76 с.
2. Синозерский, А.Н. Определение базовых усилий и напряжённно-деформированного состояния призм и мелкозернистого бетона при внецентренном сжатии / А.Н. Синозерский, Р. А. Мухтаров // Научно-технический журнал ВГАСУ. Строительная механика и конструкции. – 2012. – Вып. №1(4). – С. 72-83.
3. Синозерский, А. Н. Определение условных базовых нагрузок коротких сжатых бетонных элементов прямоугольного сечения при малых эксцентриситетах продольной силы / А.Н. Синозерский, Р.А. Мухтаров // Научно-технический журнал ВГАСУ. Строительная механика и конструкции. – 2013. – Вып. №2(7). – С.107-120.
4. Лапчик, М. П. Численные методы : учеб. пособие для студ. вузов / М. П. Лапчик. М.И. Рагулина, Е. К. Хеннер; под ред. М. П. Лапчика. – М.: Изд. Центр «Академия», 2004. – 384 с.

Reference

1. Building specifications and acts 2.03.01-84*. Concrete and reinforced structures/ Gosstroi of Russia. - M.: GUP TzPP, 2000. – 76 p.
2. Sinozersky, A.N. Finding of basic strength and deflected mode of prisms and fine concrete at eccentric compression / A.N. Sinozersky, R. A. Mukhtarov // Scientific journal of VGASU. Construction Mechanics and Structures. – 2012. – Issue №1(4). – P. 72-83.
3. Sinozersky, A. N. Finding of conditional basic loads of concrete pedestals of square section at small eccentricity of longitudinal force/ A.N. Sinozersky, R. A. Mukhtarov // Scientific journal of VGASU . Construction Mechanics and Structures. – 2013. – Issue. №2(7). – P.107-120.
4. Lapchik, M. P. Numerical methods: manial for students / M. P. Lapchik. M.I. Ragulina, E. K. Henner; under red. M. P. Lapchik. – M.: Pub. Center “Academia” 2004. – 384 p.

Ключевые слова: внецентренное сжатие, мелкозернистый бетон.

Keywords: eccentric compression, fine concrete..

УДК 624.012.45:539.384

Воронежский государственный архитектурно-строительный университет

Канд. техн. наук, доц. кафедры строительных конструкций, оснований и фундаментов им. проф. Ю. М. Борисова (СКОиФ)

Ю.Ф. Рогатнев

Аспирант кафедры СКОиФ

М. М. Джавид

Россия, г. Воронеж, тел.: +7-960-127-16-34

e-mail: jvd_mm@yahoo.com

The Voronezh State University of Architecture and Civil Engineering

Ph. D. of Tech. Sc., Assoc. prof. of Dept. of Constructional Structures, Bases and Foundations Yu.F. Rogatneov

Postgraduate of Dept. of Constructional Structures, Bases and Foundations

M.M. Jawid

Russia, Voronezh, tel: +7-960-127-16-34

e-mail: jvd_mm@yahoo.com

Ю.Ф. Рогатнев, М.М. Джавид

ДЕФОРМАТИВНЫЕ И ПРОЧНОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ВЫСОКОКАЧЕСТВЕННОГО БЕТОНА ПРИ СЖАТИИ

Проводится экспериментальное исследование прочности высококачественного бетона при кратковременном сжатии, анализируется характер разрушений испытываемых образцов, теоретически проверяется соответствие распределения результатов измерения закону нормального распределения, т.е. проверяется гипотеза нормальности распределения, отсеиваются грубые погрешности и определяются доверительные интервалы измерения.

Yu. F. Rogatneov, M.M. Jawid

DEFORMABILITY AND STRENGTH PERFORMANCE OF HIGH-QUALITY CONCRETE DURING COMPRESSION

The experimental investigation of high-quality concrete strength during momentary compression is given, the fracture pattern of the tested samples is analyzed and the measurement results distribution compliance with the normal distribution law is tested. Thus the hypothesis of the distribution normality and the dropping of the parasitic errors are controlled and the confidence intervals of the measurement are found.

В последней актуализированной редакции СНиПа [1] существенно повышен класс бетона по прочности на сжатие с В60 до В100. Максимальный класс бетона, рекомендованный для изготовления железобетонных конструкций, соответствует классу С90/105, принятому в Еврокоде [2]. Бетоны класса выше В60 обладают рядом специфических свойств: высокой плотностью, морозостойкостью и водонепроницаемостью. Бетоны, сочетающие указанные свойства с высокой прочностью, получили название высококачественных бетонов [3]. Существует множество составов и технологий получения высококачественных бетонов. Очевидно, что бетоны разных составов при одинаковой прочности будут иметь отличия в деформативных характеристиках.

В настоящей работе представлены результаты исследований деформативных и прочностных характеристик высококачественного бетона, состав которого был принят согласно ранее проведенным исследованиям [3].

Программа испытаний. Для испытаний было изготовлено 9 серий призм (по три в каждой серии) размерами 70x70x280 мм и кубики (по четыре в каждой серии) размерами 100x100x100мм. Призмы и кубики хранились в одинаковых условиях при температуре 20 °С и влажности 75 %. Испытания образцов проводили через 28 суток естественного твердения.

© Рогатнев Ю.Ф., Джавид М.М., 2014

Кубики и призмы испытывали кратковременной нагрузкой на прессе INSTRON -1500. Методика испытаний была разработана с учетом требований ГОСТ 10180-90 «Бетоны».

Методы определения прочности по контрольным образцам» [4]. Загружение проводили непрерывно с постоянной скоростью. Величину нагрузки фиксировали датчиком силы марки С6А/200Т/ЗL. В процессе испытаний в непрерывном режиме измеряли продольные и поперечные деформации бетона с помощью 8 тензорезисторов типа FLA-30-11, наклеенных крестообразно на боковых гранях призм.

Анализ результатов испытаний. Разрушение призм и кубиков происходило внезапно и хрупко (рис. 1, а). Характерная опытная диаграмма «Относительное напряжение – относительная деформация бетона» приведена на рис. 1,б.

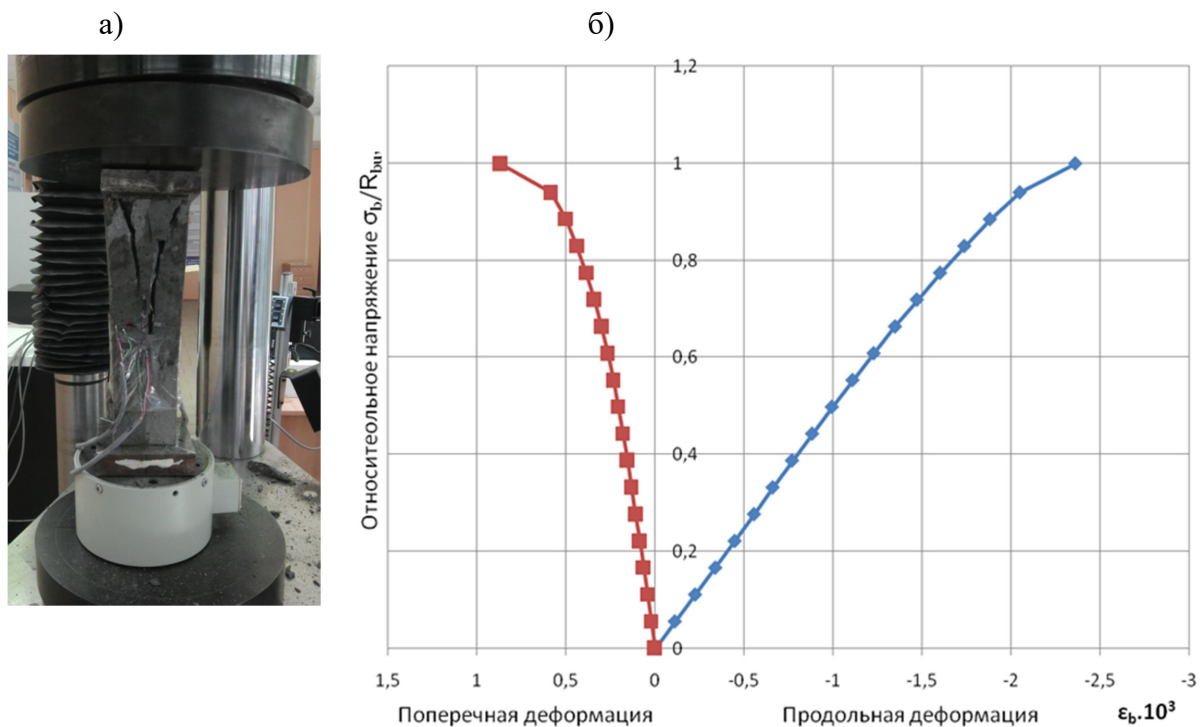


Рис. 1. Анализ результатов испытаний:

- а) вид призмы после разрушения;
- б) характерная диаграмма «Относительное напряжение – относительная деформация бетона» при сжатии призм

Анализ опытных диаграмм «Относительное напряжение – относительная деформация бетона» позволяет сделать вывод о том, что зависимость продольных деформаций бетона от уровня нагружения близка к линейной, доходящей до уровня напряжений, составляющих 0,85 от предельных R_{bu} . Переход в нелинейную фазу деформирования обусловлен процессом интенсивного микротрещинообразования, предшествующего разрушению бетона. Согласно линейной теории прочности О.Я. Берга, Е.Н. Львовского и Л. Р. Маиляна [46, 7, 8], для материалов, имеющих различное сопротивление растяжению и сжатию, процесс микротрещинообразования фиксируется путем измерения продольных ϵ_z и поперечных ϵ_{xy} деформации с последующим расчетом значений и построением графиков изменения относительного объема бетона:

$$\theta = \epsilon_z + 2\epsilon_{xy} \quad (1)$$

и дифференциального коэффициента поперечных деформаций:

$$\bar{\nu} = \frac{\Delta\epsilon_{xy}}{\Delta\epsilon_z}, \quad (2)$$

где $\Delta\varepsilon_{xy}$ – приращение поперечной деформации, $\Delta\varepsilon_z$ – приращение продольной деформации.
 Диаграммы θ и \bar{v} представлены на рис. 2.

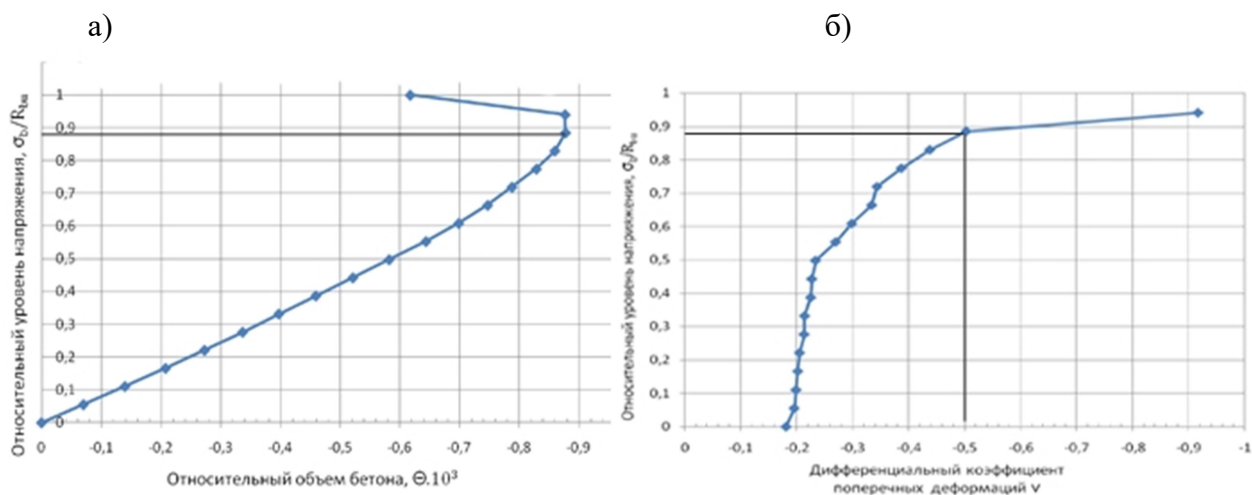


Рис. 2. Диаграммы определения уровня микротрещинообразования бетона при сжатии:
 а) изменение относительного объема бетона;
 б) изменение дифференциального коэффициента поперечных деформаций

Как следует из диаграмм, приведенных на рис. 2, уровень напряжений, при котором фиксируется интенсивное образование микротрещин в бетоне при сжатии $R_{v,crc}$, соответствует точке начала увеличения относительного объема на графике $\sigma_b/R_{bu} - \theta$ и достижению дифференциальным коэффициентом поперечных деформаций значения 0,5 на графике $\sigma_b/R_{bu} - \bar{v}$.

Для высококачественного бетона принятого состава процесс интенсивного микротрещинообразования начинается при уровне напряжений, составляющих 0,85 – 0,9 от предельных R_{bu} .

Основные прочностные и деформативные характеристики бетона. Для определения класса бетона и нормативной призмной прочности полученные данные подвергались статистической обработке. Статистическая обработка результатов испытаний призм и кубиков включала следующие процедуры:

- определение средних значений и характеристик рассеяния измерений призмных и кубиковых прочностей внутри серии и во всей партии образцов;
- отсеивание грубых погрешностей с помощью максимального относительного отклонения;
- приближенную проверку гипотезы нормального распределения по среднему абсолютному отклонению (САО) [7, 9];
- детальную проверку гипотезы нормальности распределения;
- определение доверительных интервалов измерений.

Результаты статистического анализа позволяют сделать вывод о том, что полученные экспериментальные данные воспроизводимы и подчиняются закону нормального распределения. Подтверждение гипотезы нормальности распределения свидетельствует о стабильности технологического режима за весь период изготовления опытных образцов.

Опытные характеристики высококачественного бетона, полученные в результате статистической обработки данных испытаний партии из 27 призм и 36 кубиков, приведены в таблице.

Таблица

Прочностные характеристики высококачественного бетона всей партии

Образец	\bar{R}_{bu} , МПа	Стандартное отклонение S	Кэф. вариации v , %	Масштабный коэффициент	Прочность бетона с обеспеченностью 0,95, МПа		Предельная деформация ε_b	Модуль упругости $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа
					R_{bn}	Класс		
Кубик	103	3,67	3,56	0,95		92		
Призма	86	2,04	2,75	0,85	70		0,0024	45

Выводы

1. Разброс механических характеристик высококачественного бетона подчиняется гипотезе нормального распределения.
2. Класс высококачественного бетона рекомендуемого состава [4] при изготовлении в лабораторных условиях не ниже В90. Нормативная призмная прочность $R_{bn}=70$ МПа.
3. Зависимость продольных деформаций высококачественного бетона от уровня загрузки может быть принята линейной до уровня напряжений, составляющих 0,85 от предельных R_{bu} .
4. Предельная относительная деформация высококачественного бетона при кратковременном сжатии, соответствующая разрушающей нагрузке, составляет 0,0024.

Библиографический список

1. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – М., 2012. – 161 с.
2. EN 1992 Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. – 225 p.
3. Баженов, Ю.М. Модифицированные высококачественные бетоны / Ю.М. Баженов, В.С. Демьянова, В.И. Калашников. – М.: Изд-во АСВ, 2006. - 368 с.
4. Рогатнев, Ю.Ф. К вопросу о подборе состава высококачественного бетона / Ю.Ф. Рогатнев, М.М. Джавид // International scientific journal: Science and World. – 2014. – №8. – С.67 – 69.
5. ГОСТ 10180-90 Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам. - М.: Изд-во стандартов, 1991. – 35 с.
6. Берг, О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона / О.Я. Берг. - М.: Госстройиздат, 1962. – 96 с.
7. Львовский, Е.Н. Статистические методы построения эмпирических формул: учеб. пособие для вузов / Е.Н. Львовский. – 2 изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 1988. – 239 с.
8. Маилян, Л. Р. Расчет железобетонных элементов на основе действительных диаграмм деформирования материалов / Л.Р. Маилян, Е.И. Иващенко. – Ростов-на-Дону: Рост. гос. строит. ун-т, 2006. – 223 с.

9. Закс, Л. Статистическое оценивание / Л.Закс, пер. с нем. В.Н. Варыгина; под. ред. Ю.П. Адлера, В.Г. Горского. – М.: Статистика. – 1976. –598 с.

Reference

1. Building specifications and acts 63.13330.2012 Concrete and Reinforced structures. Fundamentals. Updating wording of Building specifications and acts 52-01-2003. – М., 2012. – 161 p.
2. EN 1992 Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. – 225 p.
3. Bazhenov, Yu.M. Modified high quality concrete / Yu.M. Bazhenov, V.S. Dem'yanov, V.I. Kakashnikov. – М.: Pub. ASV, 2006. - 368 p.
4. Rogatneov, Yu.F. Concerning the question about design of high quality concrete mixture / Yu.F. Rogatneov, M.M. Javid // International scientific journal: Science and World. – 2014. – №8. – P.67 – 69.
5. State standard specification 10180-90 Concrete. Method of concrete strength testing by control samples. - М.: Standards pub., 1991. – 35 p.
6. Berg, O.Ya. Physical bases of concrete and reinforced concrete strength theory / O.Ya. BERG. - М.: Gossroiizdat, 1962. – 96 p.
7. L'vovsky, E.N. Static methods of empirical modeling: manual for institutes of high education / E.N. L'vovsky. – 2 issue, revised and supplemented edition – М.: High school, 1988. – 239 p.
8. Mailyan, L.R. Design of reinforced concrete elements based on real diagrams of material deformation / L.R. Mailyan, E.I. Ivashchenko. – Rostov – na - Donu: Rostov state constr. university, 2006. – 223 p.
9. Zaks, L. Statistical estimation / L. Zaks, translation from German by V.N. Varygin; under red. of Yu. P. Adler, V.G. Gorsky. – М.: Statistika. – 1976. –598 p.

Ключевые слова: деформативность, прочностная характеристика, гипотеза нормальности распределения, отсев грубых погрешностей измерения, микротрещинообразование.

Keywords: deformability, strength property, hypothesis of normalcy of distribution, dropping of measurement parasitic inaccuracies, micro -cracks formation.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

УДК 624.271: 625.745.12 + 531.396

*Воронежский государственный архитектурно-
строительный университет*

*Д-р техн. наук, проф. кафедры
строительной механики*

В.С. Сафронов

Аспирант кафедры строительной механики

Д.И. Доманов

Россия, г. Воронеж, тел.: 8(473) 263-07-57;

e-mail: vss22@mail.ru

*The Voronezh State University of Architecture and
Civil Engineering*

*Dr. Sc. Tech, the professor of Department
of Structural mechanics*

V.S. Safronov

*The postgraduate student of Department
of Structural mechanics*

D.I. Domanov

Russia, Voronezh, ph. 8 (4732) 63-07-57

e-mail: vss22@mail.ru

В.С. Сафронов, Д.И. Доманов

ИЗМЕРЕНИЯ И АНАЛИЗ КОЛЕБАНИЙ КОСО ОПЕРТОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ АВТОДОРОЖНОГО ПУТЕПРОВОДА ПРИ ЭКСПЛУАТАЦИИ

Описываются методика, приборы и оборудование для регистрации прогибов в характерных сечениях железобетонных балок температурно-неразрезного пролетного строения при проезде по проезжей части автомобилей в эксплуатационном режиме. Приводятся результаты камеральной обработки цифровых массивов с использованием быстрого преобразования Фурье. Для качественного анализа особенностей колебаний косо опертого пролетного строения выполняется модальный анализ динамической расчетной схемы конструкции.

V.S. Safronov, D.I. Domanov

MEASUREMENT AND ANALYSIS OF VIBRATION OF ASKEW SUPPORTED RE- INFORCED-CONCRETE ROAD OVERPASS SPAN DURING OPERATION

The technique, the devices and the equipment for logging of the typical sections deflection of reinforced concrete beams of temperature continuous span while a vehicle travelling in an operating regime along a bridge road. The results of office body of data processing using the fast Fourier transformation are given. For quality analysis of deflection peculiarities of askew supported span the model analysis of structure dynamic design system is carried out.

Быстро прогрессирующая в настоящее время тенденция увеличения интенсивности транспортных потоков на автодорогах и искусственных сооружениях в нашей стране связана с ростом масс и скоростей движения автомобилей. Это приводит к необходимости корректировки в сторону увеличения регламентируемых нормативными документами временных нагрузок. В 2011 году взамен установленных в 1984 году нагрузок А11 и НК-80 новыми государственными нормативами ГОСТ Р 52748-2007 [1] и СП 35-13330-2011 [2] введены повышенные временные нагрузки от колонн автомобилей А14 и одиночных тяжелых транспортных средств Н14.

Анализ предлагаемой в новом нормативном документе [2] методики учета динамического характера движущихся по мостовым сооружениям автотранспортных средств, по нашему мнению, не отражает конструктивные особенности несущих конструкций строящихся и эксплуатируемых мостов. Так, для железобетонных пролетных строений динамический

© Сафронов В.С., Доманов Д.И., 2014

коэффициент рекомендуется принимать для тележки А11 равным $1+\mu=1,3$ независимо от длины пролета и статической схемы. Это не согласуется с современным состоянием теории динамического воздействия автомобилей на автодорожные мосты, системно описанном в справочнике по динамическому расчету специальных инженерных сооружений и конструкций [3]. В настоящее время теория воздействия подвижных нагрузок на искусственные сооружения продолжает достаточно интенсивно развиваться [4]. Применение новых вычислительных алгоритмов позволяет избежать неудачных конструктивных решений при проектировании новых объектов и реконструкции существующих морально устаревших мостов под современные нагрузки.

Настоящая работа посвящена изучению динамической реакции железобетонных балок температурно-неразрезного пролетного строения с косым опиранием на опоры при проезде по проезжей части в эксплуатационном режиме автомобилей. Выполняемые экспериментально-теоретические исследования являются частью разрабатываемой комплексной проблемы оценки риска разрушения железобетонных плитно-ребристых пролетных строений мостовых сооружений [5-7] с учетом динамического воздействия автомобилей при эксплуатации.

Для проведения натурных исследований выбран путепровод через автомобильную дорогу на км 305+200 обхода г. Мценска автомагистралью «Крым». Пролётное строение путепровода – балочное, температурно-неразрезное, состоит в каждом пролете из восьми изготовленных по типовому проекту 3.503.14 СДП бездиафрагменных железобетонных балок таврового сечения с ненапрягаемой арматурой, имеет три пролёта – крайние длиной 12,15 м, средний – 18 м. Объединение балок пролетного строения по ширине путепровода осуществлено путем бетонирования арматурных выпусков плиты проезжей части. Фасад и поперечное сечение пролетного строения для пролета 2 приведены на рис. 1.

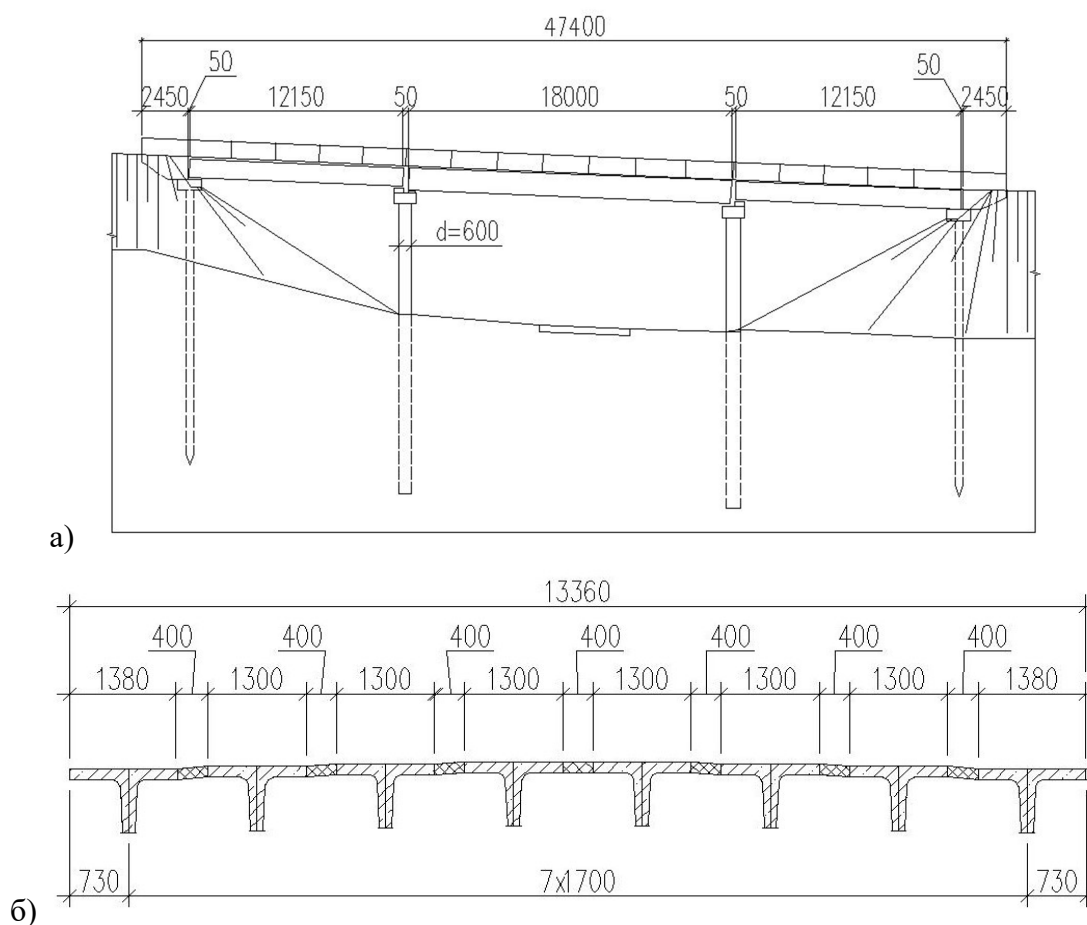


Рис. 1. Путепровод через автомобильную дорогу на км 305+200 обхода г. Мценска автомагистралью «Крым»:

а) фасад путепровода; б) поперечное сечение пролётного строения путепровода

В качестве измеряемых параметров были приняты вертикальные прогибы балок пролетных строений среднего пролета путепровода в средних сечениях. Регистрация колебаний отремонтированного путепровода осуществлялась с помощью электронного измерительного комплекса с использованием двух триангуляционных лазерных датчиков (рис. 2) серии РФ603 производства ООО «РИФТЕК» (Республика Беларусь). Установленные под путепроводом датчики измеряли вертикальные перемещения средних сечений балок Б2 и Б7 в пролете 2 пролетного строения. Схемы установки измерительных приборов при регистрации натуральных колебаний пролетных строений путепровода представлены на рис. 3.



Рис. 2. Установка измерительных датчиков для регистрации прогибов в среднем сечении балок Б2 и Б7 пролета 2

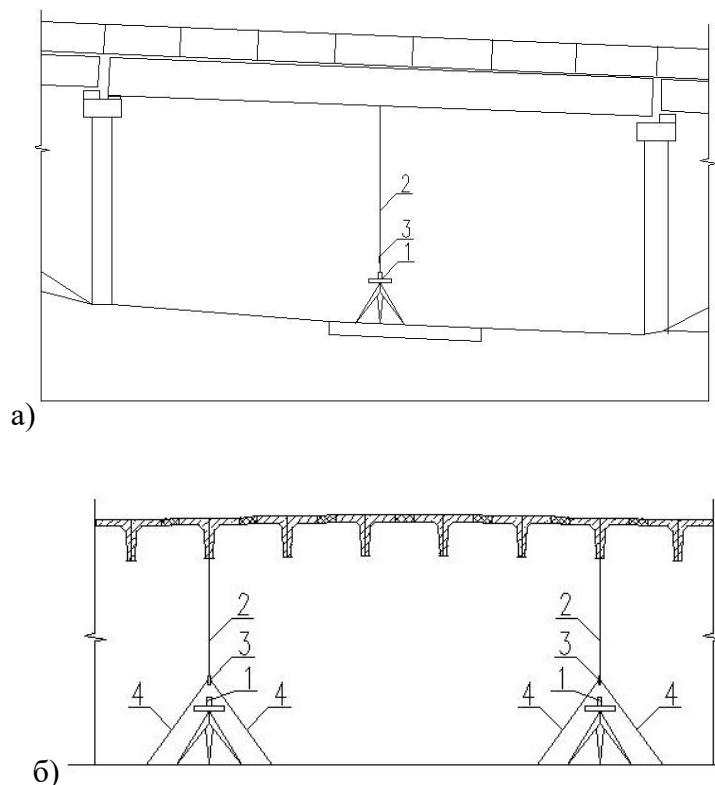


Рис. 3. Схема установки измерительных приборов вдоль моста (а); поперёк моста (б):

1 – измерительные датчики; 2 – проволочная связь; 3 – экран; 4 – металлические пружины

Измерения прогибов балок пролетного строения осуществлялись относительно неподвижных точек поверхности автомобильной дороги под путепроводом. Между нижней поверхностью балок пролетного строения и поверхностью автомобильной дороги располагались проволочные связи, к которым через гибкие металлические пружины жесткостью около 1,0 кгс/см закреплялся экран на расстоянии 105 мм для отражения лазерного луча измерительного датчика. В соответствии с паспортными данными датчиков максимальный диапазон измерения перемещений составляет 50 мм. При такой схеме измерения перемещения экрана с точностью до продольных деформаций участка проволочной связи между нижней поверхностью балки пролетного строения и экраном совпадали. Таким образом, измеряя с помощью лазера изменения базового расстояния между экраном и датчиком, производили регистрацию прогибов балок пролетного строения. В соответствии с паспортными данными датчика серии РФ603 погрешность измерений, которая определяется разрешением лазерного прибора, не превышает 1 % измеряемого диапазона, что соответствует при максимальном перемещении 5 мм величине $\delta = 50$ мкм.

При измерениях колебаний пролетных строений регистрация осуществлялась в цифровом виде с частотой 20 Гц. По каналам связи между измерительными датчиками и портативным компьютером данные регистрации архивировались массивами десятичных чисел и анализировались впоследствии с помощью программы Excel. При визуальном анализе зарегистрированных данных строились графики изменения перемещений точек пролетных строений в зависимости от времени, а также вычислялись спектральные плотности построенных графиков с помощью численного преобразования Фурье по программе Mathcad.

При регистрации параметров колебаний пролетного строения из транспортного потока двух направлений движения выбирались ситуации, когда по проезжей части двигались одиночные тяжелые автомобили или следующие колонной на близком расстоянии друг от друга. Было произведено более 20 измерений колебаний пролетных строений во время проезда по полосам проезда в сторону г. Москвы и сторону г. Орла с различными скоростями по проезжей части путепровода одиночных тяжелых автомобилей или следующих колонной на близком расстоянии друг от друга.

На рис. 4 и 5 для иллюстрации представлены два характерных графика прогибов для синхронных перемещений средних сечений балки Б2 и Б7 пролёта 2, а также вычисленные для этих графиков с помощью процедуры быстрого преобразования Фурье спектральные плотности в диапазоне частот от 5 до 9 Гц. Красным цветом на графиках, иллюстрирующих изменения прогибов балок во времени и распределения осредненных амплитуд по частотам заданного диапазона, обозначены прогибы для балки Б2, синим – для Б7.

Результаты камеральной обработки цифровых массивов дискретных измерений прогибов балок Б2 и Б7 пролёта 2 пролетного строения для наиболее характерных записей колебаний представлены в табл. 1. В ней даны подробные описания проезжающих транспортных средств, указаны направления движения, полосы движения, параметры колебаний и вычисленные по ним динамические коэффициенты. Для вычисленных по построенным прогибограммам параметров введены следующие обозначения:

Y_d – максимальный зарегистрированный прогиб балки пролетного строения при проезде автотранспортного средства;

$2A_{\max}$ - удвоенная максимальная амплитуда прогиба среднего сечения балки пролетного строения при проезде автотранспортного средства вблизи наибольших квазистатических перемещений;

$Y_{ст}$ – квазистатический прогиб среднего сечения, вычисляемый из выражения

$$y_{ст} = y_d - 2A_{max}/2,$$

рекомендуемого для использования при проезде автомобилем среднего сечения пролета.

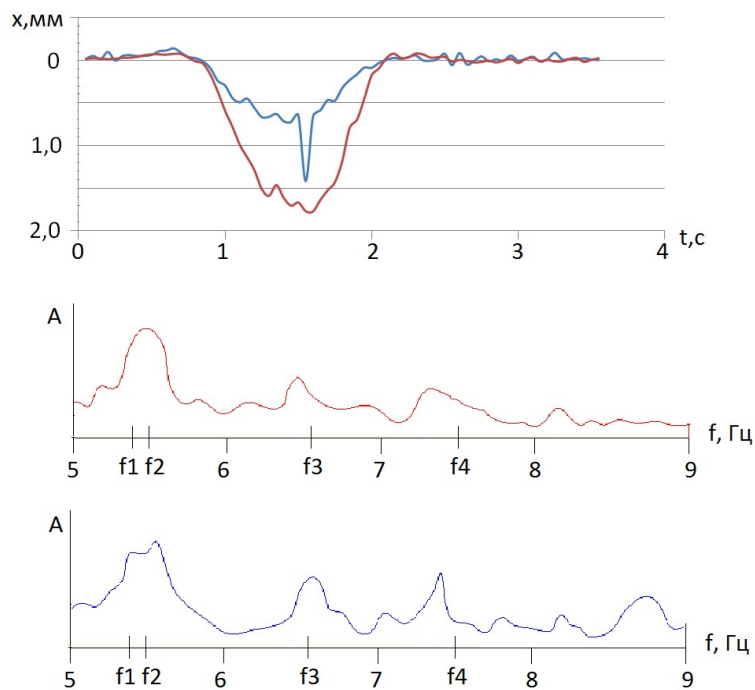


Рис. 4. Графики прогибов балок Б2 (красная линия) и Б7 (синяя линия) и соответствующие спектральные плотности колебаний при проезде седельного тягача «Вольво» со стороны г. Орла со скоростью 70 км/ч

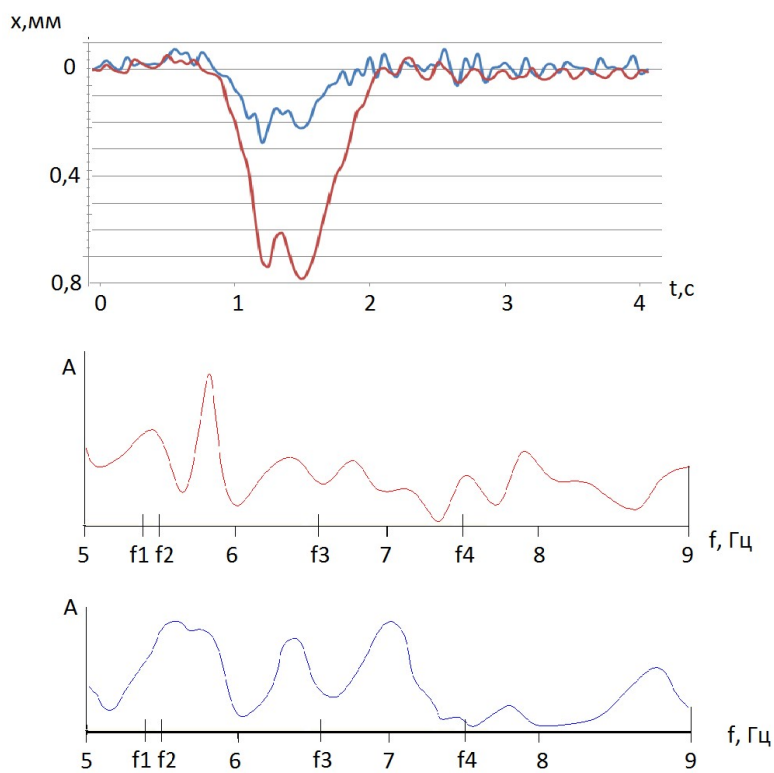


Рис. 5. Графики прогибов балок Б2 (красная линия) и Б7 (синяя линия) и соответствующие спектральные плотности колебаний при проезде седельного тягача «Ман» со стороны г. Орла со скоростью 70 км/ч

Анализ характера прогибограмм с помощью численной процедуры быстрого преобразования Фурье привел к следующим выводам:

- колебания расположенных под крайними левой и правой полосами проезжей балок Б2 и Б7 пролетного строения путепровода в среднем пролете 2 существенно зависят от близости к установленному на балке датчику зоны проезда автомобиля в поперечном сечении. При проезде автомобиля по ближней к датчику балке наблюдается наряду с повышенными амплитудами колебаний нагруженной балки также и увеличенный статический прогиб от перемещающегося вблизи тротуара автомобиля;

- динамический коэффициент в большинстве случаев находится в диапазоне от 1,16 до 1,28, что несколько меньше рекомендуемого действующим нормативным документом СП 35.13330.2011 [2] для тележки автомобильной нагрузки АК и составляющего $1+\mu=1,3$. Однако в отдельных ситуациях загрузки возникают повышенные динамические явления, при которых динамический коэффициент достигает значения $1+\mu= 1,43-1,47$ (см строку 1 и 9 в таблице);

- из анализа зарегистрированных виброграмм следует, что независимо от величины квазистатического прогиба амплитуды прогибов, расположенных на противоположных сторонах пролетного строения, близки;

- наличие косины пролетного строения, которая смещает наиболее нагруженные средние сечения балок на левой и правой стороне проезжей части и поэтому расширяет диапазон времени воздействия движущегося автомобиля на пролетное строение, что увеличивает динамический эффект от проезда автомобиля;

- на ряде прогибограмм просматриваются кратковременные возрастания амплитуд колебаний, которые, по-видимому, являются следствием сложения колебаний, возникших от проезда различных осей транспортного средства с противоположной стороны моста. Отчетливо такое явление видно на графике перемещения балки Б7 (синяя линия), приведенного на рис. 4. Подобное явление наблюдается в целом ряде случаев, что свидетельствует о систематически возникающем явлении;

- колебания балок, расположенных с противоположной стороны от зоны проезда транспорта, часто происходят с повышенными амплитудами. Этим объясняются более высокие значения динамического коэффициента менее нагруженной балки в таблице. Это можно объяснить сложением влияния симметричной и антисимметричной собственных форм колебаний пролетного строения, которые из данных, приведенных на рис. 6, являются кратными;

- повышенный динамический эффект от проезда автомобилей по крайним полосам проезжей части увеличивает вероятность отрыва от опорных устройств крайних балок на острых углах косоугольного пролетного строения и последующих ударных явлениях, которые могут привести к разрушению подферменников или опорных площадок ригелей опор мостового сооружения.

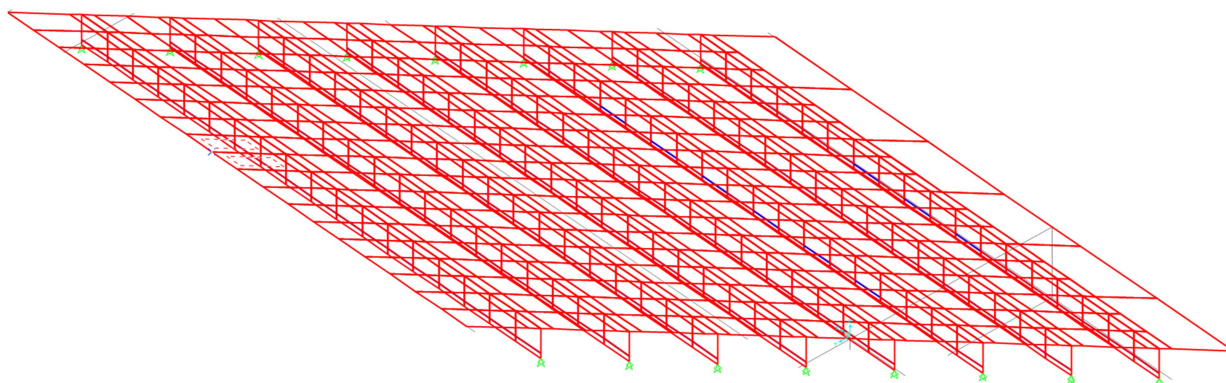


Рис. 6. Динамическая расчетная схема пролётного строения путепровода

Таблица 1

Измеренные параметры колебаний балок пролетных строений при проезде по путепроводу автомобилей в эксплуатационном режиме

Номер файла/рисунок	Описание транспортных средств, направление и скорость движения	Диапазон возбуждаемых частот, Гц	Балка	Прогибы балок, мм			Динамический коэффициент $1+\mu$
				Y_d	$2A_{max}$	$Y_{ст}$	
1/5	Седельный тягач "Вольво" с полуприцепом "Тонар" со стороны Орла, $v=70$ км/ч	5,4; 6,4; 7,3; 8,1	Б2	1,8	0,5	1,55	1,16
		5,4; 5,6; 6,6; 7,4	Б7	1,4	0,9	0,95	1,47
2/6	Седельный тягач "Ман" с прицепом со стороны Орла, $v=70$ км/ч	5,4; 5,8; 6,4; 6,8	Б2	0,8	0,35	0,625	1,28
		5,5; 5,7; 6,3; 7,0	Б7	0,3	0,15	0,225	1,33
3/-	Автоцистерна со стороны Орла, $V=60$ км/ч	5,1; 5,7; 7,1	Б2	1,4	0,6	1,1	1,27
		5,3; 6,1; 8,5	Б7	0,4	0,15	0,325	1,23
4/-	Три седельных тягача с прицепом со стороны Москвы, $V=70$ км/ч	5,6; 6,8; 7,5; 8,7	Б2	0,4	0,15	0,325	1,23
		4,9; 5,5; 7,2; 9,1	Б7	1,3	0,7	0,95	1,37
5/-	Бензовоз и 2 легковых автомобиля со стороны Орла, $V=60$ км/ч	4,8; 5,6; 7,1; 8,4	Б2	1,7	0,9	1,25	1,36
		5,5; 7,1; 8,4	Б7	0,5	0,2	0,4	1,25
6/-	Тяжелый автобус и ряд легковых автомобилей со стороны Орла, $V=80$ км/ч	5,6; 7,1; 8,0	Б2	0,9	0,5	0,65	1,38
		5,4; 6,5; 7,1; 8,7	Б7	0,4	0,2	0,3	1,33
7/-	Несколько незагруженных седельных тягачей с прицепами со стороны Москвы, $V=90$ км/ч	4,4; 5,1; 5,6; 6,5	Б2	0,15	0,05	0,125	1,20
		4,5; 5,8; 6,9	Б7	0,25	0,1	0,2	1,25
8/-	Седельный тягач КамАЗ с прицепом	4,8; 5,6; 6,7; 7,8	Б2	0,6	0,25	0,475	1,26

	со стороны Орла, $v=60$ км/ч	4,7; 5,9; 6,5	Б7	0,1	0,06	0,07	1,43
--	---------------------------------	---------------	----	-----	------	------	------

Для обоснованного теоретического анализа реакции путепровода на проезд автотранспортных средств изучался спектр низших собственных частот и соответствующих им форм свободных колебаний незагруженного пролетного строения с использованием пространственной конечноэлементной динамической расчетной схемы, образованной из стержней и пластинчатых элементов (рис. 6). В расчетах учитывалась фактическая косина пролетного строения по методике, апробированной нами в работе [6].

Расчеты выполнялись с помощью блока модального анализа вычислительной программы SAP2000 [8]. Результаты вычисления низших собственных частот и форм деформирования балок пролетных строений по каждой из собственных форм показаны на рис 7. В подписи под рисунком введены принятые в работе [6] обозначения: h - число полуволн изгибной деформации балок вдоль продольной оси путепровода, v - число узловых линий, располагающихся параллельно продольной оси балок.

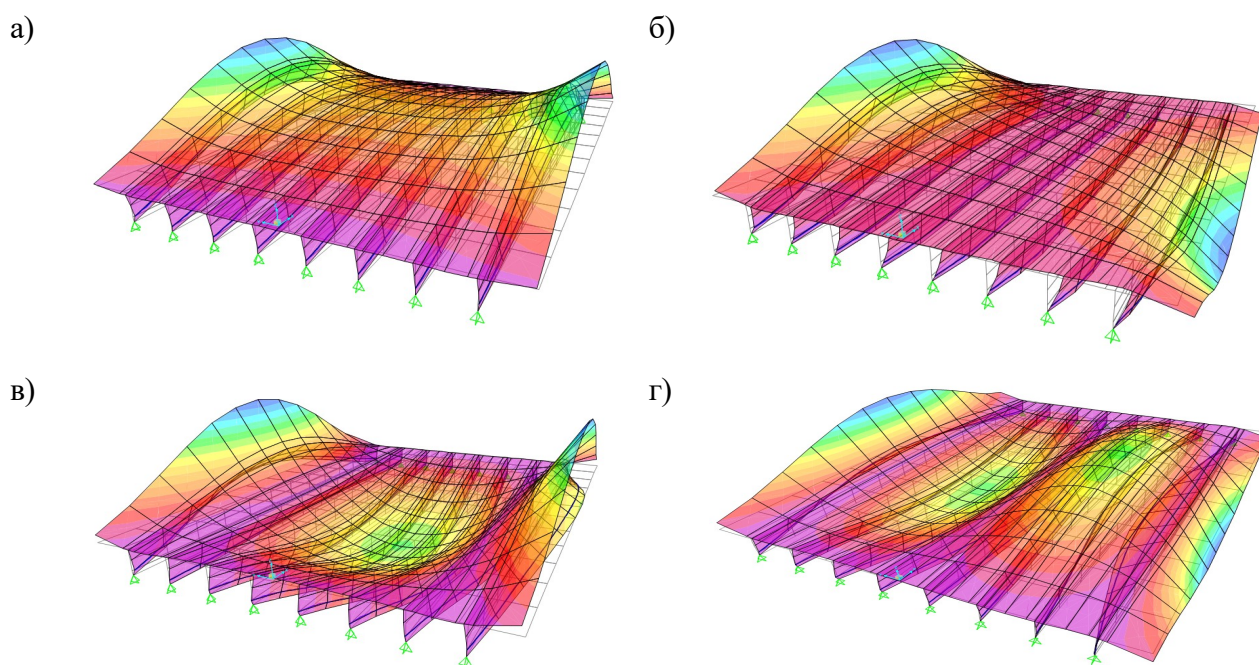


Рис. 7. Низшие собственные формы и частоты свободных колебаний пролетного строения в среднем пролете: а) первая собственная форма $f_1=5,45$ Гц, $h=1$, $v=0$;
б) вторая собственная форма $f_2=5,54$ Гц, $h=1$, $v=1$;
в) третья собственная форма $f_3=6,62$ Гц, $h=1$, $v=2$;
г) четвертая собственная форма $f_4=7,54$ Гц, $h=1$, $v=3$

Сопоставление проявляющихся при проезде автомобилей гармоник колебаний пролетных строений в диапазоне 5-8 Гц с вычисленными с помощью пространственной динамической модели пролетного строения низшими собственными частотами путепровода (рис. 7) показывает, что они весьма близки между собой. Это хорошо видно на графиках спектральных плотностей (см. рис. 4, 5), где отмеченные на оси абсцисс расчетные собственные частоты совпадают или весьма близки к пикам спектральных плотностей приведенных графиков.

Это свидетельствует о возбуждении преимущественно низших тонов, которые отвечают изгибным деформациям пролетных строений.

Выводы

Выполненные экспериментально-теоретические исследования динамической реакции железобетонных пролетных строений автодорожных мостов с косым опиранием пролетных строений на проезд тяжелых автомобилей приводят к следующим выводам:

- Фактические динамические коэффициенты, отражающие динамику воздействия подвижной нагрузки на железобетонные мостовые сооружения, часто превышают предусмотренные действующим нормативным документом СП 35-13330-2011[2]. Поэтому при проектировании следует более тщательно относиться к учету динамики воздействия подвижной нагрузки на несущие конструкции.
- Наибольший динамический эффект при проезде автомобилей по мосту с косым опиранием пролетных строений на опоры возникает на расположенных по краям проезжей части балках пролетного строения.
- Необходимо учитывать возможность отрыва от опорных устройств крайних балок на острых углах косоугольного строения и последующих ударных явлений, которые могут привести к разрушению подферменников или опорных площадок ригелей опор мостового сооружения.

Библиографический список

1. ГОСТ Р 52748-2007. Нормативные нагрузки, расчетные схемы нагружения и габариты приближения на автомобильных дорогах общего пользования. – М.: Стандартинформ, 2007. – 24 с.
2. СП 35-13330-2011. Мосты и трубы. Министерство регионального развития Российской Федерации. – М.: ОАО «ЦПП», 2011. - 346 с.
3. Барченков, А.Г. Динамика автодорожных мостов/ А.Г. Барченков// Динамический расчет специальных инженерных сооружений и конструкций/А.И. Ананьин, А.Г. Барченков, В.С. Сафронов. - М.: Стройиздат, 1986. - С. 327-348
4. Гриднев, С.Ю. Развитие теории динамического расчета автодорожных мостов на подвижную нагрузку: дис. ... докт. техн. наук: защищена 12.12. 2013: утв. 16.06.2014/ С.Ю. Гриднев. – Воронеж, 436 с.
5. Сафронов, В.С. Оценка влияния косины пролетных строений железобетонных мостов на риск разрушения нормальных сечений балок с ненапрягаемым армированием от изгибающего момента /Д.И. Доманов, В.С. Сафронов// Строительная механика и конструкции. – Воронеж, 2012. - Вып. №1(4). - С. 84-90.
6. Сафронов, В.С. Динамические модели и параметры свободных колебаний косых разрезных пролетных строений железобетонных мостов /В.С. Сафронов, Д.И. Доманов// Строительная механика и конструкции.- Воронеж, 2013. - Вып. №1(6). - С. 109-116.
7. Сафронов, В.С. Исследование изменения динамических расчетных параметров разрезных косых пролетных строений мостов при потере контакта крайней балки с опо-

рой/В.С. Сафронов, Д.И. Доманов// Научный вестник Воронежского ГАСУ. Строительство и архитектура. – Воронеж, 2014. - №2(34). - С. 105-112.

8. Справочное руководство SAP2000. – США, Калифорния : Беркли, 2009. – 470 с.

References

1. GOST R 52748-2007 Standard loads, calculation schemes of loading and dimensions of approximation on public highway roads. - М.: Standartinform, 2007. – 24 p.
2. SP 35-13330-2011 Bridges and culverts/ Ministry of Regional Development - М.: OJSC TCPP, 2011. – 346 p.
3. Barchenkov, A.G.. Dynamics of highway bridges: from the book «Dynamic calculation of special engineering and construction» / A.I. Ananyin, A.G. Barchenkov, V.S. Safronov / Moscow: Stroyizdat, 1986. - P. 327-348.
4. Gridnev, S.Y. Development of the theory of dynamic analysis of highway bridges on moving load. / Doctoral dissertation. Voronezh, 436 p.
5. Safronov, V.S. Assessment of effect of concrete bridge span and road junction angle change on risk of fracture of normal section of beams with nonprestressed reinforcement caused by moment of deflection. /V.S. Safronov, D.I. Domanov // Structural Mechanics and Structures. Issue number 1 (4), 2012. - P. 84-90.
6. Safronov, V.S. Dynamic models and parameters of normal vibration of simply supported reinforced concrete bridge skew spans. /V.S. Safronov, D.I. Domanov // Structural Mechanics and Structures. Issue number 1 (6), 2013. - P.109-116.
7. Safronov, V.S. Investigation of dynamic parameters of split skewed bridge spans in case of loss of contact between marginal beam and its support /V.S. Safronov, D.I. Domanov // Nauchnyj vesnik Voronezhskogo Gosudarstvennogo Arxitekturno-stroitel'nogo universiteta. Sroitel'stvo i arxitektura. Issue number 2 (34), 2014 – P.105-112.
8. Manual SAP2000. Berkeley, California, United States: 2009/ – 470 p.

Ключевые слова: косые пролетные строения, железобетонные конструкции, динамический анализ, спектры частот, собственные формы колебаний.

Keywords: skew spans, reinforced concrete structures, dynamic analysis, frequency spectrum, natural vibration.

*Воронежский государственный архитектурно-строительный университет
Д-р техн. наук, проф. кафедры
строительной механики
Д.М. Шапиро
Аспирант кафедры строительной механики
А.А. Тарасов
Россия, г. Воронеж, тел.: 8(904)2107681
e-mail: taralal@mail.ru*

*Voronezh State University of Architecture
and Civil Engineering
Dr of Tech. professor
D.M. Shapiro
Postgraduate of Department
of Structural Mechanics
A.A. Tarasov
Voronezh, ph. 8(904)2107681
email: taralal@mail.ru*

Д. М. Шапиро, А.А.Тарасов

АЛГОРИТМ И ПРОГРАММА РАСЧЁТА УСТОЙЧИВОСТИ ОСНОВАНИЙ ОБСЫПНЫХ И АРМОГРУНТОВЫХ УСТОЕВ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

Приводится описание алгоритма и программы расчёта устойчивости оснований мостовых устоев двух разновидностей, охватывающих большинство современных строящихся и эксплуатируемых объектов:

- обсыпных устоев с конусами и подходными насыпями, ограниченными грунтовыми откосами с трёх сторон;
- устоев с вертикальной передней гранью и трапецеидальным сечением засыпки из армированного грунта.

D.M. Shapiro, A.A. Tarasov

ALGORITHM AND PROGRAM FOR STABILITY CALCULATION OF BURIED AND REINFORCED SOIL BRIDGE ABUTMENT BASES

The article contains the description of an algorithm and a program for stability calculation of bridge abutment foundations of two types mostly spreading in modern objects under construction:

- buried abutments with cones and approach fills, restricted by slopes from three sides;
- abutments with a vertical front face and trapezoidal filling section from reinforced soil.

Теория и задачи расчёта оснований откосных и ограждающих сооружений являются одной из наиболее востребованных областей прикладной механики грунтов. Накоплено и продолжает расти число решений и программных продуктов, отражающих подходы авторов и являющихся ответами на запросы практики.

Особенностью группы задач, которым посвящена настоящая статья, являются её пространственные условия. Авторами разработаны алгоритм и программа *PVCT* расчёта устойчивости оснований мостовых устоев двух разновидностей, охватывающих большинство современных строящихся и эксплуатируемых объектов:

- обсыпных устоев с конусами, ограниченными грунтовыми откосами с трёх сторон: со стороны пролёта моста и с боковых сторон подходной насыпи;
- устоев в виде подпорных стенок с вертикальной передней гранью и трапецеидальным сечением засыпки из армированного грунта.

В таких сооружениях разрушение откосной или ограждающей конструкции может произойти по причине недостаточной несущей способности основания. Насыпная часть сооружения находится в составе расчётной области, но исследуемым в расчёте является основание.

Разработанная программа является развитием ранее выполненных разработок [1, 2] и содержит следующие дополнительные возможности:

- учёт сейсмической нагрузки;

-выполнение расчёта устоев без конусов с вертикальной передней стенкой и армогрунто-
вых систем;

-учёт удерживающих сил, связанных с применением армирующих элементов (геотексти-
ля, геосетки) в грунте, пересекающих поверхность скольжения [3].

Алгоритм расчёта основан на графоаналитическом методе теории предельного равнове-
сия в соответствии с законом Кулона и заданной формой поверхности скольжения. Тело об-
рушения делится вертикальными сечениями на отсеки, в пределах которых углы наклона по-
верхности скольжения и прочностные характеристики пересекаемых ею слоёв не меняют
своих значений.

На рис. 1, а, б показаны сечения тел обрушения и поверхностей скольжения на плоско-
сти симметрии мостового сооружения со следующими обозначениями: T_i, N_i – касательная
и нормальная (к поверхности скольжения) составляющие сил, действующих в пределах i -го
отсека; φ_i, c_i – угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта насыпи или слоя ос-
нования, пересекаемого линией скольжения, l_i – длина линии скольжения в пределах i -го
отсека, α_i – угол наклона линии скольжения в пределах i -го отсека, F_{ai} – удерживающая си-
ла от воздействия армирующих элементов, пересекаемых линией скольжения в пределах
 i -го отсека, Q_i – равнодействующая горизонтальных сейсмических сил в пределах i -го отсе-
ка, $\Delta I_i = \gamma_w I_0 S_i$ – равнодействующая сил фильтрационного давления в пределах i -го отсека,
 $\gamma_w = 9,8 \text{ кН/м}^3$ – удельный вес воды, I_0 – средний уклон грунтовых вод или водной поверхно-
сти при спаде половодья, S_i – площадь сечения затопленной части i -го отсека, T_{ei} – внешние
горизонтальные силы, действующие на поверхности тела обрушения, E_i, E_{i-1} – горизонталь-
ные составляющие сил взаимодействия отсеков.

Все силы, показанные на рис. 1, соответствуют условиям плоской задачи, т.е. в расчете
учитываются их части, действующие в пределах 1 м ширины насыпи.

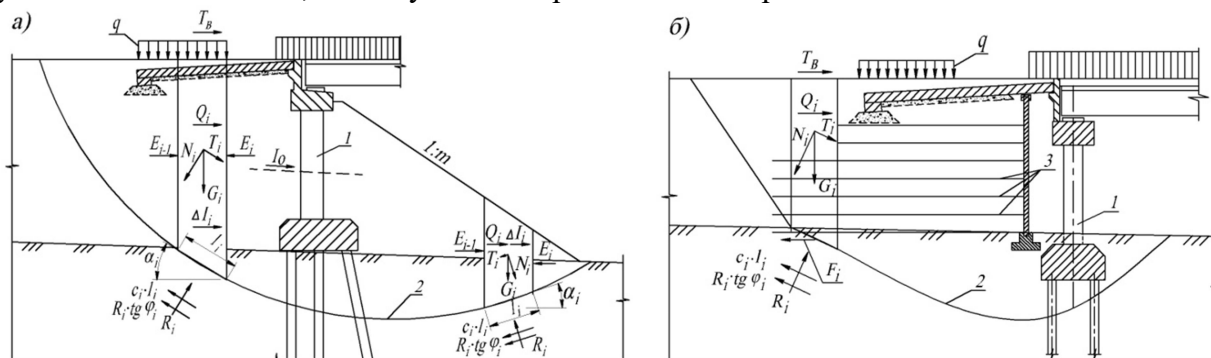


Рис. 1. Сечения тел обрушения и поверхностей скольжения на плоскости симметрии
мостового сооружения: а – к расчёту основания обсыпного устоя, б – к расчёту основания устоя
с вертикальной передней стенкой; 1 – устой моста, 2 – след поверхности скольжения,
3 – армирующие элементы

Основное уравнение расчёта выражает равновесие горизонтальных составляющих сил,
действующих на поверхности скольжения и в пределах тела обрушения, в соответствии с
решением по методу Г.М. Шахунянца. В методе горизонтальных сил Г.М. Шахунянца учи-
тываются горизонтальные (нормальные) и не учитываются вертикальные (касательные) силы
взаимодействия отсеков.

Программа *PVCT* выполняет генерирование и поиск невыгоднейших поверхностей
скольжения: круглоцилиндрических, составных и заданных (произвольной формы); решение
«прямых» и «обратных» задач расчётов устойчивости обсыпных и армогрунтовых устоев.
«Прямая задача» – определение коэффициента надёжности (запаса устойчивости), выража-
ющего отношение горизонтальных составляющих сил, действующих в пределах тела обру-
шения. «Обратная задача» – определение равнодействующей горизонтальных сил при задан-
ном коэффициенте надёжности.

Равновесие i -го отсека описывается следующими уравнениями:

$$(E_i - E_{i-1} - Q_i - \Delta I_i + F_i - T_{ei}) \sin \alpha_i + N_i - R_i = 0, \quad (1)$$

$$T_i - c_i l_i - R_i \operatorname{tg} \varphi_i - (E_i - E_{i-1} - Q_i - \Delta I_i + F_i - T_{ei}) \cos \alpha_i = 0. \quad (2)$$

Объединяя (1) и (2), находим уравнения горизонтальных сил i -го отсека на нисходящей ($\alpha_i > 0$) и восходящей ($\alpha_i < 0$) частях линии скольжения:

$$E_i - E_{i-1} - Q_i - \Delta I_i + F_i - T_{ei} = (T_{i,cd} - N_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i - c_i \cdot l_i) \cdot \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}, \quad (3)$$

$$E_i - E_{i-1} - Q_i - \Delta I_i + F_i - T_{ei} = (-|T_{i,yd}| - N_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i - c_i \cdot l_i) \cdot \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}. \quad (4)$$

В последних двух уравнениях касательные составляющие T_i сил, действующих в пределах i -го отсека, разделены на сдвигающие $T_{i,cd}$, действующие в отсеках, где $\alpha_i > 0$, $\sin \alpha_i > 0$ (на нисходящей части линии скольжения), и удерживающие $T_{i,yd}$, где $\alpha_i < 0$, $\sin \alpha_i < 0$ (на восходящей части линии скольжения).

Суммируя силы из уравнений равновесия (3) и (4) от первого ($i=1$) до последнего ($i=n$) отсека и приравнявая $\Sigma(E_i - E_{i-1}) = 0$, находим суммы удерживающих

$$\sum_{i=1}^n \left[(|T_{i,yd}| + N_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i \cdot l_i) \cdot \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)} + F_{ai} \right] \quad (5)$$

и сдвигающих

$$\sum_{i=1}^n \left[T_{i,cd} \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)} + \Delta I_i + Q_i + T_{ei} \right] \quad (6)$$

горизонтальных сил, действующих на поверхности скольжения и в пределах тела обрушения.

Их отношение представляет собой решение плоской «прямой задачи», в котором определяется коэффициент надёжности:

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^n \left[(|T_{i,yd}| + N_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i \cdot l_i) \cdot \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)} + F_{ai} \right]}{\sum_{i=1}^n \left[T_{i,cd} \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)} + \Delta I_i + Q_i + T_{ei} \right]} \geq \gamma_k, \quad (7)$$

где γ_k – требуемый (предусмотренный нормами) коэффициент запаса устойчивости, принимаемый в размере 1,2–1,4 в зависимости от уровня ответственности сооружения.

Решение плоской «обратной задачи» заключается в определении равнодействующей $E = \Sigma(E_i - E_{i-1})$ сдвигающих и удерживающих сил по уравнениям (6) и (7) с применением к сдвигающим силам повышающего коэффициента $\gamma_k = 1,4$:

$$E = \sum_{i=1}^n \left[(\gamma_k T_{i,cd} - |T_{i,yd}| - N_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i - c_i \cdot l_i) \cdot \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)} + \gamma_k \Delta I_i + \gamma_k Q_i + \gamma_k T_{ei} - F_i \right]. \quad (8)$$

Пространственные задачи решаются как «обратные» с заданным коэффициентом запаса устойчивости $\gamma_k = 1,4$. Поверхности скольжения придаётся очертание с поперечными сечениями в виде ломаных линий $ABCD$ (рис. 2). Размер основания BC сечения поверхности скольжения принят равным ширине насыпи b , боковые грани AB и CD наклонены под углом, который принимается общим для всех отсеков тела обрушения. После определения расчётного положения кривой скольжения выполняется перебор горизонтальных заложений боковых граней тела обрушения от 0,5 до 2,0.

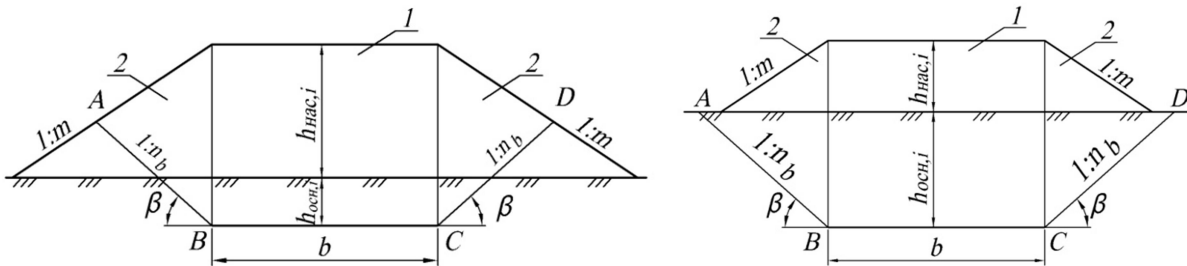


Рис. 2. Поперечные сечения тела обрушения и пространственной поверхности скольжения;
 1 – средние части сечений, 2 – бортовые части сечений,
 $h_{нас,i}, h_{очн,i}$ – высоты частей i -го отсека выше и ниже поверхности основания

Решение пространственной обратной задачи основывается на следующих формульных зависимостях:

-приращение горизонтальных сил в пределах средней части i -го отсека

$$\Delta E_{ci} = (\gamma_k T_{ci,cd} - |T_{ci,yd}| - N_{ci} \cdot \operatorname{tg} \varphi_{ci} - c_{ci} \cdot l_{ci}) \cdot \frac{\cos \varphi_{ci}}{\cos(\alpha_i - \varphi_{ci})} + \gamma_k \Delta I_{ci} + \gamma_k Q_{ci} + \gamma_k T_{ci} - F_{ci}; \quad (9)$$

-приращение горизонтальных сил в пределах бортовых частей i -го отсека

$$\Delta E_{oi} = (\gamma_k T_{oi,cd} - |T_{oi,yd}| - N_{oi} \cdot \operatorname{tg} \varphi_{oi} - c_{oi} \cdot l_{oi}) \cdot \frac{\cos \varphi_{oi}}{\cos(\alpha_i - \varphi_{oi})} + \gamma_k \Delta I_{oi} + \gamma_k Q_{oi} - F_{oi}; \quad (10)$$

-равнодействующая горизонтальных сил, действующих в пределах тела обрушения,

$$E = \sum_{i=1}^n (\Delta E_{ci} + \Delta E_{oi}). \quad (11)$$

В уравнениях (9) – (11) представлены полные значения сил, действующих в средней и бортовых частях отсеков. Обозначения «с» и «б» относятся к соответствующим частям отсеков.

Если поверхность скольжения пересекает (не пересекает) фундаментные конструкции устоя, допускается получение $E > 0$ (необходимо обеспечить $E \leq 0$). При $E > 0$ устой должен быть рассчитан на её восприятие как равнодействующей силового взаимодействия грунта и сооружения.

Положение наиболее опасной (расчётной) линии скольжения в виде дуги окружности с невыгоднейшими значениями коэффициента η или равнодействующей E определяется путём перебора с многократным повторным выполнением расчёта. Каждая дуга скольжения строится по трём точкам: A, B_j, C_j (рис. 3) [1, 2]. Точка A является общей для всех дуг рассматриваемой генерации. Её положение задаётся на поверхности основания у подошвы откоса или на некотором удалении от неё. Точка B_j задаётся на вертикальной линии, проходящей через вершину откоса или вблизи неё, и перемещается с некоторым шагом по вертикали в

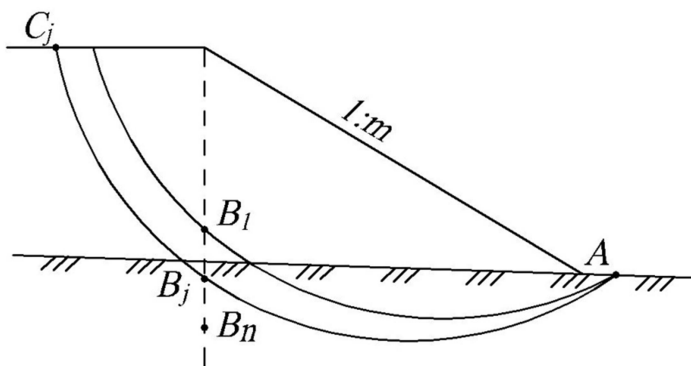


Рис. 3. Схема к построению линий скольжения дуговых линий скольжения по точкам A, B_j, C_j ; B_l, B_n – границы отрезка, в пределах которого выполняется перебор точек B_j

пределах заданного отрезка. При каждом положении точки B_j точка C_j пробегает некоторый участок на верхней грани откоса с шагом, кратным 1 метру, доле метра или $0,1 \div 0,2$ высоты откоса. Расчёт может быть продолжен с новой точкой A и повторным перебором всех положений точек B_j, C_j . При этом в расчёт принимаются дуги скольжения с выпуклостью в сторону основания.

В алгоритме расчёта и программе *РУСТ* приняты следующие два положения, относящиеся к расчёту оснований устоев с вертикальными передними стенками и армогрунтовыми засыпками, отражающие в расчётной схеме графоаналитического метода выводы по результатам упругопластического расчёта [4].

1. Путём численного исследования определено, что расчётную форму кривых скольжения следует искать как линию (рис. 4, а), состоящую из прямого отрезка *KL* и двух кривых *LM* и *MN*, описываемых уравнениями вида

$$z_{LM} = A_1 \cdot x^3 + B_1 \cdot x^2 + C_1 \cdot x + D_1, \quad z_{MN} = A_2 \cdot x^3 + B_2 \cdot x^2 + C_2 \cdot x + D_2, \quad (12)$$

где *z* и *x* – вертикальные и горизонтальные координаты кривых, отсчитываемые от точки *M*.

Прямой отрезок *KL* проходит в пределах насыпи под углом $\omega = 45^\circ + \varphi_n/2$ к горизонтали. Криволинейный участок *LM* сопрягается в точке *L* с прямой *KL* и со вторым криволинейным участком *MN* в точке *M* с горизонтальной касательной. Криволинейный участок *MN* заканчивается на поверхности основания с касательной в точке *N* под углом $\rho = 45^\circ - \varphi/2$ к горизонтали.

В дополнение к уравнениям (12) в расчёт вводятся ещё два уравнения, описывающие углы $\alpha_{x1,2} \geq 0$ наклона касательных к кривой скольжения:

$$\operatorname{tg} \alpha_{x1,2} = \frac{dz_{LM(MN)}}{dx} = 3A_{1,2}x^2 + 2B_{1,2}x + C_{1,2}. \quad (13)$$

Уравнения (12) $z_{1,2} = f(x_{1,2})$ в виде полиномов третьей степени и дополняющие их уравнения (13) позволяют построить составные линии скольжения по трём точкам *L*, *M*, *N* и первым производным в этих точках. Коэффициенты $A_{1,2}$, $B_{1,2}$, $C_{1,2}$, $D_{1,2}$ определяются на основании следующих граничных условий: $z_1 = z_L$, $\alpha_{x1} = \theta$ при $x_1 = x_L$; $z_2 = z_N$, $\alpha_{x2} = 45^\circ - \varphi/2$ при $x_2 = x_N$; $z_{1,2} = z_M$, $\alpha_{x1,2} = 0$ при $x_{1,2} = 0$.

При указанных граничных условиях и системе координат на рис. 4, а в уравнениях (12), (13) $C_{1,2} = 0$, $D_{1,2} = 0$, а выражения для коэффициентов $A_{1,2}$, $B_{1,2}$ имеют следующий вид:

$$A_1 = \frac{x_L \operatorname{tg} \theta - 2z_L}{x_L^3}, \quad B_1 = \frac{3z_L - x_L \operatorname{tg} \theta}{x_L^2}, \quad A_2 = \frac{x_N \operatorname{tg} \alpha_{x2} - 2z_N}{x_N^3}, \quad B_2 = \frac{3z_N - x_N \operatorname{tg} \alpha_{x2}}{x_N^2}. \quad (14)$$

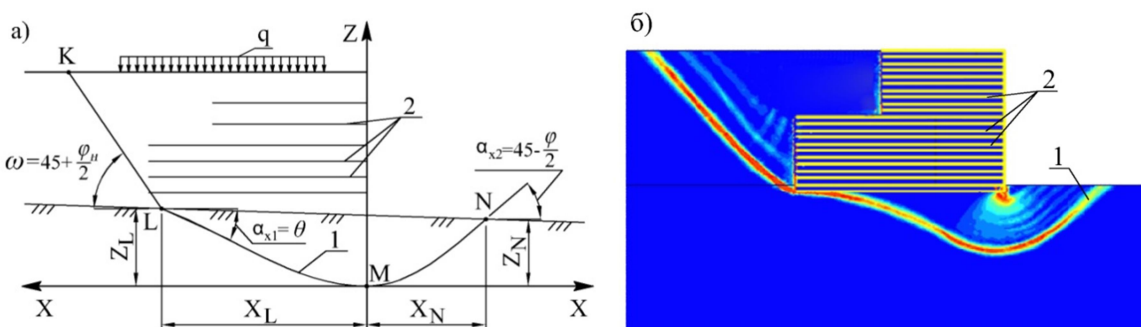


Рис. 4. Схема к построению кривой *KLMN* (а) и пример упругопластического расчёта армогрунтовой подпорной стенки высотой 10 м (б); 1 – расчётная линия скольжения, 2 – армирующие элементы

Построение (генерация) кривых скольжения начинается с точки *M*. Перебор положений точки *M* ведётся на вертикалях: проходящей через переднюю грань устоя и соседних с ней с шагом 1 м или 0,1 высоты устоя. Затем при каждом положении точки *M* сначала пробегает

несколько положений точка N , и при каждом сочетании положений M и N выполняется перебор точек L . Расчёт повторяют несколько раз, задавая значения угла θ от 0 до 45° с шагом $5 - 10^\circ$.

На рис. 4, б показан пример результатов расчёта армогрунтовой подпорной стенки высотой 10 м, иллюстрирующий близость к составной кривой $KLMN$ формы линии скольжения, полученной путем решения упругопластической задачи (смешанной задачи теории упругости и пластичности) и определением расчетной кривой скольжения по методу «понижения $tg\varphi-c$ ».

2. В расчёт оснований введено уточняющее положение, согласно которому давление в основании от веса засыпки впереди и за передней гранью подпорной стенки распределяется не ступенчато (в соответствии с делением тела обрушения на отсеки), а по эпюре в виде ломаной линии ABC (рис. 5, а). Давление на горизонтальных сечениях основания на глубине z распределяется в соответствии со следующими записями: при $x < -z \operatorname{tg} \alpha$ $q=p$; при $x > z \operatorname{tg} \alpha$ $q=0$; при $-z \operatorname{tg} \alpha \leq x \leq z \operatorname{tg} \alpha$

$$q = \frac{p}{2} \left[1 - \left(\frac{x}{z \cdot \operatorname{tg} \alpha} \right) \right], \quad (15)$$

где x – горизонтальная координата точки, $p = \gamma h$ – давление насыпи высотой h на поверхности основания, γ – удельный вес грунта насыпи, α – угол расширения зоны действия нагрузки.

На рис. 5, б показаны схемы (эпюры) вертикального давления на линии скольжения 3 без учёта (эпюра 1) и с учётом (эпюра 2) распределения в соответствии с уравнением (4). Сравнение эпюр 1 и 2 показывает (и это подтверждено примерами расчётов), что вариант плавного распределения (эпюра 1) не только соответствует инженерному пониманию, но и ведёт к более благоприятной оценке устойчивости, приближая её к результатам упругопластического расчёта.

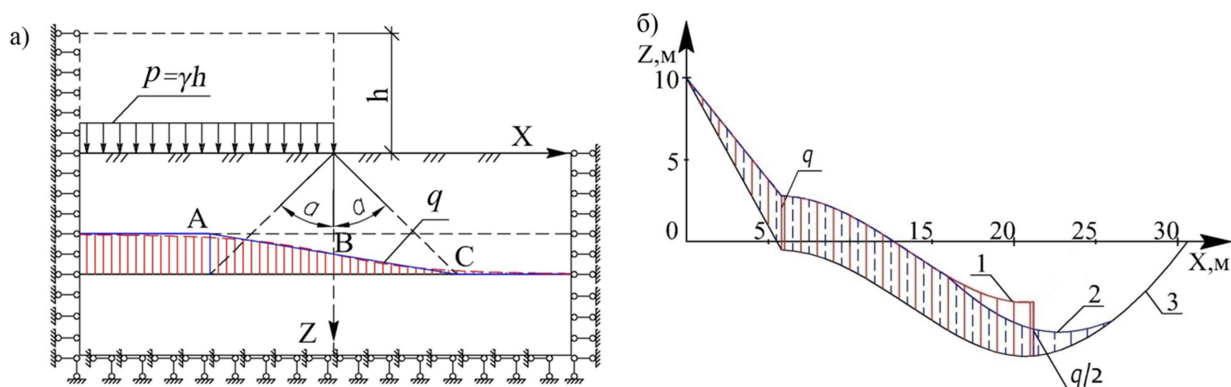


Рис. 5. Графики распределения вертикальных напряжений в основании насыпи:
 а – схема к формуле (4), б – распределение давления на поверхности скольжения;
 1 – ступенчатое распределение давления на поверхности скольжения;
 2 – распределение давления q по эпюре в виде плавной линии;
 3 – след поверхности скольжения

В таблице содержится краткое описание входной и выходной информации расчёта устойчивости оснований обсыпных и армогрунтовых устоев.

Описание входной и выходной информации программы РУСТ

Входная информация	Выходная информация (результаты расчёта)
-геометрическое описание конуса (передней грани устоя), насыпи и поверхности основания (продольное и поперечные сечения); -описание геологических условий; -удельный вес грунта выше и ниже уровня подтопления; -координаты, определяющие положение несущих конструкций устоя; описание нагрузок, передаваемых устоем; -координаты и интенсивность нагрузки на поверхности насыпи; -расчётный уровень подтопления и уклон поверхности депрессии при спаде половодья; -размер сейсмического ускорения; -описание армирования насыпи (прочностные характеристики, сечение, шаг, положение по высоте, координаты границ армирующих элементов); -требуемый коэффициент надёжности $\gamma_n=1,2 \div 1,4$	- параметры расчётных кривых скольжения с невыгоднейшими значениями коэффициента запаса устойчивости и равнодействующей (E_{max}) для предусмотренных в ИД вариантов расчёта; - графические изображения расчётной схемы насыпи совместно с основанием, устоем с расчётными положениями кривых скольжения, радиусами и положениями центров расчётных кривых скольжения; поперечные сечения поверхности скольжения.

На рис. 6 приведена укрупненная блок-схема тела программы РУСТ, отражающая взаимосвязь и последовательность решения описанных выше задач:

- перебор линий скольжения на плоскости симметрии расчётной области;
- решение плоской задачи;
- решение пространственной задачи;
- перебор значений $n_b = ctg\beta$ от 0,5 до 2,0 с шагом 0,1.

Программа позволяет применить в расчёте три варианта поверхностей скольжения: заданную (ЗПС), круглоцилиндрическую (КЦПС), составную (СПС).

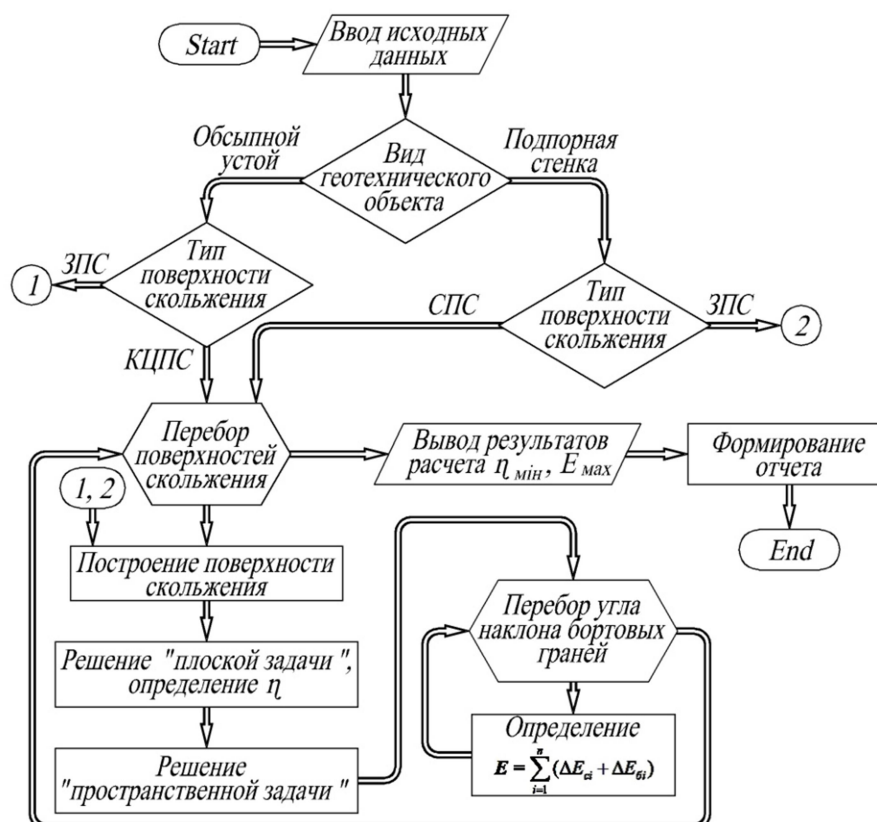


Рис. 6. Укрупнённая блок-схема тела программы

Библиографический список

1. Шапиро, Д.М. Расчёт устойчивости береговых опор на ЭВМ/ Д.М. Шапиро, А.В. Безрядин, В.С. Дыбов // Автомобильные дороги. – 1984. – №7. – С.17 – 18.
2. Шапиро, Д.М. Теория и расчётные модели оснований и объектов геотехники/ Д.М. Шапиро. – Воронеж: Научная книга, 2012. – 164 с.
3. ОДМ 218.5.003-2010.Рекомендации по применению геосинтетических материалов при строительстве и ремонте автомобильных дорог. – М.: Росавтодор, 2010.
4. Шапиро, Д. М. Расчётные модели оснований откосных сооружений и армогрунтовых подпорных стенок/ Д.М. Шапиро, А.А. Тарасов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2014. – №4. – С. 13 – 18.

References

1. Shapiro, D.M. Shore piers stability calculation / D.M. Shapiro, A.V. Besryadin, V.S. Dybov // Highways. – 1984. – №7. – P.17 – 18.
2. Shapiro, D.M. Theory and calculation models of foundations and geotechnical objects / D.M. Shapiro. – Voronezh: Science book, 2012. – 164 p.
3. Brunch road techniques 218.5.003-2010. Recommendations for application of geo - synthetic materials during high ways construction and repair. – М.: Rosavtodor, 2010.
4. Shapiro, D. M. Calculation models of revetment foundations/ D.M. Shapiro, A.A. Tarasov // Bases, Foundations and Soil Mechanics. – 2014. – №4. – P. 13 – 18.

Ключевые слова: алгоритм и программа, устойчивость оснований мостовых устоев, обсыпные устои, армированный грунт, метод горизонтальных сил Г.М. Шахунянца.

Keywords: algorithms and program, bridge abutment stability, buried abutments, reinforced soil, Shagunyan's method of horizontal strengthes.

*Воронежский государственный архитектурно-строительный университет
Д-р техн. наук, проф. кафедры
строительной механики
Д.М. Шапиро
Аспирант кафедры строительной механики
А.В. Мамонов
Россия, г. Воронеж, тел.: 8(473) 271-52-30
e-mail: davshap@mail.ru*

*Voronezh State University of Architecture and Civil Engineering
Dr of Tech Sc., professor of Department of Structural Mechanics
D.M. Shapiro
Postgraduate of Department of Structural Mechanics
A.V. Mamonov
Russia, Voronezh, tel. 8(473)271-52-30
e-mail: davshap@mail.ru*

Д.М. Шапиро, А.В. Мамонов

РАСПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ ОТ ВРЕМЕННОЙ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ В ДВУХБАЛОЧНЫХ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЯХ

Изложен способ расчёта, уточняющий распределение усилий от временных вертикальных нагрузок АК и НК в соответствии с ГОСТ Р 52748-2007 между главными балками двухбалочных сталежелезобетонных пролетных строений автодорожных мостов.

D.M. Shapiro, A.V. Mamonov

LOAD FORCES DISTRIBUTION CAUSED BY VERTICAL LOADING IN DOUBLE GIRDER STEEL REINFORCED SPANS

The method of design specializing the forces distribution caused by vertical loads of vehicle load and wheel load according to State Standard P 52748-2007 between two beam steel-reinforced road bridge spans.

Двухбалочные сталежелезобетонные пролётные строения с центральным прогоном (рис. 1) являются наиболее применяемой системой для перекрытия пролётов длиной 42–63 м городских и автодорожных мостов, рассчитанных на две полосы движения. Известно большое число реализованных проектных решений эксплуатируемых и вновь строящихся пролётных строений по проектам институтов ЦНИИПроектстальконструкция, Ленгипротранс-мост (серии 3.503.9-62, 1985, 3.503-50 1978), Трансмост (серия 3.503.9-110.93 1998 г.). Продолжается разработка новых проектов и строительство пролётных строений указанного типа. В настоящее время при проектировании и определении грузоподъёмности пролётных строений до конца не решён вопрос о распределении между балками временной вертикальной нагрузки (автомобильной АК, тяжёлой одиночной НК по ГОСТ Р 52748-2007).

В отраслевом нормативно-методическом документе [1] содержится известная формула для определения коэффициента поперечной установки K_{ny} , выражающего долю временной нагрузки, передаваемой на одну балку в составе двухбалочной системы:

$$K_{ny} = 0,5 \pm \theta \frac{e}{2A}, \quad (1)$$

где e – эксцентриситет нагрузки относительно оси пролетного строения, $2A$ – расстояние между главными балками, $\theta \leq 1.0$ – коэффициент, который «зависит от определяемого фактора, положения рассматриваемого сечения, величины пролёта» [1].

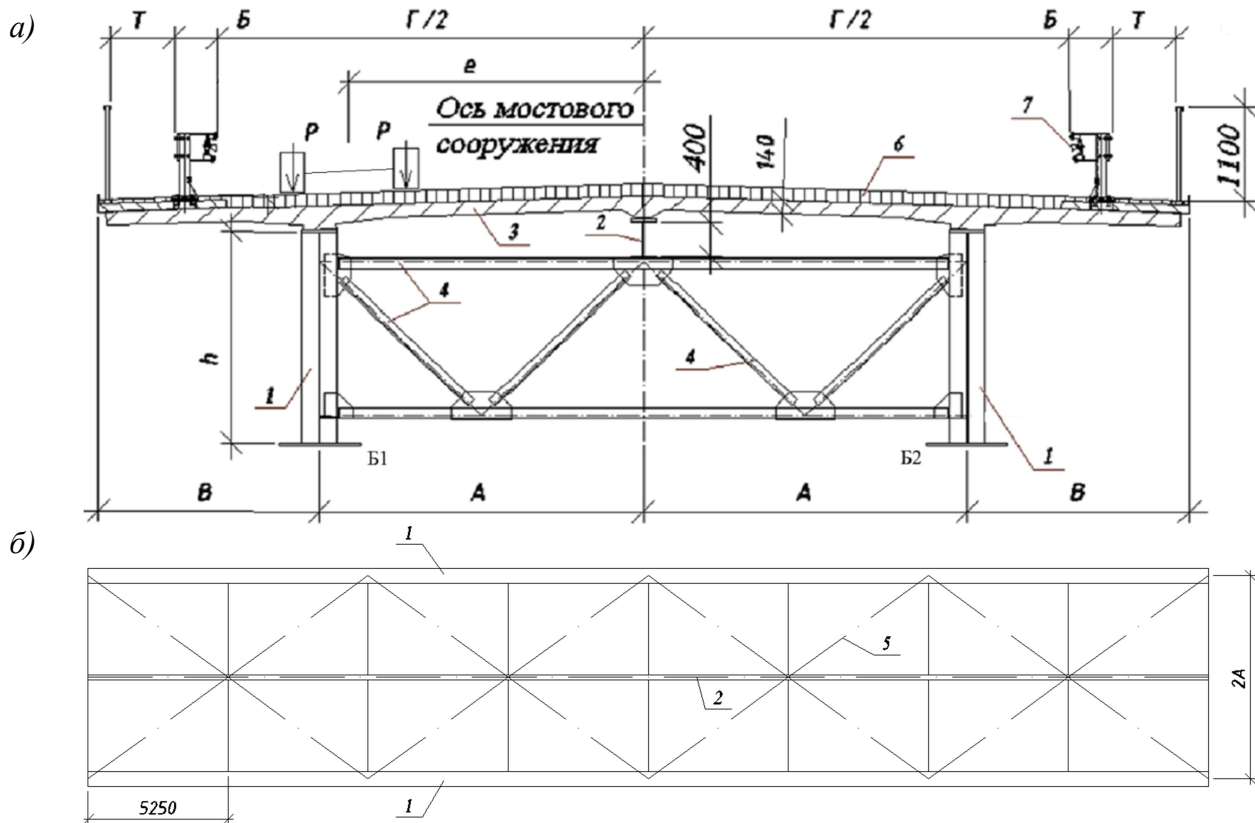


Рис. 1. Схема сталежелезобетонного пролётного строения:

- а* – поперечное сечение и временная вертикальная нагрузка, *б* – связи нижнего пояса,
 1 – главные балки Б1 и Б2, 2 – центральный прогон, 3 – железобетонная плита,
 4 – вертикальные связи, 5 – связи нижнего пояса, 6 – мостовое полотно,
 7 – барьерные ограждения

Формула (1) получена по методу рычага. Поправочный коэффициент θ учитывает кручение пролётного строения. Рекомендуемая ОДН [1, п. 4.2.7] величина θ от 0,5 до 0,6 предназначена для расчётов изгибающих моментов сечений в средних половинах пролётов разрезных пролётных строений длиной от 42 до 84 м. Коэффициенты θ имеют значение не только для определения моментов, но также для расчёта упоров, соединяющих стальные главные балки с железобетонной плитой. Причём наиболее нагруженные упоры находятся на приопорных участках балок.

Настоящее исследование посвящено уточнению значений коэффициентов θ для балочных разрезных пролётных строений со следующими задачами:

- приближение результатов расчётов с использованием K_{ny} по формуле (1) к пространственному расчёту пролётного строения;
- определение значений θ , относящихся ко всем координатам длины балок (а не только их средних частей), отдельно для сосредоточенной и полосовой нагрузок на проезжей части.

Коэффициенты θ выводились путём обработки результатов пространственного расчёта, выполненного средствами МКЭ. Исследование выполнено на примере девяти балочных разрезных пролётных строений по схемам на рис. 1 с расчётными пролётами 42, 54, 63 м и размерами сечений в соответствии с табл. 1.

Геометрические размеры пролётных строений

Номера примеров	Пролет, м	Габарит	A, м	B, м	Высота стенки h , м, при пролетах	
					42, 54 м	63 м
1, 4, 7	42, 54, 63	Г8+2×0.75	2,9	2.49	2,48	3,16
2, 5, 8		Г10+2×0.75	3,2	3.19	2,48	3,16
3, 6, 9		Г11.5+2×0.75	3,8	3.34	2,48	3,16

Для численного исследования принята расчётная схема МКЭ (рис. 2), состоящая из следующих конечных элементов (КЭ):

- пластинчатых КЭ с шестью степенями свободы в узле, моделирующих железобетонную плиту, стенки и пояса стальных главных балок;
- стержневых КЭ с шестью степенями свободы, моделирующих центральный прогон, элементы вертикальных и горизонтальных связей нижнего пояса;
- жёстких вставок, соединяющих срединную плоскость железобетонной плиты с плоскостью верхнего пояса главных балок и центром тяжести центрального прогона.

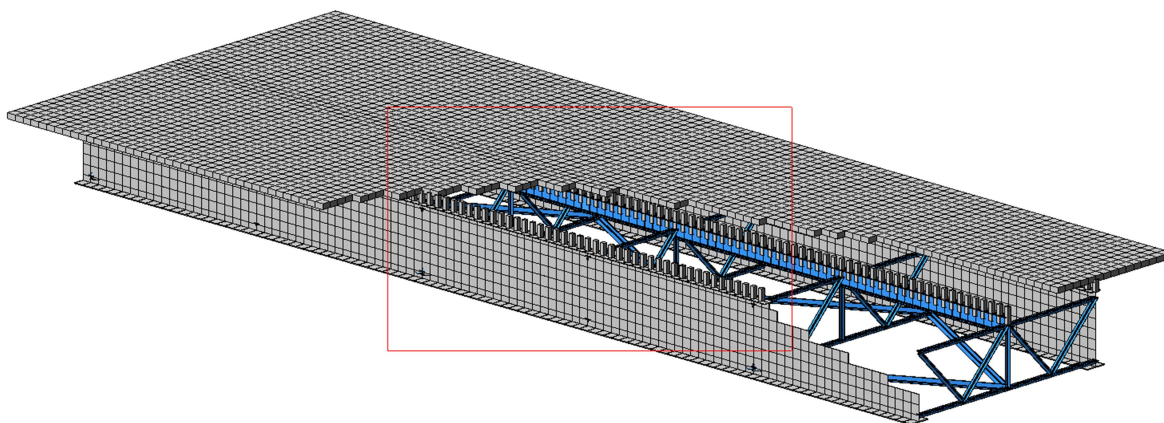


Рис. 2. Расчетная схема МКЭ сталежелезобетонного пролётного строения

При выполнении расчётов рассмотрены два варианта приложения нагрузки с эксцентриситетом e (см. рис. 1) по следующим схемам: 1) сосредоточенная сила, перемещаемая вдоль пролёта с шагом 1 м; 2) полосовая нагрузка протяжённостью, равной длине пролёта.

Обработка результатов расчётов заключалась в определении коэффициентов θ , выражаемых через изгибающие моменты $M_{B1,2}$ в сечениях балок $B1$ и $B2$:

$$M_{B1,2} = \frac{EI \cdot (x_{пн1,2} - x_{лн1,2} - x_{пв1,2} + x_{лв1,2})}{d \cdot h}, \quad (2)$$

где EI – изгибная жесткость полного сечения балок $B1$ и $B2$; d – горизонтальный размер вертикального ряда пластинчатых КЭ стенки балки; h – высота стенки балки; $x_{пн1,2}$, $x_{лн1,2}$, $x_{пв1,2}$, $x_{лв1,2}$ – перемещения узлов на верхних и нижних гранях сечений стенки стальной балки (рис. 3). Индексы «л» и «п» означают левое и правое положение узлов относительно центров КЭ; «н» и «в» – нижнее и верхнее положение узлов стенки; 1, 2 – номера балок $B1$ и $B2$ со стороны эксцентриситета действующих сил и с противоположной стороны.

Коэффициенты поперечной установки ($K_{пу}$) и коэффициенты θ можно определить по следующим формулам:

$$K_{пу} = \frac{M_{B1}}{M_{B1} + M_{B2}};$$

$$\theta = \frac{(K_{пу} - 0.5)}{e} \cdot 2A = \frac{M_{B1} - M_{B2}}{M_{B1} + M_{B2}} \cdot \frac{A}{e}. \quad (3)$$

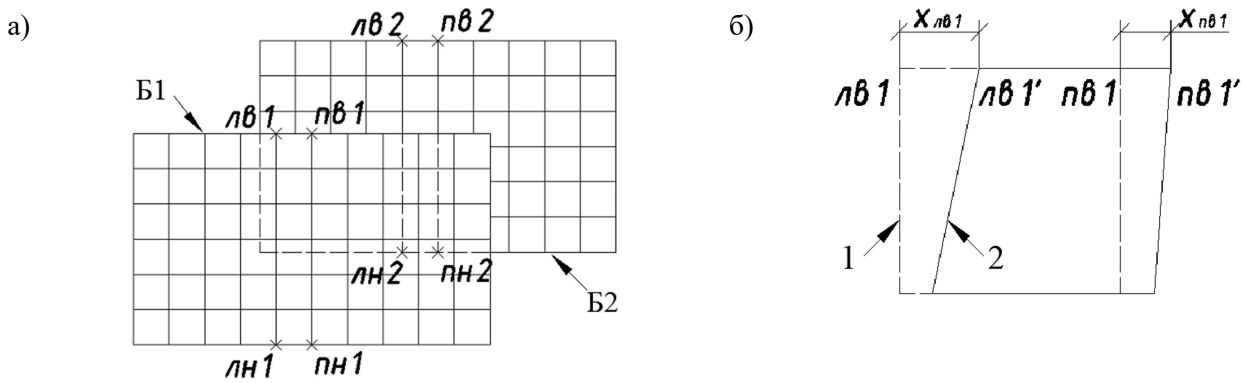


Рис. 3. Схемы к уравнениям (2):

- а) фрагменты стенок и узлы конечно-элементных сеток балок Б1 и Б2;
 б) перемещения x_{lv1} и x_{pv1} узлов верхней грани стенки (lv1, pv1, lv2, pv2... – обозначения узлов);
 1, 2 – первоначальное и деформированное состояние КЭ

Объединяя выражения (2) и (3) и исключая в числителе и знаменателе $EI=const$, можно получить формулы для определения $K_{пу}$ и θ непосредственно из результатов расчёта МКЭ:

$$K_{пу} = \frac{x_{пн1} - x_{лн1} - x_{пв1} + x_{лв1}}{x_{пн1} - x_{лн1} - x_{пв1} + x_{лв1} + x_{пн2} - x_{лн2} - x_{пв2} + x_{лв2}}, \quad (4)$$

$$\theta = \frac{x_{пн1} - x_{лн1} - x_{пв1} + x_{лв1} - x_{пн2} + x_{лн2} + x_{пв2} - x_{лв2}}{x_{пн1} - x_{лн1} - x_{пв1} + x_{лв1} + x_{пн2} - x_{лн2} - x_{пв2} + x_{лв2}} \cdot \frac{A}{e}$$

Из результатов расчётов пролётных строений на воздействие сосредоточенной силы, перемещающейся вдоль пролёта, представляют интерес значения θ для положения нагрузки над рассматриваемым сечением. Результаты исследования показали, что величина исследуемых коэффициентов не зависит от размеров A и e .

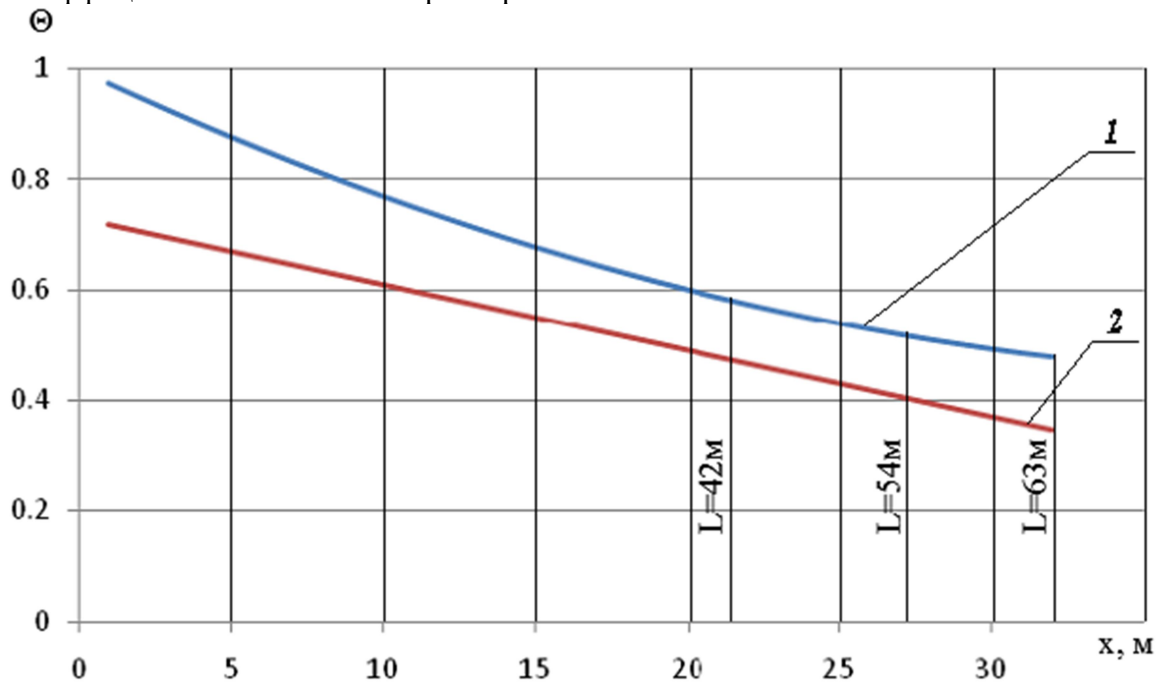


Рис. 4. Графики θ - x для двух типов нагрузок – сосредоточенной (1) и полосовой (2)

В результате выполненного исследования для трех длин пролетов и трёх габаритов пролётных строений с помощью метода наименьших квадратов для параболической регресси-

онной зависимости при помощи формул (3), (4) были выведены уравнения отдельно для двух видов нагрузок (сосредоточенной и полосовой) с графическими изображениями на рис. 4:

$$10^3 \theta = 0.3 \cdot x^2 - 25.9 \cdot x + 1000;$$

$$10^3 \theta = -12.0 \cdot x + 730,$$

где x – положение координаты расчетного сечения относительно оси опирания (независимо от общей длины пролёта: 42, 54, 63 м).

Важным положением, вытекающим из полученных результатов, является общность уравнений (5), (6) и диаграмм на рис. 4 для всех рассмотренных длин пролётов.

Пример расчета. В качестве примера рассмотрим разрезное сталежелезобетонное пролетное строение с расчетным пролетом 42 м по типовой серии 3.503.50 выпуск 1 (Ленгипротрансмост, 1978). Поперечное сечение пролетного строения со схемами нагрузок А14 и Н14 в соответствии с СП 35.13330.2011 показано на рис. 5.

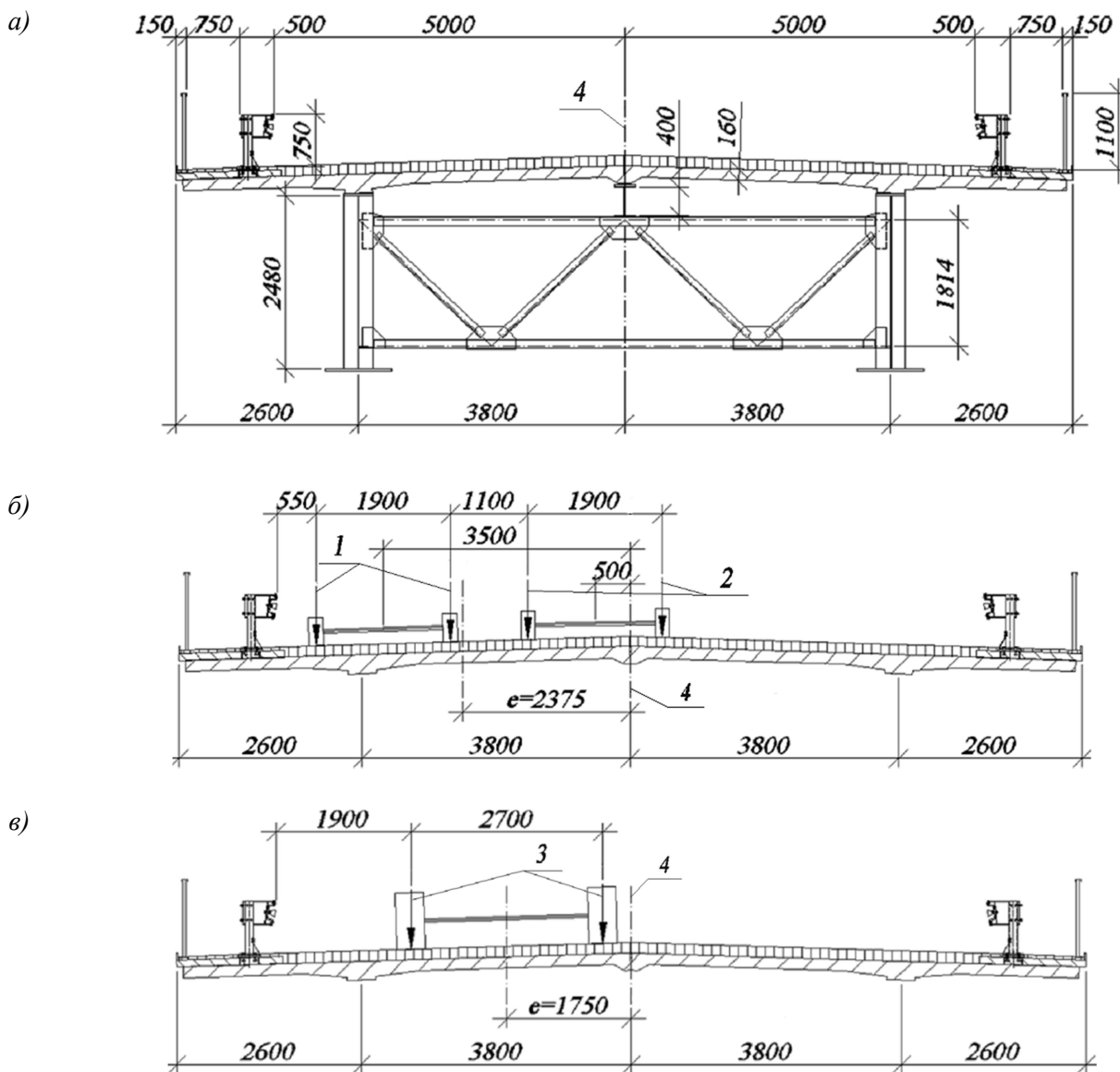


Рис. 5. Сталежелезобетонное разрезное пролетное строение:

- а) поперечное сечение; б) положение двух полос временной подвижной нагрузки А14; в) то же нагрузки Н14; 1 – первая полоса нагрузки А14; 2 – вторая полоса нагрузки А14; 3 – нагрузка Н14; 4 – ось сооружения

В соответствии с темой статьи в рассмотренном примере (табл. 2) приводится распределение моментов между сталежелезобетонными балками от временной нормативной вертикальной нагрузки. Значения коэффициентов θ вычислены по формулам (5), (6).

Таблица 2

Усилия в сталежелезобетонной балке от подвижной нагрузки

Рассм. сеч. (расст. до него от опоры), м	Вид нагрузки	e , м	Расч. момент в полном сечении, кНм	Коэф. θ	Кпу	Расч. момент в балке, кНм
5,0	Тележка А14 (две полосы)	2,375	4536	0.878	0.774	3513
	Полос. часть А14 (две полосы)	2,375	4939	0.670	0.709	3504
	Н14	1,75	9979	0.878	0.702	7007
10,5	Тележка А14 (две полосы)	2,375	4308	0.761	0.738	3178
	Полос. часть А14 (две полосы)	2,375	4657	0.604	0.689	3208
	Н14	1,75	9442	0.761	0.675	6376
16,0	Тележка А14 (две полосы)	2,375	3444	0.662	0.707	2435
	Полос. часть А14 (две полосы)	2,375	3704	0.538	0.668	2475
	Н14	1,75	8278	0.662	0.653	5402
21,0	Тележка А14 (две полосы)	2,375	1931	0.588	0.684	1320
	Полос. часть А14 (две полосы)	2,375	2070	0.478	0.649	1344
	Н14	1,75	4925	0.588	0.635	3130

Выводы

- В результате выполненного исследования получены уравнения и построены диаграммы, описывающие коэффициенты θ (раздельно для сосредоточенной и полосовой нагрузок) для всех координат длины балок пролётных строений длиной от 42 до 63 м.
- Уравнения (5), (6) и диаграммы на рис. 4 являются общими для длин пролётов от 42 до 63 м.
- Величины коэффициентов θ не зависят от расстояния между балками и эксцентриситета временных нагрузок относительно оси пролётного строения.

Библиографический список

1. Отраслевые дорожные нормы. ОДН 218.0.032-2003 Временное руководство по определению грузоподъёмности мостовых сооружений на автомобильных дорогах / РосдорНИИ. – М., 2003.
2. СП 35.13330-2011 (Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*). Мосты и трубы / ОАО «ППП». – М. – 2011. – 340 с.

References

1. Brunch road standards. Brunch Road Norms 218.0.032-2003 Temporary instruction on load capacity determination on road bridge structures / Rosdor NII. – M., 2003.
2. Set of rules 35.13330-2011 (Actual version Building norms and regulations 2.05.03-84*). Bridges and pipes / Public corporation «PPP». – M. – 2011. – 340 p.

Ключевые слова: сталежелезобетонное пролетное строение, коэффициент поперечной установки.

Keywords: steel reinforced span, transverse location factor.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

УДК 620.10:620.17

*Воронежский государственный архитек-
турно-строительный университет
Канд. техн. наук, проф.
кафедры строительной механики
А.Н. Синозерский
Ст. преподаватель
кафедры строительной механики
Р.А. Мухтаров
Россия, г. Воронеж, тел.: 8(473)271-52-30
e-mail: rinat19611 @rambler.ru*

*Voronezh State University of Architecture and
Civil Engineering
Phd of Tech. Science, Prof. of Department of
Structural Mechanics
A. N. Sinozersky
Lecturer of Department of
Structural Mechanics
R. A. Mukhtarov
Voronezh, Russia tel.: 8(473)271-52-30
e-mail: rinat19611 @rambler.ru*

А.Н. Синозерский, Р.А. Мухтаров

БАЗОВЫЕ И ПРЕДЕЛЬНЫЕ ЯДРОВЫЕ СОСТОЯНИЯ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ КОРОТКИХ БЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КВАДРАТНОГО СЕЧЕНИЯ

Рассматривается методика определения условных базовых и предельных ядровых состояний внецен-
трально сжатых стержней из тяжёлого бетона классов В3,5...В60.

A.N. Sinozersky, R.A. Mukhtarov

BASIC AND LIMITING CORE CONDITIONS OF ECCENTRIC PEDESTALS OF SQUARE SECTION FROM CONCRETE

The techniques of determination of conditional basic and limiting core conditions of eccentric pedestals from
concrete of В3,5...В60 type.

1. Постановка задачи

Рассматриваются стержни шириной $b = 0,1$ м, высотой $h = b$, радиусом инерции $i_{min} = b/\sqrt{12}$ и длиной $l \leq 14 \cdot i_{min}$. Материал – тяжёлый бетон естественного твердения классов В 3,5 ... В60 с расчетным R_b и нормативным R_{bn} сопротивлением, начальным модулем упругости E при растяжении и сжатии по табл. 1 [1].

При центральном сжатии зависимость напряжений σ от деформаций ε (рис. 1) представлена функцией

$$\sigma = E \cdot \varepsilon - \alpha \cdot (\varepsilon)^\beta \quad (1)$$

с экстремальными

$$\sigma_u = R_{bn}, \quad (2)$$

$$\varepsilon_u = \beta \cdot \sigma_u / E \cdot (\beta - 1) \quad (3)$$

и параметрами

$$\alpha = \frac{E}{\beta \cdot (\varepsilon_u)^{\beta-1}}, \quad (4)$$

$$\beta = 2,027 \quad (5)$$

Таблица 1

Класс бетона	Характеристики по СНиП		
	R_b , МПа	R_{bn} , МПа	E , МПа
B3,5	2,1	2,7	9500
B5	2,8	3,5	13000
B7,5	4,5	5,5	16000
B10	6,0	7,5	18000
B12,5	7,5	9,5	21000
B15	8,5	11,0	23000
B20	11,5	15,0	27000
B25	14,5	18,5	30000
B30	17,0	22,0	32500
B35	19,5	25,5	34500
B40	22,0	29,0	36000
B45	25,0	32,0	37500
B50	27,5	36,0	39000
B55	30,0	39,5	39500
B60	33,0	43,0	40000

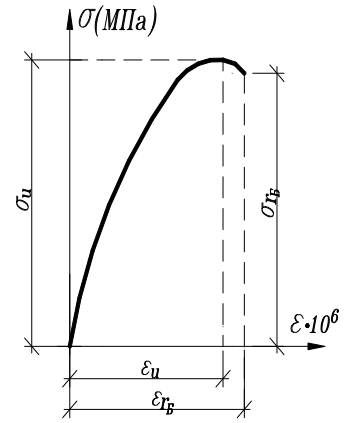


Рис.1 График "σ-ε" при центральном сжатии

Равнодействующая внешних сил F приложена в точке f (рис. 2) с координатами $y_f = 0,01062$ м, $z_f = 0,000$ м и возрастает от нуля до $F = F_B$ (или до разрушающей F_u).

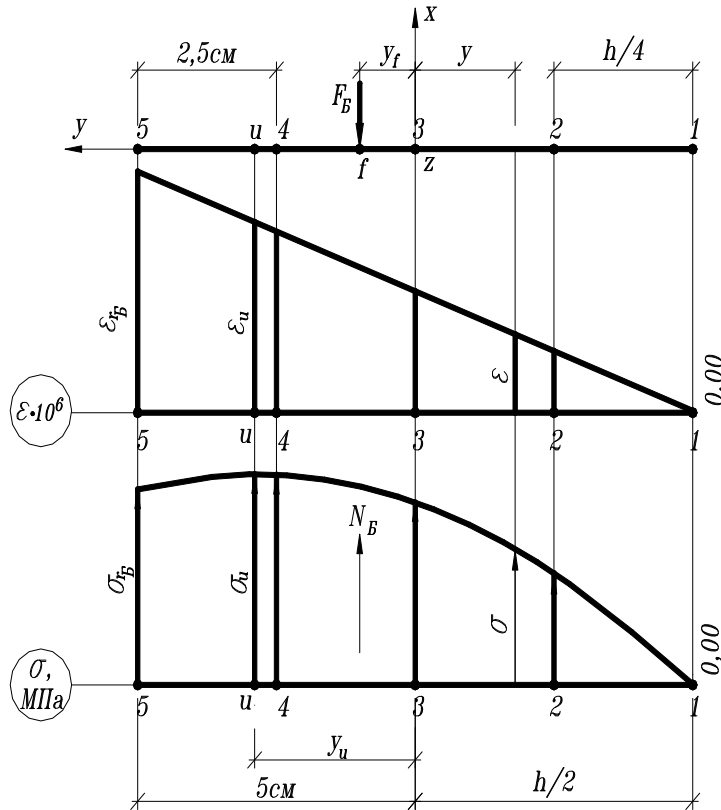


Рис. 2. НДС в базовом ядровом состоянии

Здесь и в дальнейшем принимаем [2]:

равными нулю все компоненты тензора напряжений, кроме $\sigma_x = \sigma$;

материал одинаково сопротивляющимся сжатию и растяжению;

сжимающие деформации ε , напряжения σ , усилия F и N – по модулю;

относительный эксцентриситет $e = y_f/h = 0,1062$,

(6)

при котором в точках 1 с координатами $y_1 = -h/2$ деформация

$$|\varepsilon(y_1)| \leq 1 \cdot 10^{-7}, \quad (7)$$

а показатель

$$k_u(e) = F_u / N_B. \quad (8)$$

достигает максимума 1,078.

Задаваясь напряжениями (1) с деформациями на уровне "у"

$$\varepsilon(y) = B_m \cdot (y - 0,5 \cdot h) + \varepsilon_{r_m} \quad (9)$$

по методике [3], будем определять наибольшие (базовые) равнодействующие внутренних сил N_B и соответствующие:

r_B – коэффициент увеличения деформации в сечении от ε_u до

$$\varepsilon_{r_B} = \varepsilon_u \cdot r_B; \quad (10)$$

B_B, m^{-1} , – характеристику эпюры $\varepsilon(y)$;

$\varepsilon(y_f = -h/2)$ – по (9), проверяя условие (7).

Полагаем, что предельное ядровое состояние при внецентренном сжатии представлено:

$$\text{зависимостью} \quad \sigma = E \cdot \varepsilon - \alpha_\eta \cdot (\varepsilon)^\beta \quad (11)$$

$$\text{с экстремальными} \quad \sigma_\eta = \sigma_u \cdot k_\eta, \beta \cdot \sigma_u \cdot k_\eta \quad (12)$$

$$\varepsilon_\eta = \varepsilon_u \cdot k_\eta = \frac{\beta \cdot \sigma_u \cdot k_\eta}{E \cdot (\beta - 1)}; \quad (13)$$

параметрами

$$\alpha_\eta = \frac{E}{\beta \cdot (\varepsilon_\eta)^{\beta-1}} \quad (14)$$

и β по (5);

$$\text{деформацией} \quad \varepsilon_\eta(y) = B_\eta \cdot (y - 0,5 \cdot h) + \varepsilon_{r_\eta} \quad (15)$$

$$\text{с наибольшей} \quad \varepsilon_{r_\eta} = \varepsilon_\eta \cdot r_\eta, \quad (16)$$

$$\text{наименьшей} \quad |\varepsilon_\eta(y_1 = -0,5 \cdot h)| \leq 1 \cdot 10^{-7}, \quad (17)$$

характеристиками B_η

$$\text{и} \quad r_\eta = r_B; \quad (18)$$

напряжением на контуре с $y = h/2, z = \infty$

$$\sigma_{r_\eta} = \sigma_u = E \cdot \varepsilon_{r_m} - \alpha_\eta \cdot (\varepsilon_{r_\eta})^\beta; \quad (19)$$

равнодействующей внутренних сил N_η , определяемой при принятых условиях вместе

$$B_\eta \text{ из совместного решения} \quad N_\eta = b \cdot \int_{-h/2}^{h/2} \sigma dy \quad \text{и} \quad N_\eta \cdot y_f = b \cdot \int_{-h/2}^{h/2} \sigma \cdot y \cdot dy. \quad (20)$$

Заметим, что:

с учётом (14), (16), (18), (19) показатель

$$k_\eta = \frac{\beta - 1}{r_B \cdot [\beta - (r_B)^{\beta-1}]}; \quad (21)$$

в пределах точности вычисленных выклиниваний $\varepsilon = 1,078$,

$$\sigma_{r_\eta} = \sigma_u, \quad (22)$$

$$\text{где разрушающая нагрузка [1] - } F_u = R_{b,нр} \cdot F_n \cdot (1 - 2 \cdot e); \quad (23)$$

должно выполняться требование (17).

2. Характеристики базовых ядровых состояний

Для бетона, например класса В3,5, при $R_{b,нр} = \sigma_u = 2,7$ МПа и $E = 9500$ МПа (см. табл. 1) находим по формуле:

$$(3) - \text{экстремальную деформацию} \quad \varepsilon_u = \frac{2,027 \cdot 2,7}{E \cdot (2,027 - 1)} = 560,349 \cdot 10^{-6};$$

$$(4) - \text{параметр } \alpha = \frac{9500}{2,027 \cdot (560,949 \cdot 10^{-6})^{1,027}} = 10226460 \text{ МПа} .$$

Результаты выполненных по методике [2, 4] расчётов (в том числе и для бетонов классов В5...В60) представлены в табл. 2.

Среднее арифметическое коэффициента увеличения по данным столбца 8

$$\bar{r}_B = 1,26691$$

при интервале [1,26682, 1,26708] с отклонениями $-9 \cdot 10^{-5} \dots + 17 \cdot 10^{-5}$ ($-7,1 \cdot 10^{-3}\%$, $13,4 \cdot 10^{-3}\%$).

Во всех случаях требование (7) удовлетворяется.

3. Показатели предельных ядровых состояний

Исходные данные в случае бетона класса В3,5:

нормативное сопротивление $R_{bn} = \sigma_u = 2,7$ МПа и модуль упругости $E = 9500$ МПа по табл. 1;

относительный эксцентриситет (6) - $e = 0,1062$;

параметр (5) - $\beta = 2,027$;

коэффициент (18) с учётом сведений табл. 2 - $r_\eta = r_B = 1,26708$;

показатель (21) -

$$k_\eta = \frac{1,027}{1,26708 \cdot [2,027 - (1,26708)^{1,027}]} = 1,078 ;$$

напряжения (12) -- $\sigma_\eta = 2,7 \cdot 1,078 = 2,911$ МПа;

деформации

(3) по табл.2 - $\varepsilon_u = 560,949 \cdot 10^{-6}$.

(13) - $\varepsilon_\eta = 560,949 \cdot 10^{-6} \cdot 1,078 = 604,70 \cdot 10^{-6}$;

параметр (14) - $\alpha_\eta = \frac{9500}{2,027 \cdot (604,70 \cdot 10^{-6})^{1,027}} = 9467350$ МПа ;

деформация (16) - $\varepsilon_{r_\eta} = 604,70 \cdot 10^{-6} \cdot 1,26708 = 766,20 \cdot 10^{-6}$.

Решая совместно уравнения (20), получим

характеристику $B_\eta = 7,6620813 \cdot 10^{-3} \text{ м}^{-1}$ и равнодействующую $N_\eta = 21,264$ кН, имеющую (при разрушающем по (23) усилии $F_u = 2,7 \cdot 10^3 \cdot 0,1 \cdot 0,1 \cdot (1 - 2 \cdot 0,1062) = 21,265$ кН)

$$\text{невязку} \quad \delta_\eta = (N_\eta - F_u) \cdot 100\% / F_u, \quad (24)$$

всего -0,005%.

Таким образом, имеем функции:

(15) - $\varepsilon_\eta(y) = 7,6620813 \cdot 10^{-3} \cdot (y - 0,5 \cdot 0,1) + 766,20 \cdot 10^{-6}$ с деформацией $\varepsilon_\eta(-0,5 \cdot h) = |-8,6 \cdot 10^{-9}| < 1 \cdot 10^{-7}$;

(11) - $\sigma_\eta(y) = 9500 \cdot \varepsilon_\eta(y) - 10226460 \cdot [\varepsilon_\eta(y)]^{2,027}$ с напряжением $\sigma_\eta(0,5 \cdot h) = 2,700$ МПа = σ_{bn} .

Таблица 2

Класс бетона	e	$R_{bn} = \sigma_u$, МПа, по табл.1	$\varepsilon_u \cdot 10^6$ по (3)	Параметр		m	r_m	$\varepsilon_{r_m} \cdot 10^6$	$B_m \cdot 10^2, \text{ м}^{-1}$	$N_m, \text{ кН}$	$\varepsilon \cdot 10^6$ при $y = -h/2$
				α , МПа по (4)	β						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
В3,5	0,1062	2,7	560,949	10226460	2,027	4,2	1,21	678,748	0,67052065	19,693	-0,0086
						5,2	1,26	706,796	0,70574004	19,727	
						6,2	1,31	734,844	0,74157756	19,708	
						Б	1,26708	710,767	0,71077563	19,728	
В5	0,1062	3,5	531,383	14794350	2,027	4,2	1,21	642,973	0,63517798	25,528	+0,019
						5,2	1,26	669,542	0,66854181	25,572	
						6,2	1,31	696,111	0,70249113	25,547	
						Б	1,26688	673,198	0,67317876	25,573	
В7,5	0,1062	5,5	678,463	14167360	2,027	4,2	1,21	820,940	0,8109896	40,115	+0,037
						5,2	1,26	854,863	0,85358638	40,185	
						6,2	1,31	888,786	0,89693149	40,145	
						Б	1,26682	859,490	0,85945306	40,186	
В10	0,1062	7,5	822,379	13080960	2,027	4,2	1,21	995,079	0,98301716	54,702	+0,0054
						5,2	1,26	1036,198	1,0346485	54,798	
						6,2	1,31	1077,317	1,0871914	54,744	
						Б	1,26700	1041,954	1,0419486	54,799	
В12,5	0,1062	9,5	892,869	14025120	2,027	4,2	1,21	1080,372	1,0672755	69,290	+0,042
						5,2	1,26	1125,015	1,1233341	69,411	
						6,2	1,31	1169,658	1,1803787	69,342	
						Б	1,26684	1131,122	1,1310795	69,412	
В15	0,1062	11,0	943,948	14507040	2,027	4,2	1,21	1142,238	1,1283910	80,235	+0,037
						5,2	1,26	1189,438	1,1876614	80,374	
						6,2	1,31	1236,638	1,2479733	80,295	
						Б	1,26688	1195,932	1,1958952	80,376	
В20	0,1062	15,0	1096,505	14602230	2,027	4,2	1,21	1326,771	1,3106894	109,405	+0,021
						5,2	1,26	1381,596	1,3795315	109,596	
						6,2	1,31	1436,421	1,4495840	109,488	
						Б	1,26694	1389,206	1,3891845	109,598	
В25	0,1062	18,5	1217,121	14575710	2,027	4,2	1,21	1472,716	1,4548643	134,933	+0,029
						5,2	1,26	1533,572	1,5312787	135,168	
						6,2	1,31	1594,428	1,6090369	135,035	
						Б	1,26693	1542,007	1,5419776	135,172	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
B30	0,1062	22	1336,050	14348600	2,027	4,2	1,21	1616,621	1,5970262	160,461	+0,036
						5,2	1,26	1683,423	1,6809083	160,740	
						6,2	1,31	1750,225	1,7662666	160,582	
						Б	1,26692	1692,668	1,6926318	160,745	
B35	0,1062	25,5	1458,829	13916590	2,027	4,2	1,21	1765,183	1,7437834	185,989	+0,050
						5,2	1,26	1838,125	1,8353792	186,313	
						6,2	1,31	1911,067	1,9285826	186,129	
						Б	1,26689	1848,176	1,8481258	186,317	
B40	0,1062	29	1589,933	13293300	2,027	4,2	1,21	1923,818	1,9004948	211,516	+0,042
						5,2	1,26	2003,315	2,0003232	211,885	
						6,2	1,31	2082,812	2,1018972	211,676	
						Б	1,26692	2014,318	2,0142759	211,891	
B45	0,1062	32	1684,232	13051570	2,027	4,2	1,21	2037,920	2,0132160	233,397	+0,054
						5,2	1,26	2122,132	2,1189603	233,804	
						6,2	1,31	2206,344	2,2265674	233,573	
						Б	1,26690	2133,753	2,1336987	233,810	
B50	0,1062	36	1821,886	12521480	2,027	4,2	1,21	2204,482	2,1777596	262,572	+0,061
						5,2	1,26	2295,576	2,2921446	263,030	
						6,2	1,31	2386,670	2,4085398	262,770	
						Б	1,26689	2308,129	2,3080677	263,036	
B55	0,1062	39,5	1973,710	11681200	2,027	4,2	1,21	2388,189	2,3592396	288,100	+0,065
						5,2	1,26	2486,875	2,4831593	288,602	
						6,2	1,31	2585,561	2,6092584	288,317	
						Б	1,26689	2500,473	2,5004080	313,609	
B60	0,1062	43	2121,738	10982310	2,027	4,2	1,21	2567,303	2,5361821	313,628	+0,077
						5,2	1,26	2673,390	2,6693905	314,175	
						6,2	1,31	2779,477	2,8049509	313,864	
						Б	1,26688	2687,987	2,6879098	314,182	

Для бетонов классов В5...В60 исходные данные и результаты расчётов характеристик предельных ядровых состояний приведены соответственно в табл. 3 и табл. 4.

Таблица 3

e	β	Бетон класса по [1]	$R_{bn} = \sigma_u$, МПа по [1]	E , МПа по [1]	$\varepsilon_u \cdot 10^{-6}$ по табл.2	$r_\eta = r_B$ по табл.2	k_η по (21)	σ_η , МПа по (12)	$\varepsilon_\eta \cdot 10^6$ по (13)	α_η , МПа по (14)	$\varepsilon_{r_\eta} \cdot 10^6$ по (16)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0,1062	2,027	B5	3,5	13000	531,383	1,26688	1,078	3,773	572,83	13695860	725,72
		B7,5	5,5	16000	678,463	1,26682	1,078	5,929	731,38	13115700	926,53
		B10	7,5	18000	822,379	1,26700	1,078	8,085	886,58	12109120	1123,30
		B12,5	9,5	21000	892,869	1,26684	1,078	10,241	962,51	12984000	1219,35
		B15	11,0	23000	943,948	1,26688	1,078	11,858	1017,58	13430780	1289,15
		B20	15,0	27000	1096,505	1,26694	1,078	16,170	1182,03	13518250	1497,56
		B25	18,5	30000	1217,121	1,26693	1,078	19,943	1312,06	13493640	1662,28
		B30	22,0	32500	1336,050	1,26692	1,078	23,716	1440,26	13283450	1824,69
		B35	25,5	34500	1458,826	1,26689	1,078	27,489	1572,62	12883460	1992,34
		B40	29,0	36000	1589,933	1,26692	1,078	31,262	1713,95	12306440	2171,44
		B45	32,0	37500	1684,232	1,26690	1,078	34,496	1815,60	12082690	2300,18
		B50	36,0	39000	1821,886	1,26689	1,078	38,808	1963,99	11591960	2488,16
		B55	39,5	39500	1973,710	1,26689	1,078	42,581	2127,66	10814040	2695,31
		B60	43,0	40000	2121,738	1,26688	1,078	46,354	2287,23	10167050	2897,65

Таблица 4

Бетон класса по [1]	Усилия, кН		δ_η , % по (24)	Функции		$\varepsilon_\eta(-0,5h) \cdot 10^6$ по (15)	$\sigma_\eta(0,5h)$ МПа по (11)
	N_η	F_u по (23)		$\varepsilon_\eta(y) \cdot 10^6 = B_\eta \cdot (y - 0,5 \cdot h) + \varepsilon_{r_m}$ (15)	$\sigma_\eta(y) = E \cdot \varepsilon_\eta(y) - \alpha_\eta \cdot [\varepsilon_\eta(y)]^{2,027}$, МПа (11)		
1	2	3	4	5	6	7	8
B5	27,568	27,566	0,007	$7256,9779 \cdot (y - 0,5 \cdot h) + 725,72$	$13000 \cdot \varepsilon_\eta(y) - 13695860 \cdot [\varepsilon_\eta(y)]^\beta$	0,022	3,500
B7,5	43,321	43,318	0,007	$9264,8976 \cdot (y - 0,5 \cdot h) + 926,53$	$16000 \cdot \varepsilon_\eta(y) - 13115700 \cdot [\varepsilon_\eta(y)]^\beta$	0,040	5,500
B10	59,077	59,070	0,011	$11232,971 \cdot (y - 0,5 \cdot h) + 1123,30$	$18000 \cdot \varepsilon_\eta(y) - 12109120 \cdot [\varepsilon_\eta(y)]^\beta$	0,003	7,500
B12,5	74,826	74,822	0,005	$12193,069 \cdot (y - 0,5 \cdot h) + 1219,35$	$21000 \cdot \varepsilon_\eta(y) - 12984000 \cdot [\varepsilon_\eta(y)]^\beta$	0,043	9,500
B15	86,642	86,636	0,007	$12891,102 \cdot (y - 0,5 \cdot h) + 1289,15$	$23000 \cdot \varepsilon_\eta(y) - 13430780 \cdot [\varepsilon_\eta(y)]^\beta$	0,040	11,000
B20	118,147	118,140	0,006	$14975,348 \cdot (y - 0,5 \cdot h) + 1497,56$	$27000 \cdot \varepsilon_\eta(y) - 13518250 \cdot [\varepsilon_\eta(y)]^\beta$	0,025	15,000
B25	145,715	145,706	0,006	$16622,461 \cdot (y - 0,5 \cdot h) + 1662,28$	$30000 \cdot \varepsilon_\eta(y) - 13493640 \cdot [\varepsilon_\eta(y)]^\beta$	0,034	18,500
B30	173,282	173,272	0,006	$18246,512 \cdot (y - 0,5 \cdot h) + 1824,69$	$32500 \cdot \varepsilon_\eta(y) - 13283450 \cdot [\varepsilon_\eta(y)]^\beta$	0,039	22,002

Бетон класса по [1]	Усилия, кН		δ_η , % по (24)	Функции		$\varepsilon_\eta(-0,5h) \cdot 10^6$ по (15)	$\sigma_\eta(0,5h)$ МПа по (11)
	N_η	F_u по (23)		$\varepsilon_\eta(y) \cdot 10^6 = B_\eta \cdot (y - 0,5 \cdot h) + \varepsilon_{r_m}$ (15)	$\sigma_\eta(y) = E \cdot \varepsilon_\eta(y) - \alpha_\eta \cdot [\varepsilon_\eta(y)]^{2,027}$, МПа (11)		
1	2	3	4	5	6	7	8
B35	200,851	200,838	0,006	$19922,865 \cdot (y - 0,5 \cdot h) + 1992,34$	$34500 \cdot \varepsilon_\eta(y) - 12883460 \cdot [\varepsilon_\eta(y)]^\beta$	0,054	25,500
B40	228,418	228,404	0,006	$21713,944 \cdot (y - 0,5 \cdot h) + 2171,44$	$36000 \cdot \varepsilon_\eta(y) - 12306440 \cdot [\varepsilon_\eta(y)]^\beta$	0,046	29,000
B45	252,047	252,032	0,006	$23001,198 \cdot (y - 0,5 \cdot h) + 2300,18$	$37500 \cdot \varepsilon_\eta(y) - 12082690 \cdot [\varepsilon_\eta(y)]^\beta$	0,060	32,000
B50	283,553	283,536	0,006	$24880,888 \cdot (y - 0,5 \cdot h) + 2488,16$	$39000 \cdot \varepsilon_\eta(y) - 11591960 \cdot [\varepsilon_\eta(y)]^\beta$	0,071	36,000
B55	311,121	311,102	0,006	$26950,388 \cdot (y - 0,5 \cdot h) + 2695,51$	$39500 \cdot \varepsilon_\eta(y) - 10814040 \cdot [\varepsilon_\eta(y)]^\beta$	0,071	39,500
B60	338,689	338,668	0,006	$28975,621 \cdot (y - 0,5 \cdot h) + 2897,65$	$40000 \cdot \varepsilon_\eta(y) - 10167050 \cdot [\varepsilon_\eta(y)]^\beta$	0,088	43,000

Вычисленные по формулам (21) и (11) показатели k_η и напряжения σ_{r_η} совпадают с k_u по (8) и $\sigma_u = R_{bn}$.

Равнодействующие N_η внутренних сил имеют незначительные отклонения ($\delta_\eta \leq 0,011\%$) от разрушающих (23) по СНиП 2.03.01-84*.

Абсолютные значения деформаций $\varepsilon_\eta(y_1 = -0,5 \cdot h)$ не превосходят 10^{-7} .

Выводы

Предложена методика определения условных базовых и предельных ядровых состояний внецентренно сжатых стержней из тяжелого бетона классов В3,5...В60.

Увеличение экстремальных напряжений σ_η , деформаций ε_η и усилий N_η в момент разрушения по сравнению с базовыми $\sigma_u = R_{bn}$, ε_u и N_B характеризуется максимальным коэффициентом $k_\eta(e) = 1,078$ при относительном эксцентриситете $e_{я.с.} = 0,1062$, что позволяет найти параметры a_η , b_η зависимости [3]:

$$k_\eta(e) = 1 + a_\eta \cdot e + b_\eta \cdot e^2$$

при установленном в опытах на центральное сжатие коэффициенте β и вычислять $\sigma_\eta(e)$, $\varepsilon_\eta(e)$, $N_\eta(e)$ предельных состояний для эксцентриситетов $e \leq 0,167$.

Библиографический список

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой России. - М.: ГУП ЦПП, 2000. - 76 с.

2. Синозерский, А. Н. Определение условных базовых нагрузок коротких сжатых бетонных элементов прямоугольного сечения при малых эксцентриситетах продольной силы / А. Н. Синозерский, Р. А. Мухтаров // Научно-технический журнал Воронежского ГАСУ. Строительная механика и конструкции. – Воронеж, 2013. – Вып. №2 (7). – С.107-120.
3. Синозерский, А. Н. Определение базовых усилий и напряжённо-деформированного состояния призм и мелкозернистого бетона при внецентренном сжатии / А. Н. Синозерский, Р. А. Мухтаров // Научно-технический журнал Воронежского ГАСУ. Строительная механика и конструкции. – Воронеж, 2012. – Вып. №1 (4). – С.72-83.

References

1. Building norms and regulations 2.03.01-84*. Concrete and reinforced structures/ Gosstroj of Russia. – М.: GUP TzPP, 2000. – 76 p.
2. Sinozersky, A. N. Finding of conditional basic loads of concrete pedestals of square section at small eccentricity of longitudinal force/ A.N. Sinozersky, R. A. Mukhtarov // Scientific journal “Structural Mechanics and Structures”. – 2013. – Issue. №2 (7). – P.107-120.
3. Sinozersky, A. N. Determination of basic forces and deflected mode of prisms from fine concrete at eccentric compression / A. N. Sinozersky, R. A. Mukhtarov // Scientific journal “Structural Mechanics and Structures”. – Voronezh, 2012. – Issue. №1 (4). – P.72-83.

Ключевые слова: внецентренное сжатие, мелкозернистый бетон.

Keywords: eccentric compression, fine concrete.

УДК 624.012.45:539.384

Воронежский государственный архитектурно-строительный университет

Канд. техн. наук, доц. кафедры строительных конструкций, оснований и фундаментов им. проф. Ю. М. Борисова (СКОиФ)

Ю. Ф. Рогатнев

Аспирант кафедры СКОиФ

М.М. Джавид

Россия, г. Воронеж, тел.: +7-960-127-16-34

e-mail: jvd_mm@yahoo.com

The Voronezh State University of Architecture and Civil Engineering

Ph. D. of Tech. Sc., Assoc. prof. of Dept. of Constructional Structures, Bases and Foundations named after prof. Yu. M. Borisov, Yu. F. Rogatneov

Postgraduate of Dept. of Constructional Structures, Bases and Foundations named after prof.

Yu. M. Borisov, M.M. Jawid.

Russia, Voronezh, tel: +7-960-127-16-34

E-mail: jvd_mm@yahoo.com

Ю.Ф. Рогатнев, М. М. Джавид

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С АРМАТУРОЙ КЛАССА А500С

Рассматривается влияние разных процентов продольного армирования на изменение несущей способности нормального сечения железобетонных изгибаемых элементов с применением высококачественного бетона в сжатой зоне. Экспериментальным путем определяется характер разрушения таких элементов. Проводится анализ результатов экспериментальных и теоретических исследований прочности нормального сечения. Даются рекомендации по расчету их несущей способности.

Yu. F. Rogatneov, M.M. Javid

PILOT RESEARCHES OF STRENGTH OF REINFORCED FLEXURAL MEMBER STANDARD SECTION WITH REINFORCEMENT OF A500C CLASS

The effect of different percents of longitudinal reinforcement on the changing of load capacity of reinforced flexural member standard section with application of high quality concrete in compression form is under consideration. Such members fracture pattern was determined by pilot study. There are given the advices on load capacity computation.

Введение. При проектировании изгибаемых элементов с ненапрягаемой арматурой принято применять тяжелый бетон классов В15-В30. В случае необходимости повышения несущей способности таких элементов, как правило, увеличивают размеры их поперечного сечения, что не всегда возможно, или же увеличивают площадь растянутой арматуры. При этом максимальная площадь сечения арматуры не должна превышать значений, определяемых по формуле

$$A_s \leq \xi_R * b * h_0 * R_b / R_s, \quad (1)$$

где ξ_R – граничная высота сжатой зоны бетона; b – ширина поперечного сечения балки; h_0 – рабочая высота сечения; R_b и R_s – соответственно расчетное сопротивление бетона и арматуры.

Дальнейшее насыщение растянутой зоны изгибаемых элементов арматурой, согласно [1, 2], не приводит к заметному повышению их несущей способности. Для повышения несущей способности изгибаемых элементов без увеличения размеров поперечного сечения обычно усиливают сжатую зону бетона путем установки арматуры. Такое армирование называют двойным. В то же время существует возможность существенно увеличить несущую

© Рогатнев Ю.Ф., Джавид М.М., 2014

способность элементов более эффективным способом, применяя в сжатой зоне высококачественные (высокопрочные) бетоны [3,4] класса выше В60. Настоящая работа является продолжением ранее проведенных исследований [5], которые показали, что применение высококачественного бетона в сжатой зоне железобетонных изгибаемых элементах значительно повышает эффективность конструкций и увеличивает их несущую способность по сравнению с однослойными железобетонными изгибаемыми элементами из обычного бетона.

Программа испытаний. Для исследования было изготовлено и испытано три серии железобетонных балок сечением 60x120 мм, длиной 1400 мм. Поперечное сечение балок состояло из двух слоев – высококачественного бетона класса В90 толщиной 46-51мм, расположенного в сжатой зоне, и обычного бетона класса В25 в растянутой зоне (рис.1). Армирование балок было выполнено плоскими сварными каркасами с продольной арматурой класса А500С диаметром 12, 14 и 16 мм (табл. 1). Особенность изготовления балок заключалась в последовательной укладке смеси нижнего слоя из обычного бетона и верхнего слоя из высококачественного бетона без технологического перерыва. Последующее совместное уплотнение на вибростоле свежеложенных слоев бетона обеспечивало их надежное сцепление после твердения в естественных условиях.



Рис. 1. Общий вид опытных балок

Одновременно с балками изготавливали контрольные кубики размером 100x100x100 мм и призмы размером 70x70x280 мм.

После бетонирования балки, призмы и кубики хранились во влажном помещении до 28 суток естественного твердения.

Испытание балок проводили на гидравлическом прессе INSTRON-600. Кубики, призмы и арматуру испытывали на универсальном прессе INSTRON -1500. Методика испытаний была разработана с учетом требований ГОСТ 12004-81 и ГОСТ 8829-94 [6, 7]. Схема загрузки балок показана на рис. 2. В процессе испытания балок измерительным комплексом MGCplus в автоматическом режиме фиксировали их прогиб, а также снимали показания тензорезисторов типа FLA-30-11 и FLA-5-11, установленных на поверхности балок и арматуры.



Рис. 2. Схема загрузки балок

Анализ результатов испытаний. Разрушение всех балок начиналось с растянутой зоны по нормальному сечению в средней части пролета и заканчивалось раздроблением бетона сжатой зоны (рис. 3). Совместная работа нижнего и верхнего слоев обеспечивается за счет совместной укладки свежей смеси из слоев обычного и высококачественного бетона без технологического перерыва.



Рис. 3. Характерный вид разрушения балок

Характер диаграмм «изгибающий момент - относительные деформации арматуры» (рис.4) свидетельствует о том, что в арматуре резко нарастали пластические деформации, то есть напряжения в арматуре достигали предела текучести во всех балках.

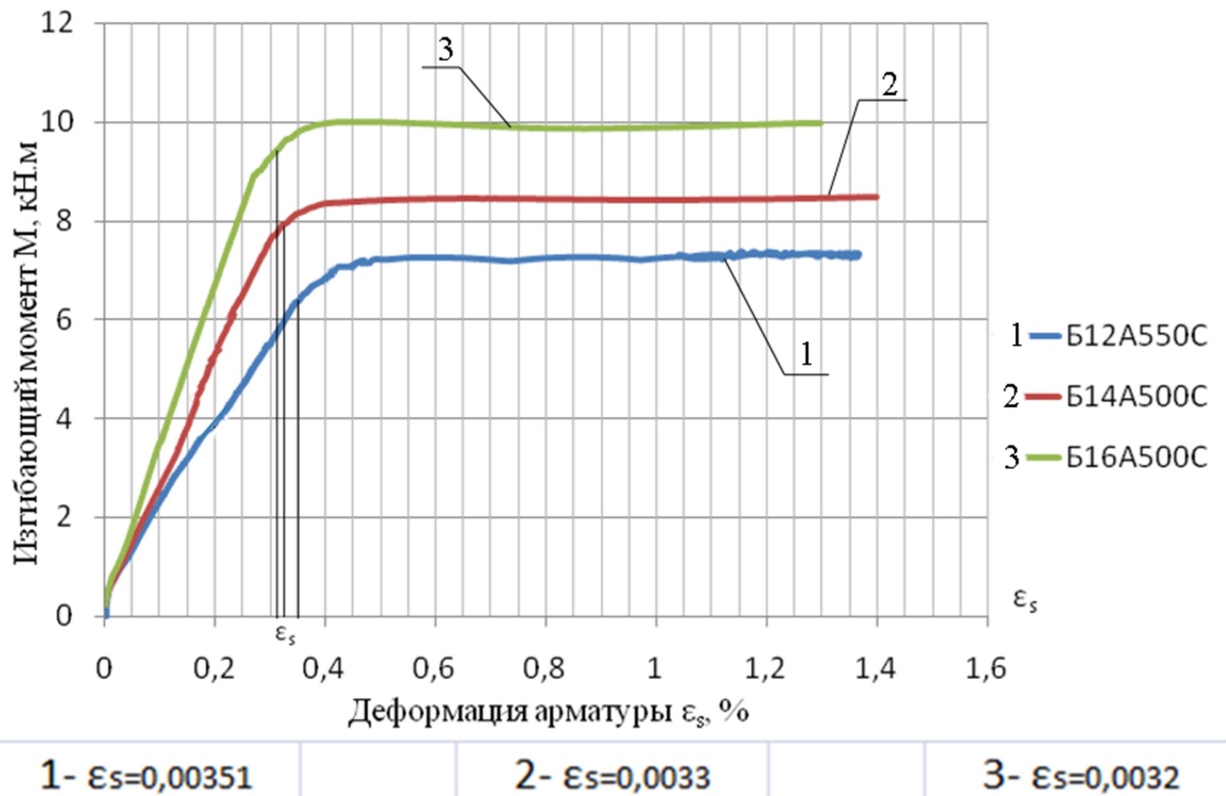


Рис. 4. Диаграмма ($M - \epsilon_s$)

Значения предельных экспериментальных разрушающих моментов $M_{раз}$ приведены в табл. 1. Там же приведены теоретические значения, рассчитанные по [1] с учетом коэффициентов надежности по бетону $\gamma_b=1,3$ и арматуре $\gamma_s=1,15$, а также значения ожидаемых разрушающих моментов $M_{ож}$. Ожидаемый разрушающий момент найдем, используя фактические значения прочности бетона $\sigma_{b,u}$ и арматуры $\sigma_{s,y}$, определенные в результате испытаний контрольных образцов, по формуле

$$M_{ож} = \sigma_{bu} * b * x * (h_0 - 0,5 * x). \quad (2)$$

Принимая эпюру напряжений в сжатом бетоне прямоугольной, высоту сжатой зоны вычислим по формуле

$$x = \frac{\sigma_{sy} \cdot A_s}{\sigma_{bu} \cdot b}, \quad (3)$$

где $\sigma_{s,y}$, $\sigma_{b,u}$ – напряжение в арматуре при пределе текучести и временное сопротивление бетона сжатию соответственно.

Таблица 1

Результаты испытаний балок

Шифр балок	Диаметр арматуры мм	Процент армирования μ_s , %	Напряжение в арматуре при пределе текучести σ_{sy} , МПа	Призмная прочность бетона $R_{bn}^{оп}$, МПа	Несущая способность			
					Теоретический момент M_T , кН*м	Ожидаемый момент $M_{ож}$, кН*м	Разрушающий момент $M_{раз}$, кН*м	Соотношение $M_{ож}/M_{раз}$
Б12-А500С-1	12	1,83	688	60,39	6,04	7,09	7,38	0,96
Б12-А500С-2	12				6,04			
Б14-А500С-1	14	2,59	631	64,25	7,18	8,50	9,02	0,94
Б14-А500С-2	14				7,18			
Б16-А500С-1	16	3,49	588	66,94	8,19	10,09	10,58	0,95
Б16-А500С-2	16				8,19			

Как следует из данных табл. 1, разница между фактическими разрушающими и ожидаемыми усилиями составила 4 – 6 % .

При проектировании изгибаемых элементов необходимо расчетным путем определять, по какой зоне будет происходить разрушение – по растянутой (арматуре) или сжатой (бетону). В настоящее время действуют два нормативных документа [1, 9], согласно которым для определения случая разрушения необходимо производить сравнение относительной высоты сжатой зоны ξ с ее граничным значением ξ_R . По СНиП [9], граничную относительную высоту сжатой зоны бетона при кратковременном действии нагрузки следует определять по формуле

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{400} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (4)$$

где $\omega = 0,85 - 0,008\sigma_{b,u}$; $\sigma_{SR} = \sigma_{s,y}$.

Согласно же СП [1], граничную относительную высоту сжатой зоны бетона рекомендовано вычислять по формуле

$$\xi_R = \frac{0,7}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}}, \quad (5)$$

где $\varepsilon_{s,el} = \frac{\sigma_{s,y}}{E_s}$, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа, ε_{b2} – предельная деформация бетона сжатой зоны.

В табл. 2 приведены экспериментальные значения относительной высоты сжатой зоны бетона ξ испытанных балок и граничной относительной высоты ξ_R , рассчитанные по формулам СНиП 2.03.01-84 и СП 63.13330.2012.

Значения относительной высоты ξ и ее граничных величин ξ_R , рассчитанных по СНиП и СП

Шифр балок	Процент армирования $\mu_s, \%$	Напряжение в арматуре при пределе текучести $\sigma_{sy}, МПа$	Модуль упругости $E_s, 10^5, МПа$	Временное сопротивление бетона $\sigma_{bt}, МПа$	Высота сжатой зоны по форм. (3) $x, мм$	Экспериментальное значение ξ	По СНиП [6] ξ_R	По СП [5] ξ_R
Б12-А500С-1	1,83	688	2,0	60,4	21	0,21	0,17	0,29
Б12-А500С-2	1,83	688	2,0	60,4	21	0,21	0,17	0,29
Б14-А500С-1	2,59	631	2,0	64,2	25	0,25	0,16	0,31
Б14-А500С-2	2,59	631	2,0	64,2	25	0,25	0,16	0,31
Б16-А500С-1	3,49	588	2,0	67,0	29	0,31	0,15	0,32
Б16-А500С-2	3,49	588	2,0	67,0	29	0,31	0,15	0,32

Как видно из данных, приведенных в табл. 2, граничная относительная высота сжатой зоны бетона ξ_R , рассчитанная по формуле (4) СНиП [9], меньше экспериментальных значений относительной высоты сжатой зоны ξ , т.е. разрушение опытных балок должно было бы происходить по сжатой зоне бетона, что не подтверждается проведенными испытаниями. В то же время значения ξ_R , вычисленные по формуле (5) СП [1], не противоречат результатам испытаний, так как условие $\xi < \xi_R$ удовлетворяется.

Таким образом, при расчете прочности нормальных сечений железобетонных изгибаемых элементов с арматурой А500С допускается применять рекомендации СП63.13330.2012 при условии уточнения значения предельной деформации бетона сжатой зоны ϵ_{b2} и значения расчетного сопротивления арматуры.

Выводы

1. Слой высококачественного бетона работает совместно со слоем из обычного бетона.
2. Сжатая зона бетона находится в пределах слоя из высококачественного бетона.
3. Разрушение балок начинается с растянутой зоны. Напряжения в арматуре достигают предела текучести.
4. Применение высококачественного бетона в сжатой зоне изгибаемых элементов позволяет существенно повысить их несущую способность за счет применения высокопрочной арматуры класса А500С и выше без предварительного её напряжения. Несущая способность исследуемых элементов в сравнении с теоретической несущей способностью однослойных изгибаемых элементов из обычного бетона класс В25 -30 увеличивается на 25 % при значении армирования $\mu_s = 1,54 \%$ и на 45 % при $\mu_s = 3,48 \%$.

Библиографический список

1. Баженов, Ю.М. Модифицированные высококачественные бетоны / Ю.М. Баженов, В.С. Демьянова, В.И. Калашников. – М.: Изд-во АСВ, 2006. - 368 с.
2. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям / А.С. Залесов, Э.Н. Кодыш, Л.Л. Лемьш, И.К. Никитин. – М.: Стройиздат, 1988. – 320 с.
3. Мещерин, В. Высокопрочные и сверхпрочные бетоны: технологии производства и сферы применения/ В. Мещерин // СтройПрофиль. - 2008. - № 8. - С. 32-35.

4. Рогатнев, Ю.Ф. К вопросу о подборе состава высококачественного бетона/ Ю.Ф. Рогатнев, М.М. Джавид // Science and World. International scientific journal. – 2014. – №8. – С. 67-69.
5. Рогатнев, Ю. Ф. Несущая способность двухслойных изгибаемых элементов с высококачественным бетоном в сжатой зоне/ Ю.Ф. Рогатнев, М.М. Джавид // Композиционные строительные материалы и конструкции: сб. науч. ст. по матер. науч. конф., ЦРО РААСН; Воронежский ГАСУ. – Воронеж. – 2014. – С. 87-90.
6. ГОСТ 12004-81 Стальная арматура. Методы испытания на растяжение. – М.: Изд-во стандартов, 1983. – 9 с.
7. ГОСТ 8829-94 Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости. – М.: Изд-во стандартов, 1989. – 19 с.
8. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. М., 2012. – 161 с.
9. СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Госстрой СССР, 1989. – 86 с.

References

1. Bazhenov, Yu.M. Modified high quality concrete / Yu.M. Bazhenov, V.S. Dem'yanova, V.I. Kalashnikov. – М.: Issue ACB, 2006. - 368 p.
2. Design of reinforced structures on strength, Расчет железобетонных конструкций по прочности, fracture strength and deformation / A.S. Zalesov, Eh. N. Kodysh, L.L. Lemysh, I. K. Nikitin. – М.: Stroizdat, 1988. – 320 p.
3. Meshcherin, V. High-strength and и superstrong concrete: technologies of production and sphere of application/ V. Meshcherin // Stroiprofil. - 2008. - № 8. - P. 32-35.
4. Rogatnev, Yu.F. Concerning the problem of batching/ Yu.F. Rogatnev, M.M. Javid // Science and World. International scientific journal. – 2014. – №8. – P. 67-69.
5. Rogatnev, Yu.F.. Load capacity of two-layer flexural members with high quality concrete in compression zone / Yu.F. Rogatnev, M.M. Javid // Composite building materials and structures: collected papers on mat. Sc. conference, TzRO RAACN, Voronezh GASU. – Voronezh. – 2014. – P. 87-90.
6. State Standard 12004-81 Steel reinforcement. Test methods on tension. – М.: Pub. Of standards, 1983. – 9 p.
7. State Standard 8829-94 Products of building reinforced and concrete prefabrication. Loading test methods. Regulations of strength, stiffness and fracture strength assessment. – М.: Pub. Of standards, 1989. – 19 p.
8. Set of rules 63.13330.2012 Concrete and reinforced structures. Main regulations. Updated wording Construction norms and regulations 52-01-2003. М., 2012. – 161 p.
9. Construction norms and regulations 2.03.01-84* Concrete and reinforced structures. – М.: Gosstroi of USSR, 1989. – 86 p.

Ключевые слова. Двухслойные железобетонные изгибаемые элементы, высококачественный бетон, несущая способность, прочность нормального сечения.

Keywords: two-layer flexural members, high quality concrete, load capacity, strength of standard section.

УДК 624.131(470.324)

Воронежский государственный архитектурно-строительный университет

Канд. техн. наук, доц. кафедры строительных конструкций, оснований и фундаментов им. проф. Ю.М. Борисова (СКОиФ)

М. С. Ким

Канд. техн. наук, доц. кафедры СКОиФ

Ф.Х. Ким

Магистрант кафедры СКОиФ

М.В. Ким

Россия, г. Воронеж, тел.: +7(473)271-53-84,

e-mail: marskim@yandex.ru

Voronezh State University of Architecture and Civil Engineering

PhD. of Tech. Sc., associate professor of Department of Constructional Structures, Bases and Foundations (SKO&F)

by the name of prof. Yu. M. Borisov

M.S. Kim

PhD. of Tech. Sc., associate professor of SKO&F Department

F.H. Kim

MSc of SKO&F Department

Voronezh, Russia, tel.: +7(473)2715384

e-mail: marskim@yandex.ru

М.С. Ким, В.Х. Ким, М.В. Ким

АНАЛИТИЧЕСКИЙ МЕТОД ОЦЕНКИ ВЗАИМНОГО ВЛИЯНИЯ РЯДОМ РАСПОЛОЖЕННЫХ ПОЛОСОВЫХ НАГРУЗОК С РАЗНОЙ ГЛУБИНОЙ ЗАЛОЖЕНИЯ

Получено аналитическое решение для напряжений и деформаций в произвольной точке полупространства от действия нагрузки, распределенной по полосе, приложенной внутри основания на глубине d , в условиях плоской задачи, используя известное решение Е. Мелана и М.И. Горбунова-Посадова о линейной нагрузке, приложенной внутри основания. Для решения задачи применен прием замены необходимого для решения интегрирования суммированием напряжений от элементарных сил на малых полосках. С помощью разработанной программы проведено исследование развития дополнительных напряжений и осадок за пределами загруженной полосы.

M.S.Kim, V.H. Kim, M.V. Kim

ANALYTICAL METHOD OF ASSESSMENT OF INTERFERENCE OF NEARBY LOCATED DISTRIBUTED LOADS WITH DIFFERENT BASEMENT DEPTH

Using the well-known solution by E. Melan and M.I. Gorbunov-Posadov about the linear load applied inside the foundation there was received the analytical solution for the stresses and deformations in a half-space arbitrary point. The loads were distributed and applied inside the foundation at the depth d in the situations of plane problem. To solve the problem there was applied the method of replacement of integration necessary for solution by the stresses on the small strips summing. With the help of worked out program the investigation of additional stresses amplification and the settings outside the loaded strip limits was completed.

Введение. В настоящее время одной из тенденций развития крупных городов является строительство новых зданий и сооружений в пределах уже сложившейся застройки. В этом случае требуется обеспечение нормальной эксплуатации существующих зданий. Возведение новых зданий вблизи существующих приводит к появлению дополнительных неравномерных осадок последних, что вызывает повреждения их конструкций, развитие трещин и другие неприятные последствия [1, 2]. В связи с этим становится необходимым уже на стадии проектирования оценить возможное влияние нового строительства на окружающую застройку.

Этого требуют и современные нормативные документы [3]. Необходимо рассчитать дополнительные осадки, которые могут получить существующие здания при возведении в непосредственной близости от них новых, а также оценить зону влияния нового строительства на окружающую застройку. Новые здания, возводимые в районах плотной старой застройки, как правило, имеют подземные этажи, и, таким образом, глубина заложения их фундаментов значительно превышает глубину заложения фундаментов окружающих зданий.

Расчет дополнительной осадки существующего здания, обусловленной статическим нагружением его основания новым зданием, является достаточно сложной задачей. Метод послойного суммирования, рекомендуемый СНиП 2.02.01-83* и его Актуализированной редакцией [3], удобно использовать, если фундаменты соседних зданий заложены на одной глубине. Если же глубина заложения соседних фундаментов значительно отличается, этот метод использовать затруднительно. Численные исследования напряженно-деформированного состояния (НДС) основания рядом расположенных зданий хорошо отражают качественную картину, но значения осадок, полученные в результате расчетов, необходимо сравнивать в результатами аналитических решений [4].

Таким образом, актуальной задачей является дальнейшее исследование влияния загрузки соседних площадей на дополнительные осадки существующих зданий в условиях плотной городской застройки, а также разработка аналитических методов расчета осадок при различной глубине заложения соседних фундаментов.

В статье описано аналитическое решение для напряжений и деформаций в произвольной точке полупространства от действия нагрузки, распределенной по полосе, приложенной внутри основания на глубине d , в условиях плоской задачи и результаты исследования развития дополнительных напряжений и осадок за пределами загруженной полосы.

1. Применение решения Е. Мелана и М.И. Горбунова-Посадова для определения напряжений и деформаций в произвольной точке полупространства от полосовой нагрузки, приложенной внутри основания, в случае плоской задачи

В случае плоской задачи имеется ряд решений, позволяющих найти напряжения в произвольной точке линейно-деформируемого полупространства от действия линейной нагрузки, приложенной нормально к поверхности (задача Фламана), от равномерно распределенной полосовой нагрузки (задача Митчела) и от вертикальной линейной нагрузки, приложенной внутри полупространства на некоторой глубине (решение Мелана и Горбунова-Посадова) [5, 6].

Как известно, Митчел, используя решение Фламана, получил решение для равномерно распределенной полосовой нагрузки на поверхности полупространства. Для этого он представил распределенную нагрузку в виде суммы элементарных линейных нагрузок $pd\xi$, заменил x на $(x - \xi)$ и проинтегрировал в пределах ширины полосы соответствующие уравнения. Для упрощения полученных выражений обычно переходят от абсолютной координаты к относительной. Заменяя выражение при величине нагрузки p на коэффициент α , рассчитывают значения этого коэффициента при различных значениях ξ и составляют для них таблицы. Таким образом получено выражение

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p, \quad (1)$$

которое используется для вычисления напряжений от фундамента при расчете осадки методом послойного суммирования.

Известно также, что для краевых точек значение коэффициента α на глубине $2z$ в два раза меньше, чем для осевых на глубине z . Таким образом, напряжения под краем полосы можно определять по известным таблицам для коэффициента α , используя вместо ξ другой коэффициент.

Этим условием пользуются при расчете осадок ленточных фундаментов методом послойного суммирования с учетом их взаимного влияния друг на друга для определения дополнительного давления.

Если требуется учесть заглубление фундамента, то вес грунта выше подошвы заменяют действием сплошной равномерно распределенной нагрузки интенсивностью γd , где d – глубина заложения фундамента; γ – удельный вес грунта [6].

Однако метод послойного суммирования предполагает, что осадки от собственного веса грунта уже произошли ранее, и учитывает осадки только от дополнительного давления сверх природного. Таким образом, решение Митчела не может учесть разницу глубин заложения рассматриваемых фундаментов, влияющих друг на друга.

Следует отметить также, что выражения Митчела не содержат коэффициент поперечной деформации, что, с одной стороны, придает им общность для любых грунтов, но, с другой стороны, не позволяет корректно сравнивать их результаты с результатами решений методом конечных элементов (МКЭ), которые не могут быть получены без данного коэффициента [7].

В практике геотехнических расчетов зачастую возникает необходимость учесть влияние нагрузки, расположенной не на поверхности основания, а внутри него на некоторой глубине. Существует решение Р. Миндлина для нагрузки вертикальной силой, приложенной внутри основания, в пространственном случае. Это решение, в частности, использовалось Р.С. Шеляпиным и Б.С. Одинггом для определения напряжений вокруг сваи [8], а также В.В. Верюжским, С.В. Икониним и В.В. Савицким для решения контактной задачи [9].

В случае плоской задачи известно решение Е. Мелана и М. И. Горбунова-Посадова [5] для линейной нагрузки N , приложенной внутри основания на глубине d (рис. 1). Получены значения для напряжений:

$$\sigma_z = \frac{N}{\pi} \left\{ \frac{m+1}{2m} \left[\frac{(z-d)^3}{r_1^4} + \frac{(z+d)[(z+d)^2 + 2dz]}{r_2^4} - \frac{8dz(d+z)x^2}{r_2^6} \right] + \frac{m-1}{4m} \left[\frac{z-d}{r_1^2} + \frac{3z+d}{r_2^2} - \frac{4zx^2}{r_2^4} \right] \right\}, \quad (2)$$

$$\sigma_x = \frac{N}{\pi} \left\{ \frac{m+1}{2m} \left[\frac{(z-d)x^2}{r_1^4} + \frac{(z+d)(x^2 + 2d^2) - 2dx^2}{r_2^4} + \frac{8dz(d+z)x^2}{r_2^6} \right] + \frac{m-1}{4m} \left[-\frac{z-d}{r_1^2} + \frac{z+3d}{r_2^2} + \frac{4zx^2}{r_2^4} \right] \right\} \quad (3)$$

$$\tau_{xz} = \frac{Nx}{\pi} \left\{ \frac{m+1}{2m} \left[\frac{(z-d)^2}{r_1^4} + \frac{z^2 - 2dz - d^2}{r_2^4} + \frac{8dz(d+z)^2}{r_2^6} \right] + \frac{m-1}{4m} \left[\frac{1}{r_1^2} - \frac{1}{r_2^2} + \frac{4z(d+z)}{r_2^4} \right] \right\} \quad (4)$$

и для перемещений:

горизонтальных

$$u = \frac{N}{\pi E_1} \left\{ \frac{1}{2} (1 + \nu_1) \left[\frac{x^2}{2r_1^2} + \ln r_1 r_2 + \frac{x^2 - 4dz - 2d^2}{2r_2^2} + \frac{2dxx^2}{r_2^4} \right] + \frac{1}{4} (1 - \nu_1) \left[\ln r_1 + 3 \ln r_2 + \frac{2(x^2 + dz + d^2)}{r_2^2} \right] + \frac{\nu_1}{2} (1 + \nu_1) \left[\frac{x^2}{2r_1^2} + \frac{x^2 + 2d^2}{2r_2^2} + \frac{2dz}{r_2^4} \right] - \frac{\nu_1}{4} (1 - \nu_1) \left[\ln \frac{r_2}{r_1} - 2 \frac{d(z+d) + x^2}{r_2^2} \right] \right\} \quad (5)$$

и вертикальных

$$v = \frac{N}{\pi E_1} \left\{ \frac{1}{2} (1 + \nu_1) \left[-\frac{x(z-d)}{2r_1^2} + \frac{1}{2} \arctg \frac{x}{z-d} - \frac{x(z-d)}{2r_2^2} + dx \frac{d^2 - z^2 + x^2}{r_2^4} + \frac{1}{2} \arctg \frac{x}{z+d} \right] + \frac{1}{4} (1 - \nu_1) \left[-\arctg \frac{x}{z-d} + 3 \arctg \frac{x}{z+d} - \frac{2z}{r_2^2} \right] - \frac{\nu_1}{2} (1 + \nu_1) \left[\frac{(z-d)x}{2r_1^2} + \frac{1}{2} \arctg \frac{x}{z-d} + \frac{1}{2} \arctg \frac{x}{z+d} + \frac{x(z+d)}{2r_2^2} + \frac{2(z+d)dx}{r_2^4} \right] - \frac{\nu_1}{4} (1 - \nu_1) \left[\arctg \frac{x}{z-d} + \arctg \frac{x}{z+d} + 2 \frac{zx}{r_2^2} \right] \right\}. \quad (6)$$

В формулах (2) ... (6) приняты обозначения:

$$m = \frac{1}{\nu_1} = \frac{1-\mu}{\mu}, \quad \text{т.е. } \nu_1 = \frac{\mu}{1-\mu}, \quad (7)$$

где μ – коэффициент Пуассона грунта.

Через E_1 здесь обозначен модуль деформации для случая плоской деформации, который определяется по формуле

$$E_1 = \frac{E}{1-\mu^2}, \quad (8)$$

где E – обычный модуль деформации.

Расстояния (радиусы) r_1 и r_2 находятся из геометрических соотношений:

$$r_1 = \sqrt{x^2 + (z-d)^2} \quad \text{и} \quad r_2 = \sqrt{x^2 + (z+d)^2}. \quad (9)$$

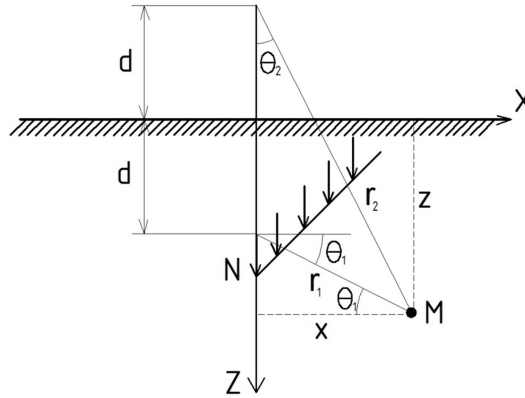


Рис. 1. Расчетная схема к решению Е. Мелана и М.И. Горбунова-Посадова

По аналогии с решением Митчела, полученного на основании задачи Фламана, попробуем получить значения напряжений и деформаций в произвольной точке полупространства от действия нагрузки, распределенной по полосе шириной b , приложенной внутри основания на глубине d , используя решение Е. Мелана и М.И. Горбунова-Посадова. Для этого представим распределенную нагрузку в виде суммы элементарных линейных нагрузок $pd\zeta$ и заменим координату x на $(x - \zeta)$ (рис. 2).

Теперь значения радиусов найдем из следующих выражений:

$$r_1 = \sqrt{(x - \zeta)^2 + (z - d)^2} \quad \text{и} \quad r_2 = \sqrt{(x - \zeta)^2 + (z + d)^2}, \quad (10)$$

и для напряжений от каждой элементарной нагрузки получим формулы:

$$\sigma_{zi} = \frac{pd}{\pi} \left\{ \frac{m+1}{2m} \left[\frac{(z-d)^3}{[(x-\zeta)^2 + (z-d)^2]^2} + \frac{(z+d)[(z+d)^2 + 2zd]}{[(x-\zeta)^2 + (z+d)^2]^2} - \frac{8dz(z+d)(x-\zeta)^2}{[(x-\zeta)^2 + (z+d)^2]^3} \right] + \frac{m-1}{4m} \left[\frac{z-d}{(x-\zeta)^2 + (z-d)^2} + \frac{3z+d}{(x-\zeta)^2 + (z+d)^2} - \frac{4z(x-\zeta)^2}{[(x-\zeta)^2 + (z+d)^2]^2} \right] \right\}, \quad (11)$$

$\sigma_{xi} =$

$$\frac{pd\zeta}{\pi} \left\{ \frac{m+1}{2m} \left[\frac{(z-d)(x-\zeta)^2}{[(x-\zeta)^2 + (z-d)^2]^2} + \frac{(z+d)[(x-\zeta)^2 + 2d^2] - 2d(x-\zeta)^2}{(x-\zeta)^2 + (z-d)^2} + \frac{8dz(d+z)(x-\zeta)^2}{[(x-\zeta)^2 + (z+d)^2]^3} \right] + \frac{m-1}{4m} \left[-\frac{z-d}{(x-\zeta)^2 + (z-d)^2} + \frac{z+3d}{(x-\zeta)^2 + (z+d)^2} + \frac{4z(x-\zeta)^2}{[(x-\zeta)^2 + (z+d)^2]^2} \right] \right\} \quad (12)$$

$$\tau_{xzi} = \frac{pd\zeta(x-\zeta)}{\pi} \left\{ \frac{m+1}{2m} \left[\frac{(z-d)^2}{[(x-\zeta)^2 + (z-d)^2]^2} + \frac{z^2 - 2dz - d^2}{[(x-\zeta)^2 + (z+d)^2]^2} + \frac{8dz(d+z)^2}{[(x-\zeta)^2 + (z+d)^2]^3} \right] + \frac{m-1}{4m} \left[\frac{1}{(x-\zeta)^2 + (z-d)^2} - \frac{1}{(x-\zeta)^2 + (z+d)^2} + \frac{4z(d+z)}{[(x-\zeta)^2 + (z+d)^2]^2} \right] \right\}. \quad (13)$$

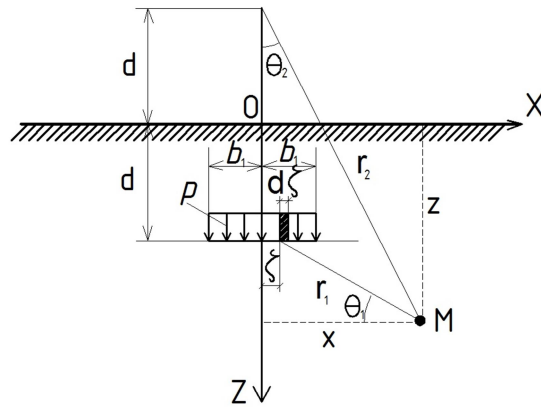


Рис. 2. Расчетная схема к решению задачи о заглубленной полосовой нагрузке

Для того чтобы получить значения всех напряжений для равномерной полосовой нагрузки, приложенной на глубине d , необходимо проинтегрировать полученные формулы по $d\zeta$ в пределах ширины полосы. Интегрирование полученных выражений дает значения в комплексных числах. Однако при современном развитии вычислительной техники можно обойтись без интегрирования, заменив его простым суммированием напряжений от элементарных сил на как угодно малых полосках $d\zeta$.

В качестве проверки этого предположения и определения количества полосок $d\zeta$ для обеспечения необходимой точности были проделаны расчеты напряжения σ_z по формуле Митчела, по формуле Фламана суммированием напряжений от элементарных сил на полосках $d\zeta$ и по формуле Мелана также суммированием напряжений от элементарных сил при $d = 0$. Результаты решения для полосы шириной 1 м, загруженной равномерной нагрузкой 100 кПа, показали, что достаточно разбиения на $1 \cdot 10^4$ полосок, чтобы получить сходимость с аналитическим решением до 10 и более знаков после запятой.

Расчеты проводились с помощью специально разработанной программы для численного интегрирования решения Е. Мелана и М.И. Горбунова-Посадова. Программа написана на современном языке программирования Java. В программе реализован графический интерфейс ввода входных параметров. Для расчета напряжения обязательными входными параметрами являются: глубина заложения загруженной полосы d , ширина подошвы (ширина загруженной полосы) b . Результаты (значения напряжений σ_z и σ_x) выводятся на консоль в виде списка. В своей реализации программа опирается на методы объектно-ориентированного программирования.

Численным интегрированием на основе решения Е. Мелана были получены значения напряжений σ_z и σ_x . Эпюры напряжений в зависимости от координаты z для полосы шириной 1 м, заглубленной на $d = 1$ м, нагруженной равномерной нагрузкой интенсивностью 100 кПа, представлены на рис.3 и 4. Коэффициент Пуассона принят равным 0,3.

Полученное решение позволяет определять напряжения в любой точке полупространства, в том числе за пределами площади загрузки. Таким образом, появляется возможность рассчитывать дополнительные напряжения под подошвой существующих фундаментов от возведенных вблизи от них фундаментов новых зданий, даже если эти фундаменты имеют гораздо большую глубину заложения, чем существующие. Получив значения дополнительных напряжений, можно рассчитать и величину дополнительной осадки от влияния нового фундамента. Так как взятые за основу уравнения Е. Мелана и М. И. Горбунова-Посадова учитывают коэффициент поперечной деформации, значения напряжений, полу-

ченые с помощью предложенного решения, более корректно сравнивать с результатами численных расчетов методом конечных элементов.

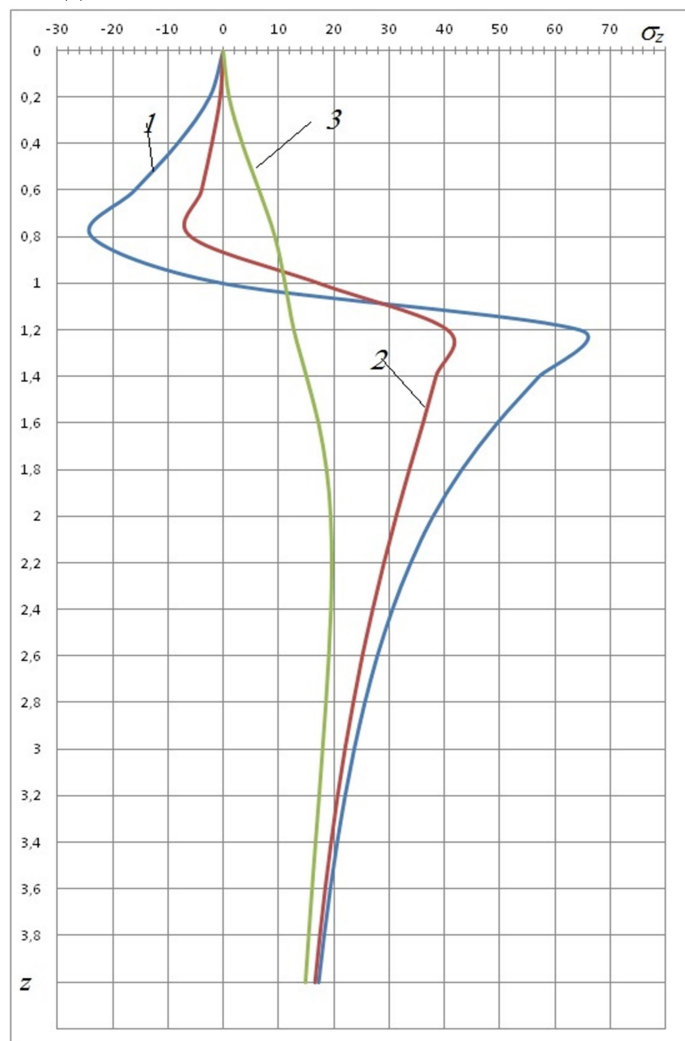


Рис. 3. Эпюры напряжения σ_z в зависимости от координаты z :
1 – по оси полосы ($x=0$); 2 – по краю полосы ($x=b/2$); 3 – за пределами полосы ($x=b$)

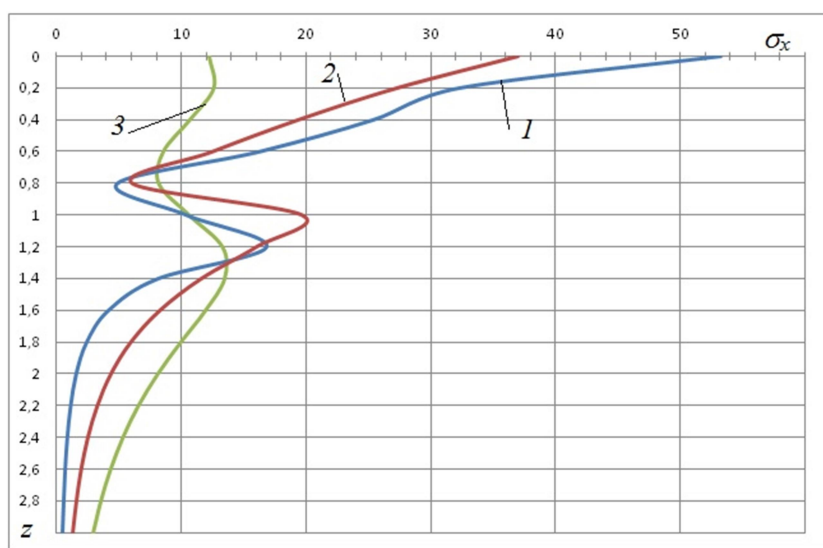


Рис. 4. Эпюры напряжения σ_x в зависимости от координаты z :
1 – по оси полосы ($x=0$); 2 – по краю полосы ($x=b/2$); 3 – за пределами полосы ($x=b$)

2. Сравнение результатов предложенного решения с результатами решения Митчела и численного решения МКЭ

Для сравнения результатов предложенного решения с существующими методами определения напряжений от полосовой нагрузки был проведен расчет напряжений σ_z от действия полосовой нагрузки интенсивностью $P = 100$ кПа, расположенной внутри массива на глубине 1 м, в точках, находящихся на оси полосы ($x = 0$), по ее краю ($x = 0,5b$) и за пределами полосы на расстоянии $x = b$ от оси полосы ($x = 1,5b$). Здесь $b = 1$ м – ширина нагруженной полосы.

Аналитический расчет для осевых точек производился по формуле (1), а для краевых – по формуле

$$\sigma_{zp} = 0,5\alpha \cdot p. \quad (14)$$

Напряжения за пределами нагруженной полосы определялись с использованием метода угловых точек.

Так как данные формулы рассматривают нагрузку, расположенную на поверхности полупространства, определить с их помощью напряжения в точках, лежащих выше предполагаемой глубины расположения нагрузки, не представляется возможным. Таким образом, определялись только напряжения в точках ниже глубины 1 м. Собственный вес грунта не учитывался, напряжения определялись только непосредственно от нагрузки интенсивностью $P = 100$ кПа. Для расчета использовались значения коэффициента α , полученные из таблиц [3].

Численный расчет производился методом конечных элементов в программе MIDAS GTS. В качестве основания принят песок средней крупности средней плотности со следующими механическими характеристиками:

- модуль деформации $E_0 = 42$ МПа;
- коэффициент Пуассона $\nu = 0,3$;
- коэффициент бокового давления $K_0 = 0,43$;
- удельное сцепление грунта $C = 2$ кПа;
- угол внутреннего трения грунта $\varphi = 38^\circ$.

Напряжения от собственного веса грунта не учитывались.

Расчет производился в плоской постановке. Использовались треугольные конечные элементы размером 0,25 м. Размер расчетной области принимался $5b$ по горизонтали по правую и левую сторону от нагрузки и $10b$ по вертикали от подошвы нагрузки. Нагрузка рассматривалась как абсолютно гибкая. Для сравнения с аналитическими решениями осуществлен линейно-упругий расчет НДС массива грунта.

Сравнение численных значений напряжений σ_z , полученных в результате предложенного аналитического расчета, с результатами решения по формулам Митчела и численного решения МКЭ по линейной упругой модели представлено в таблице. Отсчет глубины z производится от поверхности грунта. Таким образом, точкам на уровне приложения нагрузки соответствует координата $z = 1$ м. Сравнение показывает хорошую сходимость значений напряжений, полученных предложенным методом, с численным решением по упругой модели и худшую – для обоих решений с аналитическим решением Митчела. Однако в точках, непосредственно примыкающих к приложенной нагрузке, расхождение результатов увеличивается. Нужно отметить, что предложенный аналитический расчет не позволяет получить точные значения напряжений на уровне приложения нагрузки и вблизи от него так же, как и метод конечных элементов.

Таблица

Сравнение результатов расчета напряжений σ_z от действия полосовой нагрузки с использованием предложенного решения, решения по формулам Митчела и численного решения МКЭ

Глубина z , м	$x = 0$			$x = 0,5b$			$x = b$		
	предложенное решение	численное решение МКЭ	по фор- мулам Митчела	предложенное решение	численное решение МКЭ	по фор- мулам Митчела	предложенное решение	численное решение МКЭ	по фор- мулам Митчела
0	0	-0,8321	-	0	-0,3564	-	0	-0,3826	-
0,2	-2,463	-3,2591	-	-0,58	-0,9406	-	1,057	1,2076	-
0,4	-8,316	-8,0952	-	-2,031	-2,3300	-	3,464	3,2121	-
0,6	-16,029	-14,3806	-	-3,887	-4,0576	-	6,523	5,6107	-
0,8	-23,78	-14,7553	-	-5,789	-2,3266	-	9,405	8,4495	-
1,0	20,323	4,5409	100	17,383	9,9900	50	11,212	11,8416	0
1,2	64,533	48,6393	97,7	40,506	35,8943	-	12,82	13,3233	-
1,4	57,039	55,5448	88,1	38,41	37,7007	48,85	15,119	16,3834	-
1,6	49,485	48,8197	75,5	36,084	34,7894	-	17,288	18,1214	11,1
1,8	43,084	41,8582	64,2	33,651	34,0490	44,05	18,75	18,5356	-
2,0	37,952	37,8857	55,0	31,263	29,8769	-	19,498	20,5236	-
2,2	33,857	33,4578	47,7	29,019	29,0527	37,75	19,704	19,3017	20,2
2,4	30,549	30,4391	42,0	26,968	26,7418	-	19,545	19,5585	-
2,6	27,834	27,8380	37,4	25,121	24,8353	32,1	19,153	19,2440	-
2,8	25,568	25,4196	33,7	23,469	23,5946	-	18,624	18,2451	20,9
3,0	25,568	23,7053	30,6	21,993	21,6511	27,5	18,021	18,3860	-
3,2	22,004	21,9614	28,0	20,674	20,7529	-	17,386	17,1600	-
3,4	20,576	20,6100	25,8	19,493	19,4792	23,85	16,744	16,7625	19,2
3,6	19,325	19,3842	23,9	18,43	18,4062	-	16,113	16,1922	-
3,8	18,219	18,2336	22,3	17,472	17,5846	21,0	15,502	15,3724	-
4,0	17,235	17,3233	20,8	16,604	16,5404	-	14,916	15,1508	17,1

3. Исследование развития дополнительных осадок за пределами загруженной площади предложенным аналитическим методом

С помощью разработанной программы проведено численное исследование развития дополнительных напряжений и осадок за пределами загруженной площади. Рассмотрены два рядом расположенных ленточных фундамента, один из которых (фундамент 1) считается существующим, воспринимающим влияние соседнего фундамента, а другой (фундамент 2) - влияющим. Ширина воспринимающего фундамента принята постоянной и равной $b_1 = 1$ м, глубина заложения $d_1 = 0$. Влияющий фундамент имеет переменную ширину $b = 1, 2$ и 5 м и переменную глубину заложения $d = 0, 1, 2$ и 3 м. Расстояние между краями фундаментов изменялось в пределах $l = 1, 2, 4, 6$ м. Давление под подошвой влияющего фундамента принималось $P = 100, 200$ и 300 кПа. Определялась дополнительная осадка воспринимающего фундамента и рассматривалось влияние на нее ширины, глубины заложения, давления второго фундамента и расстояния между фундаментами. Глубина заложения для воспринимающего фундамента принята нулевой, так как исследовалось влияние разницы в заглублениях фундаментов. Так же и давление под подошвой воспринимающего фундамента принято равным нулю, так как исследовалась не полная осадка, а только дополнительная от влияния соседнего фундамента. Жесткость фундаментов не учитывалась.

В качестве основания принят песок средней крупности, средней плотности с характеристиками: $\gamma = 16,8$ кН/м³; $E = 42$ МПа; $\nu = 0,3$.

Расчетная схема фундаментов представлена на рис. 5.

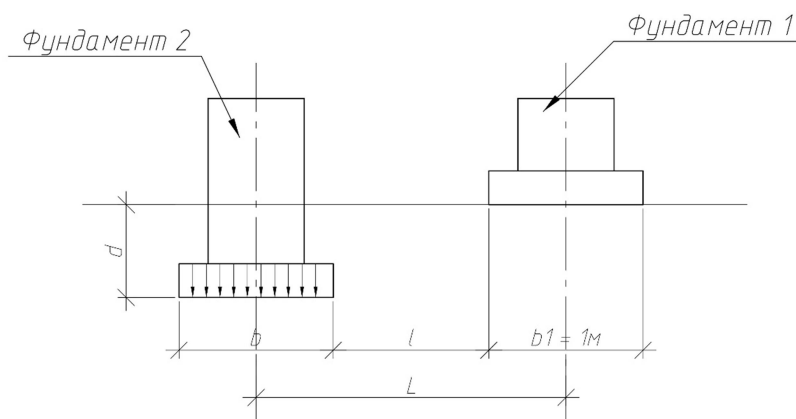


Рис. 5. Расчетная схема взаимно влияющих фундаментов

Исследовано влияние ширины влияющего фундамента на величину дополнительной осадки первого фундамента (рис. 6). Как видно из графиков, зависимость дополнительной осадки от относительной ширины влияющего фундамента имеет нелинейный характер и увеличивается с увеличением ширины влияющего фундамента.

Для оценки этого влияния при различном заглублении второго фундамента относительно первого d/b_1 и относительном удалении влияющего фундамента l/b_1 было рассчитано отношение дополнительной осадки при относительной ширине влияющего фундамента $b/b_1 = 5$ ($S_{\text{доп } 5}$) и $b/b_1 = 1$ ($S_{\text{доп } 1}$). Расчеты показали, что увеличение дополнительной осадки с увеличением ширины влияющего фундамента не зависит от давления под его подошвой. Относительная ширина влияющего фундамента сказывается тем больше, чем больше расстояние между фундаментами и чем больше относительная разность их заглублений. Причем, влияние это изменяется не линейно (рис. 7). При малом расстоянии между фундаментами ($l/b_1 = 1 - 2$) при увеличении относительного заглубления увеличение осадки становится меньше, а при увеличении до $d/b_1 = 3$ - возрастает. При большем расстоянии ($l/b_1 = 4$) увели-

чение относительного заглубления меньше сказывается на изменении увеличения осадки, хотя само это увеличение больше.

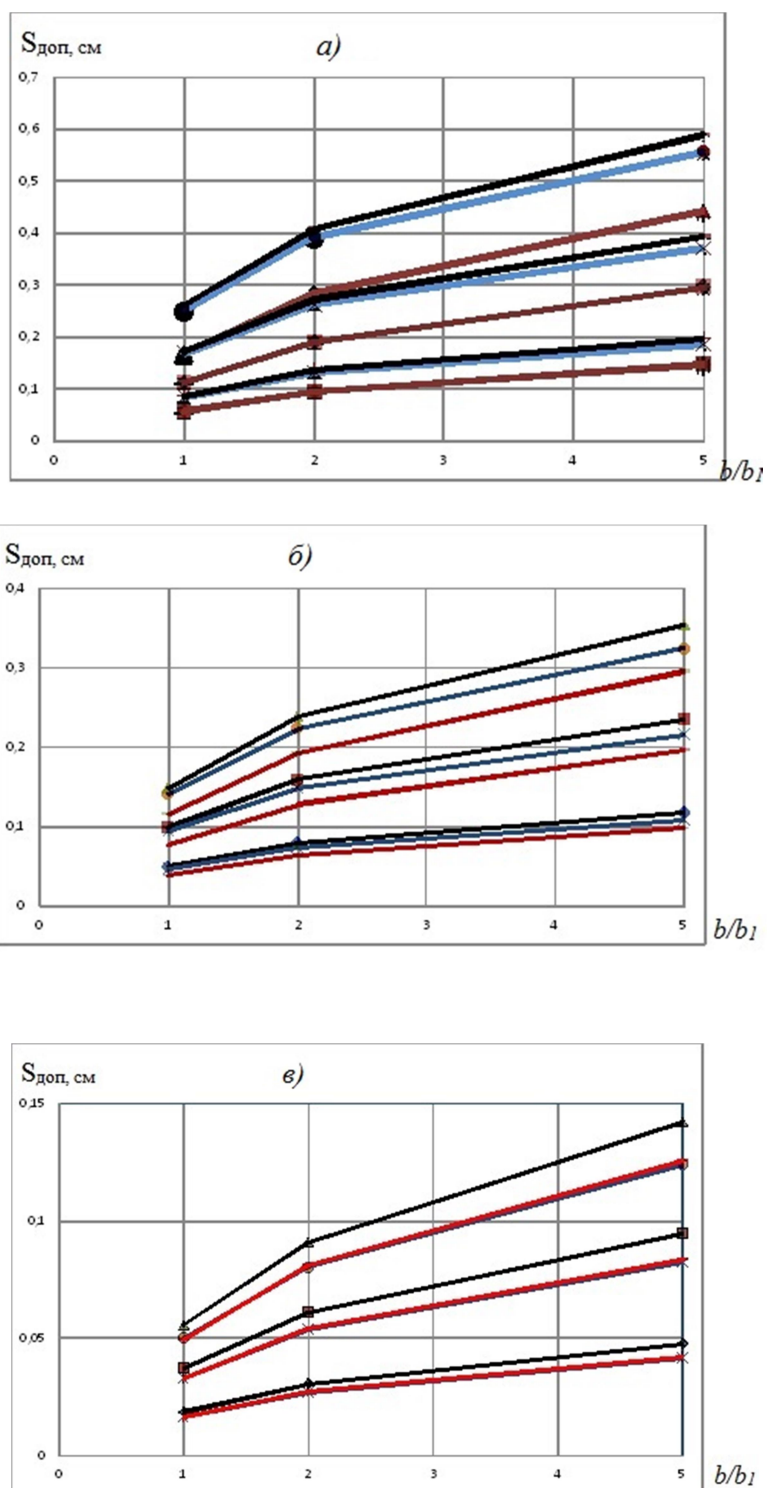


Рис. 6. Зависимость дополнительной осадки фундамента от относительной ширины влияющего фундамента:
 а – при относительном удалении влияющего фундамента $l/b_1 = 1$;
 б – то же при $l/b_1 = 2$; в – то же при $l/b_1 = 4$;
 — $d = 0$; — $d = 1$; — $d = 3$

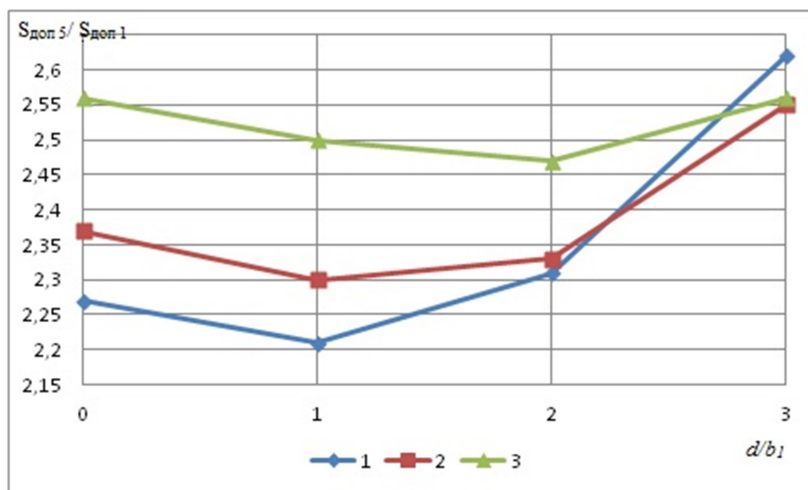


Рис. 7. Зависимость относительного увеличения дополнительной осадки при увеличении ширины влияющего фундамента от относительного заглубления d и относительного удаления l/b_1 влияющего фундамента:
 1 – $l/b_1 = 1$; 2 – $l/b_1 = 2$; 3 – $l/b_1 = 4$

Исследование показало, что дополнительная осадка воспринимающего фундамента сильно зависит от расстояния между фундаментами (рис. 8). Независимо от относительного заглубления d/b_1 влияющего фундамента, его ширины и давления под подошвой дополнительная осадка уменьшается при удалении влияющего фундамента и при относительном удалении $l/b_1 = 6$ практически становится равной нулю. Это говорит о том, что при удалении соседнего фундамента более чем на $6b_1$ влияние его можно не учитывать.

Относительное заглубление влияющего фундамента также сказывается на величине дополнительной осадки (рис. 9).

Наибольшая дополнительная осадка возникает при одинаковом заглублении влияющего и воспринимающего фундамента. При увеличении глубины заложения влияющего фундамента по сравнению с воспринимающим дополнительная осадка снижается. Это снижение наиболее заметно, когда фундаменты ближе расположены друг к другу ($l/b_1 = 1$) и когда их размеры одинаковы ($b/b_1 = 1$). При большем удалении и при увеличении ширины влияющего фундамента влияние глубины его заложения снижается и при удалении $l/b_1 = 6$ практически перестает сказываться. Давление под подошвой влияющего фундамента не влияет на величину относительного снижения дополнительной осадки. Большее значение имеет размер подошвы и расстояние между фундаментами.

Выводы

Влияние полосовой нагрузки, приложенной внутри основания на различной глубине, ощущается во всех точках полупространства, в том числе лежащих выше загруженной полосы.

В результате появления напряжений в точках полупространства возникают дополнительные деформации. Если рядом с загруженной полосой (ленточным фундаментом) находится соседний фундамент, то он получает дополнительные осадки.

Дополнительная осадка соседнего фундамента нелинейно зависит от относительной ширины влияющего фундамента и увеличивается с ее увеличением. Увеличение дополнительной осадки с увеличением ширины влияющего фундамента не зависит от давления под его подошвой. Относительная дополнительная осадка воспринимающего фундамента увеличивается при увеличении ширины влияющего фундамента тем больше, чем больше расстояние между фундаментами и чем больше относительная разность их заглублений.

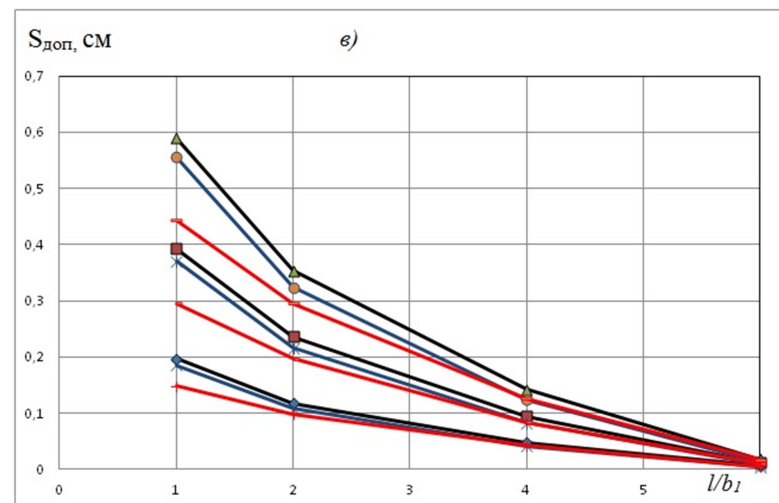
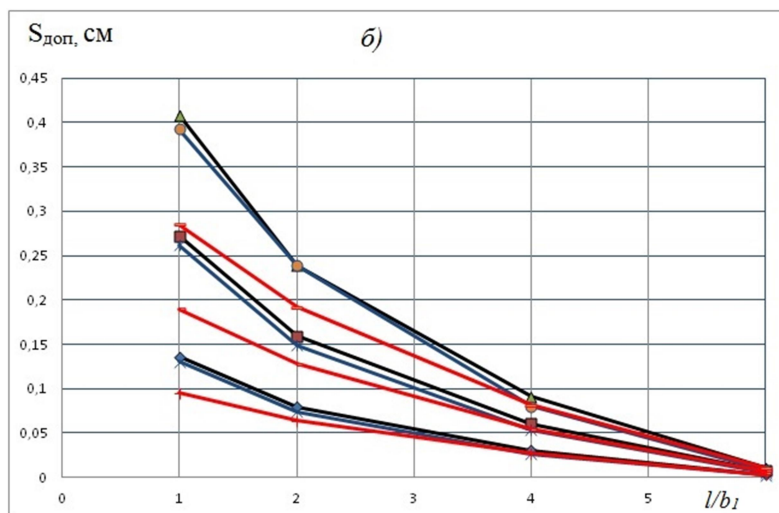
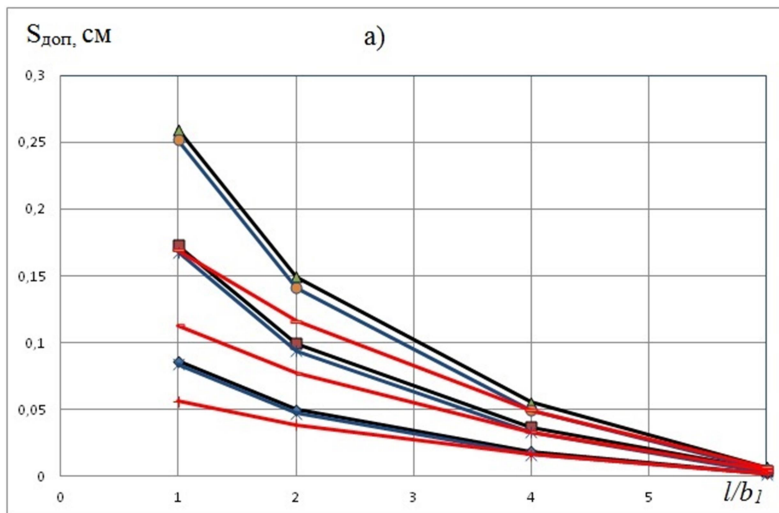


Рис. 8. Зависимость дополнительной осадки фундамента от расстояния между фундаментами:
 а – при относительной ширине влияющего фундамента $b/b_1 = 1$;
 б – то же при $b/b_1 = 2$; в – то же при $b/b_1 = 5$;
 — $d = 0$; — $d/b_1 = 1$; — $d/b_1 = 3$

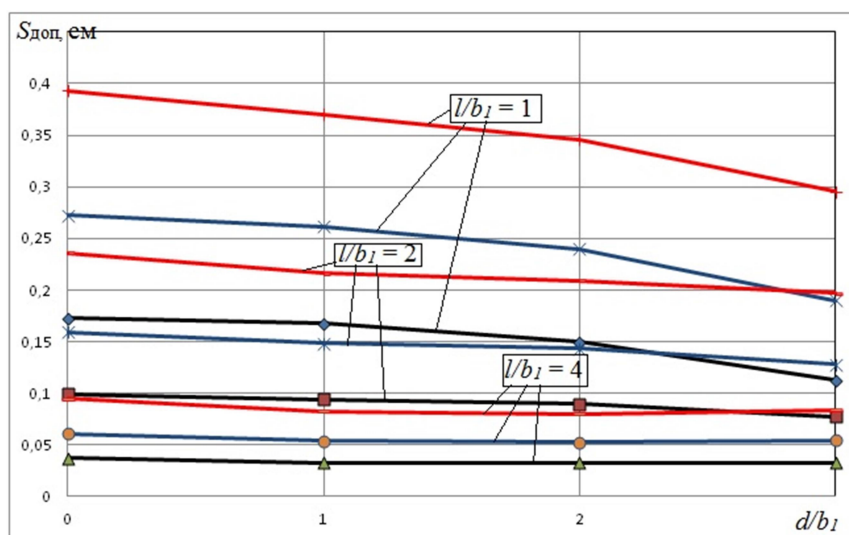


Рис. 9. Зависимость дополнительной осадки фундамента от относительной разницы в заглублении влияющего фундамента при $P = 200$ кПа:
 — $b/b_1 = 1$; — $b/b_1 = 2$; — $b/b_1 = 5$

Дополнительная осадка воспринимающего фундамента уменьшается при удалении влияющего фундамента и независимо от относительного заглубления d/b_1 влияющего фундамента, его ширины и давления под подошвой при относительном удалении $l/b_1 = 6$ практически становится равной нулю. Это говорит о том, что при удалении соседнего фундамента более чем на $6b_1$ влияние его можно не учитывать.

Наибольшая дополнительная осадка возникает при одинаковом заглублении влияющего и воспринимающего фундамента. При увеличении глубины заложения влияющего фундамента по сравнению с воспринимающим дополнительная осадка снижается. Снижение наиболее заметно, когда фундаменты ближе расположены друг к другу ($l/b_1 = 1$) и когда их размеры одинаковы ($b/b_1 = 1$). При большем удалении и при увеличении ширины влияющего фундамента влияние глубины его заложения снижается и при удалении $l/b_1 = 6$ практически перестает сказываться.

Библиографический список

1. Улицкий, В.М. Геотехническое сопровождение реконструкции городов / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин. – М.: АСВ, 1999.
2. Леденев, В.В. Распределительная способность грунтов и взаимное влияние подземных конструкций / В.В. Леденев, З.Х. Нгуен, Тью Тхи Хоанг Ань // Строительная механика и конструкции: – Воронеж, 2013. – Вып. №1(6). – С. 58-65.
3. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83* . – М., 2011.
4. Шапиро, Д.М. Расчетные модели оснований откосных сооружений и армогрунтовых подпорных стенок / Д.М. Шапиро, А.А. Тарасов // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2014. - №4. – С. 13-18.
5. Флорин, В.А. Основы механики грунтов / В.А. Флорин. – М.-Л., 1959.
6. Цытович, Н.А. Механика грунтов / Н.А. Цытович. – М., 1963.

7. Шапиро, Д.М. Теория и расчетные модели оснований и объектов геотехники /Д.М. Шапиро – Воронеж, 2012.
8. Одинг, Б.С. Применение решения Р. Миндлина для определения напряжений вокруг сваи /Б.С. Одинг, Р.С. Шеляпин //Теория сооружений и конструкций: сб. тр. №10. - Воронеж: изд-во ВГУ, 1964. – Вып. 1– С. 134 - 153.
9. Верюжский, В.В. Исследование метода потенциала в расчетах жестких фундаментов / В.В. Верюжский, С.В. Иконин, В.В. Савицкий //Основания и фундаменты: Республиканский межведом.научн.-техн. сб. - Вып. 15. – Киев, Будивельник, 1982. – С. 21-25.

Reference

1. Ulitsky, V.M. Geotechnical maintenance of cities renewal/ V.M. Ulitsky, A.G. Shashkin. – М.: ASV, 1999.
2. Ledenev, V.V. Distribution soil capacity and mutual influence of underground structures / V.V. Ledenev, Z.H. Nguen, Tue Thi Hoang Ang // Construction Mechanics:– Voronezh, 2013. –Issue. №1(6). – P. 58-65.
3. Set of rules 22.13330.2011. Building and Structure foundations. Updated wording Building of Building Norms and Regulations 2.02.01-83* . – М., 2011.
4. Shapiro, D.M. Design models of revetment walls foundations /D.M. Shapiro, A.A. Tarasov //Bases, Foundations and Soil Mechanics. - 2014. - №4. – P. 13-18.
5. Florin, V.A. Basis of Soil Mechanics /V.A. Florin. – М.-L., 1959.
6. Tzytovich, N.A. Soil Mechanics /N.A. Tzytovich. – М., 1963.
7. Shapiro, D.M. Theory and design models of foundations and geotechnics objects /D.M. Shapiro – Voronezh, 2012.
8. Oding, B.S. Application of R. Midlin solution for determination of stress around pile /B.S. Oding, R.S. Shelyapin // Building and structure theory: collection of papers №10. - Voronezh: Pub. Of VGU, 1964. – Issue. 1– P. 134 - 153.
Veryuzhsky, V.V. Research of method of potentials in design of rigid foundation / V.V. Veryuzhsky, S.V. Ikonin, V.V. Savitsky //Bases and foundations: Republic interdepartmental scientific collection. - Kiev, 1982. - Issue -15. – P. 21-25.-----

Ключевые слова: аналитическое решение, полосовая нагрузка, взаимное влияние, дополнительные напряжения.

Keywords: analytical solution, distributed loads, interference influence, additional stress.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ И НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ И МАТЕРИАЛОВ

УДК 624.012.35:624.046.5
Воронежский государственный архитектурно-
строительный университет
Канд. техн. наук, доц. кафедры строительных
конструкций, оснований и фундаментов
им. проф. Ю. М. Борисова (СКОиФ)
Ю. Ф. Рогатнев
Аспирант кафедры СКОиФ
М. М. Джавид
Россия, г. Воронеж, тел.: +7-960-127-16-34
e-mail: jvd_mm@yahoo.com

*The Voronezh State University of Architec-
ture and Civil Engineering*
Ph. D. of Tech. Sc. , Assoc. prof. of Dept. of
*Constructional Structures, Bases and Foun-
dations named after prof. Yu. M. Borisov, Yu.*
F. Rogatneov
Postgraduate of Dept. of Constructional
Structures, Bases and Foundations named
after prof. Yu. M. Borisov
M.M. Javid
Russia, Voronezh, tel: +7-960-127-16-34
e-mail: jvd_mm@yahoo.com

Ю. Ф. Рогатнев, М. М. Джавид

СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ОПЫТНЫХ ЗНАЧЕНИЙ ДЕФОРМАТИВНЫХ И ПРОЧНОСТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК АРМАТУРЫ КЛАССОВ А400, А500С И А600

Проводится анализ экспериментальных исследований деформативных и прочностных характеристик арматурной стали классов А400, А500С и А600. Определяются процентные отличия значений прочностных характеристик испытанных образцов от значений, гарантированных сертификатом качества. Дается рекомендация по применению в железобетонных конструкциях наиболее эффективного класса арматуры.

Yu.F. Rogatneov, M.M. Javid

COMPARATIVE RESEARCH OF OBSERVATION OF DEFORMATION AND STRENGTH PERFORMANCES VALUES OF A400, A500C AND A600 CLASS REIN- FORCEMENT

The analysis of experimental researches of deformation and strength performances of class A400, A500C and A600 reinforced steel is carried out. The percentage difference between the strength performance value of the samples under test and the value guaranteed by the quality certificate is determined. There are given the guidelines for the application of reinforced concrete structures of the most effective reinforcement class.

Введение. Арматура железобетонных конструкций является непрерывно прогрессирующим материалом как по объему производства и применения, так и по показателям качества. Ежегодно во всем мире производится и применяется более 80 млн т разных видов арматурной стали.

В настоящее время в Российской Федерации широко применяют три класса арматуры периодического профиля: А400, А500 и А600. До последнего времени в России основным видом арматуры для железобетонных конструкций была арматура класса А400 (А-III) из стали марок 35ГС и 25Г2С. Недостатком этой арматуры является повышенная хрупкость сварных соединений, особенно у арматуры из стали марки 35ГС.

© Рогатнев Ю.Ф., Джавид М.М., 2014

НИИЖБ совместно с Западно-Сибирским металлургическим комбинатом и Белорусским металлургическим заводом в 1993 г. начал работы по освоению производства и применению полностью свариваемой арматуры А500С в железобетонных конструкциях. Преимущество арматуры А500С по сравнению с арматурой А400, по данным А. Е. Семечкина [1], заключается в том, что она не имеет ограничений по свариваемости и обладает высоким пределом текучести при растяжении.

Новым трендом стало возобновление и производство ненапрягаемой арматуры класса А600, которая за счет большей прочности призвана снизить себестоимость армирования [2]. В то же время арматура А600 марки 80С согласно ГОСТ 5781-82 [33] несвариваемая и может применяться только в вязаных каркасах.

В работе [3] проведено исследование еще одного вида арматуры – так называемой «холоднодеформированной арматуры класса В500С» диаметром 4-12 мм, не сильно отличающейся от арматуры класса А500С. По утверждению С.А. Мадатяна, данный класс арматуры является новым, и поскольку материала по ее производству и применению еще не достаточно, то целесообразно продемонстрировать технические преимущества В500С по сравнению с горячекатаной и термомеханически упрочненной арматурной сталью.

Программа эксперимента

Для испытаний арматуры на растяжение было подготовлено 9 партий стержней арматуры классов А400, А500С и А600 диаметрами 12, 14 и 16 мм. В каждой партии имелось по три стержня одинакового диаметра. Характеристики арматуры по сертификатам качества заводов производителей представлены в табл. 1.

Таблица 1

Характеристики арматурных сталей по сертификатам качества производителей

№ п/п	Характеристики стали			Химический состав, %				Механические свойства		
	Класс арматуры	Марка стали	Диаметр арматуры, мм	С	Mn	Si	Cu	Предел текучести σ_T , МПа	Временное сопротивление σ_B , МПа	Относ. удл. δ , %
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	А400	35ГС	12	0,35	1,09	0,38	0,21	430	668	23
2		35ГС	14	0,36	1,08	0,38	0,22	427	667	22
3		25Г2С	16	0,26	1,26	0,69	0,22	453	660	27
4	А500С		12	0,20	0,57	0,19	0,24	601	691	20
5			14	0,20	0,60	0,18	0,23	603	693	23
6			16	0,22	0,65	0,21	0,24	550	653	18
7	А600	80С	12	0,72	0,92	0,26	0,008	653	1080	10
8			14	0,71	0,92	0,30	0,003	670	984	8
9			16	0,66	0,88	0,31	0,005	670	990	13

Испытания арматуры на растяжение проводились в соответствии с требованиями ГОСТ 1200-81 [5] на универсальном прессе INSTRON–1500 (рис. 1). Деформации арматуры определялись экстензометром с базой измерения 200 мм.

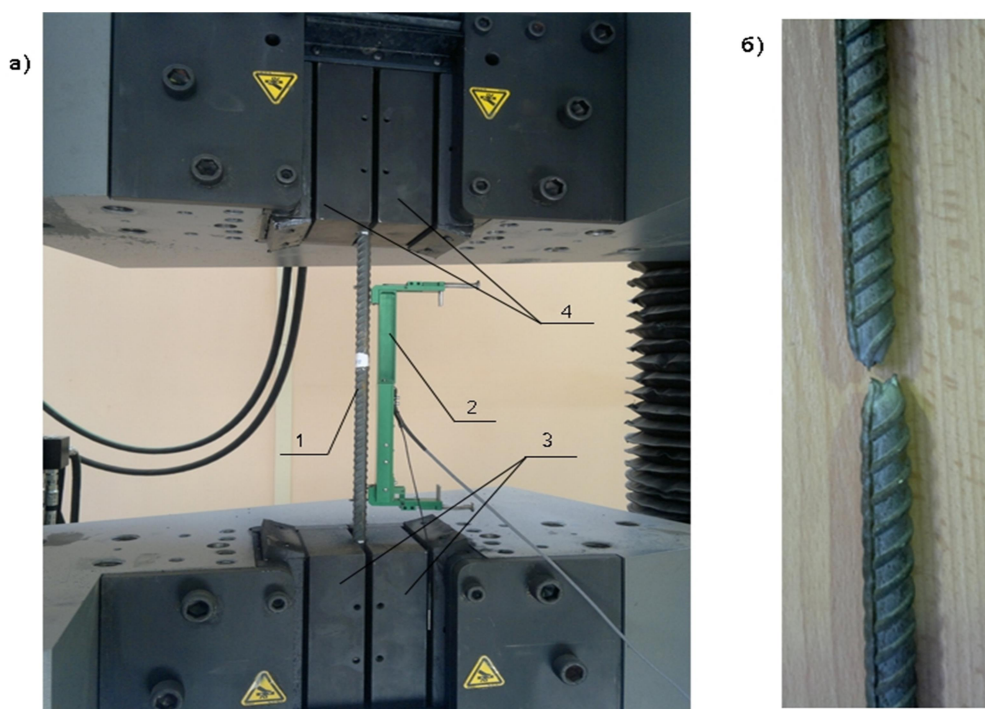


Рис. 1. Испытание арматуры на растяжение:
 а) вид арматуры перед испытанием; б) вид арматуры после испытания;
 1 – арматура; 2 – экстензометр; 3 и 4 – нижние и верхние губки испытательного пресса соответственно

Анализ результатов испытаний

Результаты испытаний арматуры представлены в табл. 2. Экспериментальные диаграммы зависимости «напряжение – относительные деформации» представлены на рис. 2-4.

Таблица 2

Прочностные и деформативные характеристики арматуры по результатам испытаний

Класс арматуры	Диаметр арматуры, мм	Площадь арматуры A_s , мм ²	Предел текучести $\sigma_T(\sigma_{0,2})$, МПа			Предел текучести с обеспеченностью 0,95, $\bar{\sigma}_T^{0,95}(\bar{\sigma}_{0,2}^{0,95})$, МПа	Временное сопротивление σ_b , МПа	Модуль упругости $E_s \cdot 10^{-5}$, МПа	Относительная деформация в начале площадки текучести ε_s , %
			Образец № 1	Образец № 2	Образец № 3				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
A400	12	113	494	497	499	493	752	2,01	0,24
	14	154	445	487	488	433	703	2,06	0,23
	16	202	451	443	444	439	658	2,10	0,26
A500C	12	112	693	689	694	688	770	2,00	0,35
	14	154	640	634	643	631	742	2,08	0,33
	16	201	593	592	599	588	702	2,05	0,32
A600	12	113	626	623	627	622	1016	2,01	0,30
	14	152	574	577	576	573	975	2,07	0,28
	16	203	577	593	590	573	994	1,98	0,30

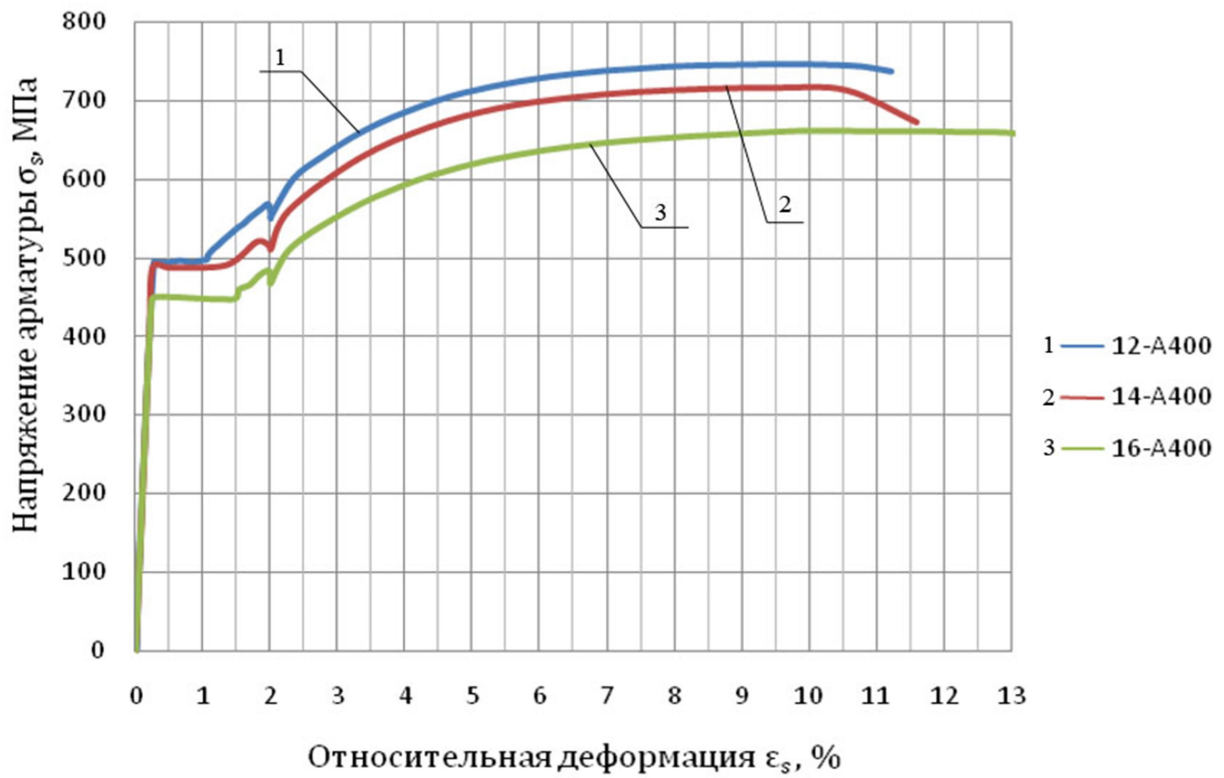


Рис. 2. Диаграммы «напряжение – относительная деформация» арматуры класса А400 при растяжении

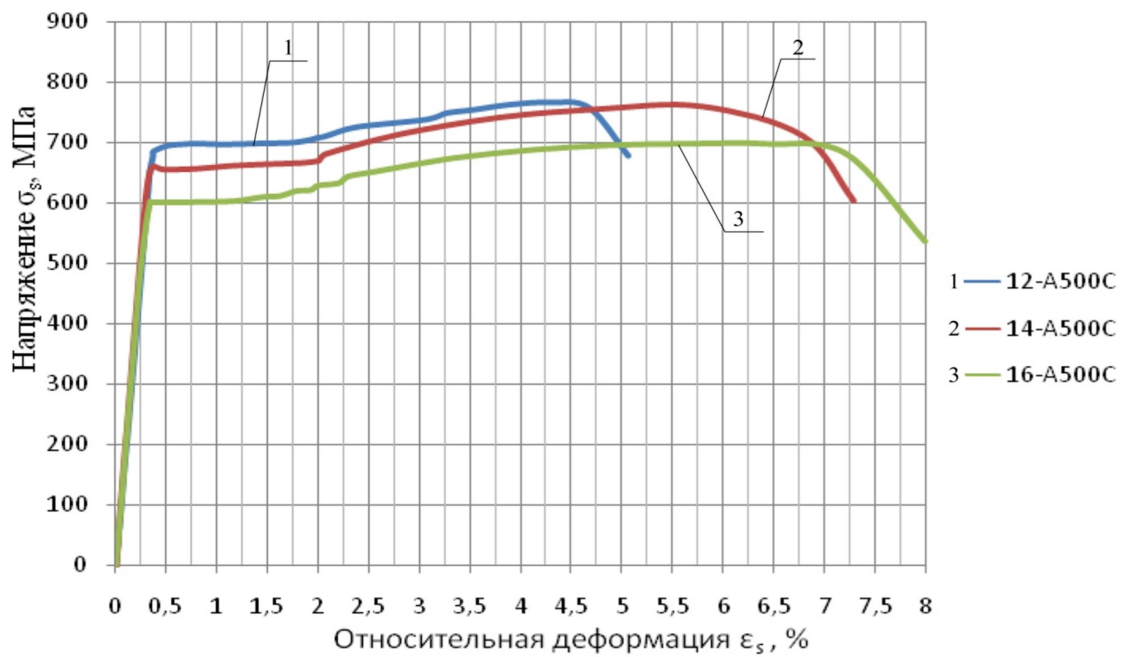


Рис. 3. Диаграммы «напряжение – относительная деформация» арматуры класса А500С при растяжении

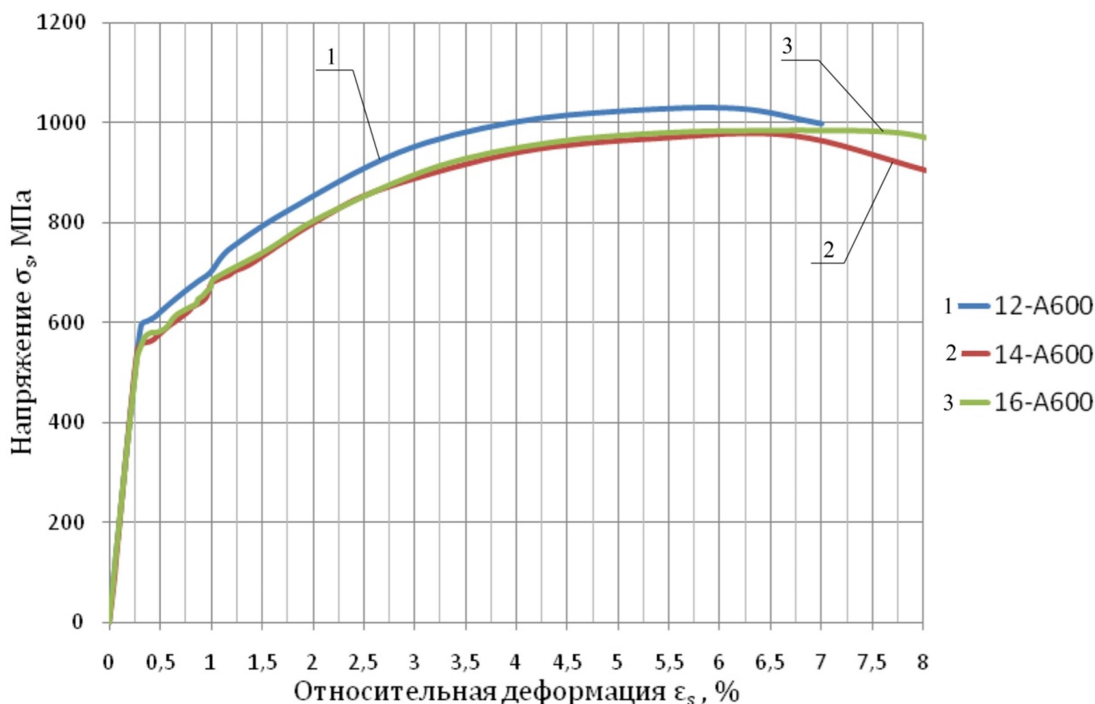


Рис. 4. Диаграммы «напряжение – относительная деформация» арматуры класса А600 при растяжении

Как следует из диаграмм «напряжение – относительные деформации», арматура классов А400 и А500С имеет явно выраженную площадку текучести в отличие от арматуры класса А600. Этот факт свидетельствует об ограниченной области применения арматуры класса А600 в связи с риском хрупкого разрушения под нагрузкой.

Выводы

1. Фактический предел текучести арматуры класса А400 и А500С не ниже предела текучести (σ_T), гарантированного сертификатом качества.
2. Временное сопротивление арматуры класса А600 соответствует временному сопротивлению гарантированного сертификатом качества.
3. По своим физико-механическим характеристикам арматура класса А500С превосходит арматуру класса А600 и может быть рекомендована к применению вместо арматуры класса А600 для ненапрягаемых железобетонных конструкций.

Библиографический список

1. Семечкин, А.Е. Применение арматурной стали А500С в строительстве жилых домов из монолитного железобетона / А.Е. Семечкин, А.С. Семченков, С.А. Мадатян // Бетон и железобетон. – 2002. – №4. – С. 9-12.

2. Лешкевич, О.Н. Ненапрягаемая арматура для железобетона – нормирование и практика [Электронный ресурс] / О.Н.Лешкевич // Строительная газета. – Россия. – 2013. – №45, 46. – режим доступа:
<http://bzs.ru/upload/iblock/689/НенапрягаемаяАрматура.pdf>
3. ГОСТ 5781-82 Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. – М.: Изд-во стандартов, 1982. – 31 с.
4. Мадатян, С. А. Холоднодеформированная арматура класса В500 / С.А.Мадатян // Бетон и железобетон. – 2008. – №8. – С. 15-21.
5. ГОСТ 12004-81 Стальная арматура. Методы испытания на растяжение. – М.: Изд-во стандартов, 1991. – 9 с.
6. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – М., 2012. – 161 с.

Reference

1. Semechkin, A.E. Application of reinforcing steel A500C while building dwelling houses from cast-in-situ reinforced concrete / A.E. Semechkin, A.S. Semchenkov, S.A. Madatyanyan // Concrete and reinforced concrete. – 2002. – №4. – P. 9-12.
2. Leshkevich, O.N. Nontensioned reinforcement for reinforced concrete – valuation and practice [Electronic resource] / O.N.Leshkevich // Building newspaper. – Russia. – 2013. – №45, 46. – access mode:
<http://bzs.ru/upload/iblock/689/НенапрягаемаяАрматура.pdf>
3. State Standard 5781-82 Hot-rolled steel for reinforced concrete structures. – М.: Pub. Of standards, 1982. – 31 p.
4. Madatyanyan, S.A. Cold-shaped reinforcement of B500 class / S.A.Madatyanyan // Concrete and reinforced concrete. – 2008. – №8. – P. 15-21.
5. State Standard 12004-81 Steel reinforcement. Tension test methods. – М.: Pub. Of standards, 1991. – 9 p.
6. Set of rules 63.13330.2012 Concrete and reinforced concrete structures. Main statements. Updated wording of Building norms and regulations 52-01-2003. – М., 2012. – 161 p.

Ключевые слова: прочность и деформативность арматуры, предел текучести, временное сопротивление стальной арматуры.

Keywords: strength and deformability of reinforcement, yield stress, temporary steel reinforcement strength.

Научное издание

**СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА
И КОНСТРУКЦИИ**

Научно-технический журнал

Выпуск №2 (9), 2014

Редакторы Аграновская Н.Н., Акритова Е.В.

Подп. в печать 28.11. 2014. Формат 60x84 1/8. Уч.-изд. л. 12,4. Усл.-печ. л. 12,5.
Бумага писчая. Тираж 200 экз. Заказ № .

Отпечатано: отдел оперативной полиграфии
издательства учебной литературы и учебно-методических пособий
Воронежского ГАСУ
394006 Воронеж, ул. 20-летия Октября, 84