



ISSN 2219-1038

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И КОНСТРУКЦИИ

Научно-технический журнал

Выпуск №1 (10), 2015

Учредитель

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

Издатель

Строительный институт

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

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

Сафронов В.С., Ефрюшин С.В., Габриелян Г.Е.
Я.Б. Львин: выдающийся ученый
и талантливый педагог 5

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И СОПРОТИВЛЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ

Аверин А.Н., Пузаков А.Ю.
Расчет систем с односторонними связями 15

Черняев А.А.
Определение максимального прогиба при поперечном изгибе правильных N-угольных, треугольных и ромбических шарнирно опертых пластинок с использованием отношения конформных радиусов 33

Доманова Ю.А.
Расчетный анализ натуральных измерений резонансных колебаний висячего водовода 37

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Поликутин А.Э., Чыонг Х.З.
Сопоставительные экспериментальные исследования несущей способности двухслойных каутонобетонных и железобетонных балок по наклонным сечениям 48

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Сафронов В.С., Опабола Е.А.

Вероятностная оценка грузоподъемности
эксплуатируемого путепровода

57

Доманов Д.И.

Исследование влияния косины на распределение
усилий в несущих железобетонных балках
разрезного пролетного строения автодорожного
моста

68

Пузаков А.Ю., Ефрюшин С.В.

Численное моделирование динамического
воздействия на путепровод проходящих под ним
железнодорожных составов

75

Шапиро Д.М., Тютин А.П.

Распределение напряжений в приопорных
участках железобетонных предварительно
напряженных балок пролетных строений мостов

88

Гриднев С.Ю., Будковой А.Н.

Влияние длины пролетных строений при оценке
воздействия одиночной подвижной нагрузки
на автодорожные мосты

97

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, 2015

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 CONSTRUCTIONS

Scientific-Technical Journal

Issue №1(10), 2015

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

Shitikova M.V., Dr of .Math Prof.
Shapiro D.M., Dr of Tech Sc.
Orlov A.S., Dr. of Tech Sc.
Sventikov A.A., Dr of .Math Prof
Ivanov Y.V. , PhD, Ass.Prof.
Andreev A.V., PhD Ass.Prof.
Rogatnev Y.F. , PhD Ass.Prof.

CONTENTS

V.S.Safronov, S.V. Efryushin, G.E. Gabrielyan
Ya. B. Lvin is a distinguished scientist and talented ped-
agogue 5

STRUCTURAL MECHANICS AND STRENGTH OF MATERIALS

A.N.Averin, A.Yu. Puzakov
Design of systems with unilateral constraints 15

A.A. Chernyaev
Definition of the maximal deflection at the cross-
bending straightening n-angled and rhombic hinged
supported plates with the application of conformal radi-
us ratio 33

Y.A. Domanova
Desdign analysis of actual measurements of suspension
pipeline resonance vibrations 37

CALCULATION AND DESIGN OF REINFORCEMENT CONCRETE BRIDGES

A.E. Polikutin, H.D. Truong
Comparative experimental studies of load-carrying ca-
pacity of diploblastic cauton-concrete and reinforced
concrete beams according to oblique section 48

CALCULATION AND DESIGN OF BRIDGES AND TRANSPORT STRUCTURES

Board of Trustees

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

V.S. Safronov, E.A. Opabola

Probabilistic assessment of load-bearing capacity
of an exploited viaduct **57**

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

D.I. Domanov

Analysys of skew angle impact on forces distribution
in reinforced concrete supporting beams of swing road
bridge spans **68**

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

A.Yu. Pusakov, S.V. Efrushin

Numerical simulation of dynamic effect on viaduct of
railway vagonages passing under it **75**

D.M. Shapiro, A. Tyutin

Stress distribution in end plots of reinforced pre-
stressed span beams **88**

S.Yu. Gridnev, A.N. Budkovoy

Influence of span length on the assessment of single
moving load impact on road bridges *at* **97**

© Voronezhsky GASU 2015

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: yss22@mail.ru

Deputy of chief editor, PhD of Tech. Sc., associate professor Sergei Vladimirovich Efrushin
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

*Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Д-р техн. наук, проф. кафедры
строительной механики
В.С. Сафронов
Канд. техн. наук, доцент, заведующий кафедрой
строительной механики
С.В. Ефрюшин
Канд. техн. наук, доцент кафедры
строительной механики
Г.Е. Габриелян
Россия, г. Воронеж, тел.: +7(473)271-52-30
e-mail: vss22@mail.ru*

*Voronezh State University of Architecture
and Civil Engineering
Dr. of Tech. Sc., Professor of Department
of Structural Mechanics
V.S. Safronov
PhD of Tech. Science, Associate Professor
of Department of Structural Mechanics
S.V. Efyushin
PhD of Tech. Science, Associate Professor
of Department of Structural Mechanics
G.E. Gabrielyan
Voronezh, Russia, tel.: +7(473)2715230
e-mail: vss22@mail.ru*

В. С. Сафронов, С. В. Ефрюшин, Г. Е. Габриелян

Я. Б. ЛЬВИН: ВЫДАЮЩИЙСЯ УЧЕНЫЙ И ТАЛАНТЛИВЫЙ ПЕДАГОГ

Приводятся краткие биографические сведения из жизни профессора Я.Б. Львина, проработавшего длительное время на кафедре строительной механики и внесшего значительный вклад в развитие кафедры. Дается анализ основных направлений исследований, приводится перечень научных и методических публикаций.

V.S. Safronov, S.V. Efyushin, G.E. Gabrielyan

Ya. B. Lvin is a distinguished scientist and talented pedagogue

There is given the profile of professor Ya.E. Lvin who was working at the department of Structural Mechanics for a long time and brought the significant contribution in the department development. The analysis of the main research directions and the list of scientific and methodological publications is given here.



27 мая 2015 года исполнится 101 год со дня рождения профессора Львина Якова Борисовича, яркого и глубокого ученого, талантливого педагога, проработавшего на кафедре строительной механики ВИСИ (ныне Воронежский ГАСУ) более 38 лет.

Я.Б. Львин родился 27 мая 1914 году в г. Риге в семье служащего. Окончив в 1928 году семилетку, с 1930 по 1932 год учился в Московском областном коммунально-строительном техникуме и получил диплом техника-строителя. Проработав один год техником-конструктором, в 1933 году он поступил в МИСИ им. Куйбышева на факультет промышленного транспорта, который окончил в 1938 году с отличием. После окончания МИСИ Я.Б. Львин работал в проектно-институте Промтранс-проект сначала в отделе искусственных сооружений, а затем в бригадах при строительстве Челябинского и Нижнесал-

динского металлургических заводов.

В 1943 году он работал конструктором Нижнесалдинского металлургического завода, откуда был отозван на работу в Главное управление Наркомчермета. В системе Наркомчермета Я.Б. Львин работал до 1945 года и за эффективную и добросовестную работу был награжден медалью «За доблестный труд в Великой Отечественной войне 1941-1945 гг.»

В 1945-1948 годах Я.Б. Львин учился в аспирантуре кафедры строительной механики МИСИ и в декабре 1948 года блестяще защитил кандидатскую диссертацию.

Дальнейшая научная и педагогическая деятельность Якова Борисовича связана с кафедрой строительной механики ВИСИ, где он прошел путь от ассистента до профессора. Совместная творческая работа с крупным педагогом, возглавлявшим кафедру строительной механики ВИСИ, проф. Костроминым В.С. по организации учебного процесса позволила поднять научно-методический уровень преподавания дисциплин прочностного цикла для будущих инженеров-строителей на уровень ведущих строительных вузов страны.

В 1963 году Львиным Я.Б. была защищена в МИСИ докторская диссертация на тему «Исследование упругих оболочек вращения при краевых циклических воздействиях». Решением ВАК в 1965 году ему была присуждена степень доктора технических наук. Ученое звание профессора он получил в 1967 г.

Вся научная деятельность Я.Б. Львина отличалась высоким теоретическим уровнем и глубиной, фундаментальными подходами и оригинальностью решения сложных задач строительной механики. Его незаурядные способности отражены в многочисленных научных публикациях. Им опубликовано более 90 работ, основные из которых перечислены в настоящей статье. Кроме глубины подхода поражает диапазон его научных интересов – от классических работ по теории оболочек до практических задач расчета стенок силосных банок.

С 1959 года Я.Б. Львин руководил подготовкой аспирантов. Под его руководством защитили кандидатские диссертации Баранов В.А., Гольник Э.Р., Туровский Л.М., Ананьин А.И., Буслов И.В., Турищев Л.С. Тематика выполненных ими квалификационных научных работ неразрывно связана с научными интересами проф. Я.Б. Львина. Об этом можно судить, сопоставляя приведенный в настоящей статье список публикаций научного руководителя и перечисленные ниже названия тем защищенных его учениками диссертаций:

- Туровский Л.М. Линейные колебания некоторых стержневых регулярных систем. Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук по спец.: 01.02.03 – сопротивление материалов и строительная механика. Воронеж, 1963.

- Гольник Э.Р. Исследование косо опертых тонкостенных статически нагруженных стержней типа биконструкций (как расчетной схемы некоторых пролетных строений косых мостов). Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук по спец.: 01.02.03 – сопротивление материалов и строительная механика. Воронеж, 1967.

- Баранов В.А. Исследование колебаний стоек, опертых через фундамент на упругое основание с применением к динамическому расчету аналогично опертых рам. Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук по спец.: 01.02.03 – сопротивление материалов и строительная механика. Воронеж, 1968.

- Ананьин А.И. Поперечные колебания гибкой упруго закрепленной консольной стойки переменного сечения. Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук по спец.: 01.02.03 – сопротивление материалов и строительная механика. Воронеж, 1970.

- Буслов И.В. Исследования колебаний гибкого диска, поддерживаемого системой упруго заделанных стоек. Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук по спец.: 01.02.03 – сопротивление материалов и строительная механика. Ярославль, 1973.

- Турищев Л.С. Исследования к теории устойчивости ферм с учетом физической и геометрической нелинейностей. Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук по спец.: 01.02.03 – сопротивление материалов и строительная механика. Воронеж, 1974.

Следует отметить, что все эти диссертационные работы отличаются глубиной проработки, присущей их научному руководителю. Поэтому с уверенностью можно констатировать, что проф. Львин Я.Б. создал в ВИСИ известную в нашей стране научную школу по строительной механике. Один из первых учеников Якова Борисовича – Гольник Э.Р. впоследствии стал доктором технических наук, доцентом Баранову В.А. и Турищеву Л.С. присвоены ученые звания профессоров. Защитить полностью подготовленную докторскую диссертацию доценту Ананьину А.И. помешала лишь преждевременная смерть.

Я. Б. Львин заслужил большой научный авторитет среди своих коллег. Его научные разработки широко используют ведущие проектные организации страны. Блестящие лекции проф. Львина Я.Б. вспоминают многие выпускники ВИСИ, которые составили инженерный корпус строительной отрасли Воронежа и области. Вся жизнь Якова Борисовича была ярким примером служения родному институту и преданности научному призванию.

Исследования проф. Львина Я.Б. по строительной механике характеризуются значительной широтой, однако его основной научный интерес лежал в области теории оболочек. В 1940-1960-е годы теория оболочек бурно развивалась, в частности, научной школой чл.-корр. АН СССР В.З. Власова, к которой принадлежал Я.Б. Львин. Его кандидатская и докторская диссертации были посвящены исследованиям по теории упругих оболочек вращения.

Теория оболочек как самостоятельное направление строительной механики характеризуется применением сложного математического аппарата. Получение аналитических решений, призванных удовлетворить запросы практики по расчёту оболочек и оболочечных систем, часто сопровождалось преодолением значительных математических трудностей. В этой сложной области строительной механики Я. Б. Львину удалось получить фундаментальные результаты, вошедшие в классические варианты теории оболочек.

Докторская диссертация «Исследование упругих оболочек вращения при краевых циклических воздействиях (в связи с расчётом комбинированных циклических систем)» была защищена Я.Б. Львиным в 1962 г. В этой работе им было предложено использовать изометрическую систему безразмерных координат, при которой коэффициенты первой квадратичной формы повсюду равны между собой. Использование этой системы позволило существенно упростить математическое описание оболочки вращения, уравнения приобретали компактность и универсальность.

В докторской диссертации Я.Б. Львиным получены упрощённые уравнения технической теории пологих оболочек В.З. Власова, задача приводится к определению комплексной функции из однородного комплексного уравнения четвёртого порядка. В работе вводится понятие и аналитически определяются матрицы единичных краевых реакций и единичных краевых перемещений, устанавливающих связь между амплитудными значениями основных статических и кинематических компонентов на граничной параллели оболочки. Полученные новые формулы исследованы с позиций точности и практического использования для расчёта оболочечных систем смешанным методом.

Следует отметить, что исследования, приведённые в докторской диссертации, отличаются поразительной глубиной и тщательностью проработки всех аспектов темы. Данный подход к науке можно отнести ко всем трудам Я. Б. Львина и является примером для молодых исследователей.

Одна из научных публикаций Я. Б. Львина цитируется в книгах академика АН Латвийской ССР Я.Г. Пановко как пример глубокого анализа нестандартной задачи механики. На Всесоюзной конференции по строительной механике, состоявшейся в Ленинграде 1977 году, Я.Б. Львин сделал интересный доклад о сжатии защемлённой стойки следящей силой с

сосредоточенным изгибающим моментом на конце. Доклад вызвал живой интерес специалистов в связи с открытием нового эффекта, образно названного Яковом Борисовичем «негативизмом», что отражает перемещение конца стойки противоположно действию нагрузки.

Проф. Львин Я.Б. внес значительный вклад и в теорию сыпучих материалов, которая была предложена в 1895 году немецким ученым Янсеном Х.А. Из-за ее несовершенства запроектированные и построенные в соответствии с этой теорией силосные сооружения для хранения зерна и различных сыпучих материалов получили повреждения и в массовом порядке выводились из эксплуатации.

В ряде публикаций [47-52] Львин Я.Б. показал непоследовательность и ошибочный характер положений теории Янсена и предложил новые теоретические построения, которые позволили объяснить аварийные ситуации на действующих крупных сооружениях. В основе новой усовершенствованной теории использовались условия равновесия не к элементарному диску (как у Янсена), а к элементарному кольцу, что привело к дифференциальным уравнениям в частных производных. Оригинальное решение полученного разрешающего уравнения позволило доказать нестационарное распределение давления сыпучего материала на стенки силоса с локальными участками повышенного уровня. Выполненный анализ полученного аналитического решения показал, что при разгрузке силосов в результате проседания нижних слоев давление на стенки понижается и ранее растянутые стенки, сокращаясь, обжимают верхние, еще не пришедшие в движение малоподвижные слои. Эти ранее не учитываемые эффекты, по предположению проф. Львина Я.Б., могут сопровождаться деформациями несущих стенок от изменений температуры, динамическими явлениями от нарушений стационарности разгрузки силосов. Отсюда возможно возникновение сверхпроектных усилий в стенках, появление и развитие трещин или недопустимых по условиям прочности предельных состояний.

Новые результаты по совершенствованию широко используемой в инженерной практике теории давления сыпучих материалов получены Львиным Я.Б. для описания давления на стенки силосных банок некругового очертания в плане [48]. Они послужили основой для действующих до настоящего времени положений о нормировании расчета стенок силосных банок [50].

Новая теория давления сыпучих материалов с рекомендациями по ее применению в инженерной практике в 1969 году была подробно изложена в монографии [56] и излагалась перед научной общественностью на III международном конгрессе по сыпучим материалам в Чехословакии [57] и Всесоюзной конференции по теоретическим основам расчета строительных конструкций [60].

Большой вклад в теорию сооружений внес проф. Львин Я.Б. в теорию сооружений как разработчик инженерных приближенных методов расчета многоэтажных зданий и сооружений. Несмотря на бурно развивающиеся в настоящее время численные методы и быстро прогрессирующие вычислительные технологии расчета, расчетно-теоретический справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений [28], одним из авторов которого является проф. Львин Я.Б., остается настольной книгой многих инженеров. Ряд статей, посвященных литературным обоснованиям терминологии строительной механики, включен в энциклопедию «Строительство» [39-45]. Они имеют актуальное значение до настоящего времени.

Научные и методические публикации проф. Я.Б. Львина

1. Львин Я.Б. Применение диаграммы проф. И.М. Рабиновича к решению некоторых задач динамики упруго-пластических систем. В кн.: Исследования по динамике сооружений. - М., Госстройиздат, 1947. – С. 156-181.
2. Львин Я.Б. К определению усилий в «нулевых» стержнях фермы. В кн.: Исследования по теории сооружений, вып. 4. - М., 1949. - С. 177-184.
3. Львин Я.Б. Условия неизменяемости многопоясных ферм. В кн.: Исследования по теории сооружений, вып. 4. - М., 1949. - С. 185-193.
4. Львин Я.Б. Расчет балок на упругом полупространстве и полуплоскости методом сил. В кн.: Воронежский инженерно-строительный институт. Материалы годичной научной конференции. (Тезисы докладов). - Воронеж, 1949. - С–48.
5. Львин Я.Б. К расчету упругих систем с двумя характеристиками методом начальных параметров. В кн.: Инженерный сборник, т. 5, вып. 2.- М.-Л.: изд-во Академии Наук СССР, 1949. – С. 96-102.
6. Львин Я.Б. Устойчивость жестких стен и колонн на упругом и упругопластичном основании. В кн.: Инженерный сборник, т VII. –М.-Л.: изд-во Академии Наук СССР, 1950.
7. Львин Я.Б. Об устойчивости жестких стен и массивов на упругом основании при действии произвольно направленных, в том числе поворачивающих сил. Труды ВИСИ, сб. №2. – Воронеж, 1950.
8. Львин Я.Б. Расчет устойчивости пространственной системы стоек. В кн.: Воронежский инженерно-строительный институт. Материалы годичной научно-технической конференции (тезисы докладов). - Воронеж, 1950. – С. 27.
9. Львин Я.Б. К вопросу о зависимости между разрушающими нагрузками для плиты защемленной и плиты, свободно опертой по контуру. Труды ВИСИ, сб. №2. – Воронеж, 1950.
10. Львин Я.Б. К расчету балок на упругом полупространстве и упругой полуплоскости. В кн.: Исследования по теории сооружений, вып. 5. - М., 1951. - С. 343-356.
11. Львин Я.Б. К расчету статически неопределимых арок. В кн.: Исследования по теории сооружений, вып. 5. - М., 1951. - С. 369-376.
12. Львин Я.Б. К теории статически неопределимых арок. В кн.: Исследования по теории сооружений. Сборник статей. Вып. V. - М.: Госстройиздат, 1951. – С. 385-388.
13. Львин Я.Б. Расчет цилиндрической оболочки на циклические краевые воздействия. В кн.: Инженерный сборник. Т IX. - М.: изд-во Академии Наук СССР, 1951. – С. 113-130.
14. Львин Я.Б. Расчет устойчивости пространственной системы произвольно расположенных стоек. В кн.: Расчет пространственных конструкций. Сборник статей. Вып. 2. - М.: Госстройиздат, 1951. – С. 319-347.
15. Львин Я.Б. Упрощенный прием графического расчета трехшарнирной арки. В кн.: Исследования по теории сооружений, вып. 5. – М. 1951 г. - С. 385-388.
16. Львин Я.Б. Расчет круглой пластинки и упруго-растяжимого кольца на циклические краевые воздействия. В кн.: Инженерный сборник. Т. XIII. – М.: изд-во Академии Наук СССР, 1952.

17. Львин Я.Б. Расчет цилиндрической оболочки на циклические краевые воздействия. В кн.: Инженерный сборник. Т XVII. - М.: изд-во Академии Наук СССР, 1953г. – С. 59-68.
18. Львин Я.Б. Осадка и крен жестких стен и колонн под влиянием дополнительной боковой нагрузки основания. В кн.: Исследования по теории сооружений, вып. 6. – М., 1954. - С. 547-556.
19. Львин Я.Б. Расчет конической оболочки на циклические краевые воздействия. В кн.: Инженерный сборник. Т. 20. - М.: изд-во Академии Наук СССР, 1954.
20. Львин Я.Б. Колебания тяжелого диска, поддерживаемого пространственной системой сжатых стоек. В кн.: Расчет пространственных конструкций. Сборник статей, вып. 3. - М.: Госстройиздат, 1955. – С. 187-210.
21. Львин Я.Б. Геометрический вывод теории Ребхана. В кн.: Исследования по теории сооружений, вып. 6. - М., 1957. – С. 605-606.
22. Львин Я.Б. Рациональные методы расчета многоэтажных рам на горизонтальную нагрузку. В кн.: Воронежский инженерно-строительный институт. XII научная конференция. Тезисы докладов. - Воронеж, 1957.
23. Львин Я.Б. О кинематическом методе построения линий влияния. (Способ единичных кинематических воздействий). В кн.: Строительная механика и конструкции. Сборник трудов №4 - М.: Госстройиздат, ВИСИ, 1958.
24. Львин Я.Б. Рациональные методы расчета многоэтажных рам на горизонтальную нагрузку. В кн.: Исследования по теории сооружений, вып. 8. – М., 1959. – С. 245-271.
25. Львин Я.Б. К решению системы трехчленных уравнений строительной механики. В кн.: Исследования по теории сооружений. – М., 1959. – С. 575-578.
26. Львин Я.Б. Сопrotивление сферических оболочек краевым циклическим воздействиям. В кн.: Расчет пространственных конструкций. Сборник статей, вып. 4. - М.: Госстройиздат, 1959. – С. 366-386.
27. Львин Я.Б. Сопrotивление конической оболочки вращения краевым циклическим воздействиям. В кн.: Воронежский инженерно-строительный институт. XIV научная конференция. Тезисы и аннотации докладов. - Воронеж, 1959.
28. Львин Я.Б. Расчет многоэтажных рам на горизонтальную нагрузку. В кн.: Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений (расчетно-теоретический), вып. 8. – М.: Стройиздат, 1960. – С. 296-298.
29. Львин Я.Б. Методы решения задачи о циклическом напряжённом состоянии оболочек вращения. Аннотации докладов. Всесоюзный съезд по теоретической и прикладной механике. 27 января – 3 февраля. - М., 1960. – С. 191-192.
30. Львин Я.Б. Основные уравнения плоской задачи теории упругости в полярно-изотрической системе координат. XV научно-техническая конференция. Тезисы и аннотации докладов. - Воронеж, 1960. - С. 30.
31. Львин Я.Б. Общее решение задачи о циклическом напряженном состоянии оболочки вращения. В кн.: Исследования по теории сооружений, вып. 10.. – М., 1961. – С. 170-182.

32. Львин Я.Б. Образование изотерической системы координат на срединной поверхности оболочек вращения. Труды ВИСИ. Сб. №8. Строительная механика и конструкции. – Воронеж: изд-во ВГУ, 1961. – С. 65-76.
33. Львин Я.Б. Сопротивление конической оболочки краевым циклическим воздействиям. - М.: Госстройиздат, 1961.
34. Львин Я.Б. Канонические формулы метода заданных напряжений. Труды ВИСИ. Сб. №8. Строительная механика и конструкции. – Воронеж: изд-во ВГУ, 1961. – С. 119-127.
35. Львин Я.Б. Сопротивление оболочек вращения краевым циклическим воздействиям. В кн.: Расчет пространственных конструкций. Сб. статей, вып. 7. -М.: Госстройиздат, 1962. – С. 135-163.
36. Львин Я.Б. Приближенное определение частот свободных колебаний многоэтажных «почти регулярных» рам. В кн.: Научные труды. Сб. №9, Воронежский инженерно-строительный институт. - Воронеж, 1962. – С. 361-369.
37. Львин Я.Б. Исследование упругих оболочек вращения при краевых циклических воздействиях (в связи с расчетом комбинированных циклических систем): автореф. дис. ... д.т.н. - Воронеж, 1963. –16 с.
38. Львин Я.Б. Расчет сложных рам методом матричной итерации. В кн.: Исследования по теории сооружений, вып. 13. – М., 1964. – С. 217-230.
39. Львин Я.Б. Возможных перемещений принцип. В кн.: Строительство. Энциклопедия совр. техники. - М., 1964. – С. 198.
40. Львин Я.Б. Перемещений диаграмма. В кн.: Строительство, Энциклопедия совр. Техники. – М., 1964. – С. 351.
41. Львин Я.Б. Масквелла-Кремоны диаграмма. В кн.: Строительство, Энциклопедия современной техники. – М., 1964. – С. 126-127.
42. Львин Я.Б. Взаимности работ принцип. В кн.: Строительство, Энциклопедия совр. техники, - М., 1964. – С. 147.
43. Львин Я.Б. Взаимности перемещений принцип. В кн.: Строительство, Энциклопедия совр. техники. – М., 1964. – С. 147
44. Львин Я.Б. Перемещения. В кн. Строительство, Энциклопедия совр. техники. – М., 1964. – С. 351-352.
45. Львин Я.Б. Веревочный многоугольник. В кн.: Строительство, Энциклопедия совр. техники. – М., 1964. – С. 140.
46. Львин Я.Б. Основы теории оболочек. – Воронеж: изд-во ВГУ. - Воронеж, 1966. –117 с.
47. Львин Я.Б. К теории давления сыпучего тела на стенки силосов. В кн.: Теория сооружений и конструкций, вып. 1. – Воронеж: изд-во ВГУ, 1967. – С. 16-21.
48. Львин Я.Б. Опыт построения теории давления сыпучего материала на стенки силосных банок некругового очертания в плане. В кн.: Всесоюз. симпозиум по проблемам давления сыпучих материалов в бункерах и силосах. - М., 1967. – С. 4.
49. Львин Я.Б. Развитие теории давления сыпучего материала в силосах. В кн.: Воронежский инженерно-строительный институт. XXII научно-техническая конференция. - Воронеж, 1967. – С. 51.
50. Львин Я.Б. Развитие теории Янсена без допущения о равномерности давления в плане и некоторые предложения по нормированию расчета стенок силосных банок. В кн.:

- Всесоюз. симпозиум по проблемам давления сыпучих материалов в бункерах и силосах. - М., 1967. – С. 3.
51. Львин Я.Б. Зависимость давления сыпучего тела от различия коэффициентов внутреннего и пристенного трения в силосах. В кн.: Материалы Всесоюзной Межвузовской научной конференции по процессам в дисперсных сквозных потоках. - Одесса, 1967. – С. 44-45.
 52. Львин Я.Б. Расчетное обоснование поправок Янсена. В кн.: Воронежский инженерно-строительный институт. XXIII научно-техническая конференция. - Воронеж, 1968. – С. 34
 53. Львин Я.Б. Введение в теорию матриц и ее приложение в строительной механике. Конспект лекций. ВИСИ. - Воронеж, 1968. – 32 с
 54. Львин Я.Б. Развитие теории Янсена без допущения о равномерности давления в плане. В кн.: Давление сыпучих материалов в силосах и бункерах, серия «Элеваторная, мукомольно-крупяная и комбикормовая промышленность». - М., 1969 - С. 59-62.
 55. Львин Я.Б. Разработка и исследование прямой лопаты с шарнирно-сочлененной стрелой карьерно-строительных экскаваторов. В кн.: Воронежский инженерно-строительный институт. XXIV научно-техническая конференция. - Воронеж, 1969. – С. 149-150.
 56. Львин Я.Б., Лебедев Г.Б. Теория давления сыпучих материалов на стены силосов. В кн.: Давление сыпучих материалов в силосах и бункерах. - М., 1969. – С. 59-68.
 57. Lvin Ja.B. Analytical evaluation of granular materials on silo walls. – Lecture summaries. В. Mechanics of Granular and Powders (III International Congress of Chemical Engineering, Chemical Equipment construction and Automation). 1969. P. 24-25.
 58. Львин Я.Б. Определение дополнительных усилий в стенках силосных банок. В кн.: Воронежский инженерно-строительный институт. XXIV научно-техническая конференция. - Воронеж, 1969. – С. 47-48.
 59. Львин Я.Б. Давление сыпучего тела на стенку силоса. В кн.: Расчет пространственных конструкций, вып. XIII. – М., 1970. – С. 269-288.
 60. Львин Я.Б. Пути совершенствования расчета стенок силосных банок. В кн.: Всесоюзная конференция по теоретическим основам расчета строительных конструкций. - М., 1970. – С. 45-46.
 61. Львин Я.Б. О расчетных сочетаниях фаз возмущающих сил вынужденных колебаниях систем с конечным числом степеней свободы. В кн.: Воронежский инженерно-строительный институт. XX научно-техническая конференция. - Воронеж, 1970. – С. 42-43.
 62. Львин Я.Б. Аналитическое исследование давления сыпучего материала на стенки силосных банок[на англ.яз.] // Subger technology/Порошковая технология. - Нидерланды, 1970-71.
 63. Lvin Ja.B. Analytical Evaluation of Pressures of Granular materials on Silo Walls. Paper presented at the Symposium on Mechanics of Granular Materials and Powders, III CHISA Congress, September 15-80, 1969, Marienbad, Czechoslovakia. Powder Technol., (1970/1971), 280-285.
 64. Львин Я.Б. Расчетное обоснование поправок к теории Янсена. В кн.: Теория и испытание сооружений. Том17, вып. 1. – Воронеж: изд-во ВГУ, 1971. – С. 3-28.

65. Львин Я.Б, Звягинцев В.К. Рациональное очертание ребер арочных куполов. В кн.: Теория и испытание сооружений. ВИСИ. Сб. трудов, т. 17, вып. 4. - Воронеж, 1971. – С. 118-121.
66. Львин Я.Б. Рациональная конструкция и расчет стрелы шарнирно-сочлененного оборудования прямой лопаты карьерно-строительных экскаваторов // ИЗВ. ВУЗОВ. Горный журнал, №11, 1971.
67. Львин Я.Б. Статистические признаки неустойчивости упругой консоли, сжатой следящей силой. В кн.: Воронежский инженерно-строительный ин-т. 26 науч.-техн. конференция. - Воронеж, 1971. – С. 62.
68. Львин Я.Б. Области устойчивости и неустойчивости консоли, сжимаемой следящей силой при наличии внешних упругих связей // Мат-лы 27-й науч.-техн. конф. ВИСИ. - Воронеж, 1972. – С. 65-66.
69. Львин Я.Б. О критическом и предкритическом состояниях при решении некоторых задач устойчивости, «полная» и «неполная» устойчивость // Мат-лы 27-й научн.-техн. конф. ВИСИ. – Воронеж, 1972. - С. 66-67.
70. Львин Я.Б. Методическая записка к контрольным заданиям по курсу «Строительная механика» для студентов ф-та заочного обучения (спец. ПГС, СХС, АД). - Изд. 2-е, перераб. – Воронеж, 1972.
71. Львин Я.Б. О кинематике биений упруго закрепленного диска. В кн.: Теория и испытание сооружений, вып. 1. – Воронеж: изд-во ВГУ, 1973. – С. 35-43.
72. Львин Я.Б. О расчетных сочетаниях фаз возмущающих сил при вынужденных колебаниях некоторых систем с конечным числом степеней свободы. В кн.: Расчет пространственных конструкций, вып. XV. Сб. статей. - М.: Стройиздат, 1973. – С. 162-169.
73. Львин Я.Б. О поведении сжатого стержня при действии следящей силы (полная и неполная устойчивость, критическое и предкритическое состояние, влияние упругих связей). Рукопись, 1974.
74. Львин Я.Б. Расчет рам методом фокусных отношений и связанные с этим методом приближенные способы расчета. (Конспект лекций и примеры расчета). Рукопись, 1974.
75. Львин Я.Б. К расчету статически-неопределенных ферм с двойной решеткой. В кн.: 28-я научно-техническая конференция ВИСИ, 1973 г.- Воронеж, 1975. – С. 83.
76. К вопросу общей устойчивости верхнего пояса металлической фермы. В кн.: Материалы 29-й научной конференции ВИСИ 1974 г. - Воронеж, 1975. – С. 73.
77. Львин Я.Б. Методические указания к выполнению задания на расчет призматической складки методом В.З. Власова. – Воронеж: ВИСИ, 1976.
78. Львин Я.Б. О критическом и предкритическом состояниях при решении некоторых задач устойчивости. «Нормальная» и «парадоксальная» устойчивость. В кн.: Материалы 5-й всесоюзной конференции по пробл. устойчивости в строительной механике. – Л., 1977.
79. Львин Я.Б., Мордвин Е.Д. Исследование циклического нагруженного состояния байонетного затвора. Сб. трудов. ВНИИРТ. - Тамбов, 1978.

80. Львин Я.Б. Колебание, устойчивость и дивергентное движение инертной стойки, сжатой следящей силой, при наличии упругих связей. В кн.: Теория и испытание сооружений. - Воронеж: изд-во ВГУ, 1980. – С. 69-74.
81. Львин Я.Б., Карп В.А. Переустройство связей как средство усиления пролетного строения автодорожного моста// Расчет прочности, устойчивости и колебаний элементов инженерных сооружений. - Воронеж: изд-во ВГУ, 1981 . - С. 87-93.
82. Львин Я.Б. О неустойчивости круглой пластины при технологическом деформировании// Расчеты на прочность вып. 23, – М.: Машиностроение, 1982.
83. Львин Я.Б. Расчет плоских стержневых систем с конструктивными неидеальностями. В кн.: Исследования по статике и динамике стержневых и тонкостенных систем. – Воронеж: изд-во ВГУ, 1983. – С. 110-121.
84. Львин Я.Б. Расчет растянутого или сжатого ломаного стержня. В кн.: Исследования по строительной механике конструкций. - Воронеж: ВПИ, 1984. – С. 39-44.
85. Львин Я.Б., Болховитина Л.В. О неустойчивости кольцевых и круглых пластинок при их осесимметричном технологическом деформировании. В кн.: Инженерные задачи статике, динамики и устойчивости сооружений. – Воронеж: изд-во ВГУ, 1985. - С. 164-171.

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И СОПРОТИВЛЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ

УДК 624.041.61

*Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Канд. техн. наук, доц. кафедры
строительной механики
А.Н. Аверин
Магистрант кафедры
строительной механики
А.Ю. Пузаков
Россия, г. Воронеж, тел.: 8(473)271-52-30
e-mail:an_averin@mail.ru
e-mail:puzakow@listl.ru*

*Voronezh State University of Architecture
and Civil Engineering
PhD of Tech. Sc., Associate Professor
of Department of Structural Mechanics
A.N. Averin
Undergraduate of Department
of Structural Mechanics
A.Yu. Puzakov
Voronezh, Russia, tel.: 8(473)271-52-30
e-mail:an_averin@mail.ru
e-mail:puzakow@listl.ru*

А.Н. Аверин, А.Ю. Пузаков

РАСЧЕТ СИСТЕМ С ОДНОСТОРОННИМИ СВЯЗЯМИ

Рассматриваются примеры расчета систем с абсолютно жесткими и упругими односторонними связями, а также с непрерывно распределенными вдоль линии. В односторонних связях учитываются начальные зазоры и предварительное задание усилий. Разрешающие уравнения формируются как система уравнений метода сил (метода перемещений), дополненная системой линейных неравенств. Для двух формулировок задач рассматриваются эквивалентные задачи квадратичного программирования. Приводится решение геометрически нелинейной задачи, когда роль односторонних связей выполняют гибкие нити. Решение задач выполняется с использованием системы вычислительной математики Mathcad.

A.N. Averin, A.Yu. Puzakov

DESIGN OF SYSTEMS WITH UNILATERAL CONSTRAINTS

The examples of design of systems with both absolutely rigid and spring and continuously spread along the line constraints are analyzed. In unilateral constraints. The initial gaps and preliminary specified stresses are taken into account. Enabling equations are formed as the system of force method (deflection method) equations complemented with linear inequality system. The equivalent problems of quadratic programming are under consideration for two problem formulations. The geometrically nonlinear problem solution when torsion fibers act as unilateral constraints is presented in the article. The problem solution is completed with the application of the calculus mathematics system of Mathcad.

Введение. В настоящее время в программы курсов строительной механики включены разделы по расчету стержневых систем с учетом геометрической, физической и конструктивной нелинейности. Однако эти разделы на сегодня изложены в учебной литературе недостаточно. Подавляющее большинство нелинейных задач решается численно. Отдельные примеры решения нелинейных задач приводятся в руководствах к ПБК (Лира, SCAD, AN-SIS и др.). Программные модули для решения нелинейных задач в таких комплексах многопараметрические. Поэтому успешное решение задачи зависит от правильного задания набора параметров, управляющих процедурой расчета (автоматический способ задания параметров не всегда приводит к цели).

© Аверин А.Н., Пузаков А.Ю., 2015

В статье [1] были рассмотрены примеры расчета геометрически нелинейных стержневых систем с использованием ПВК Лира. В данной работе анализируется НДС систем с односторонними связями - конструктивно нелинейных систем.

Системы с односторонними связями. Связи, с которыми приходится обычно иметь дело в строительной механике при статическом и динамическом расчетах строительных конструкций при всем их разнообразии имеют одно общее свойство: условия, налагаемые ими на перемещения (Δ_i) и усилия (X_i) в системе, выражаются *уравнениями*. Эти связи называются *двусторонними*. Отличным от этого класса связей является класс связей *односторонних*. Их особенность состоит в том, что налагаемые ими условия выражаются *неравенствами* или *совокупностью уравнений с неравенствами*. Реакции в таких связях не могут менять своего знака на обратный; они сохраняют свой знак или обращаются в нуль. С кинематической или геометрической точки зрения они характеризуются тем, что препятствуют перемещению по своему направлению только в одну сторону и не препятствуют перемещению в противоположную сторону [2]. Положительными считаются *возможные* для односторонней связи реакции X_i и перемещения Δ_i . Следовательно, характеристиками *работающей* и *выключающейся из работы* односторонней связи будут соотношения: $X_i > 0, \Delta_i = 0$; $X_i = 0, \Delta_i > 0$.

Для абсолютно жестких односторонних связей, таких, например, как упор (рис. 1), можно записать: $X_i \cdot \Delta_i = 0$.

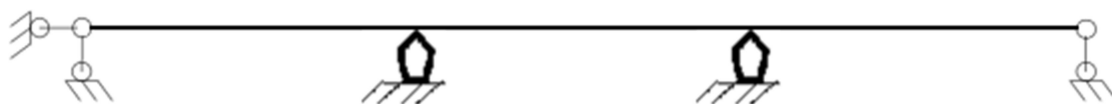


Рис. 1. Нерезная балка с абсолютно жесткими односторонними связями

В случае упругих односторонних связей (рис. 2) усилия определяются по формулам $X_i = \frac{1}{2} k_i \cdot (|\Delta_i| - \Delta_i)$, где k_i - жесткость i -й упругой односторонней связи. Когда $\Delta_i \geq 0$, то $X_i = 0$, а при $\Delta_i < 0$ $X_i = k_i \cdot |\Delta_i| > 0$, т.е. усилие воспринимается односторонней связью.

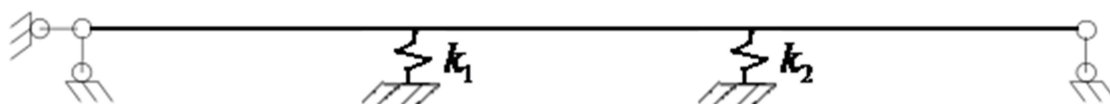


Рис. 2. Нерезная балка с упругими односторонними связями

Рассмотрим балку с тремя односторонними промежуточными опорами (рис. 3). При действии всевозможных нагрузок на балку в работу включаются либо одни обычные связи, либо связи с добавлением тех или иных односторонних связей и выключением других, либо все обычные и односторонние. Пока не произведен окончательный расчет, из которого ста-

новится известной истинная *рабочая система*, *воспринимающая заданную нагрузку*, расчетчику противостоит всё множество рабочих систем.



Рис. 3. Рабочая система, отвечающая заданной нагрузке

Количество рабочих систем не зависит от числа обычных связей, а зависит от числа m односторонних связей. Суммарное число всевозможных рабочих систем равно 2^m . Отсюда ясно, насколько важно иметь рациональный метод, позволяющий быстро находить рабочую систему для заданной нагрузки [2].

Система, имеющая односторонние связи, установленные с зазорами, представлена на рис. 4. Число рабочих систем в данном примере $2^2 = 4$.

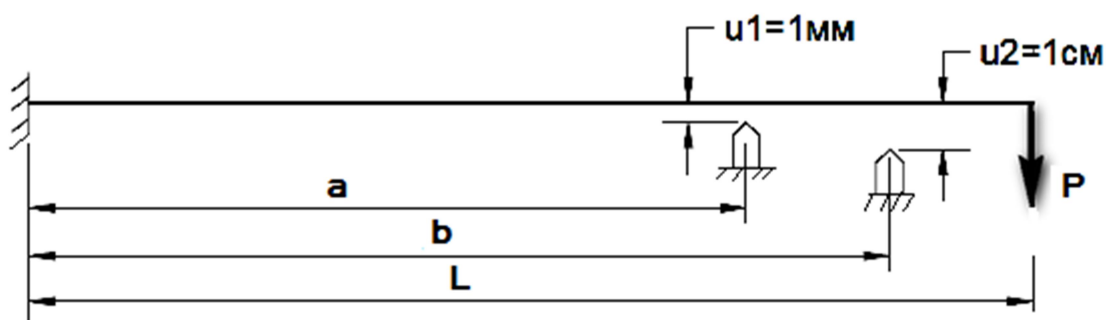


Рис. 4. Односторонние связи, установленные с зазорами

При изменении силы $P = 0 \dots P^*$ реализуются все четыре рабочих системы (рис. 5).



Рис. 5. Возможные рабочие состояния системы

Системы, где ограничения на перемещения определены условиями-неравенствами, относятся к системам с односторонними связями. Конструкция, свободно опертая на некоторую поверхность, которая запрещает перемещения в сторону этой поверхности и не препятствует перемещению в противоположном направлении, является такой системой. Например, прямоугольная плита, опертая по контуру на цилиндрические шарниры и нагруженная рав-

номерно распределенной нагрузкой (рис. 6) (точки плиты вблизи угловых зон поднимаются вверх).

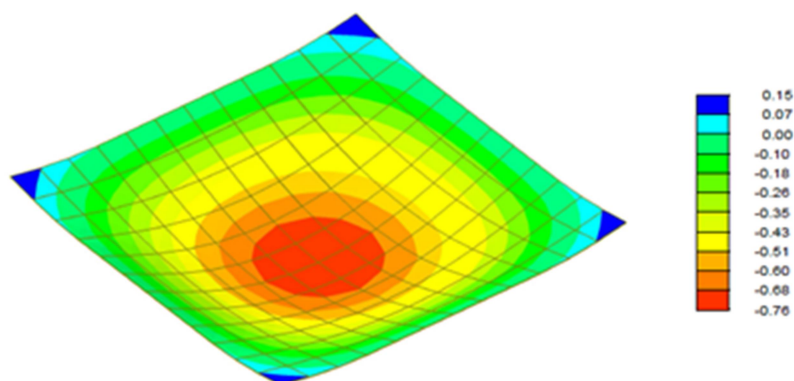


Рис. 6. Деформированный вид плиты, опертой по контуру на цилиндрические шарниры

На рис. 7 показана балка на упругих опорах (жесткость опор c), нагруженная распределенной нагрузкой интенсивностью q и сосредоточенной силой P . Отметим, что «пружинная» модель основания предполагает двустороннее сопротивление нагрузке (как сжатию пружины, так и растяжению). Это противоречит реальному основанию, которое не может удержать балку (или плиту) от отрыва. В данном случае мы имеем систему с непрерывно распределенными по линии или поверхности односторонними связями, которые могут выключаться на любой части линии или поверхности.

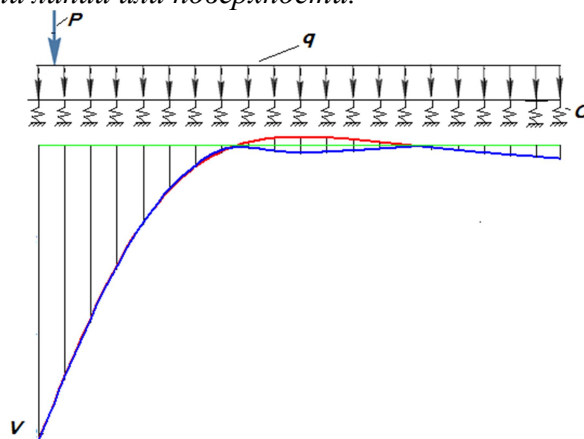


Рис. 7. Балка на упругом основании

Постановка задачи. Сформулируем задачу квадратичного программирования, эквивалентную задаче расчета систем с односторонними связями [3, 4].

Удалим односторонние связи, а действие их на систему заменим неизвестными усилиями X_j ($j = 1, 2, \dots, m$). Здесь X_j – основные неизвестные метода сил. Правило знаков для неизвестных выбираем так, чтобы допустимыми (т.е. согласованными с конструкцией односторонних связей) были $X_j \geq 0$.

Так как односторонние связи не обязательно являются лишними, то после их удаления и замены усилиями система может оказаться геометрически изменяемой. В этом случае дополним ее необходимым количеством двусторонних связей (число таких дополнительных связей равно s). Их работа как односторонних будет отражена в ограничениях при нахождении минимума квадратичной функции (квадратичной формы).

В полученной таким образом вспомогательной системе по обычным правилам вычисляются следующие величины: δ_{ij} – перемещение по направлению i -й отброшенной односторонней связи от воздействия $X_j = 1$; Δ_i^p – перемещение по направлению i -й отброшенной односторонней связи от воздействия нагрузки на систему; n_{kj} – усилие в k -й дополнительной связи от воздействия $X_j = 1$; n_k^p – усилие в k -й дополнительной связи от воздействия нагрузки на систему.

Задача квадратичного программирования сводится к минимизации функции с заданными ограничениями [3]:

$$\left\{ \min \left(\frac{1}{2} \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m \delta_{ij} X_i X_j + \sum_{i=1}^m \Delta_i^p X_i \right); \right. \quad (1)$$

$$\left. \sum_{j=1}^m n_{kj} X_j + n_k^p = 0, (k = 1, 2, \dots, s); \right. \quad (2)$$

$$\left. X_j \geq 0, (j = 1, 2, \dots, m) \right\}. \quad (3)$$

В дальнейшем будем использовать матричную форму записи задачи (1)-(3):

$$\left\{ \min \left(\frac{1}{2} X^T \cdot \delta \cdot X - \Delta^T \cdot X \right); \quad n \cdot X + N = 0; \quad X \geq 0 \right\}. \quad (4)$$

Задача (1)-(3) может быть скорректирована с учетом того, что заданная система могла иметь при нулевой внешней нагрузке предварительное напряжение, характеризующееся усилиями в односторонних связях $X_j^0 \geq 0$, или односторонние связи могли быть установлены с зазорами Δ_j^0 .

Примеры расчета систем с односторонними связями

Пример 1. Тест для расчета систем с односторонними связями методами квадратичного программирования (рис. 8, а). Решение данного примера (исходные данные показаны на рис. 8, а) с помощью итерационного алгоритма, предложенного И. М. Рабиновичем, приводит к закливанию на 4-й итерации [5]. Решение следующее.

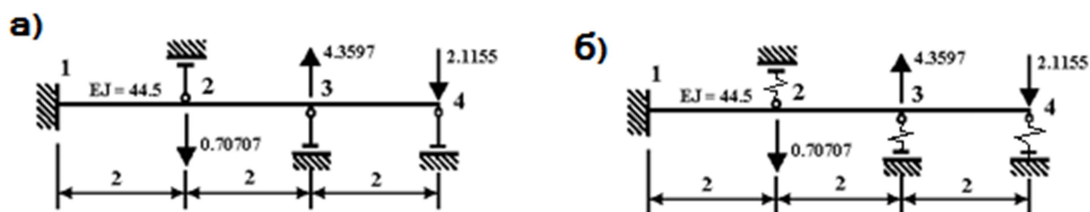


Рис. 8. Балка с абсолютно жесткими (а) и упругими (б) односторонними связями

Удалим односторонние связи, а действие их на систему заменим неизвестными усилиями X_j ($j = 1, 2, 3$). Основная система метода сил и заданные нагрузки показаны на рис. 9.

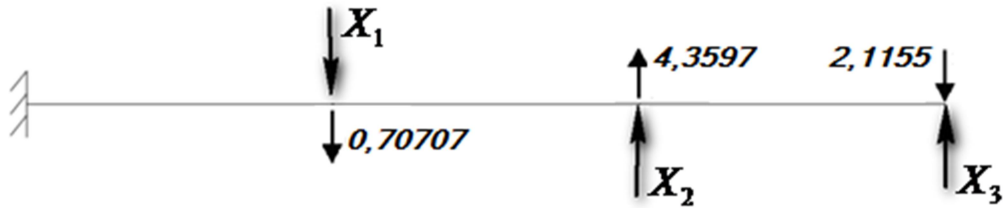


Рис. 9. Основная система метода сил и заданные нагрузки

Рассматривая единичные и грузовое состояния данной системы, составим матрицу податливости и вектор перемещений от нагрузки:

$$\delta = \begin{pmatrix} 0.059925 & -0.149813 & -0.2397 \\ -0.149813 & 0.4794 & 0.838952 \\ -0.2397 & 0.838952 & 1.617978 \end{pmatrix}, \quad \Delta = \begin{pmatrix} -0.103681 \\ 0.209314 \\ 0.065259 \end{pmatrix}.$$

Решаем задачу квадратичного программирования в случае абсолютно жестких связей ($X \geq 0$) средствами Mathcad, получаем следующую рабочую систему (рис. 10, а) и соответствующие реакции в односторонних связях (рис. 10, б): $X = [3,851 \quad 0 \quad 0,53]^T$.

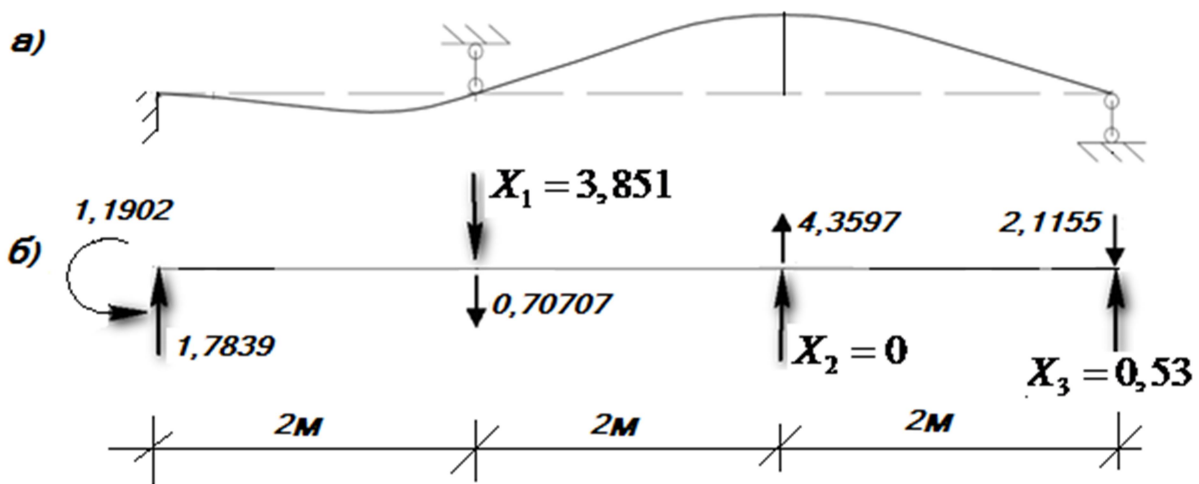


Рис. 10. Рабочая система в деформированном виде (а) и реакции в двусторонних и односторонних связях (б)

Из решения видно, что в работу включаются только первая и третья односторонние связи.

Результаты решения будут зависеть не только от прикладываемой нагрузки, но и от жесткости односторонних связей. Так, в приведенном выше примере рассматривались абсолютно жесткие связи. Для системы с односторонними упругими связями с коэффициентом жесткости K (рис. 8, б) ограничения примут вид $X_j = \kappa \cdot |\Delta_j| \geq 0$, где Δ_j – перемещение

точки приложения X_j по направлению X_j от действия основных неизвестных и заданной нагрузки. Отметим, что в данной постановке ограничения не являются линейными. Для системы, представленной на рис. 8, б, были выполнены расчеты с различными значениями коэффициента жесткости K . Реакции в заделке и односторонних связях, а также соответствующие рабочие системы представлены в табл. 1 (заданная нагрузка показан на рис. 8, б).

Таблица 1

Жесткость связей, кН/м	Деформированная схема
1	
10	
100	
1000	

Из табл. 1 видно, что в зависимости от жесткости односторонних связей реализуется та или иная рабочая система, меняется по величине и по знаку реакция в заделке. При возрастании жесткости связей решение стремится к решению с абсолютно жесткими односторонними связями.

Пример 2. Рассматривается четырехпролетная неразрезная балка на односторонних опорах, работающих только на сжатие (упорах). Расчетная модель представлена на рис. 11.

Интенсивность распределенной нагрузки $q = 1 \frac{kH}{m}$, длина пролета $l = 2m$. Если удалить все односторонние связи, а действие их на систему заменить неизвестными усилиями R_j ($j = 1, 2, 3, 4, 5$), то в результате получим геометрически изменяемую систему.

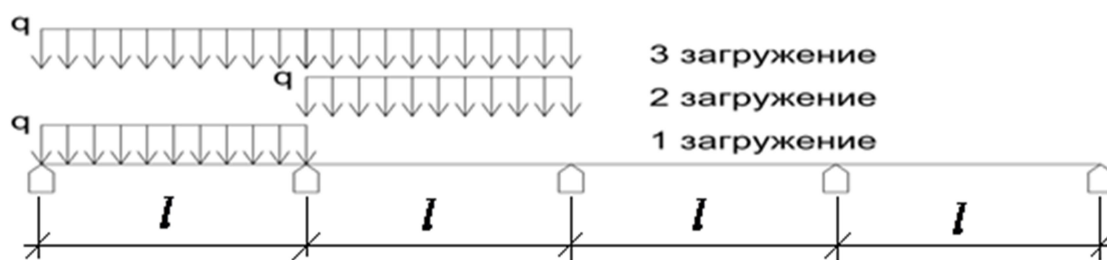


Рис. 11. Нерезная балка на односторонних опорах

В этом случае закрепим балку по концам, дополнив ее двумя двусторонними связями. Основная система метода сил представлена на рис. 12.

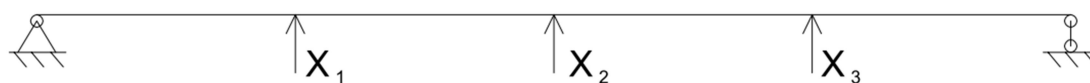


Рис. 12. Основная система метода сил

Работа дополнительных связей, как односторонних, будет отражена в ограничениях

$$\sum_{j=1}^3 n_{kj} X_j + n_k^P = 0, (k = 1, 2), X_j \geq 0, (j = 1, 2, 3)$$

при нахождении минимума квадратичной функции (см. условия (2),(3))

Решая данную задачу методом квадратичного программирования (в среде Mathcad), получим следующие результаты для трех случаев загрузки (табл. 2).

Таблица 2

Номер загрузки	Вектор реакций	Рабочая система
1	$R = [1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0]^T$	
2	$R = [0 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0]^T$	
3	$R = [0,75 \ 2,5 \ 0,75 \ 0 \ 0]^T$	

Из табл. 2 видно, что данный подход дает верные результаты и *крайние опоры, представленные во вспомогательной системе двусторонними связями, также могут выключаться из работы*. Заметим, что число рабочих систем для балки (см. рис. 11) равно $2^5 = 32$.

Пример 3. Важной задачей для проектировщика является *определение наиболее невыгодного положения подвижной нагрузки на сооружение с односторонними связями*. В данном случае задача существенно усложняется, так как при каждом положении нагрузки необходимо решать задачу квадратичного программирования. Поэтапно рассмотрим решение задачи о движении сосредоточенной силы по неразрезной балке на односторонних опорах с учетом собственного веса, представленного распределенной нагрузкой. Расчетные схемы представлены на рис. 13.

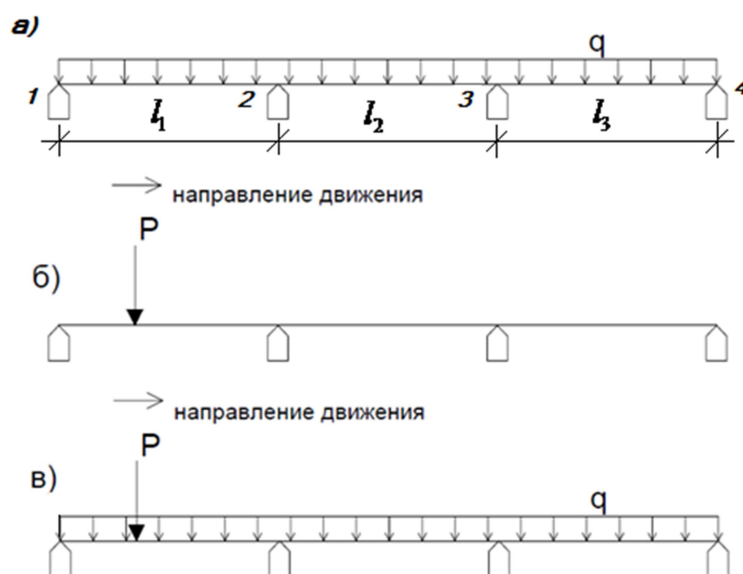


Рис. 13. Расчетные схемы поэтапного рассмотрения действия подвижной нагрузки на систему с односторонними связями: а – загрузка постоянной нагрузкой, б – загрузка временной нагрузкой, в – загрузка совместно постоянной и временной нагрузкой

В работе [2] введено понятие смешанных линий влияния.

Смешанными линиями влияния называются кривые, выражающие закон изменения той или иной величины, возникающей в сооружении, в функции от абсциссы движущегося груза P при условии совместного действия этого груза с заданной неподвижной нагрузкой.

Первая особенность смешанной линии влияния состоит в том, что груз должен иметь ту же размерность, что и остальная нагрузка.

Вторая особенность состоит в том, что ординаты смешанной линии влияния являются функцией нескольких независимых переменных, т.е. величин всех неподвижных нагрузок и подвижного груза. Такая зависимость, несомненно, крупный недостаток смешанной линии влияния по сравнению с обычной. *Однако обычные линии влияния здесь неприменимы [2].*

Вопрос о возможности или невозможности суммирования напряженно-деформированных состояний, вызванных действием нескольких нагрузок, тесно связан с во-

просом о соответствующих рабочих системах. Если, например, обобщенным внешним нагрузкам P и Q , действующим порознь, отвечает одна и та же рабочая система, то она же соответствует их совместному действию. Если же нагрузкам P и Q отвечают различные рабочие системы, то принцип суперпозиции неприменим.

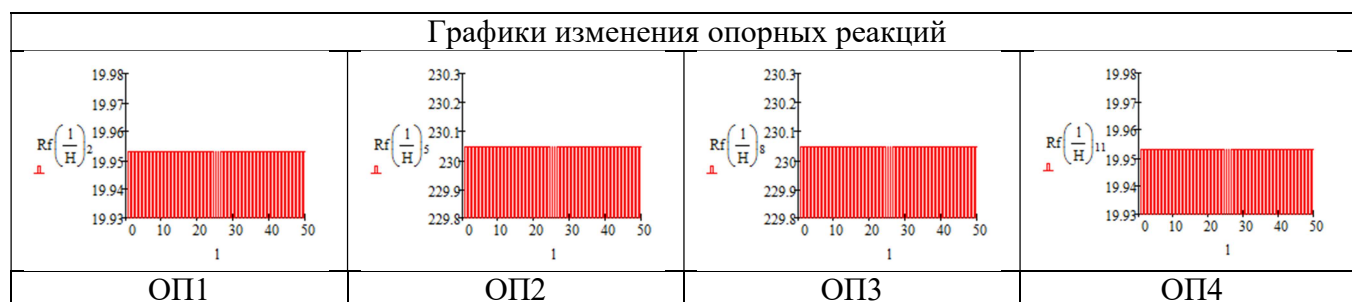
Рассматривается трехпролетная неразрезная балка (рис. 13, а). Длина крайних пролетов $l_1 = l_3 = 12\text{ м}$, среднего $l_2 = 26\text{ м}$. Интенсивность распределенной нагрузки – 10 т/м, величина сосредоточенной силы – 100 т.

На первом этапе рассмотрим загрузку постоянной нагрузкой. При таком загрузке включаются в работу все односторонние связи. В этом случае равновесие системы будет устойчивое, т.е. малые изменения к заданной нагрузке не приводят к переходу к новой рабочей системе.

Это свойство может иметь важное практическое значение, так как в качестве сооружений могут применяться только такие геометрически изменяемые системы, которые под действием расчетной нагрузки находятся в состоянии устойчивого равновесия.

Результаты решения при загрузке постоянной нагрузкой приведены в табл. 3.

Таблица 3



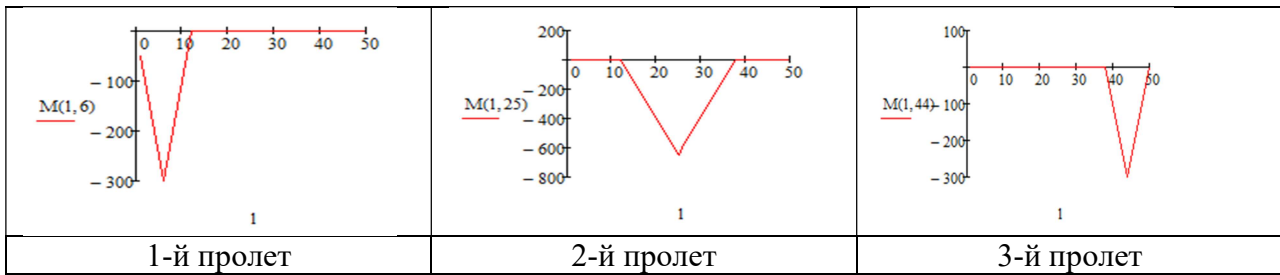
Результаты расчета при загрузке только временной нагрузкой представлены в табл. 4.

Таблица 4



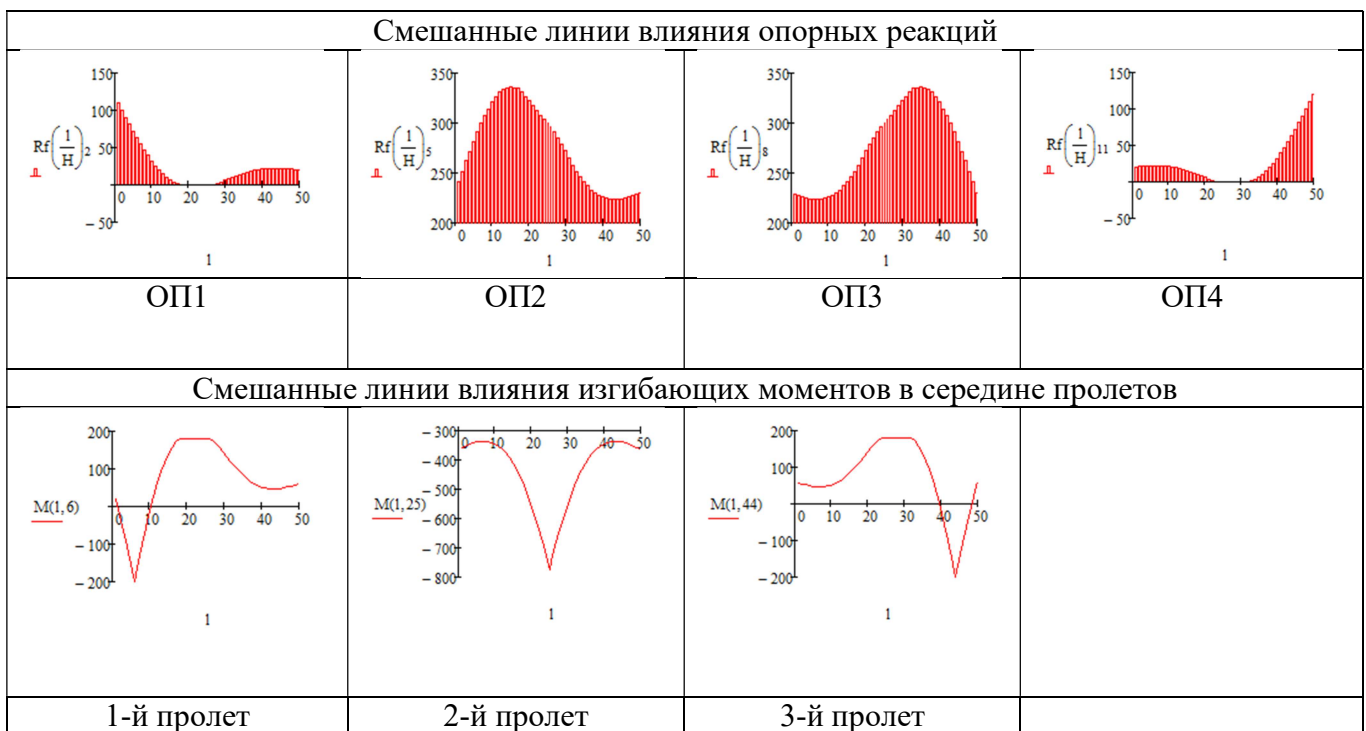
Соответствующие графики изменения изгибающих моментов в серединах пролетов представлены в табл. 5.

Таблица 5



Далее рассмотрим совместное действие постоянных и временной нагрузок. Результаты расчета для загрузки временной и постоянной нагрузками представлены в табл. 6.

Таблица 6



Из полученных результатов видно, что при движении груза по балке в пределах среднего пролета выключаются из работы (*поочередно и вместе*) крайние опоры. В данном случае в пределах 2-го пролета *можно выделить несколько зон различной длины*, при нахождении в которых подвижного груза реализуется одна из трех неустойчивых форм равновесия. Самой короткой зоне неустойчивого равновесия системы отвечает рабочая система с наибольшим количеством выключившихся из работы связей. В нашем случае это зона, при расположении в которой подвижного груза одновременно выключаются из работы обе крайние опоры. Отметим, что при прохождении грузом зон неустойчивости происходит подъем или опускание точек балки вблизи крайних опор. Этот фактор необходимо учитывать при расчете колебаний неразрезных балок под действием подвижной нагрузки.

Пример 4. Принимая решения при выборе расчетной схемы, инженер хочет быть уверен, что все его решения приняты «в запас прочности». Часто по этому принципу действительные нагрузки в расчете завышаются. Однако существуют системы, у которых экстремальные значения внутренних сил связаны не с экстремальными параметрами загрузки, а

с некоторыми промежуточными величинами. Примером такой системы может служить система с односторонними связями с зазорами [5]. Расчетная схема такой системы представлена на рис. 14 ($EA = 586894 \text{ кН}$; $EJ = 4002,58 \text{ кНм}^2$).

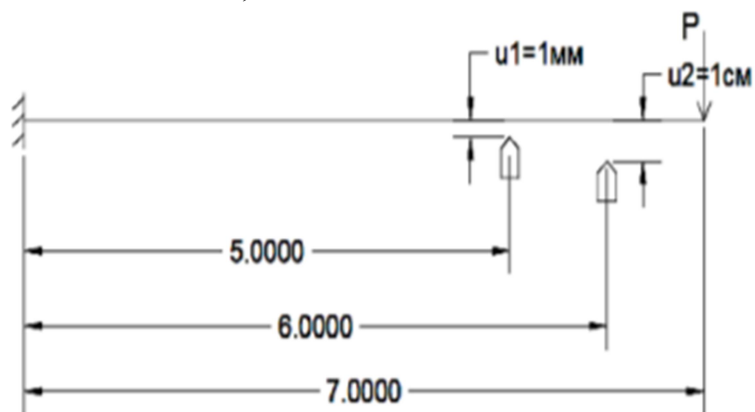


Рис. 14. Расчетная схема системы с зазорами

Возможные рабочие системы для данной задачи представлены на рис. 5.

Удалим односторонние связи, а действие их на систему заменим неизвестными усилиями X_j ($j = 1, 2$). Основная система метода сил консольная балка.

Наличие зазоров в односторонних связях учитывается в векторе правой части уравнений метода сил. Ограничения задаются в виде $X_j \geq 0$.

Параметр нагрузки P изменяется в диапазоне от 1 до 40 кН с шагом 1 кН. Таким образом, при каждом значении P решается задача квадратичного программирования. На рис. 15 представлен график изменения опорных реакций в односторонних связях в зависимости от величины прикладываемой нагрузки.

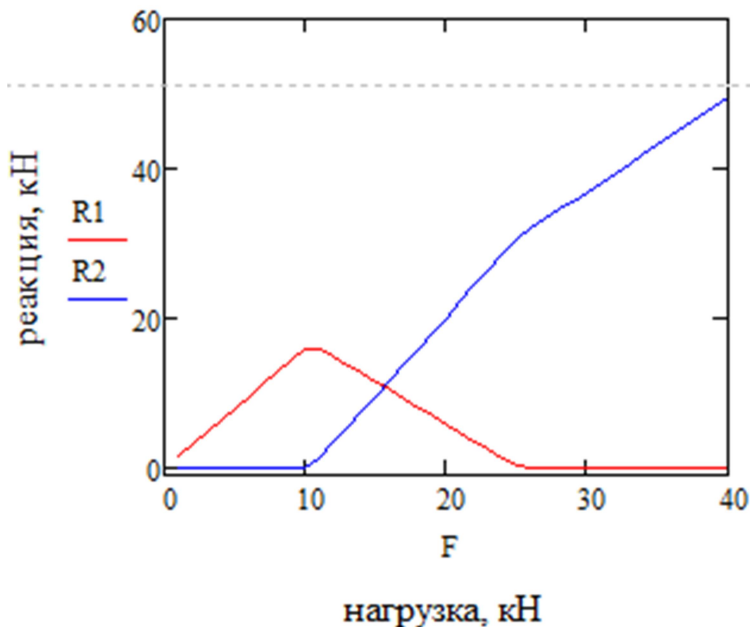


Рис. 15. Зависимость опорных реакций в односторонних связях от величины прикладываемой нагрузки

Из полученных результатов видно, что при увеличении нагрузки реакция в первой опоре сначала возрастает, а потом падает, то есть при намеренном завышении величины нагрузки можно получить ситуацию, где первая опора не нагружена, а в действительности она может испытывать экстремальное нагружение.

Пример 5. Рассмотренная выше постановка задачи относилась к системам с идеальными связями, у которых единственным источником нелинейности было наличие односторонних связей (конструктивно нелинейные системы). Рассмотрим предыдущую задачу в случае возникновения больших перемещений балки (геометрическая нелинейность), когда роль односторонних связей выполняют гибкие нити (рис. 16). В этом случае нелинейные разрешающие уравнения формируются на основе

метода конечных элементов (используются касательные матрицы жесткости дискретных моделей гибкого стержня и гибкой нити). При каждом значении нагрузки P решение нелинейной системы выполняется методом Ньютона.

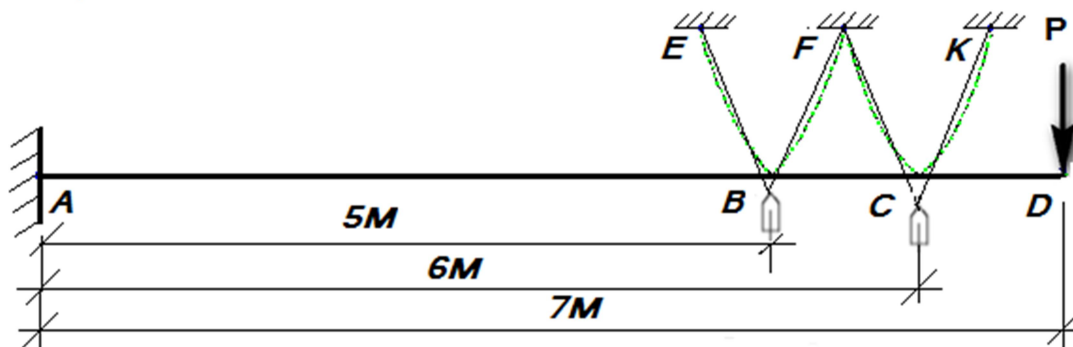


Рис. 16. Расчетная схема гибкого стержня с односторонними связями

Поперечное сечение консоли двутавр №50Б2 из стали С345. Длина консоли 7 м. На расстоянии 5 и 6 м консоль дополнительно подвешена на нити (стальной канат диаметром 16 мм). Моделирование зазоров (1 см для первой нити и 2 см для второй) выполнено заданием нити с требуемой фактической длиной ($EB=FB$; $FC=KC$).

В первом нагружении величина силы равна 10 кН. Эпюра изгибающих моментов представлена на рис. 17.

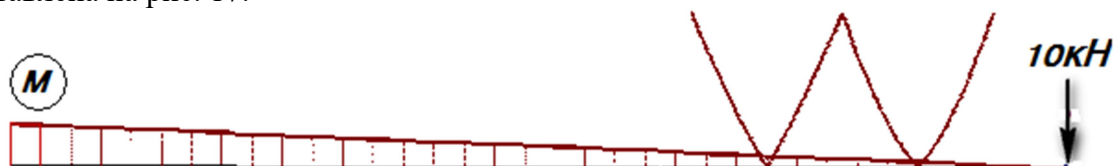


Рис. 17. Эпюра изгибающих моментов

Зазоры не закрыты, нити свободно провисают (в работу не включены), балка работает как консоль.

Во втором нагружении величина силы равна 80 кН. На рис. 18, а, б показаны эпюры продольных сил и изгибающих моментов.

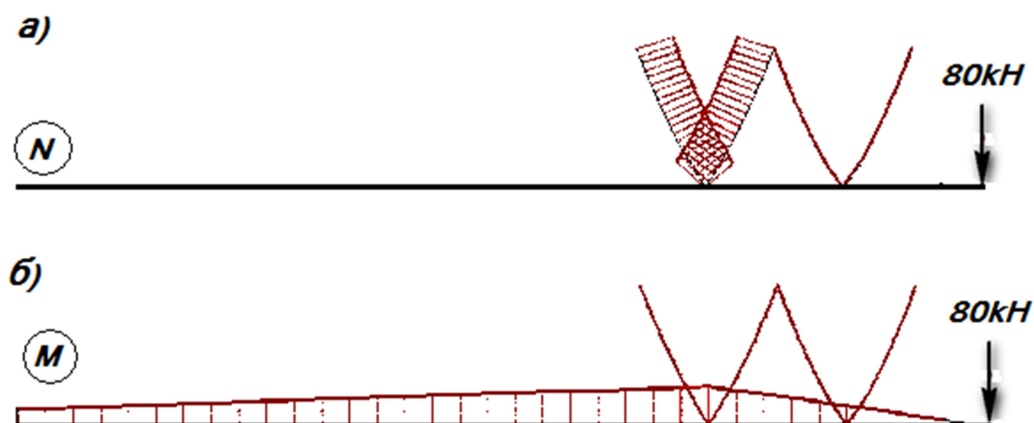


Рис. 18. Эпюры продольных сил (а) и изгибающего момента (б)

Из результатов расчета видно, что в работу включаются нити, моделирующие первую одностороннюю связь. Характер эпюры изгибающих моментов меняется (максимальный мо-

мент перемещается из заделки в точку первой односторонней связи), максимальные перемещения (в точке приложения силы) составляют 5,6 % от высоты сечения.

В третьем нагружении прикладывается сила 590 кН. На рис. 19, а, б показаны эпюры продольных сил и изгибающего момента.

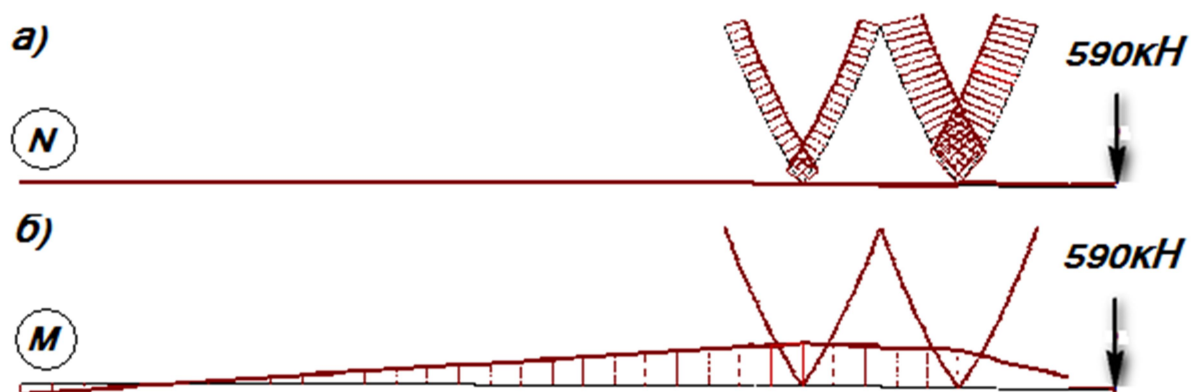


Рис.

19. Эпюры продольных сил (а) и изгибающего момента (б)

Результаты расчетов показывают, что в работу включаются обе односторонние связи, момент в заделке меняет свой знак, максимальные перемещения составляют 12,06 % от высоты сечения. Дальнейшее увеличение нагрузки приведет к возникновению еще одного типа нелинейности – физической (максимальное напряжение в консоли для третьего нагружения 343,6 МПа, предел текучести принятого материала – 345 МПа). Анализ полученных результатов показывает, что гибкие нити могут быть использованы как элементы односторонних связей в геометрически и конструктивно нелинейных задачах.

Пример 6. На рис. 20 показана балка на одностороннем упругом основании (k – коэффициент постели), нагруженная распределенной нагрузкой интенсивностью q и сосредоточенной силой P . В данном случае мы имеем систему с непрерывно распределенными по линии односторонними связями, которые могут выключаться на любой части линии.

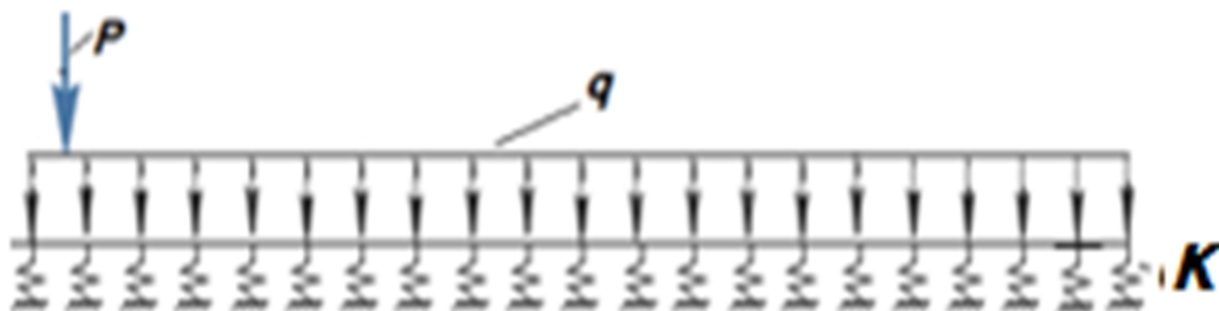


Рис. 20. Балка на одностороннем упругом основании

В качестве исходного принято дифференциальное уравнение балки на упругом основании:

$$EJ \frac{d^4 V(x)}{d^4 x} + kV(x) = q. \quad (5)$$

По концам балки изгибающие моменты и поперечные силы равны нулю.

На основе метода конечных разностей выполняется переход от дифференциального уравнения к системе линейных алгебраических уравнений относительно неизвестных прогибов балки V в узлах сетки ($A \cdot V = P$). Далее формулируется задача квадратичного программирования в виде

$$\left\{ \min\left(\frac{1}{2} V^T \cdot A \cdot V - P^T \cdot V\right), V \geq 0 \right\}. \quad (6)$$

На рис. 21, а, б представлены эпюры прогибов балки и изгибающих моментов для случаев односторонних (синий цвет) и двусторонних (красный цвет) связей.

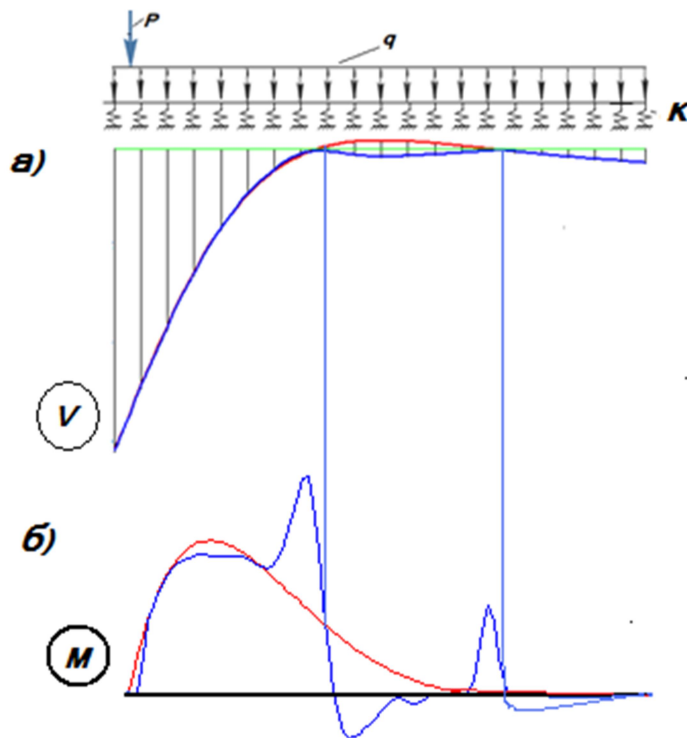


Рис. 21. Эпюры прогибов и изгибающих моментов

В данном случае задача оптимизации решалась для системы со 100 степенями свободы. Результаты расчетов показывают существенную разницу в напряженно-деформированном состоянии рассмотренных систем.

Пример 7. Применение односторонних связей отражает реалистичную работу конструкции и в случае двумерной задачи. Рассмотрим квадратную в плане плиту с размерами сторон $a = 6$ м и толщиной $\delta = 0,2$ м, шар-

нирно опёртую по контуру. Нагрузка $q=3$ кН/м² распределена равномерно по верху плиты. В качестве материала плиты принят бетон класса В30. Жесткость односторонних связей 10^6 т/м.

На рис. 22 показан деформированный вид квадратной плиты, опёртой по контуру на цилиндрические шарниры (односторонние связи). Точки срединной поверхности плиты вблизи угловых зон поднимаются вверх, о чем свидетельствует мозаика перемещений (мм).

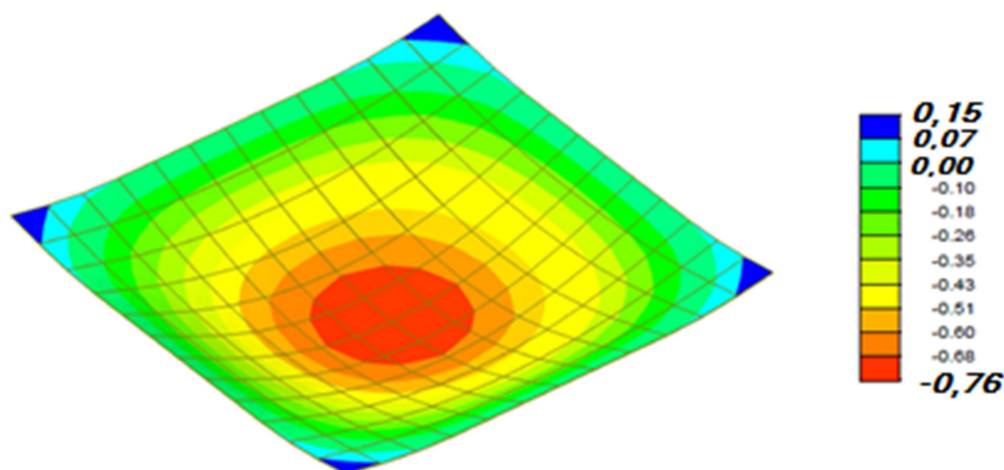


Рис. 22. Деформированный вид плиты с односторонними связями

От способа опирания плиты зависит и напряженное состояние. На рис. 23 для плиты с двусторонними связями в точках нижней поверхности показано векторное поле главных напряжений [6].

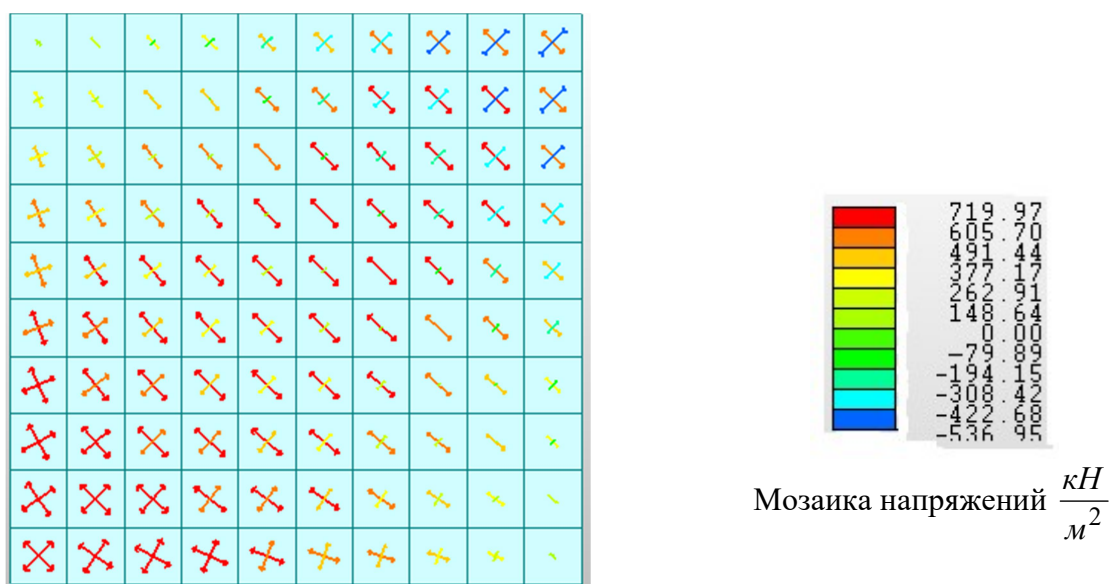


Рис. 23. Векторное поле главных напряжений (1/4 часть нижней поверхности плиты – верхний правый угол), двусторонние связи

В окрестности точек нижней поверхности плиты имеет место плоское напряженное состояние (ПНС). В угловых точках это «растяжение-сжатие». Абсолютные значения растягивающего и сжимающего напряжения близки. Это напряженное состояние – «чистый сдвиг». В центре плиты, в окрестности точек, имеет место «двустороннее растяжение».

На рис. 24 для плиты с односторонними связями показано векторное поле главных напряжений в точках нижней поверхности. В угловых зонах в окрестности точек напряженное состояние близко к одноосному растяжению (интенсивность напряжений мала).

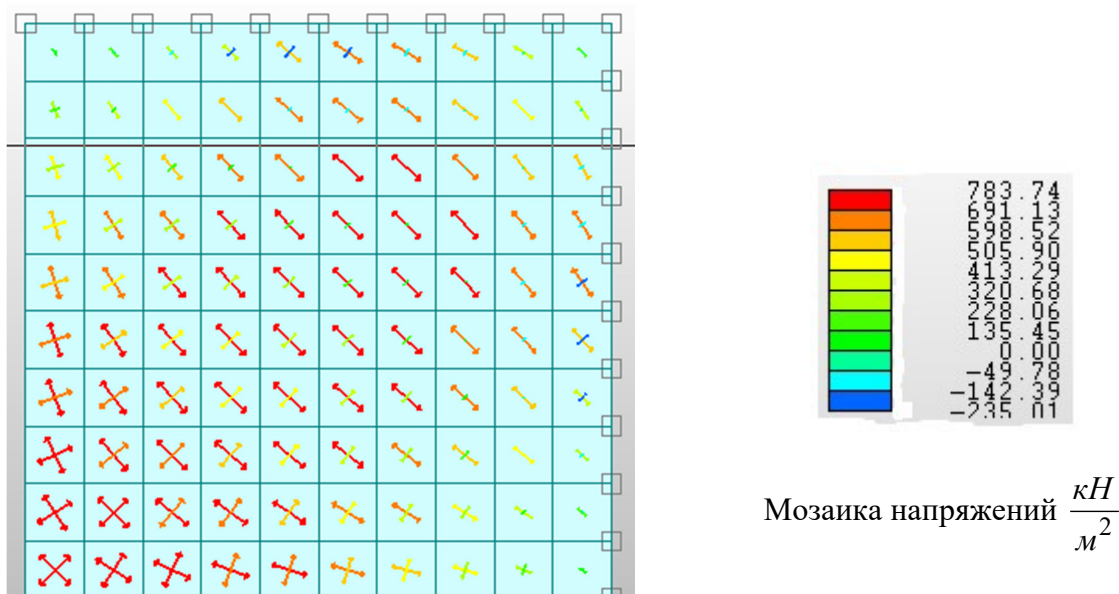


Рис. 24. Векторное поле главных напряжений
(1/4 часть нижней поверхности плиты – верхний правый угол), односторонние связи

Вместе с тем в центре плиты в окрестности точек имеет место «двустороннее растяжение». Интенсивность наибольшего растягивающего напряжения возрастает до $784 \frac{kH}{m^2}$ (при двусторонних связях $720 \frac{kH}{m^2}$).

Таким образом, в случае опирания плиты на односторонние связи напряженное состояние в зонах двустороннего растяжения является более опасным.

Для пластичного материала наиболее опасными являются угловые точки плиты с двусторонними связями.

Библиографический список

1. Аверин, А.Н. Анализ напряженно-деформированного состояния геометрически нелинейных стержневых систем/ А.Н. Аверин, А.Ю. Пузаков //Строительная механика и конструкции. – Вып.№1(6).- 2013-С.34-52.
2. Рабинович, И.М. Вопросы теории статического расчета сооружений с односторонними связями / И.М. Рабинович. – М.: Стройиздат, 1975. – 144 с. (Библиотека строительной механики).
3. Гордеев, В. И. Расчет упругих систем с односторонними связями как задача квадратичного программирования / В. И. Гордеев, А. В. Перельмутер.//Исследования по теории сооружений. -Вып. XV. Госстройиздат, 1967. – С. 208-212.
4. Перельмутер, А. В. Использование методов квадратичного программирования для расчета систем с односторонними связями / А. В. Перельмутер. //Исследования по теории сооружений. - Вып. XIX. Госстройиздат, 1972. – С. 138-147.
5. Перельмутер, А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. 4-е изд., перераб. – М.: Изд-во СКАД СОФТ, 2011. – 736 с

6. Аверин, А.Н. Анализ напряженно-деформированного состояния плиты с несимметрично расположенным квадратным отверстием / А.Н. Аверин, Е.А. Шевченко // Строительная механика и конструкции. – Вып. №1(8). – 2014. – С. 16-24.

References

1. Averin, A.N. Analysis of deflected mode of geometrically nonlinear rod systems/ A.N. Averin, A.Yu. Puzakov //Structural Mechanics and constructions. – Issue .№1(6).- 2013- P.34-52.
2. Rabinovich, I.M. Questions of the theory os statistic calculation of structures with unilateral constraints./ I.M. rabinovich. – М.: Stroiizdat, 1975. – 144 p. (Library of Structural Mechanics).
3. Gordeev, V. I. Design of elastic systems with unilateral constraints as the problem of quadratic programming/ V.I.Gordeev, A. V. Perelmuter.// Construction theory researches. - Issue. XV. Gosstroizdat, 1967. – P. 208-212.
4. Perelmuter, A. V. The application of quadratic programming methods for calculation of the systems with unilateral constraints / A. V. Perelmuter. //Construction theory research. - Issue. XIX. Gosstroizdat, 1972. – P. 138-147.
5. Perelmuter, A. V. Design simulations and their analysis possibility/ A. V. Perelmuter, V. I. Slivker. 4th issue revised. – М.: Publishing house SKAD SOFT, 2011. – 736 p.
6. Averin, A.N. The analysis of deflected mode of the slab with asymmetrically located square gap / A.N. Averin, E.A. Shevchenko //Structural Mechanics and constructions– Issue. №1(8). – 2014. – P. 16-24

Ключевые слова: односторонние связи, квадратичное программирование, подвижная нагрузка, смешанные линии влияния, одностороннее упругое основание, геометрически и конструктивно нелинейные системы.

Keywords: unilateral constraints, quadratic programming, travelling load, mixed influence lines, unilateral cushion course, geometrically and constructively nonlinear systems.

Государственный университет – учебно-научно-
производственный комплекс
Канд. техн. наук, доц. кафедры
строительных конструкций и материалов
А. А. Черняев
Россия, г. Орел, тел.: 8(4862)73-43-95
email: Chernyev87@yandex.ru

State Educational – Science – Production Complex
(city of Orel)
PhD of Tech. Sc., Assoc. Professor of Department
of Building Structures and Materials
A. A. Chernyaev
Orel, Russia, tel.: 8(4862)734395;
email: Chernyev87@yandex.ru

А.А. Черняев

ОПРЕДЕЛЕНИЕ МАКСИМАЛЬНОГО ПРОГИБА ПРИ ПОПЕРЕЧНОМ ИЗГИБЕ ПРАВИЛЬНЫХ N-УГОЛЬНЫХ, ТРЕУГОЛЬНЫХ И РОМБИЧЕСКИХ ШАРНИРНО ОПЕРТЫХ ПЛАСТИНОК С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ОТНОШЕНИЯ КОНФОРМНЫХ РАДИУСОВ

Для определения максимального прогиба упругих изотропных правильных n-угольных, треугольных и ромбических шарнирно опертых пластинок от действия равномерно распределенной по всей площади поперечной нагрузки предлагается использовать единую расчетную функцию одной переменной. В качестве этой переменной выступает новый аргумент геометрических методов решения двумерных задач строительной механики – безразмерная геометрическая характеристика формы плоской области (области пластинки) – отношение внутреннего конформного радиуса к внешнему.

A.A. Chernyaev

DEFINITION OF THE MAXIMAL DEFLECTION AT THE CROSS-BENDING STRAIGHTENING N-ANGLED AND RHOMBIC HINGED SUPPORTED PLATES WITH THE APPLICATION OF CONFORMAL RADIUS RATIO

For definition of the maximal deflection of elastic isotropic of straightening n-angled and rhombic hinged supported plates under the influence of evenly distributed on the whole area of lateral load it is suggested to use the unified design function of one variable. The geometrical method new argument of the decision of building mechanics two-dimensional problems is taken as this variable. That is the dimensionless geometrical performance of the flat area form (area of a plate) or internal to the external conformal radiuses ratio.

Введение. В работе [1] рассматривалась задача поперечного изгиба круглых, правильных n-угольных, произвольных треугольных и ромбических упругих изотропных жестко заземленных пластинок, находящихся под действием равномерно распределенной нагрузки. Задача исследовалась с позиции геометрических методов строительной механики, при этом использовался новый аргумент – безразмерная геометрическая характеристика формы плоской области (области пластинки) – отношение внутреннего конформного радиуса к внешнему [2, 3]. В работе [1] была установлена одна изопериметрическая закономерность: максимальные прогибы для пластинок рассматриваемых форм, представленные в зависимости от отношения конформных радиусов, вырождаются в единую кривую. Эта закономерность основана на возможности представления площади A рассматриваемых форм пластинок через внутренний \bar{r} и внешний \bar{r} конформные радиусы [4]:

$$A = \pi \bar{r} \bar{r}, \quad (1)$$

и не имеет аналогов.

© Черняев А.А., 2015

Поскольку равенство (1) справедливо для пластинок с однородными по контуру граничными условиями [4], то следует ожидать, что аналогичная закономерность может быть обнаружена и для шарнирно опертых пластинок рассматриваемых форм, но с одной поправкой. Так как для пластинок с криволинейным шарнирно опертым участком контура (в их числе круглые) значения физико-механических характеристик и характеристик напряженно-деформированного состояния существенно зависят от коэффициента Пуассона материала, помимо входящего в выражение для цилиндрической жесткости пластинки D [5], то круглые пластинки следует исключить из рассмотрения.

Исследование закономерности. Приведем в столбце 2 таблицы значения отношения конформных радиусов для рассматриваемых форм пластинок, а в столбце 3 известные в справочной литературе значения максимального прогиба и полученные МКЭ (с числом КЭ не менее 1000) в программе «SCAD». Значения максимального прогиба w_0 приведем к общему виду:

$$w_0 = k_w \frac{qA^2}{D}, \quad (2)$$

где k_w – коэффициент пропорциональности, зависящий от формы пластинки и ее граничных условий (этот коэффициент представляет значение максимального прогиба в общем виде и рассматривается далее); q – интенсивность поперечной нагрузки; A – площадь пластинки; D – ее цилиндрическая жесткость.

На основании табличных данных (столбцы 2, 3) отложим в координатной плоскости $k_w - \dot{r}/\bar{r}$ значения максимального прогиба k_w (рисунок).

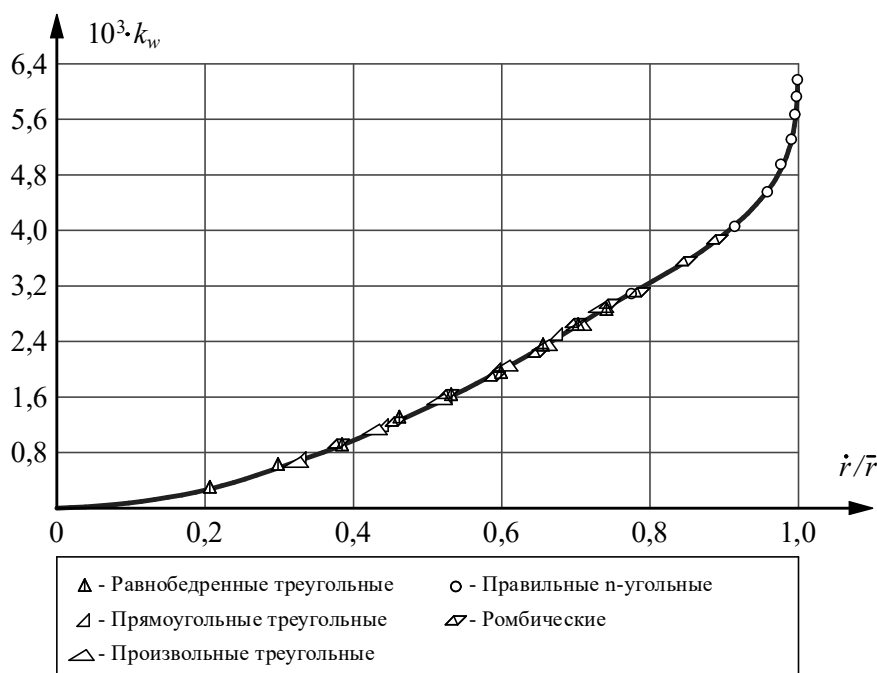


Рис. Единая кривая «максимальный прогиб k_w – отношение конформных радиусов \dot{r}/\bar{r} » для шарнирно опертых пластинок

Из рисунка видно, что все множество значений k_w для шарнирно опертых пластинок рассматриваемого множества форм так же, как и для жестко защемленных [1], вырождается в единую кривую. Воспользуемся программой «TableCurve_2D» и получим по данным таблицы (столбцы 2, 3) аппроксимирующую функцию рационального вида «Rational Equations»:

$$k_w = \frac{0,0209 + 6,3485(\dot{r}/\bar{r})^2 - 6,1837(\dot{r}/\bar{r})^4}{1 - 0,5516(\dot{r}/\bar{r})^2 - 0,4192(\dot{r}/\bar{r})^4}. \quad (3)$$

Таблица

Сопоставление известных значений максимального прогиба шарнирно опертых пластинок и полученных с помощью МКЭ (с числом КЭ не менее 1000) со значениями, найденными по единой функции (3)

Форма пластинки	\dot{r}/\bar{r}	Известные значения и значения, полученные с помощью МКЭ		Значения по аппроксимирующей функции		Δ , %
		$10^3 k_w$	источник	$10^3 k_w$	из выражения	
Пластинки в форме правильных n-угольников						
16 - угольник	0,9988	6,172	[МКЭ]	6,175	(3)	0,05
12 - угольник	0,9972	5,929	[МКЭ]	5,916		-0,22
8 - угольник	0,9903	5,313	[МКЭ]	5,346		0,63
6 - угольник	0,9762	4,954	[МКЭ]	4,889		-1,32
5 - угольник	0,9579	4,557	[МКЭ]	4,575		0,39
4 - угольник	0,9139	4,060	[5]	4,082		0,55
3 - угольник	0,7748	3,086	[5]	3,101		0,47
Пластинки в форме равнобедренных треугольников						
$\alpha = 80^\circ$	0,5308	1,622	[МКЭ]	1,617	(3)	-0,34
$\alpha = 70^\circ$	0,7270	2,745	[МКЭ]	2,801		2,04
$\alpha = 60^\circ$	0,7748	3,086	[5]	3,101		0,47
$\alpha = 50^\circ$	0,7411	2,841	[МКЭ]	2,892		1,78
$\alpha = 40^\circ$	0,6556	2,326	[МКЭ]	2,337		0,46
$\alpha = 30^\circ$	0,5342	1,650	[МКЭ]	1,634		-0,95
$\alpha = 20^\circ$	0,3837	0,920	[МКЭ]	0,920		0,04
Пластинки в форме прямоугольных треугольников						
$\alpha = 45^\circ$	0,7034	2,628	[МКЭ]	2,647	(3)	0,73
$\alpha = 40^\circ$	0,6970	2,618	[МКЭ]	2,617		0,71
$\alpha = 30^\circ$	0,6436	2,251	[МКЭ]	2,261		0,45
$\alpha = 20^\circ$	0,5284	1,598	[МКЭ]	1,604		0,37
Пластинки в форме произвольных треугольников						
$\alpha = 45^\circ, \beta = 60^\circ$	0,7459	2,922	[МКЭ]	2,924	(3)	0,05
$\alpha = 30^\circ, \beta = 70^\circ$	0,6511	2,342	[МКЭ]	2,309		-1,41
$\alpha = 30^\circ, \beta = 45^\circ$	0,6087	2,053	[МКЭ]	2,050		-0,17
$\alpha = 20^\circ, \beta = 60^\circ$	0,5225	1,570	[МКЭ]	1,573		0,22
Ромбические пластинки						
$\alpha = 80^\circ$	0,9036	3,990	[5]	3,989	(3)	-0,03
$\alpha = 70^\circ$	0,8724	3,740	[МКЭ]	3,734		-0,15
$\alpha = 60^\circ$	0,8199	3,410	[5]	3,376		-1,01
$\alpha = 50^\circ$	0,7457	2,930	[5]	2,921		-0,32
$\alpha = 40^\circ$	0,6487	2,253	[МКЭ]	2,293		1,78
$\alpha = 30^\circ$	0,5277	1,640	[5]	1,600		-2,42
$\alpha = 20^\circ$	0,3807	0,923	[5]	0,901		-3,50
Примечания:						
1. α – для равнобедренной треугольной пластинки равный угол при основании, для прямоугольной треугольной – меньший угол при гипотенузе, для произвольной треугольной – меньший из двух углов при основании (β – второй угол), для ромбической пластинки – острый угол.						
2. Значения \dot{r}/\bar{r} взяты из работы [1].						
3. Δ – разница между значениями в столбцах 2 и 4.						
4. Значения прогиба представлены в общем виде (2).						

Выводы

1. Значения максимального прогиба от действия равномерно распределенной по всей площади поперечной нагрузки для правильных n -угольных, треугольных и ромбических шарнирно опертых пластинок равной площади (равновеликих), представленные как функции отношения внутреннего конформного радиуса к внешнему, подсчитанных для областей ограниченных их контуром, вырождаются в единую кривую.

2. Шарнирно опертые равновеликие пластинки рассматриваемых форм, имеющие одинаковое значение отношения конформных радиусов, имеют и одинаковую величину максимального прогиба от действия равномерно распределенной по всей площади поперечной нагрузки, с погрешностью, не превышающей 3,5 %.

Библиографический список

1. Коробко, В.И. Определение максимального прогиба при поперечном изгибе круглых, правильных n -угольных, треугольных и ромбических жестко защемленных пластинок с использованием отношения конформных радиусов / В.И. Коробко, А.А. Черняев // Строительная механика и конструкции. – 2011. – №2. – С. 53-61.
2. Коробко, В.И. Решение задач поперечного изгиба пластинок с использованием конформных радиусов / В.И. Коробко, А.А. Черняев // Строительная механика и расчет сооружений. – 2011. – №6. – С. 16-22.
3. Коробко, В.И. Отношение конформных радиусов – новый аргумент геометрических методов решения двумерных задач теории упругости / В.И. Коробко, А.А. Черняев // Вестник отделения строительных наук РААСН. – 2012. – Вып. 16. – Т. 1. – С. 149-161.
4. Поля, Г. Изопериметрические неравенства в математической физике [пер. с англ.] / Г. Поля, Г. Сеге. – 2-е изд., стереотипное – М.: КомКнига, 2006. – 336 с.
5. Коробко, В.И. Строительная механика пластинок: Техническая теория / В.И. Коробко, А.В. Коробко. – М.: Спектр, 2010. – 410 с.

References

1. Korobko, V.I. Definition of the maximal deflection at the cross-bending straightening n -angled and rhombic inflexibly restrained plates with the application of conformal radius ratio / V.I. Korobko, A.A. Chernyaev // Structural Mechanics and constructions. – 2011. – №2. – P. 53-61.
2. Korobko, V.I. Solution of problems of cross-bending of plates with use of conformal radiuses / V.I. Korobko, A.A. Chernyaev // Structural Mechanics and construction design. – 2011. – №6. – P. 16–22.
3. Korobko, V.I. Ratio of conformal radiuses is a new argument of geometrical methods of the solution of two-dimensional problem of the elasticity theory/ V.I. Korobko, A.A. Chernyaev // Bulletin of the department of Building sciences RAACS. – 2012. – Issue. 16. – Vol. 1. – P. 149–161.
4. Polya, G. Isoperimetric inequalities in the mathematical physics [translation from English] / G.Polya, G.Sege. – 2 edit., stereotypic – M: KomKniga, 2006. – 336 p.
5. Korobko, V.I. Construction mechanics of plates: Technical theory / V.I. Korobko, A.V. Korobko. – Moscow: Spectr, 2010. – 410 p.

Ключевые слова: пластинки, шарнирное опирание, поперечный изгиб, максимальный прогиб, отношение конформных радиусов, геометрические методы строительной механики.

Keywords: plates, hinge a support, cross-section bend, maximal deflection, ratio of conformal radii, geometrical methods of building mechanics.

*Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Аспирант кафедры строительной механики
Ю.А. Доманова
Россия, г. Воронеж, тел.: +7(473)271-52-30
e-mail: jas13@mail.ru*

*Voronezh State University of Architecture and Civil
Engineering
Postgraduate student of Department of Structural
Mechanics
Y.A. Domanova
Voronezh, Russia, tel.: +7(473)2715230
e-mail: jas13@mail.ru*

Ю.А. Доманова

РАСЧЕТНЫЙ АНАЛИЗ НАТУРНЫХ ИЗМЕРЕНИЙ РЕЗОНАНСНЫХ КОЛЕБАНИЙ ВИСЯЧЕГО ВОДОВОДА

Производится анализ данных натуральных измерений резонансных колебаний висячего трубопроводного перехода, возбуждаемых периодическим силовым воздействием, и их сравнение с результатами, полученными с помощью динамических расчетов конечно-элементной модели водовода методами разложения по собственным формам и непосредственного интегрирования.

Y.A. Domanova

DESIGN ANALYSIS OF ACTUAL MEASUREMENTS OF SUSPENSION PIPELINE RESONANCE VIBRATIONS

There is given the analysis of experimental measurements data of resonance vibrations of suspension pipeline caused by periodic force action and their comparison with the results obtained with the help of dynamic analysis of finite-element design model of suspension pipeline by the decomposition technique according to the proper forms and of direct integration.

В настоящее время в Российской Федерации наблюдается рост городов, их расширение и увеличение плотности застройки. На фоне этого происходит улучшение качества инфраструктуры крупных городов и включение в ее сеть ранее не охваченных мелких и отдаленных населенных пунктов. Важнейшим элементом городской инфраструктуры является трубопроводная сеть, используемая для транспортировки воды и газа. Несмотря на то, что большая часть магистральных трубопроводов проходит под землей, часто возникает необходимость в устройстве надземных трубопроводных переходов для преодоления разного рода препятствий природного и техногенного характера. Наиболее экономичными и простыми в строительстве, эксплуатации и ремонте являются висячие и вантовые трубопроводные переходы, которые могут перекрывать малые и большие пролеты и применяются как для масштабных проектов, так и для трубопроводов местного значения.

Главной особенностью висячих трубопроводных переходов является их гибкость, допускающая значительные перемещения от статических и динамических нагрузок. При расчете данных систем по статической схеме необходимо учитывать геометрическую нелинейность [1]. Гибкость висячих трубопроводов обуславливает плотный спектр собственных форм в низкочастотном диапазоне, а также необычное поведение при динамическом силовом или кинематическом воздействии, представляющее определенный интерес для исследования.

Нелинейные статические свойства висячих трубопроводных переходов уже были рассмотрены в работах [2 – 5], анализ динамических параметров производился в работе [6].

В настоящей статье приводятся результаты расчетного анализа натуральных измерений резонансных колебаний висячего водовода, возбуждаемых периодическим силовым воздействием.

Натурные испытания висячего трубопроводного перехода через р. Ока в г. Орел проводились в январе 2015 года. Целью испытаний являлось изучение динамической реакции висячего трубопроводного перехода на периодическое силовое возмущение и сопоставление полученных данных с результатами численного анализа конечно-элементной модели данной конструкции.

Трубопровод представляет собой трехпролетную комбинированную конструкцию, в которой для транспортирования воды используется стальная труба диаметром 820 мм со стенкой толщиной 10 мм. Средний пролет трубопровода подвешен к стальным кабелям диаметром 70 мм, крайние шарнирно опираются на железобетонные устои пилонов и анкерные опоры. Концы кабелей жестко заделываются в стойки анкерных опор, высота которых от ростверка равна 5 м. Величина среднего пролета – 76 м, крайних – 15 м. Кабели несущей системы поддерживаются пилонами, которые представляют собой железобетонные стойки, соединенные распорками. Пилоны сопряжены с устоями шарнирно. Трубопровод по длине пролетов опирается на поперечные швеллеры, подвешенные с помощью вертикальных оттяжек к несущему кабелю. К этим же швеллерам крепятся конструкции технологических мостиков для передвижения обслуживающего персонала. Общий вид трубопроводного перехода представлен на рис. 1



Рис. 1. Общий вид трубопроводного перехода через р. Ока в г. Орел в январе 2015 года

Испытание заключалось в регистрации вертикальных перемещений в двух характерных сечениях: $\frac{1}{2}$ и $\frac{1}{4}$ пролета. Силовое динамически изменяющееся во времени воздействие, возбуждающее колебания трубопровода, прикладывалось по двум схемам (рис. 2): схема «а» – сила приложена в середине пролета; схема «б» – сила приложена в четверти пролета. Перемещения трубопровода в середине и в четверти пролета регистрировались установленными в этих сечениях триангуляционными лазерными датчиками серии РФ603 производства ООО «РИФТЕК» республики Беларусь.

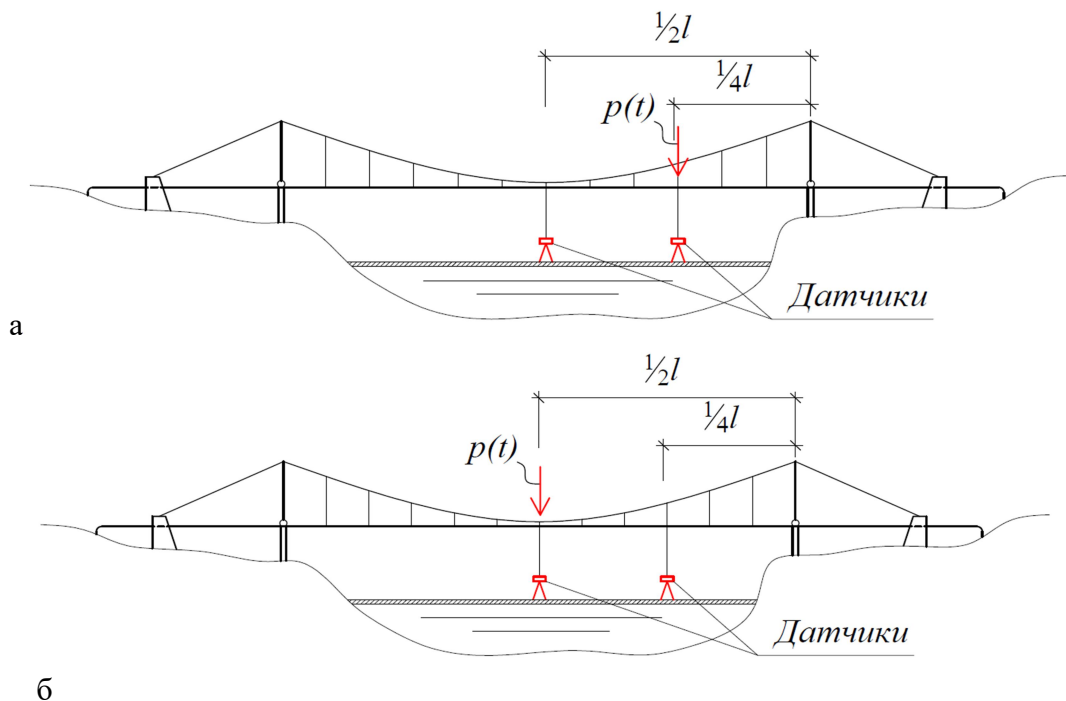


Рис. 2. Схемы проведения эксперимента: а) сила приложена в середине пролета, б) сила приложена в четверти пролета

Силовое воздействие передавалось на пролетное строение трубопровода путем периодического натяжения и ослабления концов троса, закрепленного на трубе (рис. 4). Максимум силы, прикладываемой к пролетному строению, составлял 150 кг, период повторения воздействия для схемы «а» был выбран равным около 3 с, для схемы «б» – около 0,75 с.

Датчик представляет собой устройство, определяющее расстояние до отвеса, закрепленного на характерном сечении трубопровода и зафиксированного в равновесном состоянии при помощи упругих пружин (рис. 3). Отсчеты по датчикам снимаются синхронно с периодом 0,045 с и записываются управляющим компьютером.



Рис. 3. Установка триангуляционного датчика, фиксирующего вертикальные перемещения трубопровода



Рис. 4. Тросы для передачи силового воздействия на пролетное строение трубопровода

В результате испытаний были получены цифровые массивы вертикальных перемещений характерных сечений пролетного строения трубопровода: в $\frac{1}{4}$ пролета и $\frac{1}{2}$ пролета. По этим данным были построены графики и произведен их спектральный анализ с целью выявления преобладающих частот колебаний.

Испытания по схеме «а». Цель эксперимента - вызвать резонансные колебания по изгибной собственной форме в вертикальной плоскости по одной полуволне. Ожидаемая частота данной формы, вычисленная с помощью конечно-элементного расчетного комплекса, составляла 0,44 Гц (период 2,3 с). Частота динамического воздействия должна была соответствовать данной величине, однако фактическая ее частота составила 0,35 Гц (период 2,86 с). Графики колебания расчетных сечений представлены на рис. 5, спектральный анализ полученных данных приведен на рис. 6. Вызвать резонансные колебания трубопровода не удалось, спектральный анализ показал отсутствие частоты, близкой к ожидаемой.

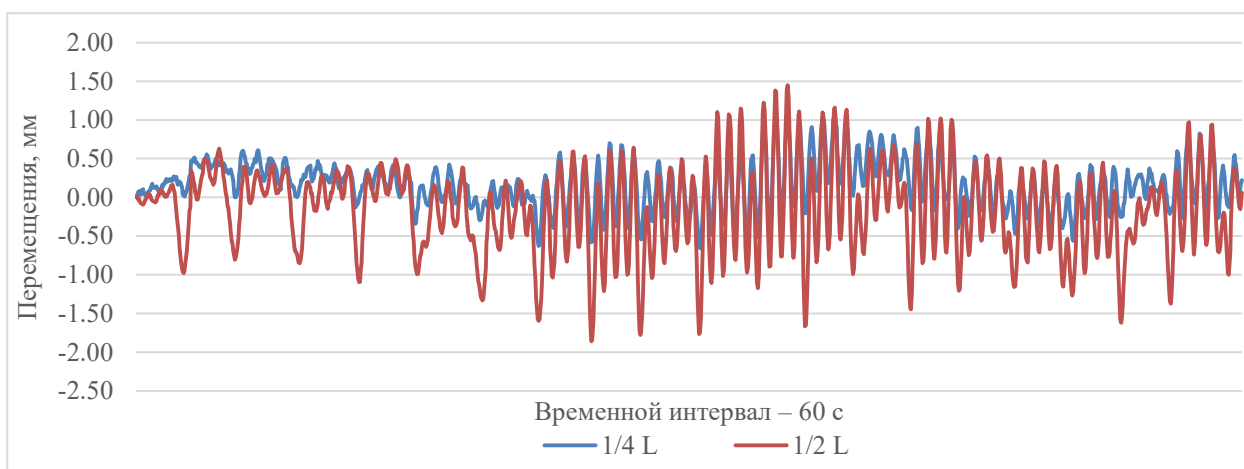


Рис. 5. Графики колебаний расчетных сечений от динамического воздействия по схеме «а»

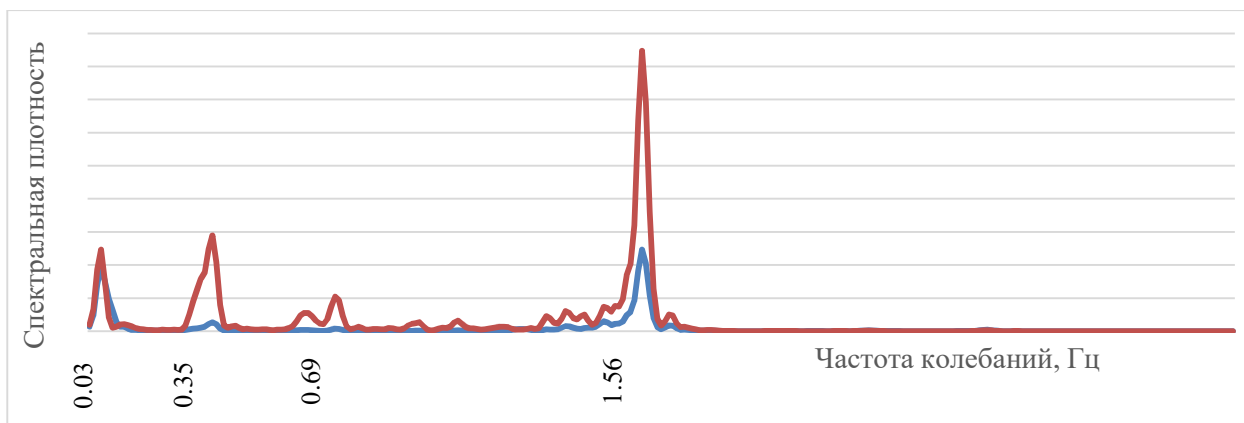


Рис. 6. Спектральный анализ графиков колебаний расчетных сечений от динамического воздействия по схеме «а»

Частота, соответствующая наибольшей спектральной плотности 1,56 Гц (период 0,64 с), вероятнее всего, принадлежит одной из высших изгибных собственных форм; значение, полученное при модальном анализе конечно-элементной модели трубопровода, наиболее приближенное к данному, равняется 2,0 Гц и соответствует изгибной форме с пятью полуволнами.

Вторая по значимости частота 0,35 Гц соответствует частоте динамического воздействия на систему.

Особый интерес представляет имеющая достаточно высокую спектральную плотность гармоника с частотой 0,03 Гц, соответствующая периоду 30 с. Данные низкочастотные колебания предположительно могут быть вызваны перетеканием жидкости внутри трубопровода в результате недостаточной его заполненности. Это явление может оказывать существенное влияние на НДС трубопроводного перехода и требует специального исследования.

Наименьший заметный пик на графике спектральных плотностей принадлежит частоте 0,69 Гц (период 1,44 с). Это значение является наиболее близким к прогнозируемой частоте колебаний по изгибной собственной форме с одной полуволной.

Испытания по схеме «б». Целью эксперимента являлось изучение резонансных колебаний по изгибной собственной форме в вертикальной плоскости по трем полуволнам. Графики колебания расчетных сечений показаны на рис. 7, спектральный анализ полученных данных представлен на рис. 8.

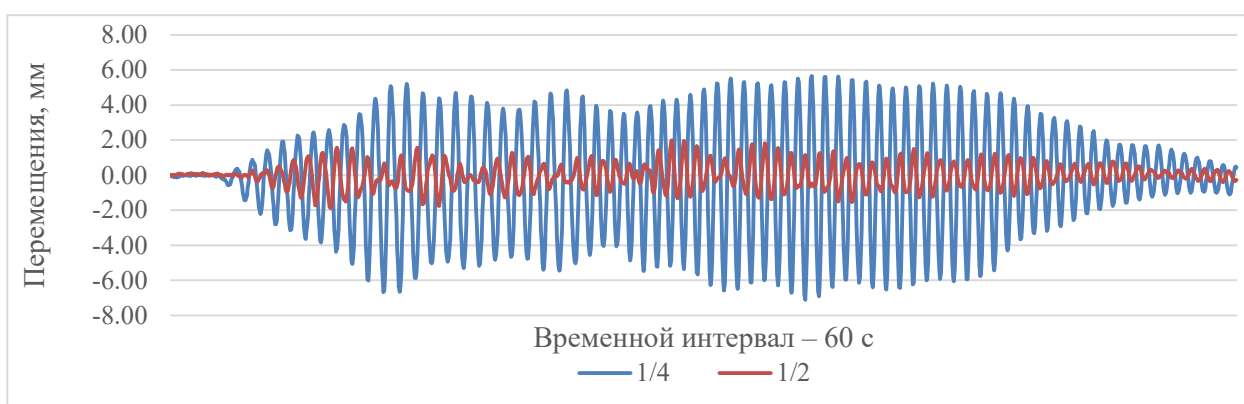


Рис. 7. Графики колебаний расчетных сечений от динамического воздействия по схеме «б»



Рис. 8. Спектральный анализ графиков колебаний расчетных сечений от динамического воздействия по схеме «б»

Ожидаемая частота изгибной собственной формы в вертикальной плоскости по трем полуволнам, вычисленная с помощью конечно-элементного расчетного комплекса, составляла 1,18 Гц (период 0,85 с). Частота периодического силового воздействия должна была соот-

ветствовать данной величине. Однако после проведения нескольких пробных серий опытным путем была определена частота приложения нагрузки, вызывающая резонанс, составившая 1,32 Гц (период 0,76 с). Амплитуды в точке приложения нагрузки ($\frac{1}{4}$ пролета) возросли до 6 мм, амплитуды в середине пролета – до 2 мм. На графике видны биения, возникающие в результате наложения двух близких частот, особенно выраженные в $\frac{1}{2}$ пролета. Одной из этих частот, согласно спектральному анализу полученных графиков, является частота 1,32 Гц, с которой, согласно графикам рис. 7, колеблются расчетные сечения. Другая частота, 1,14 Гц, очень близка к вычисленной с помощью МКЭ, однако на графиках она не просматривается и происхождение ее осталось невыясненным.

Сравнение экспериментальных данных с результатами расчета. После анализа экспериментальных результатов был произведен расчет конечно-элементной модели трубопроводного перехода на действие динамических нагрузок, соответствующих экспериментальным загрузкам «а» и «б». Динамическая расчетная схема, представленная на рис. 9, была подробно описана в работе [6]. Численные исследования динамических параметров выполнялись с использованием вычислительного комплекса CSI SAP 2000 [7]. При выполнении динамического анализа учитывался собственный вес несущих и вспомогательных конструкций, автоматически приведенный к узловым массам, а также задавалась масса транспортируемой жидкости в трубопроводе с помощью добавочных узловых инертных элементов. Натурные наблюдения дали основания полагать, что заполненность трубопровода на момент испытаний не была полной. В расчетах масса воды была уменьшена до 40 % от ее полного значения. Это позволило сравнить частоту изгибной собственной формы в вертикальной плоскости по трем полуволнам с реально наблюдаемой резонансной частотой 1,32 Гц.

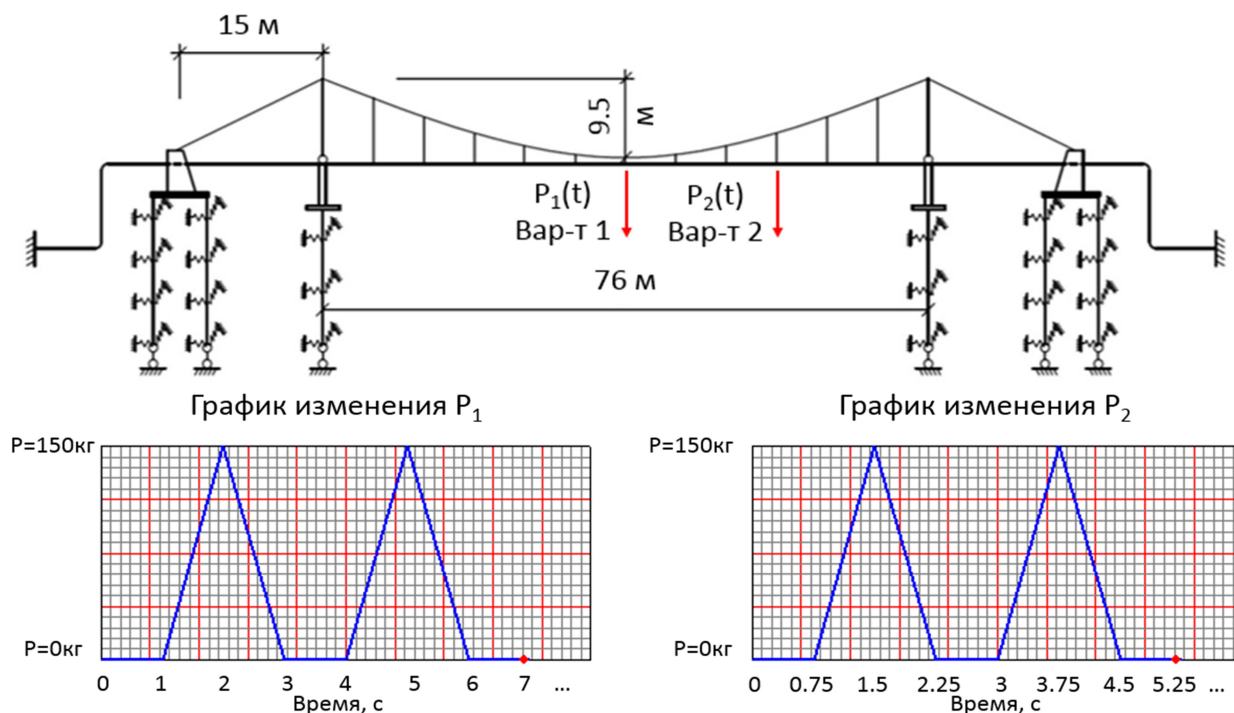


Рис. 9. Динамическая расчетная схема трубопроводного перехода с временными функциями силовых воздействий

Динамический анализ производился в двух вариантах: методом разложения в ряд по собственным формам и методом непосредственного интегрирования уравнений движения. В обоих случаях за начальное принималось НДС трубопровода после выполнения нелинейного статического расчета на действие собственного веса и веса воды в трубопроводе. Для расчета методом непосредственного интегрирования принимался рекомендованный в руководстве к расчетному комплексу метод Хильбера-Хьюза-Тэйлора, который является модифицированным методом Ньюмарка второго порядка точности.

Сравнение результатов расчетов с экспериментальными данными приведено на рис. 10 и 11.

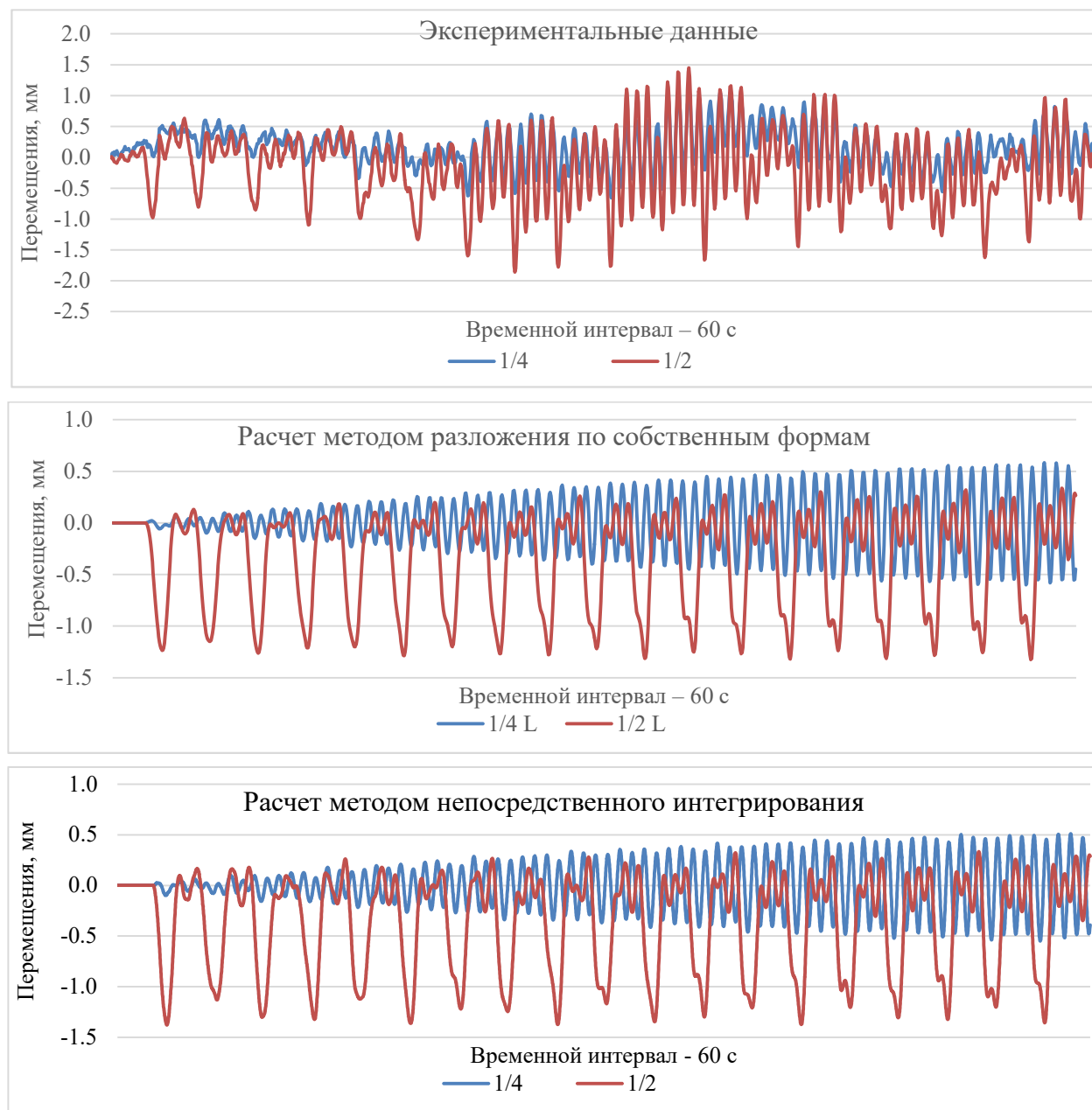


Рис. 10. Графики колебаний расчетных сечений трубопровода при загрузке по схеме «а», полученные экспериментальным путем и в результате расчета с использованием методов разложения по собственным формам и непосредственного интегрирования

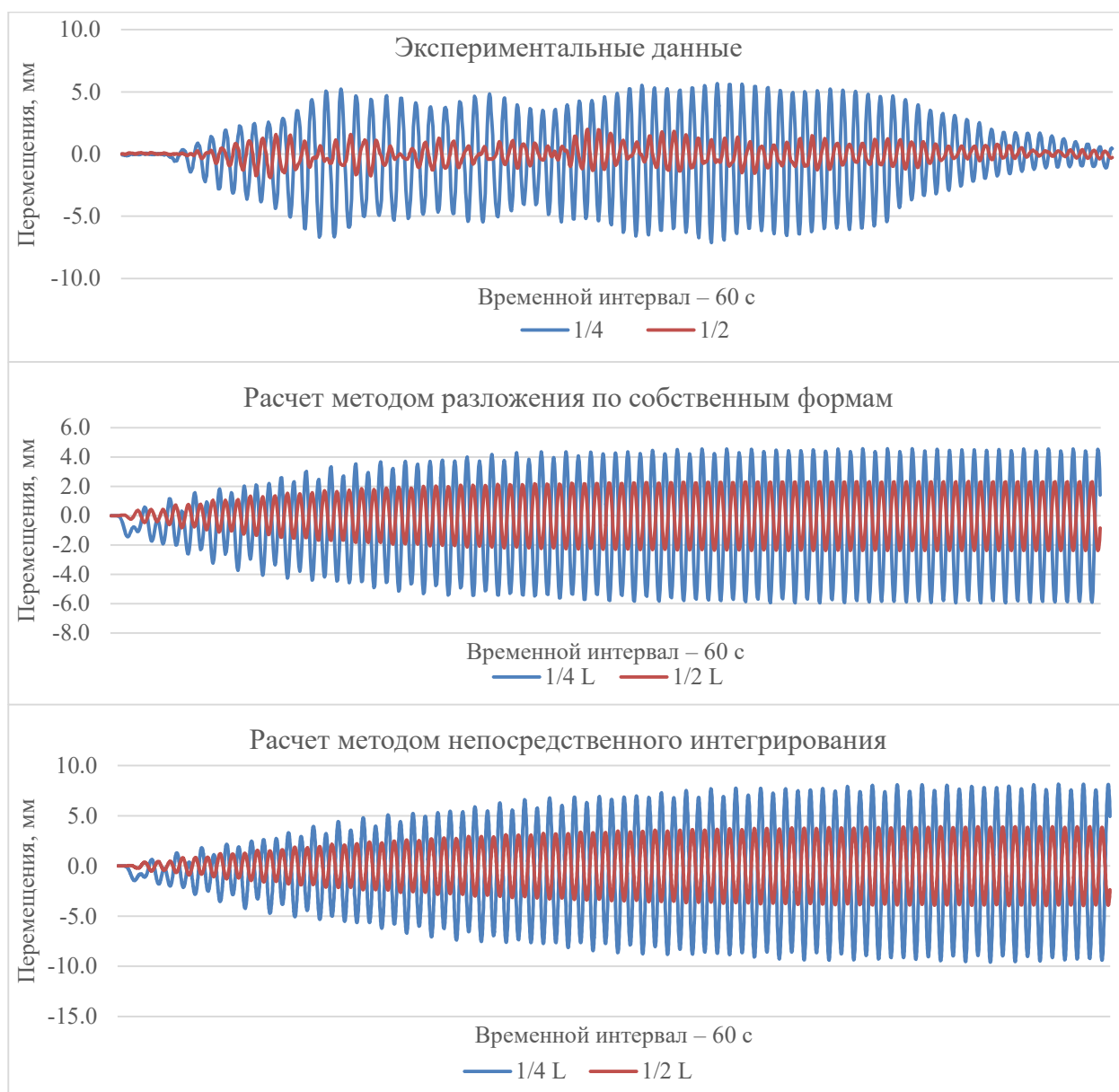


Рис. 11. Графики колебаний расчетных сечений трубопровода при загрузении по схеме «б», полученные экспериментальным путем и в результате расчета с использованием методов разложения по собственным формам и непосредственного интегрирования

Анализируя графики, приведенные на рис. 10, 11, можно сделать вывод об удовлетворительной сходимости колебаний, полученных при расчете по двум методикам, с результатами эксперимента. Амплитуды в сечениях, удаленных от точки приложения нагрузки, несколько превышают экспериментальные. Кроме того, заметны существенные различия в характере колебательного процесса на расчетных графиках и экспериментальных, в частности, на расчетных графиках отсутствуют биения и отличается частота колебаний по схеме «а». Однозначную причину, вызывающую данные различия, выявить не представляется возможным из-за присутствия многих неучтенных факторов, таких как заполненность трубопровода, влияние перераспределения массы движущейся по трубопроводу жидкости и возникающих при этом сил инерции, отличие расчетной модели трения от реальной, а также вероятное несоответствие характера деформирования висячего водовода при локальном силовом возмущении модели стоячей волны.

Одним из факторов, значительно влияющим на результаты динамического расчета, является назначение коэффициентов демпфирования. В расчетном комплексе SAP 2000 присутствует возможность задавать модель трения с помощью совокупности двух коэффициентов: K_m – коэффициента демпфирования по массе и K_c – коэффициента демпфирования по жесткости. Эти коэффициенты обычно подбираются в зависимости от низших собственных частот конструкции, однако могут варьироваться в широком диапазоне. На рис. 12 для сравнения представлены графики, полученные для загрузки по схеме «а» с помощью динамического расчета методом разложения по собственным формам с различными значениями коэффициентов демпфирования.

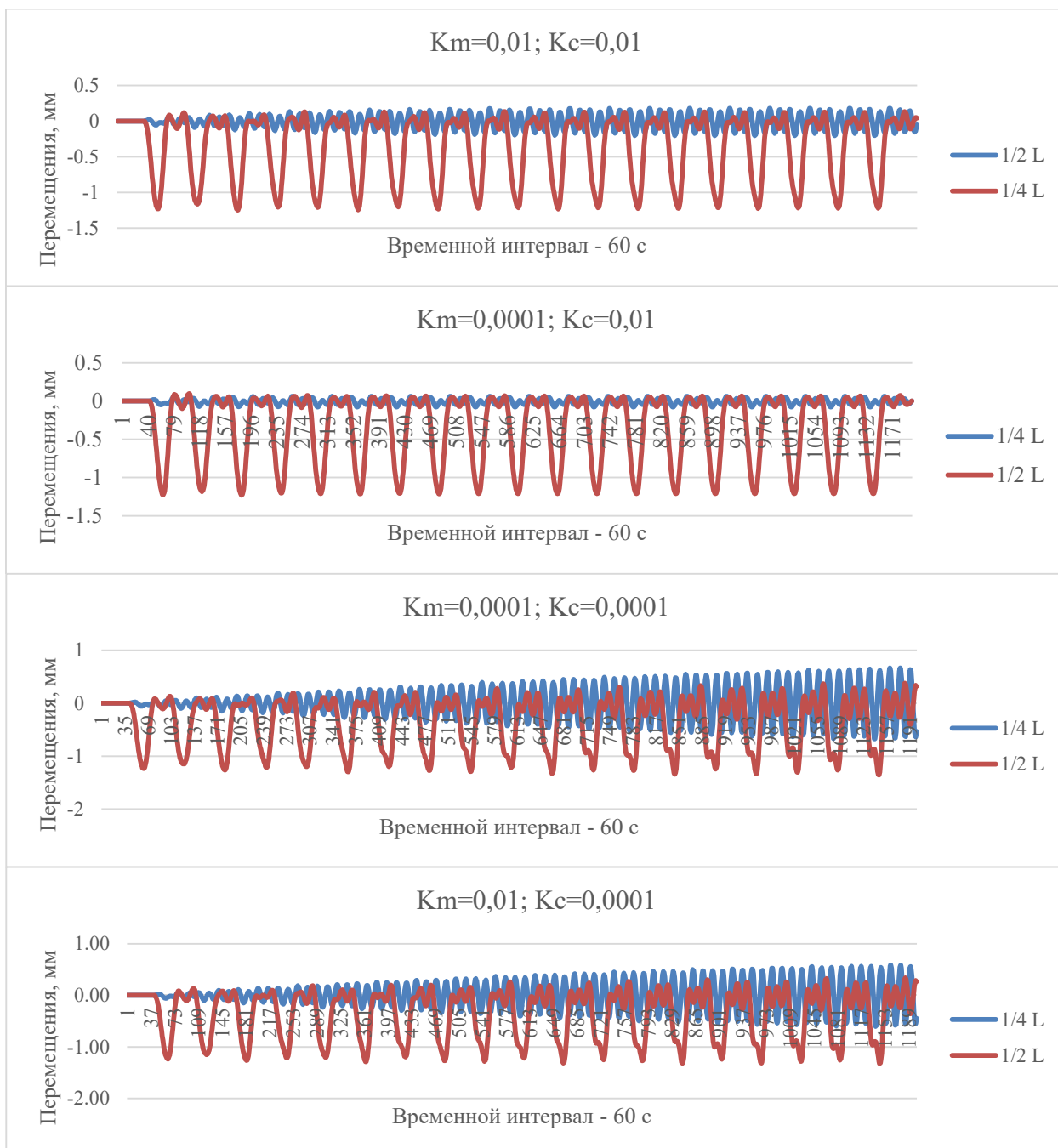


Рис. 12. Графики колебаний расчетных сечений трубопровода при загрузке по схеме «а», полученные с участием разных коэффициентов демпфирования

Выводы

1. При сравнении расчетных и натуральных графиков колебаний характерных сечений висячего водовода, возбуждаемых периодическим силовым воздействием, заметны существенные различия в характере колебательного процесса, обусловленные рядом неучтенных факторов, таких как заполненность трубопровода, влияние перераспределения массы движущейся по трубопроводу жидкости и возникающих при этом сил инерции, отличие расчетной модели трения от реальной, а также вероятное несоответствие характера деформирования висячего водовода при локальном силовом возмущении модели стоячей волны.
2. Важнейшим фактором, значительно влияющим на результаты динамического расчета, является правильный подбор коэффициентов демпфирования висячей системы.
3. Несмотря на ряд различий, сходимость результатов расчетов висячей системы на действие периодического силового воздействия методом разложения по собственным формам и методом непосредственного интегрирования является удовлетворительной.

Библиографический список

1. Сафронов, В.С. Расчет висячих и вантовых мостов на подвижную нагрузку / В.С. Сафронов – Воронеж: Изд-во ВГУ, 1982. – 196 с.
2. Сафронов, В.С. Прочностной анализ несущих конструкций висячего трубопровода через реку Ока в г. Орел / В.С. Сафронов, Ю.А. Суханова // Строительная механика и конструкции. – Воронеж, 2010. – Вып.1. – С. 59-65.
3. Сафронов, В.С. Нелинейный статический анализ трубопровода с вантовой несущей системой / В.С. Сафронов, Ю.А. Доманова// Строительная механика и конструкции. – Воронеж, 2012. – Вып.1(4). – С.91-97.
4. Сафронов, В.С. Нелинейный статический анализ висячего трубопроводного перехода на действие вертикальной временной нагрузки / В.С. Сафронов, Ю.А. Доманова// Научный вестник ВГАСУ. – Воронеж, 2014. – Вып.3 (35). – С. 118 – 127
5. Сафронов, В.С. Расчетная схема висячего трубопровода для статического анализа несущей системы на действие вертикальной нагрузки / В.С. Сафронов, Ю.А. Доманова//Строительная механика и конструкции. – Воронеж, 2014. – Вып.1 (8). – С. 49 – 56.
6. Сафронов, В.С. Динамические характеристики висячих двухпилонных трубопроводных переходов с вертикальными подвесками / В.С. Сафронов, Ю.А. Доманова// Научный вестник ВГАСУ. – Воронеж, 2015. – Вып.1 (37). – С. 112 – 123
7. Справочное руководство SAP2000. – Беркли, Калифорния, США, 2009. – 470 с.

References

1. Safronov, V.S. Analysis of suspension and cable-stayed bridges under mobile load/V.S. Safronov-. Voronezh, Publishing house of VGU,1982, 196 p.
2. Safronov, V.S., Strengthening analysis of bearing structures of suspension pipeline across the Oka river in the city of Orel/V.S. Safronov, Yu.A. Suhanova// Structural Mechanics and Structures, 2010, Issue. 1, pp. 59-65.

3. Safronov, V.S. Nonlinear static analysis of pipeline with bearing cable-stayed system./ V.S Safronov, Yu.A. Domanova. Structural Mechanics and Structures, 2012, Issue. 1(4), pp. 91-97.
4. Safronov, V.S. Nonlinear static analysis of suspension pipeline crossing under vertical live load // V.S., Safronov, Yu.A Domanova.. Scientific Bulletin of VGASU,- Voronezh, 2014, P. 118-127
5. Safronov, V.S. Design model of suspension pipeline for static analysis of bearing system under vertical load/ V.S., Safronov, Yu.A Domanova//Structural Mechanics and Structures, 2014, Issue. 1(8), P. 49 – 56.
6. Safronov, V.S.. Dynamic parameters of two-tower suspension pipelines with vertical pendants/ V.S., Safronov, Yu.A Domanova..// Scientific Bulletin of VGASU, 2015, Issue. 1(37), P. 112 – 123.
7. Reference guide 2000. SAP2000 - Berkeley, California, USA, 2009, 470 p.

Ключевые слова: висячий трубопровод, динамический расчет, периодическое силовое воздействие, разложение по собственным формам, непосредственное интегрирование, экспериментальные данные, спектральный анализ, напряженно-деформированное состояние, динамическая расчетная схема.

Keywords: suspension pipeline, dynamic analysis, periodic force action, modal analysis, direct integration, experimental data, spectral analysis, deflected mode, dynamic design scheme.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

УДК 624.072.2

*Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Канд. техн. наук, доц. кафедры строительных
конструкций, оснований и фундаментов
А.Э. Поликутин
Аспирант кафедры строительных конструкций,
оснований и фундаментов
Х.З. Чьонг
Россия, г. Воронеж, тел.: 89507748742
e-mail: dunghiep371986@gmail.com*

*Voronezh State University of Architecture and Civil
Engineering
PhD of Tech. Science, Associate Professor of Department
of Constructional structures, bases and foundations
A.E. Polikutin
Postgraduate of Department of Constructional structures
and bases and foundations
H.D. Truong
Voronezh, Russia, ph. +79507748742
e-mail:dunghiep371986@gmail.com*

А.Э. Поликутин, Х.З. Чьонг

СОПОСТАВИТЕЛЬНЫЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДВУХСЛОЙНЫХ КАУТОНО-БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПО НАКЛОННЫМ СЕЧЕНИЯМ

Приведено сравнение результатов экспериментальных исследований наклонных сечений каутоно-бетонных изгибаемых элементов с аналогичными элементами, выполненными из железобетона.

A.E. Polikutin, H.D. Truong

COMPARATIVE EXPERIMENTAL STUDIES OF LOAD-CARRYING CAPACITY OF DIPLOBLASTIC CAUTON-CONCRETE AND REINFORCED CONCRETE BEAMS AC- CORDING TO OBLIQUE SECTION

The comparison of experimental results of cauton-concrete flexural members oblique section with similar members made of reinforced concrete.

Одной из задач строительной отрасли является разработка прогрессивных материалов и несущих конструкций на их основе. Одним из таких материалов может служить разработанный в Воронежском ГАСУ каучуковый полимербетон (каутон) [7, 8]. Каутон обладает благоприятными физико-механическими характеристиками и высокой, практически универсальной, химической стойкостью [11]. Исследованию каутона как строительного материала посвящены работы [4, 5]. Исследованию строительных конструкций, выполненных из каутона, – работы [3, 6]. С целью повышения эффективности каутона при применении его в строительных конструкциях без значительного снижения эксплуатационных показателей при одновременном снижении стоимости конструкций в Воронежском ГАСУ были разработаны и исследованы слоистые изгибаемые каутоно-бетонные элементы. Такие элементы состоят из "обычного" цементного конструкционного тяжелого бетона, расположенного в сжатой зоне, и каутона, расположенного в растянутой зоне.

© Поликутин А.Э., Чьонг Х.З., 2015

Двухслойные каутоно-бетонные изгибаемые конструкции эффективно используют наиболее ценные свойства и преимущества каждого из материалов. Бетон хорошо работает на сжатие, каутон же имеет высокую прочность как на сжатие, так и на растяжение.

Одной из предпосылок создания двухслойных каутоно-бетонных конструкций является более высокое отношение прочности на растяжение (растянутой зоны – каутона) к прочности на сжатие (сжатой зоны – бетона): $R_{kt}/R_b = 0,5...1$ по сравнению с однослойными железобетонными ($R_{bt}/R_b=0,05...0,09$) или каутоновыми конструкциями ($R_{kt}/R_k=0,15...0,2$).

Преимущества двухслойных каутоно-бетонных изгибаемых элементов по несущей способности нормальных сечений по сравнению с аналогичными однослойными бетонными отражены в работе [3]. По результатам исследования установлено, что момент трещинообразования двухслойных каутоно-бетонных изгибаемых элементов превышает момент трещинообразования подобных железобетонных изгибаемых в 3,1 – 5,8 раз. В работе также выявлено, что количество трещин и ширина их раскрытия в двухслойных каутоно-бетонных изгибаемых элементах при эксплуатационных нагрузках ($0,6M_u... 0,65M_u$) меньше, чем в железобетонных изгибаемых элементах. Прогибы двухслойных каутоно-бетонных изгибаемых балок меньше подобных железобетонных.

Кроме того, слой из каутона изолирует арматуру от агрессивного воздействия окружающей среды и в цехах производственных предприятий.

С целью выявления особенностей и отличий в работе наклонных сечений изгибаемых каутоно-бетонных элементов и аналогичных элементов, но выполненных из железобетона, были изготовлены и испытаны несколько серий железобетонных балок, которые имели сечение и армирование аналогично каутоно-бетонным балкам.

Состав для изготовления железобетонных балок использован аналогичный составу слоя бетона двухслойных каутоно-бетонных балок. Бетон принят класса В25. Данный класс выбран как наиболее применяемый в настоящее время для несущих конструкций. Состав бетона класса В25 и каутона представлен в табл. 1 и 2.

Таблица 1

Состав бетона В25, масса на 1 м^3 в кг

Цемент	Вода	Песок	Щебень
360	180	681	1187

Таблица 2

Состав каутона

Наименование	Содержание компонентов, мас. %
Низкомолекулярный каучук СКДН-Н	8
Сера техническая	4
Тиурам-Д	0,4
Оксид цинка	1,6
Окись кальция	0,5
Зола-унос ТЭЦ	7
Кварцевый песок	24
Гранитный щебень	Остальное (54,5)

Схема армирования и загрузки балок представлена на рис. 1.

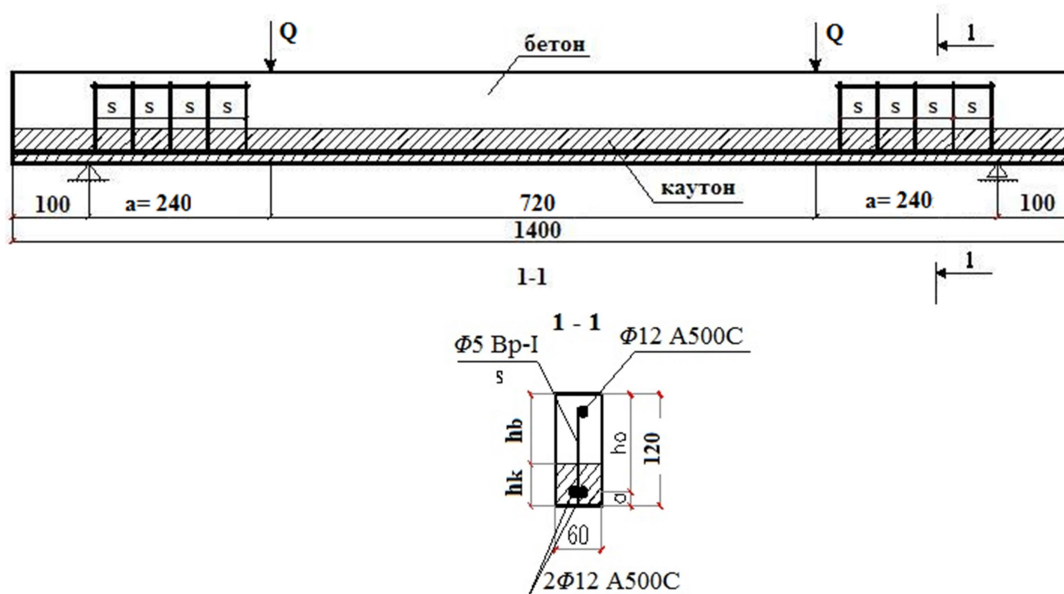


Рис. 1. Схема армирования двухслойных каутоно-бетонных образцов

Все серии исследуемых балок имели 2 стержня продольной арматуры класса А500С. Балки отличаются друг от друга шагом поперечной арматуры (s): 0 (без поперечной арматуры), 3, 5 и 7 см. Балки из бетона однослойные и каутона-бетона двухслойные испытывали по единой методике.

Испытания однослойных железобетонных и двухслойных каутоно-бетонных балок по единой методике, с одинаковыми размерами и схемой армирования позволили провести сравнительный анализ сопротивления наклонных сечений изучаемых изгибаемых элементов. Балки были испытаны при пролете среза (расстояние от опоры до груза) $a = 24$ см.

Для измерения деформаций на поверхность балок в зоне действия поперечных сил наклеивали две группы тензодатчиков (рис. 2):

- первую группу тензодатчиков наклеивали вдоль и поперек предполагаемой линии наклонной трещины, чтобы измерить деформации вдоль предполагаемых линий главных сжимающих и растягивающих напряжений;
- вторую группу тензодатчиков наклеивали таким образом, чтобы производить измерение продольных деформаций в нормальном сечении, которое проходит вблизи вершины наклонной трещины.

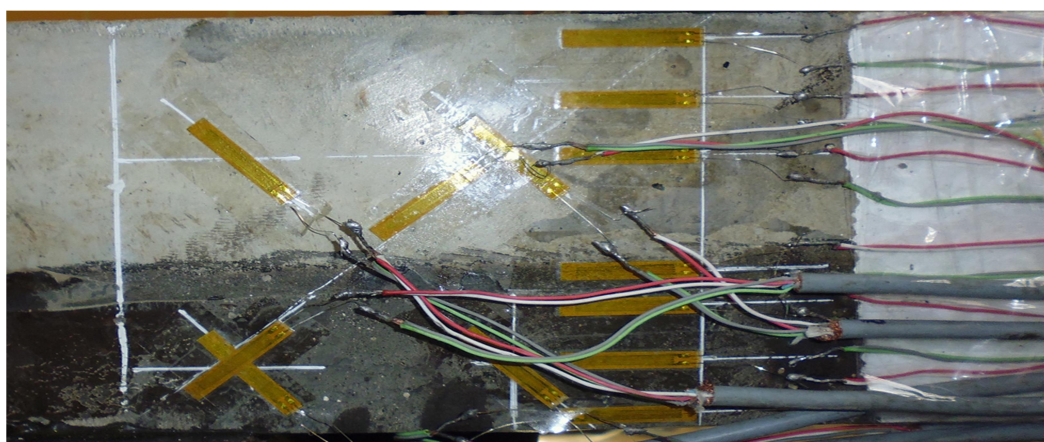


Рис. 2. Схема расположения тензодатчиков в приопорных участках балок

Испытания проводили в Центре коллективного пользования (ЦКП) Воронежского государственного архитектурно-строительного университета (рис. 3).

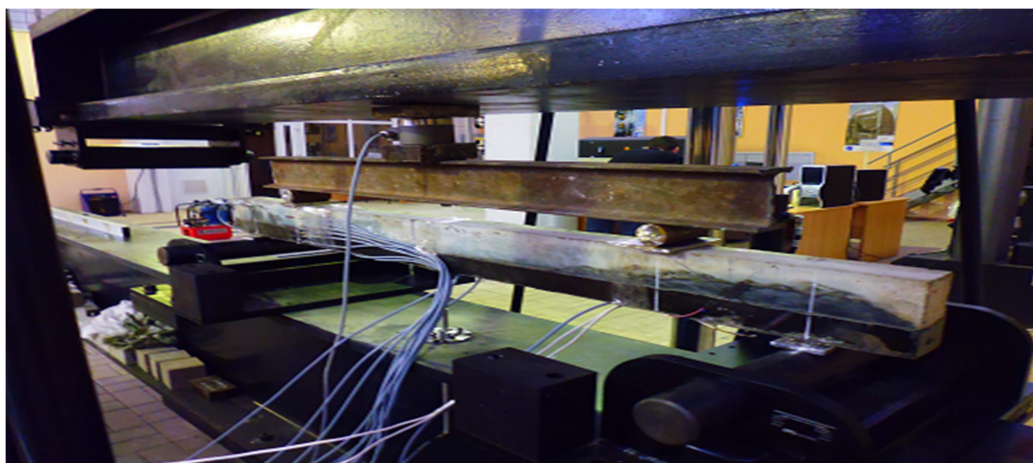


Рис. 3. Общий вид балки в прессе до испытания

Результаты испытания каутоно-бетонных балок, аналогичных по размерам и армированию железобетонным, представлены в табл. 3.

Таблица 3

Результаты испытания балок

Шифр балки	Q , тс	Q_{crc} , тс	Q_{crc}/Q
Шаг поперечной арматуры $s=3$ см			
КБ2-240	4,60	2,63	0,572
ЖББ-3	3,10	1,28	0,413
Шаг поперечной арматуры $s=5$ см			
КБ1-240	3,82	1,73	0,453
ЖББ-5	2,83	1,03	0,360
Шаг поперечной арматуры $s=7$ см			
КБ3-240	3,69	1,50	0,407
ЖББ-7	2,77	1,00	0,362
Без поперечной арматуры			
КБ4-240	3,44	1,32	0,384
ЖББ-0	2,57	0,74	0,288

Примечание: в таблице приняты следующие обозначения :

КБ – двухслойные каутоно-бетонные балки,

ЖББ – однослойные железобетонные балки,

Q – поперечная разрушающая нагрузка,

Q_{crc} – поперечная нагрузка, при которой образуется первая наклонная трещина.

В результате проведенного регрессионного анализа данных, полученных при испытании одно- и двухслойных балок на прочность и трещиностойкость, с помощью методик, указанных в [1,10], вывели эмпирические уравнения, адекватно описывающие результаты эксперимента (рис. 4 и 5)

Анализ данных, приведенных в табл. 3, показывает, что влияние шага поперечной арматуры на прочность наклонных сечений железобетонных балок оказывается меньшим, чем в двухслойных каутоно-бетонных балках. В балках из каутона и бетона несущая способность при уменьшении шага поперечной арматуры возрастает на 34 %, в балках из железобетона –

на 18,7 % (рис. 4). В двухслойных каутоно-бетонных балках рост разрушающей нагрузки происходит по криволинейной траектории. При увеличении процента поперечного армирования (μ_{sw}) с 0 % до 1,2 % (что соответствует шагу $s=3$ см) разрушающая нагрузка увеличивается в 1,8 раза. А для железобетонных балок при уменьшении шага поперечной арматуры, т.е. при увеличении процента поперечного армирования, разрушающая нагрузка возрастает по линейному закону (более плавно).

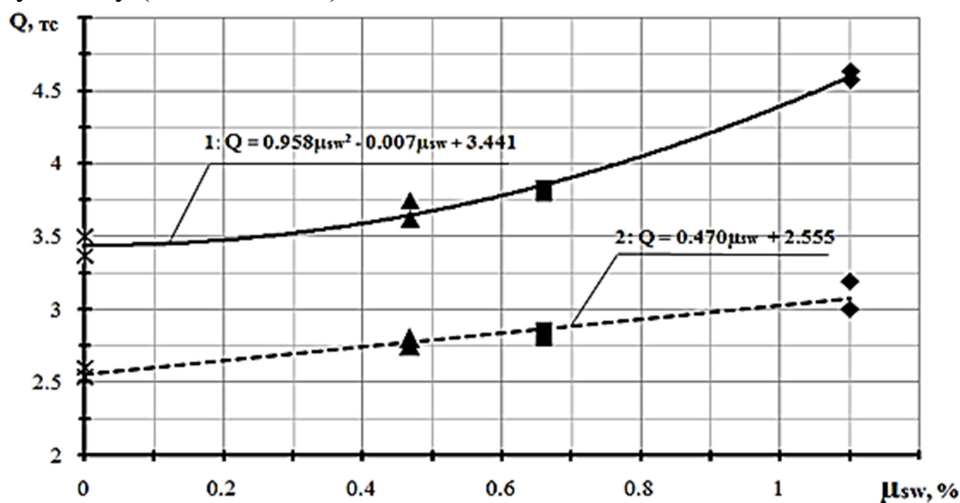


Рис. 4. Зависимость разрушающей нагрузки от процента армирования поперечной арматурой при пролете среза $a=24$ см:
1 – двухслойные каутоно-бетонные балки; 2 – железобетонные балки

В процессе анализа результатов испытания балок по трещинообразованию (первой наклонной трещины) также установлено, что с увеличением интенсивности поперечного армирования (уменьшением шага поперечной арматуры) нагрузка при образовании первой наклонной трещины увеличивается. При уменьшении шага поперечной арматуры нагрузка при образовании первой наклонной трещины в каутоно-бетонных балках возрастает в 1,9 раза, а в балках из железобетона – в 1,7 раза (рис. 5). При этом увеличение нагрузки при образовании трещины с увеличением μ_{sw} в каутоно-бетонных балках происходит по уравнению квадратной параболы, а в железобетонных балках – по уравнению прямой.

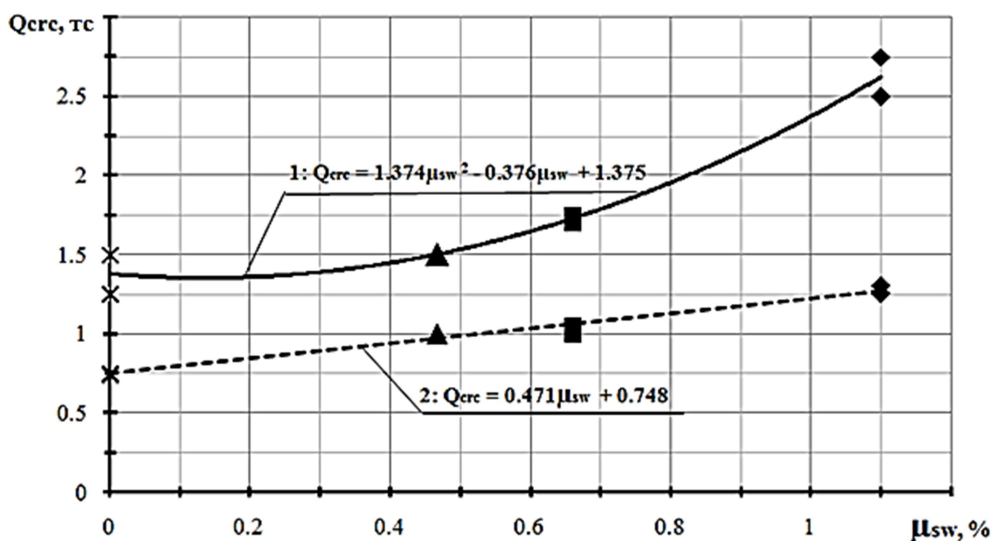


Рис. 5. Зависимость нагрузки, при которой образуется первая наклонная трещина, от процента армирования поперечной арматурой:
1 – двухслойные каутоно-бетонные балки; 2 – железобетонные балки

По приведенным зависимостям на рис. 4, 5 и данным табл. 2 видно, что уровень образования наклонных трещин Q_{cr}/Q в железобетонных и каутоно-бетонных балках различный. Для двухслойных каутоно-бетонных изгибаемых элементов $Q_{cr}/Q = 0,4...0,6$, для железобетонных элементов $Q_{cr}/Q = 0,3...0,4$. Наклонные трещины в железобетонных элементах образуются при меньших относительных нагрузках, чем в каутоновых, т.е. раньше. Это объясняется меньшей предельной деформативностью на растяжение бетона (0,01 % по замерам в процессе данных исследований и по [8]) по сравнению с каутоном (0,08 % по замерам в процессе данных исследований и по [4]). Нижний слой из каутона сдерживает образование наклонных трещин, тем самым повышая трещиностойкость и прочность наклонных сечений.

В ходе эксперимента установлено, что для железобетонных балок более ожидаемым является появление наклонных трещин второго типа (рис. 6, б), то есть трещин, которые, образуясь посередине высоты сечения, распространяются сразу же примерно на $\frac{2}{3}$ высоты балки, не достигая ее низа и верха.

Для двухслойных балок, выполненных из каутона и бетона, наблюдаются 2 типа образования наклонных трещин. Первым типом является образование трещин, начинающихся от растянутой грани элемента у опоры и развивающихся в верхний слой бетона к точке приложения поперечной силы (рис. 6, а). Для второго типа (рис. 6, б), первая наклонная трещина появляется в слое бетона, работающего на растяжение, и развивается в обе стороны, к опоре и точке приложения поперечной силы. Одинаково распространенным для однослойных железобетонных и двухслойных каутоно-бетонных балок (с армированием как у испытанных железобетонных балок) является тип разрушения в результате среза бетона под наклонной трещиной (рис. 6, в).

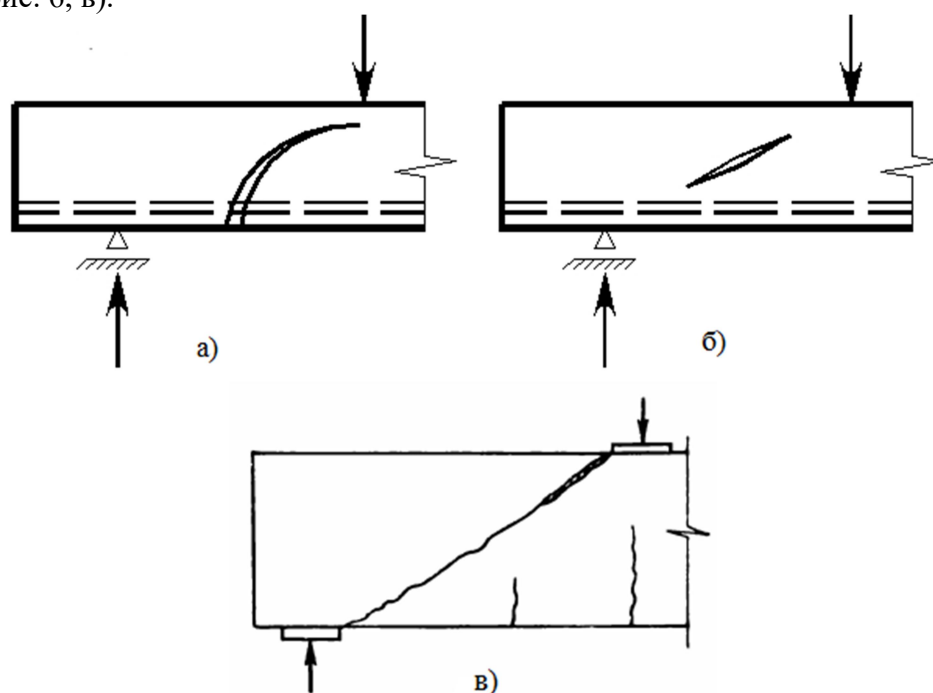


Рис. 6. Виды наклонных трещин: а) 1-го типа; б) 2-го типа;
в) разрушение по сжатой зоне в результате среза бетона над наклонной трещиной

Опорные зоны характерных каутоно-бетонных балок после разрушения по наклонным сечениям представлены на рис. 7. Для улучшения наглядности характера распределения трещин поверхность балок до испытания покрыта специальным составом белого цвета. При этом повышается контраст между наружной поверхностью балок (светлый цвет) и внутренней частью балок, ставшей видимой после образования и развития трещин (темный цвет). Основным отличием в работе наклонных сечений балок из сравниваемых материалов является

ся то, что в железобетонных балках количество наклонных и нормальных трещин больше, чем в каутоно-бетонных. В образцах, выполненных из двух слоев, образуется одна наклонная трещина при интенсивном армировании поперечной арматурой, при увеличении шага поперечной арматуры или без армирования появляются наклонные микротрещины около критической трещины в слое бетоне. Кроме того, наблюдаются редко расположенные нормальные трещины, в основном, в зоне чистого изгиба в двухслойных каутоно-бетонных балках. В образцах, выполненных из железобетона, образуются несколько наклонных трещин. Нормальных трещин в зоне чистого изгиба в железобетонных балках также больше, чем в каутоно-бетонных.



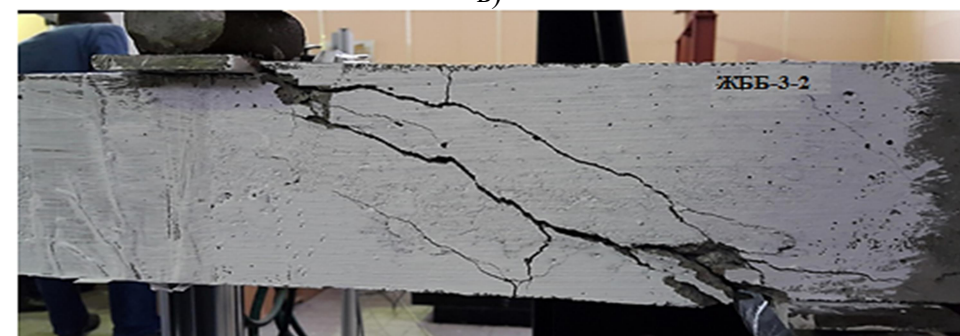
а)



б)



в)



г)

Рис. 7. Опорные зоны (зоны действия Q) разрушенных балок:

а) Б4-240-2; б) ЖББ-7-1; в) Б2-240-1; г) ЖББ-3-2

Результаты проведенных исследований позволяют сделать вывод о том, что образование наклонных трещин, их развитие и разрушение по ним изгибаемых испытанных элементов из бетона и из каутона-бетона имеют в основном схожий характер, но присутствуют некоторые отличия, связанные с особенностями физико-механических характеристиках каутона. Тем не менее можно утверждать, что изгибаемые элементы, выполненные из каутона-бетона, отличаются большей прочностью и трещиностойкостью наклонных сечений.

Библиографический список

1. Батунер, Л. М. Математические методы в химической техники / Л.М. Батунер, М.Е. Позин. – Л.:Изд-во «Химия», 1971. – 824 с.
2. Залесов, А.С. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил / А.С. Залесов, Ю.А. Климов. – Киев: Будивэльнык, 1989.— 104 с.
3. Нгуен, Ф.З. Двухслойные каутоно-бетонные изгибаемые элементы строительных конструкций: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Нгуен Фан Зуй. -Воронеж, 2010.– 30 с.
4. Панфилов, Д.В. Дисперсно армированные строительные композиты на основе полибутадиенового олигомера: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.05 / Панфилов Дмитрий Вячеславович. – Воронеж, 2004. – 30 с.
5. Пинаев, С.А. Короткие сжатые элементы строительных конструкций из эффективного композита на основе бутадиенового полимера: автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Пинаев Сергей Александрович. – Воронеж, 2001. – 30 с.
6. Поликутин, А.Э. Прочность и трещиностойкость наклонных сечений изгибаемых элементов строительных конструкций из армокаутона: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Поликутин Алексей Эдуардович. – Воронеж, 2002. – 30 с.
7. Потапов, Ю.Б. Каутоны – новый класс коррозионностойких строительных материалов/Б. Ю. Потапов [и др.]// Строительные материалы XXI века. – 2000.– № 9. – С. 9-10.
8. Потапов, Ю.Б. Высокоэффективные композиты на основе жидких каучуков / Б. Ю. Потапов [и др.] // Материалы международной научно-технической конференции (IV Академические чтения РААСН) "Актуальные проблемы строительного материаловедения": сб. науч. статей. – Пенза, 1998. – С. 16-17.
9. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М.: ФЦС, 2012.
10. Хикс, Ч. Основные принципы планирования эксперимента / Ч. Хикс. – М.: Изд-во "Мир", 1967. – 406 с.
11. Чмыхов, В. А.Соппротивление каучукового бетона действию агрессивных сред : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.05 / В.А. Чмыхов. – Воронеж, 2002. – 30 с.

References

1. Batuner, L.M.. Mathematical Methods in Chemical Engineering. L.M Batuner, M.E. Pozin. Pub. House "Chemistry", L. 1971.-824 p.
2. Zalesov, A.S. Strength of reinforced concrete structures under the shear forces effect/ A.S. Zalesov, Yu.A. Klimov //- K.: Budivelnik, 1989. - 104 p.
3. Nguyen D.P. Diploblastic cauton-concrete flexural members of building structures: diss. ...PhD.: 05.23.01 / Nguyen Duy Phan. – Voronezh, 2010. – 185 p.
4. Panfilov, D.V. Fibrous composites based on building polybutadien oligomer [Text]: diss.... PhD of Tech. Sc.: 05.23.05 / Panfilov Dmitry Vyachezlavovich. - Voronezh, 2004. - 188 p.

5. Pinaev, S.A. Building structures short struts from active composite based on butadien polimer: diss. ... PhD of Tech. Sc.: 05.23.01 / Pinaev Sergei Alexandrovich. – Voronezh, 2001. – 191 p.
6. Polikutin, A.E. Strength and fracture strength of flexural members oblique sections of building structures from reinforced cauton: diss. ... PhD of Tech. Sc.: 05.23.01 / Polikutin Alexei Eduardovich. – Voronezh, 2002. – 235 p.
7. Potapov, Y.B. Cautons is a new class of corrosion-resistant construction materials / B. Yuri Potapov [and others] // Building Materials of XXI century. - 2000. - № 9. - P. 9-10.
8. Potapov, Y.B. High-performance composites based on liquid rubbers / B. Yu Potapov [and others] // Materials of the International Scientific and Technical Conference (IV Academic readings of RAACS) "Actual problems of building materials": Collected scientific Articles. - Penza, 1998. - P. 16-17.
9. Set of rules 63.13330.2012. Concrete and reinforced concrete structures. Main regulations. - M.: DTzS 2012.
10. Hicks Ch. Basic principles of experimental design/ Ch. Hicks. - M.: Publishing House "Mir", 1967. - 406 p.
11. Chmihov, V.A. Resistance of rubber concrete against corrosion medium: diss. ... PhD of Tech. Sc.: 05.23.05 / Chmihov Vitali Alexandrovich. – Voronezh, 2002. – 224 p.

Ключевые слова: каутон, железобетон, изгибаемый элемент, наклонное сечение, армокаутонный, двухслойный элемент.

Keywords: cauton, reinforced concrete, flexural member, oblique section, armoured-cauton, diploblastic member

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

УДК 624.26

*Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Д-р техн. наук, проф. кафедры
строительной механики*

В.С. Сафронов

Россия, г. Воронеж, тел.: +7910-341-14-22

e-mail: vss22@mail.ru

*Магистрант кафедры
строительной механики*

Е.А. Опабола

Россия, г. Воронеж, тел.: +7950-776-25-09

e-mail: opabolaeyitayo@yahoo.com

Voronezh State University of Architecture and
Civil Engineering

Dr of Tech. Sc., Professor. of Department
of Structural Mechanics

V.S. Safronov

Russia, Voronezh, tel.: +7910341122

e-mail: vss22@mail.ru

Undergraduate of Department
of Structural Mechanics

E.A. Opabola

Russia, Voronezh, tel.: +7950776-2509

e-mail: opabolaeyitayo@yahoo.com

В.С. Сафронов, Е.А. Опабола

ВЕРОЯТНОСТНАЯ ОЦЕНКА ГРУЗОПОДЪЕМНОСТИ ЭКСПЛУАТИРУЕМОГО ПУТЕПРОВОДА

Описывается методика оценки грузоподъемности автодорожного мостового сооружения на вероятностной основе с учетом разброса прочностных характеристик материалов и флуктуаций временных автомобильных нагрузок. Приводится пример использования предлагаемой методики для путепровода с неразрезным железобетонным пролетным строением.

V.S. Safronov, E.A. Opabola

PROBABILISTIC ASSESSMENT OF LOAD-BEARING CAPACITY OF AN EXPLOITED VIADUCT

The methodology of load bearing capacity of road bridge structure on the probabilistic base with account of scale of material strength properties and temporary motor car loads fluctuation is described. There is given an example of suggested methodology for viaduct with continuous reinforced concrete span structure.

Введение

При расчете грузоподъемности транспортного сооружения по методу предельного состояния, предусмотренному действующими в настоящее время нормативными документами [1-5], надежность конструкции при проектировании учитывается с помощью частных коэффициентов надежности (по материалу, нагрузкам, условию работы и т. д.). Однако эти величины не имеют достаточное теоретическое и экспериментальное обоснование. Вероятностный подход к расчету предполагает, что все параметры конструкции, включая прочностные, геометрические и деформационные характеристики, а также силовые и климатические воздействия, представляют собой случайные величины или процессы. Их учет выполняется непосредственно на основе имеющихся статистических данных [6-7].

© Сафронов В.С., Опабола Е.А., 2015

Цель настоящего исследования заключается в определении грузоподъемности эксплуатируемого сооружения на вероятностной основе с использованием данных его обследования и с учетом флуктуации прочностных характеристик материалов и возможного отклонения от средних значений действующих нагрузок. Для оценки эффективности предлагаемой методики выполняется сравнение результатов расчета грузоподъемности по нормативной методике и по вероятностному подходу.

Краткая характеристика сооружения для проезда автотранспорта

Рассматриваемое транспортное сооружение представляет собой пространственную раму из монолитного железобетона. По длине сооружение разбито на температурные отсеки. Шаг крайних колонн по оси А составляет 13,6 м, шаг внутренних колонн по оси Б – 6,8 м. Над сооружением располагается подъездная автодорога шириной 10,5 м. В настоящее время эта автодорога имеет две полосы проезда шириной по 3,75 м каждая.

Плита перекрытия, на которой располагается подъездная автодорога, выполнена из монолитного железобетона по неразрезной статической схеме толщиной в пролете 30 см. Вдоль сооружения в зоне сопряжения с колоннами по осям А и Б железобетонная плита перекрытия имеет утолщения с повышенным армированием. Плита перекрытия армирована в продольном и поперечном направлениях стержневой арматурой класса А-III.

Для возможности использования не имеющей достаточной несущей способности монолитной плиты перекрытия проезда эта конструкция была усилена стальными поперечными и продольными балками, которые включены в совместную работу с плитой путем предварительного поддомкрачивания и установкой опорных столиков на верхнем поясе балок в местах расположения домкратов с заделкой анкеров в тело железобетонной плиты. Стальные конструкции усиления выполнены из прокатных двутавров 60Б1 и 60Б2 по СТО АСЧМ 20-93 из стали С245 (рис. 1).

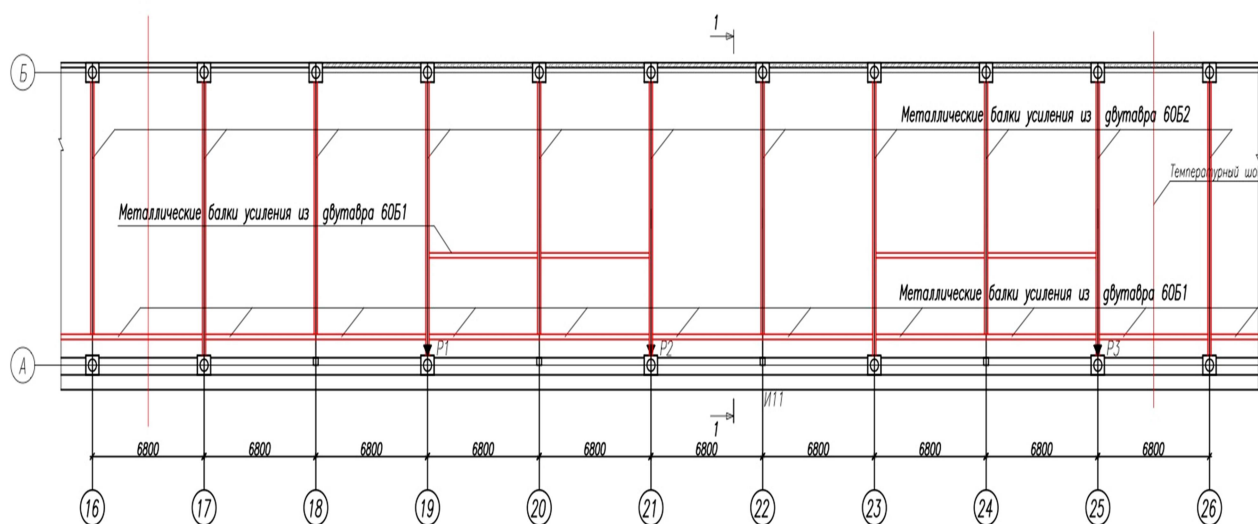


Рис. 1. План и поперечный разрез несущей конструкции путепровода

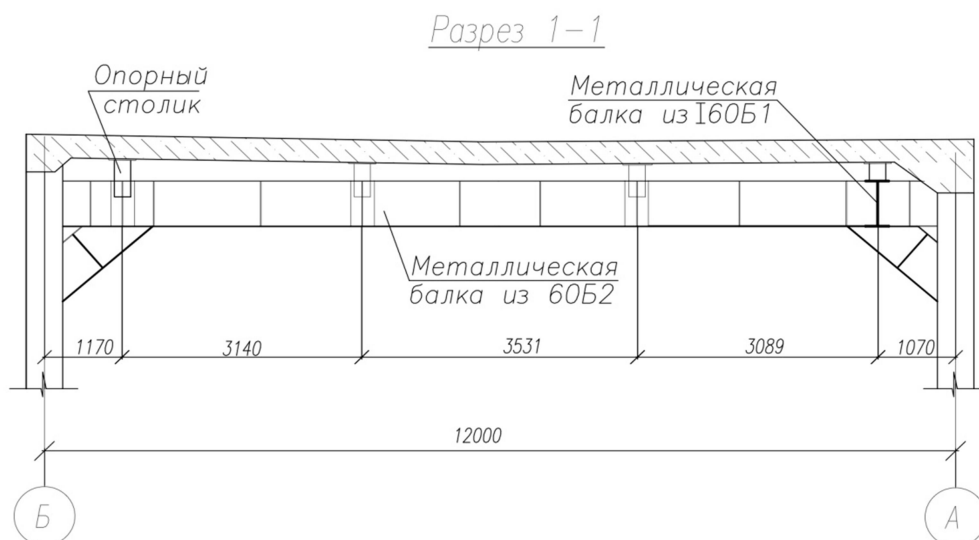


Рис. 1 (окончание)

Расчетная модель транспортного сооружения

Для определения расчетных значений параметров напряженно-деформированного состояния несущих конструкций рассматриваемого транспортного сооружения использовался программный комплекс **STAAD.PRO** [9].

Для определения действительного напряженно-деформированного состояния несущих элементов рассматриваемого транспортного сооружения при действии постоянных и временных статических нагрузок разработана пространственная конечно-элементная модель (рис. 2).

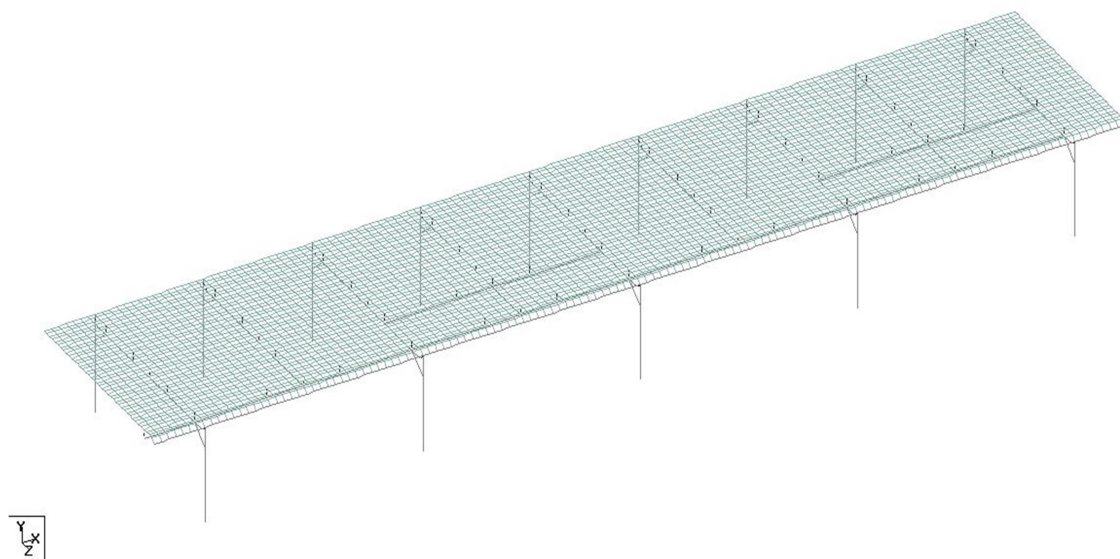


Рис. 2. Пространственная конечно-элементная модель пролетного строения путепровода в пределах расчетного деформационного блока с учетом усиления плиты проезжей части металлическими ригелями

Анализ результатов выполненных статических испытаний эксплуатируемого путепровода показал, что практически во всех загрузениях экспериментальные прогибы и деформации существенно меньше расчетных значений. Это свидетельствует о включении твердых слоев дорожной одежды в совместную работу с несущими конструкциями проезда.

По-видимому, имеет место также арочный эффект при достаточно большой толщине (около 65 см) дорожного покрытия над несущей плитой перекрытия тоннеля, которое перед испытаниями подвергалось длительному воздействию низких температур и находилось в мерзлом состоянии с повышенными прочностными параметрами.

Вскрытие дорожного покрытия перфоратором показало, что его состав соответствует сведениям, полученным из сохранившихся проектных материалов на строительство сооружения. Над железобетонной плитой перекрытия толщиной 30 см уложен теплоизоляционный материал из керамзитобетона толщиной около 38 см. Над теплоизоляционным слоем устроена гидроизоляция толщиной 1 см. Выше уложен защитный слой из бетона толщиной 20 см и над ним асфальтобетонное покрытие толщиной 6 см.

Расчетная схема рассматриваемого транспортного сооружения включает основные несущие элементы в пределах расчетного деформационного блока: железобетонные колонны, плиту перекрытия с продольным ригелем по крайней оси А и участком утолщения по средней оси Б, а также металлические элементы усиления.

Моделирование основных несущих элементов рассматриваемого транспортного сооружения выполнялось с использованием следующих типов конечных элементов (КЭ):

- стержневые КЭ с 12-ю степенями свободы для описания колонн и металлических элементов усиления;
- плоские прямоугольные оболочечные КЭ с 24-ю степенями свободы (СС) для моделирования монолитной неразрезной железобетонной плиты пролетного строения.

Поскольку в узлах стержневого и плоского оболочечного КЭ одинаковый набор СС, то возможно их совместное использование в одной КЭ модели. Стержневые КЭ подвешивались к узлам плоских оболочечных КЭ при помощи жестких вставок.

Для моделирования области сопряжения утолщенного участка плиты перекрытия с колоннами использовались абсолютно жесткие тела.

Нагрузки

Постоянная и временная нагрузки на плиту перекрытия проезда в пределах расчетного деформационного блока вычислялись согласно рекомендациям СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*» [2], ГОСТ Р 52748-2007 [4], ОДН 218.0.032-2003 и сохранившимся проектным материалам на строительство и усиление железобетонной плиты перекрытия проезда.

Нагрузка от собственного веса несущих элементов перекрытия в КЭ модели вычислялась автоматически на основании данных об объемном весе материалов конструкций. Коэффициент надежности по этой нагрузке принимался равным: $\gamma_f=1,1$.

Расчетные постоянные нагрузки от веса слоев дорожной одежды автодороги на железобетонной плите составляет $14,31 \text{ кН/м}^2$

Расчет пролетного строения транспортного сооружения на временные автомобильные нагрузки выполнялся по двум действующим нормативным документам: СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*» [3] и ГОСТ Р 52748-2007 [2]. При этом рассматривались следующие случаи воздействия подвижной временной вертикальной нагрузки:

- I - на проезжей части автодороги, в которую входят полосы безопасности, размещаются две полосы нагрузки АК;
- II - на проезжей части автодороги, в которую не входят полосы безопасности, располагается тяжелая одиночная нагрузка НК;
- III - на проезжей части автодороги, в которую не входят полосы безопасности, располагаются сдвоенные нагрузки НК.

Сдвоенные нагрузки НК устанавливались на расстоянии 12 м (между последней осью первой и передней осью второй нагрузки) с учетом понижающего коэффициента 0,75

На рис. 3 показаны схемы загрузки перекрытия проезда в пределах расчетного деформационного блока временными подвижными нагрузками АК и НК, установленными поперек проезжей части. Нагрузками АК и НК загружались средние панели перекрытия рассматриваемого деформационного блока сооружения между осями 20 и 23 на длине загрузки $\lambda=3 \times 6,8=20,4$ м и крайняя панель возле деформационного шва. Расчеты выполнялись с использованием специализированной расчетно-графической системы «**STAAD.PRO BRIDGE DECK**», позволяющей строить поверхности влияния в назначенных элементах конструкции от подвижной нагрузки, с определением невыгодных сочетаний усилий и перемещений.

Временные нагрузки в КЭ-й расчетной схеме рассматриваемого транспортного сооружения, в которой учитывается жесткость слоев дорожной одежды над перекрытием проезда, задавались на поверхности объемных КЭ, моделирующих дорожное покрытие.

Временные нагрузки в КЭ модели рассматриваемого транспортного сооружения, в которой не учитывается жесткость слоев дорожной одежды над перекрытием проезда, задавались на поверхности плоских оболочечных КЭ, моделирующих плиту перекрытия проезда.

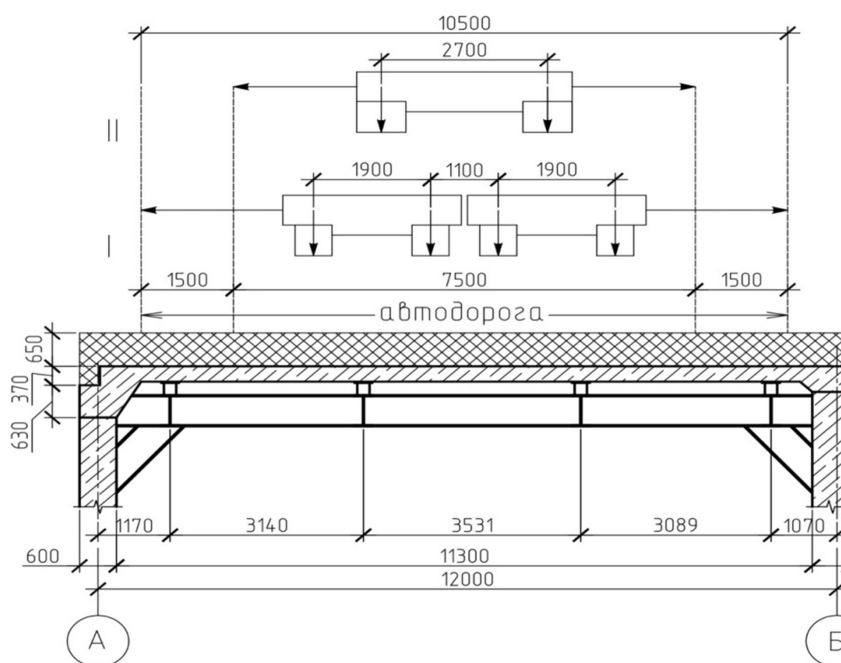


Рис. 3. Схемы поперечного расположения автомобильной нагрузки на проезжей части

Расчетные сечения несущих элементов перекрытия проезда

В расчетах использовались характерные сечения элементов рассматриваемого пролетного строения, в которых возникают экстремальные усилия от постоянных и временных нагрузок. Выбор расчетных сечений диктуется расположением максимальных усилий, которые возникают при совместном действии постоянных и временных нагрузок при эксплуатации транспортного сооружения. Эти характерные сечения представлены на типовом фрагменте плиты пролетного строения, подкрепленной металлическими рамами усиления. Он состоит из двух участков плиты проезжей части, подкрепленной тремя металлическими рамами (рис. 4).

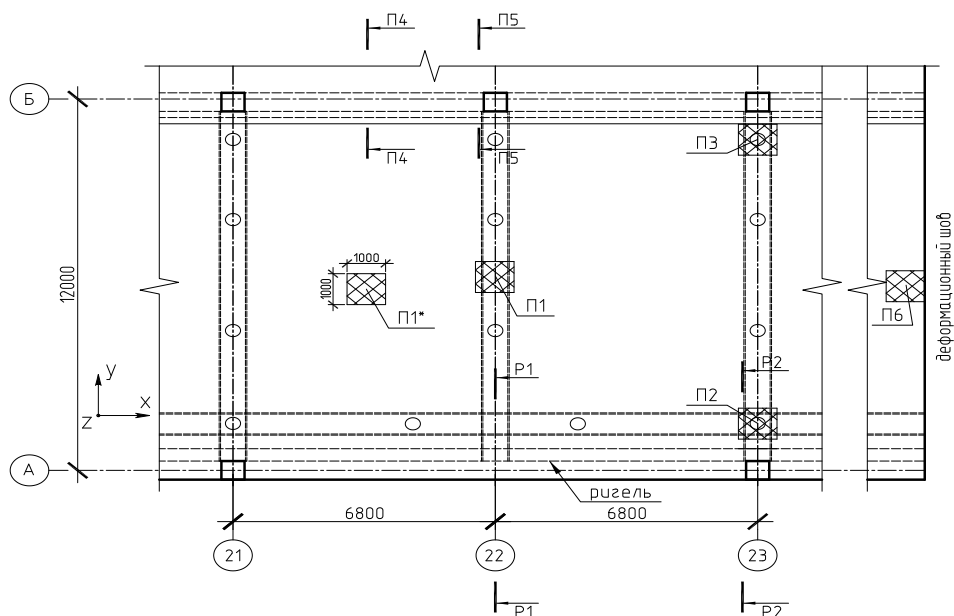


Рис. 4. Расчетные сечения неразрезной железобетонной плиты проезжей части

Расчетная оценка грузоподъемности пролетного строения путепровода

Для анализа результатов выполненного статического расчета сопоставим предельные изгибающие моменты в железобетонной плите с максимальными изгибающими моментами в характерных сечениях от совместного действия постоянной и временных нагрузок. При этом для каждого расчетного сечения вычислим класс временной подвижной нагрузки K , при котором суммарный изгибающий момент от постоянной и временной АК или НК нагрузки будет равен предельному.

В приведенной ниже таблице представлены максимальные и предельные изгибающие моменты для характерных сечений железобетонной плиты. В ней для расчетных сечений красным цветом выделены значения расчетного класса ниже установленного современными нормами для временных подвижных нагрузок класса $K=14$, а также максимальные усилия от совместного действия постоянной и пешеходной нагрузок, которые превышают предельные значения усилий для тех же сечений. Отметим, что для сечения П2 расчетная грузоподъемность получилась нулевой и для ее повышения разработаны специальные мероприятия [11]. Поэтому это сечение в дальнейших расчетах не рассматривается.

Таблица

Сопоставление максимальных и предельных изгибающих моментов в характерных сечениях железобетонной плиты перекрытия проезда

Расчетная ячейка	Положение	Расчетное сечение	Изгибающие моменты (кНм) от расчетных нагрузок:			Мпред (кНм)	Расчетный класс временной нагрузки K для:	
			постоянной	A1	H1		АК	НК
П1	над ригелем усиления	продольн.	105,0 (22,0)	8,8 (1,5)	8,1 (1,5)	267	18,4 (163,3)	20,0 (163,3)
		поперечн.	-3,4 (2,7)	6,3 (1,5)	5,1 (1,0)	108,3	17,7 (70,4)	21,9 (105,6)
П1*	в пролете плиты	продольн.	105,0 (21,0)	9,2 (1,5)	8,5 (1,5)	267	17,6 (164)	19,1 (164)
		поперечн.	38,6 (5,0)	8,7 (1,5)	7,1 (1,0)	108,3	8,0 (64,6)	9,8 (103,3)

Расчетная ячейка	Положение	расчетное сечение	Изгибающие моменты (кНм) от расчетных нагрузок:			Mпред (кНм)	Расчетный класс временной нагрузки K для:	
			постоянной	A1	H1		AK	HK
П2	у колонны по ряду А	продольн	-108,8 (-36,0)	-4,5 (-1,5)	-5,5 (-1,2)	-67	0 (20,7)	0 (25,8)
		поперечн.	-183 (-82,2)	-10,8 (-1,9)	-10,5 (-4,2)	-101	0 (9,9)	0 (4,5)
П3	неутолщенная плита у колонны по ряду Б	продольн	-116,0 (-41,5)	-5,1 (-1,8)	-5,1 (-1,6)	-209	18,2 (93,0)	18,2 (104,7)
		поперечн.	-37,7 (-16,5)	-2,0 (-1,0)	-1,6 (-0,6)	-198	80,2 (181,5)	100,0 (302,5)
П4	в пролете между колоннами по ряду Б	продольн.	-189 (88,0)	-10,5 (4,4)	-10 (4,0)	-380	18,2 (66,4)	19,1 (73)
		поперечн.	-31,4 (-14,8)	-1,8 (-1,0)	-1,6 (-0,6)	-311	155,3 (296,2)	174,8 (493,7)
П5	утолщенная плита у колонны по ряду Б	продольн.	-158 (-77,4)	-8,0 (-3,7)	-7,3 (-3,1)	-380	27,8 (81,8)	30,4 (97,6)
		поперечн.	-32 (-14,4)	-1,5 (-0,7)	-1,4 (-0,6)	-311	186 (423,7)	199,3 (494,3)
П6	в середине пролета плиты в зоне температурного шва	продольн	100 (22,6)	15 (2,8)	14,5 (2,5)	267	11,1 (87,28)	11,5 (97,76)
		поперечн.	1,0 (0,5)	1,9 (0,3)	3,0 (0,2)	108,3	56,5 (359)	35,8 (593)

Примечание: в скобках представлены расчетные параметры, полученные по КЭ модели транспортного сооружения с учетом включения в совместную работу с железобетонной плитой проезжей части твердых слоев дорожной одежды.

В характерных сечениях неразрезной железобетонной плиты проезжей части класс временной подвижной нагрузок K резко повышается, если учитывать включение твердых слоев дорожной одежды в совместное сопротивление действующим нагрузкам с плитой проезжей части путепровода.

Расчет грузоподъемности на основе вероятностного метода

Вероятностная оценка грузоподъемности исходит из критерия ограничения вероятности отказа несущей конструкции при совместном действии постоянных и временных нагрузок и учете разброса прочностных характеристик материалов и параметров действующих на сооружение временных нагрузок. Ниже приводится описание последовательности расчетов и применяемые математические процедуры при вероятностной оценке грузоподъемности эксплуатируемого путепровода.

1. Задаются следующие расчетные параметры :

- геометрические размеры и данные об армировании наиболее напряженного сечения железобетонной плиты проезжей части ;
- нормативные прочностные характеристики бетона R_{bn} и арматуры R_{sn} ;
- вычисленные расчетные значения изгибающих моментов от постоянной нагрузки (P) и от временных нагрузок ($M_{AK/HK=1}$) для АК и НК при $K=1$;

- минимальный логарифмический показатель надежности рассматриваемого сечения несущей конструкции путепровода ($[\rho]$);
- коэффициент вариации прочности бетона – v_b ;
- коэффициент вариации прочности арматуры – v_s ;
- коэффициент вариации постоянной нагрузки – $v_{F_{\text{noc}}}$;
- коэффициент вариации временных нагрузок – $v_{F_{\text{вп}}}$.

2. Вычисление средних значений прочностных характеристик материалов по формулам:

- для математического ожидания прочности бетона:

$$m_{R_b} = \frac{R_{bn}}{1 - 1,64v_b}; \quad (1)$$

- для математического ожидания прочности арматуры:

$$m_{R_s} = \frac{R_{sn}}{1 - 1,64v_s}. \quad (2)$$

3. Вычисление средних значений действующих усилий от постоянных нагрузок из выражения

$$m_{M_{\text{noc}}} = \frac{M_{\text{noc}}}{1 + 1,64v_{F_{\text{noc}}}}. \quad (3)$$

4. Определение средних значений предельных изгибающих моментов для нормального сечения плиты по средней величине высоты сжатой зоны бетона:

$$x = \frac{m_{R_s} A_s}{m_{R_b} b}, \quad (4)$$

а также безразмерным параметрам ξ , ζ , α_m , получаемым из выражений:

$$\xi = \frac{x}{h_o}; \quad \alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi); \quad \zeta = 1 - \xi/2. \quad (5)$$

Отсюда вычисляются математические ожидания предельных изгибающих моментов:

$$m_{M_s} = \zeta A_s h_o m_{R_s} \quad (6)$$

5. Вычисление минимально допустимой величины характеристики безопасности по принятой величине минимального логарифмического показателя надежности с использованием функции Лапласа из формулы

$$[\beta] = \Phi^{-1}(0,5 - 10^{[-\rho]}). \quad (7)$$

6. Вычисление среднего значения изгибающего момента от временных нагрузок $m_{M_{\text{вп}}}$ из численного решения следующего иррационального уравнения:

$$\frac{m_{\text{lim}} - m_{M_{\text{noc}}} - m_{M_{\text{вп}}}}{\sqrt{(m_{\text{lim}} v_s)^2 + (m_{M_{\text{noc}}} v_{F_{\text{noc}}})^2 + (m_{M_{\text{вп}}} v_{F_{\text{вп}}})^2}} = [\beta], \quad (8)$$

которое в общем случае может дать два действительных корня, из которых для дальнейшего расчета, по нашим оценкам, следует принять наименьший с положительным знаком.

7. Предполагая, что разброс усилий от временной нагрузки подчиняется нормальному закону распределения, вычисляем для обеспеченности $P=0,95$ расчетную величину изгибающего момента от временной нагрузки по формуле

$$M_{\text{вп}} = m_{M_{\text{вп}}} (1 + 1,64v_{F_{\text{вп}}}). \quad (9)$$

8. Определение максимального класса регламентируемой действующим нормативным документом СП 35.13330.2011[3] временной автомобильной нагрузки АК по формуле

$$K = M_{\text{вп}} / M_{\text{АК/НК}=1}. \quad (10)$$

Результаты численных расчетов

Для апробации разработанного алгоритма и вычислительной программы вероятностного расчета грузоподъемности выполнены численные исследования зависимости грузоподъемности от величины коэффициента вариации максимальных изгибающих моментов от временной автомобильной нагрузки АК. Эти расчеты выполнены для рассматриваемого в настоящей статье неразрезного путепровода с усиленным металлическими рамами плитным железобетонным пролетным строением. В качестве критерия при расчете грузоподъемности принято наиболее напряженное сечение П1*, которое приведено на рис. 4.

На рис. 5 представлены графики зависимости грузоподъемности от коэффициента вариации временных нагрузок для разных значений принятого допустимого логарифмического показателя вероятности отказа ($[\rho]=2,5-4,0$) наиболее напряженного сечения П1* пролетного строения путепровода. Расчеты были выполнены при постоянном значении коэффициента вариации арматуры ($V_s=0,08$), постоянном значении коэффициента вариации бетона ($V_b=0,135$) и постоянном значении коэффициента вариации постоянной нагрузки ($v_{F_{\text{noc}}}=0,2$). Для сопоставления на том же рисунке представлена пунктирной линией расчетная величина грузоподъемности путепровода, вычисленная по нормативной методике с использованием расчетных сопротивлений материалов и расчетных параметров нормативных нагрузок АК.

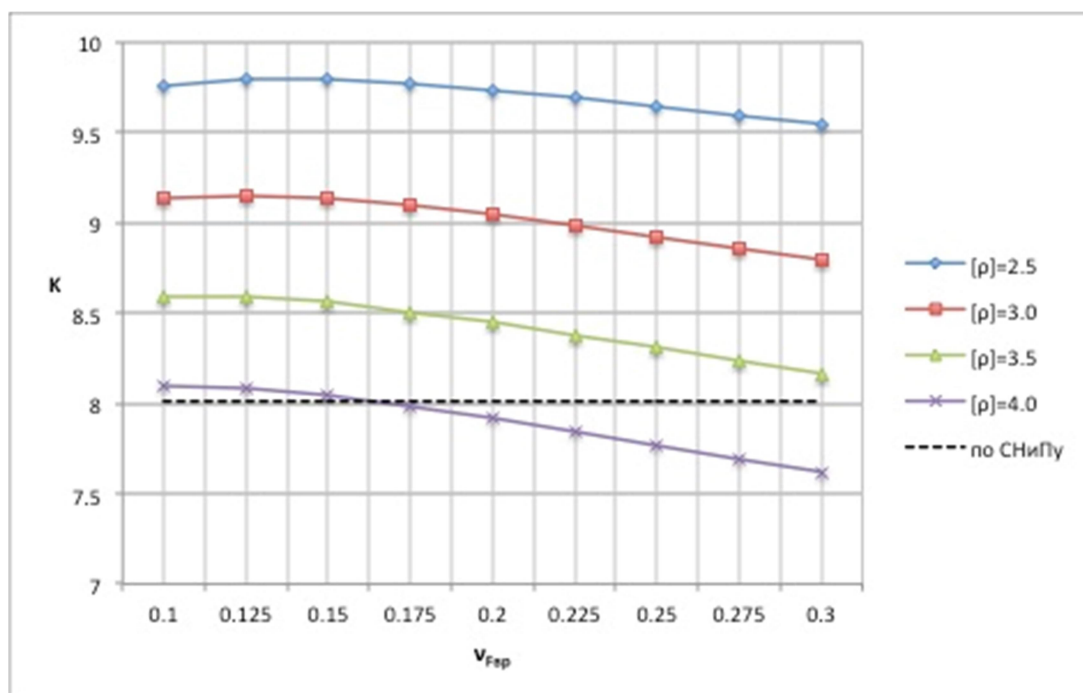


Рис. 5. График зависимости грузоподъемности от коэффициента вариации временных нагрузок для разных значений логарифмического показателя вероятности отказа наиболее напряженного сечения П1* пролетного строения путепровода

Анализ результатов выполненных вероятностных расчетов показал, что предлагаемая методика дает сопоставимые с получаемыми по нормативной схеме расчета грузоподъемности результаты и может быть использована в инженерной практике для принятия более обоснованных проектных решений.

Выводы

1. Предлагаемая методика оценки грузоподъемности автодорожного мостового сооружения на вероятностной основе с учетом разброса прочностных характеристик материалов и флуктуаций временных автомобильных нагрузок может быть эффективно использована при обнаружении в процессе обследования эксплуатируемого транспортного сооружения завышенных отклонений в прочностных характеристиках материалов.
2. Применение вероятностного подхода при проведении расчетов грузоподъемности транспортных сооружений позволяет вследствие повышенной чувствительности расчетных параметров установить безопасные режимы проезда автомобилей произвольной нагруженности .

Библиографический список

1. ГОСТ Р 54257-2010. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования. – М.: Стандартинформ, 2011. – 16 с.
2. ГОСТ Р 52748-2007. Нормативные нагрузки, расчетные схемы нагружения и габариты приближения на автомобильных дорогах общего пользования. – М.: Стандартинформ, 2007. – 24 с.
3. СНиП 2.05.03-84* (СП 35.13330.2011). Мосты и трубы (Актуализированная редакция) / Минрегионразвития РФ. – М.: ОАО «ЦПП», 2011. – 339 с.
4. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия/ Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
5. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М.: ФГУП ЦПП, 2003.
6. Райзер, В.Д. Теория надежности в строительном проектировании / В.Д. Райзер. – М.: изд-во АСВ, 1998. – 304 с.
7. Сафронов, В.С. Вероятностная оценка риска возникновения предельных состояний в сечениях изгибаемых железобетонных балок / В.С. Сафронов, Нгуен Динь Хоа // Научный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета. Сер. Строительство и архитектура. – Воронеж, 2010. – Вып. 1. – С. 157–166.
8. Сафронов, В.С. Суперэлементный расчет в смешанной постановке железобетонных мостов, имеющих дефекты и повреждения/ В.С. Сафронов, А.А. Петранин, Е.Н. Петреня// Известия высших учебных заведений. Строительство. 1996, № 6, - С. 103-110.
9. Search Engineers International, A Bentley Solutions Center. Техническое справочное руководство для STAAD.Pro 2005, 2006. – 680 с.
10. Опабола Ейитайо Адемола. Вероятностная оценка прочности железобетонной плиты моста с учетом распределительной способности дорожного покрытия / Ейитайо Адемола Опабола // Научный вестник ВГАСУ. Сер. Студент и наука. Вып. №6, 2013.
11. Опабола Ейитайо Адемола. Применение вероятностных оценок при проектировании усиления монолитной железобетонной плиты / Ейитайо Адемола Опабола // Научный вестник ВГАСУ. Сер. Студент и наука. Вып. №8, 2015. (В печати).

References

1. State Standard Specification P 54257-2010. Durability of building structures and foundations. Basic statements and requirements.. – М.: Standartinform, 2011. - 16, 2011. – 16 p.
2. State Standard Specification T P 52748-2007. Standart loads , design scemes of loading and clearance lines on public roads. – М.: Standartinform, 2007. – 24 p.
3. Building Regulations СНиП 2.05.03-84* (SP 35.13330.2011). Bridges and pipes (Brought to date wording) / Minregionrazvitiya of RF. – М.: Limited company «TzPP», 2011. – 339 p.

4. Building Regulations 2.01.07-85. Loads and effects/ Gosstroj of USSR. – M.: TzITP Gosstroj of USSRCP, 1987. – 36 p.
5. Building Regulations 52-101-2003. Concrete and reinforced concrete structures without reinforcement prestress FGUP TzPP, 2003.
6. Raizer, V.D. Reliability theory in construction design: / V.D.raiser. – M.: Pub. House ASV, 1998. – 304 p.
7. Safronov, V.S. probabilistic assessment of limiting state origin risk in profile of flexural reinforced concrete beams / V. S. Safronov, Nguyen Duy Hoa Нгуен Динь Хоа // Scientific Bulletin of Voronezh State University of Architecture and Civil Engineering. Series. Building and Architecture. – Voronezh, 2010. – Issue. 1. – P. 157–166.
8. Safronov, V. S. Superelemen calculation in mixed statement of reinforced-concrete bridges, having defects and damages/ V.S. Safronov, A.A. Petranin, E.N. Petrenya.// proceedings of high education institutes. 1996, № 6, - P. 103-110.
9. Search Engineers International, A Bentley Solutions Center. Technical reference guide for STAAD. Pro 2005, 2006. – 680 p.
10. Opabola Eyitayo Ademola. Probabilistic assessment of bridge reinforced concrete slab durability with account of road surface distribution capacity / Eyitayo Ademola Opabola // Scientific Bulletin of VGASU. Series . Student and science. Issue. №6, 2013.
11. Opabola Eyitayo Ademola. Application of probabilistic assessments during the design of solid armoured concrete slab reinforcement./ Eyitayo Ademola Opabola // Scientific Bulletin of VGASU. Series . Student and science. Issue.№8, 2015. (In the press).

Ключевые слова: автодорожный путепровод, грузоподъемность, вероятностные критерии, неразрезное железобетонное пролетное строение, разброс прочностных характеристик материалов, флуктуации временных нагрузок.

Keywords: road viaduct, load-bearing capacity, probabilistic criteria, continuous reinforced concrete structure, variation of strength characteristics, fluctuation of loads

УДК 624.271: 625.074.5 + 624.047.2
Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Аспирант кафедры строительной механики
Д.И. Доманов
Россия, г. Воронеж, тел.: 8-960-113-82-79;
e-mail: d.i.domanov@yandex.ru

Voronezh State University of Architecture and
Civil Engineering
Postgraduate student of Department
of Structural Mechanics
D.I. Domanov
Voronezh, Russia, tel.: 8 (4732)630757
e-mail: d.i.domanov@yandex.ru

Д.И. Доманов

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ КОСИНЫ НА РАСПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В НЕСУЩИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛКАХ РАЗРЕЗНОГО ПРОЛЕТНОГО СТРО- ЕНИЯ АВТОДОРОЖНОГО МОСТА

Описывается методика и результаты численных исследований по МКЭ влияния косины опирания на распределение изгибающих и крутящих моментов, а также поперечных сил в балках бездиафрагменных пролетных строений автодорожных мостов от совместного действия постоянных и временных нагрузок.

D.I. Domanov

INVESTIGATION OF SKEW ANGLE IMPACT ON FORCES DISTRIBUTION IN REIN- FORCED CONCRETE SUPPORTING BEAMS OF SWING ROAD BRIDGE SPANS

The method and the results of finite element analysis numerical investigations of the skew angle influence on distribution of bending moment and torque and also the effect of shears in beams of non-diaphragm road bridge spans from the combined effect of permanent and temporary loads.

В связи с увеличением плотности застройки современных городов все чаще применяются мостовые сооружения с косым опиранием, однако данные влияния косины опирания пролётного строения автодорожных мостов на напряженно-деформированное состояние являются недостаточными. В связи с этим автором настоящей статьи выполнялись исследования по изучению данной проблемы [1-6].

Известны немногочисленные публикации по данной тематике. В работе [7] выполнен анализ влияния параллелограммной формы в плане плиты на ее напряженно-деформированное состояние, однако использованные в ней приближенные модели и методы анализа не позволяют судить о возможности применения результатов данной работы при анализе косо опертых плитно-ребристых пролетных строений путепроводов. В работе [8] приведен ряд результатов расчета пролетных строений из железобетона в зависимости от косины опирания, но результаты весьма ограничены по объему. Таким образом, можно сделать вывод, что комплексно проблема не исследовалась.

В настоящей статье описывается методика и приводятся результаты исследования косо опертых пролётных строений на совместное воздействие временной нагрузки от транспортнх средств А11 и НК-80 и постоянной нагрузки от веса конструкций пролетного строения и мостового полотна согласно строительным нормам [9]

В качестве объекта исследования были выбраны бездиафрагменные пролетные строение путепровода, состоящие из тавровых балок по типовому проекту 3.503.14 СДП [10] с ненапрягаемой арматурой. Рассматривались пролетные строения длиной 11, 15 и 18 метров, состоящие из 4, 6, 8 или 10 балок таврового сечения. Анализировались варианты исполнения, имеющие угол пересечения оси опирания к оси пролетного строения от 45 до 90 градусов. Вид пролётного строения, состоящего из 8 балок по ширине, в вертикальной плоскости, перпендикулярной оси сооружения, приведен на рис. 1.

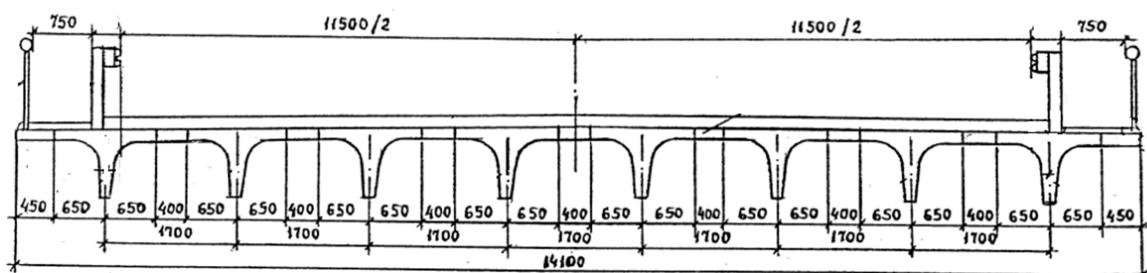


Рис. 1. Вид пролётного строения в вертикальной плоскости, перпендикулярной оси сооружения

Временная нагрузка А14 и Н14 на пролетное строение прикладывалась в возможные места её расположения согласно СП 35-13330-2011 [9] с шагом 0,1 м по ширине и длине пролетного строения. Такая вычислительная схема обусловлена ранее обнаруженными [3] особенностями поведения косо опертых конструкций, приводящими к смещению экстремумов эпюр усилий в конструкции с ростом косины опирания.

Расчет выполнялся с использованием конечно-элементного комплекса SAP2000. В расчетах использовалась конечно-элементная модель, образованная из стержневых и пластинчатых элементов (рис. 2, а). Ребра сборных балок аппроксимировались стержневыми КЭ и при помощи связей в виде абсолютно жестких тел связывались с узлами КЭ плиты проезжей части, лежащими на ее срединной поверхности. Выбор данной модели обусловлен её относительной простотой построения при достаточной точности результатов. В целях контроля результаты анализа сопоставлялись с результатами, полученными в расчетном комплексе Midas Civil по модели, состоящей из оболочечных конечных элементов (рис. 2, б).

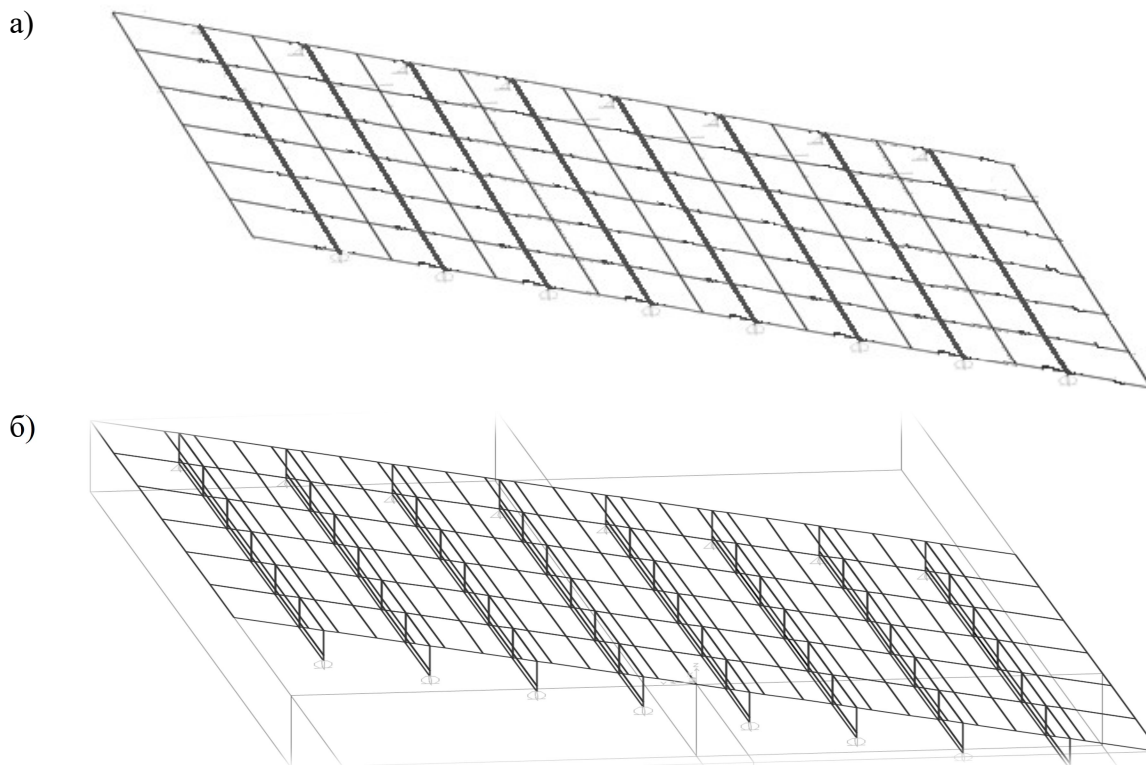


Рис. 2. Конечно-элементные расчетные схемы пролетного строения:
а) оболочечно-стержневая; б) оболочечная

Ввиду того что смонтированные балки до омоноличивания не связаны между собой, нагрузка на пролетное строение прикладывалась в 2 этапа:

- 1 - монтаж пролетных строений;
- 2 - эксплуатационный режим моста.

По результатам анализа построены и проанализированы объемлющие эпюры усилий в балках пролетного строения и сделаны следующие выводы:

- максимальные значения изгибающих моментов в балках пролетного строения уменьшаются немного (до 10 %) при увеличении косины опирания (рис. 3). При этом, как уже отмечалось в статье [3], экстремум объемлющей эпюры изгибающих моментов смещается к тупому углу пролетного строения;
- максимальные значения поперечной силы в балках пролетного строения существенно увеличиваются (до 40 %) при увеличении косины опирания (рис. 4). При этом максимальные значения поперечной силы приходятся на опорные сечения балок, расположенные близко к тупому углу пролетного строения (рис. 5);
- значения максимальных крутящих моментов в балках несколько увеличиваются (до 20 %) при увеличении косины опирания (рис. 6), при этом, в отличие от изгибающих моментов и поперечной силы, на них в меньшей степени влияет близость к острому углу пролетного строения;
- с увеличением косины опирания поперечная сила приближается к предельным значениям, максимальные крутящие моменты далеки от предельных величин (методика вычисления предельных крутящих моментов изложена в [6]).

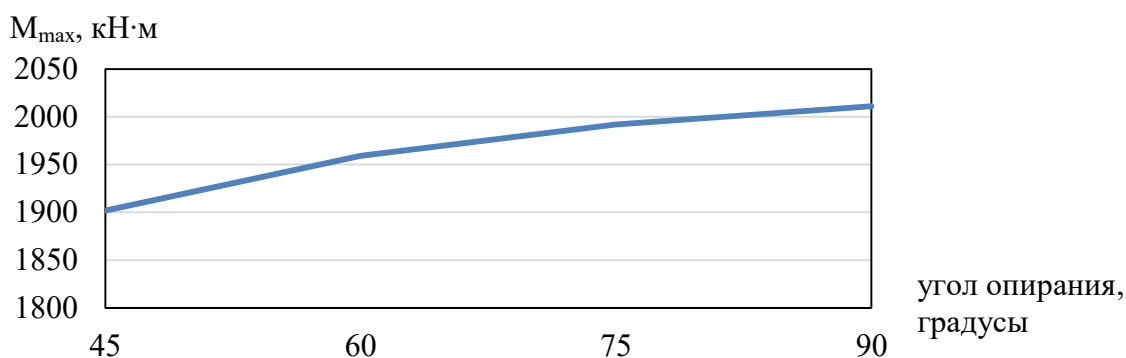


Рис. 3. График изменения изгибающих моментов в балках пролетного строения в зависимости от косины опирания для пролетного строения длиной 18 метров, состоящего по ширине из 8 балок

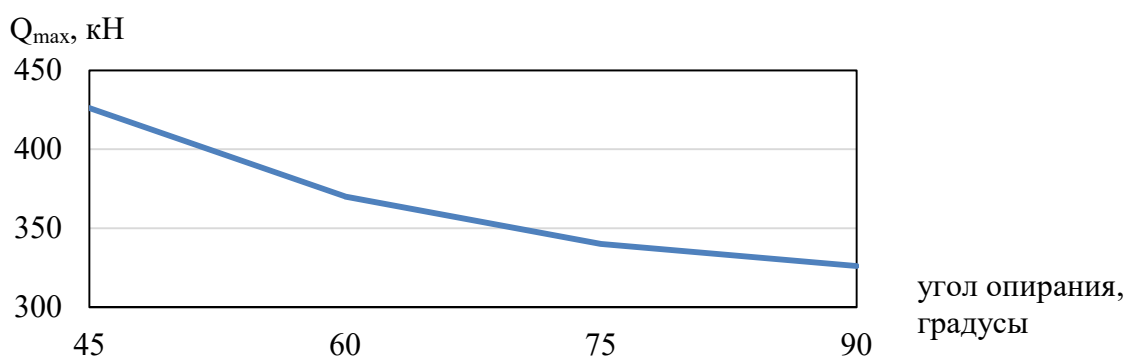


Рис. 4. График изменения поперечной силы в балках пролетного строения в зависимости от косины опирания для пролетного строения длиной 18 метров, состоящего по ширине из 8 балок

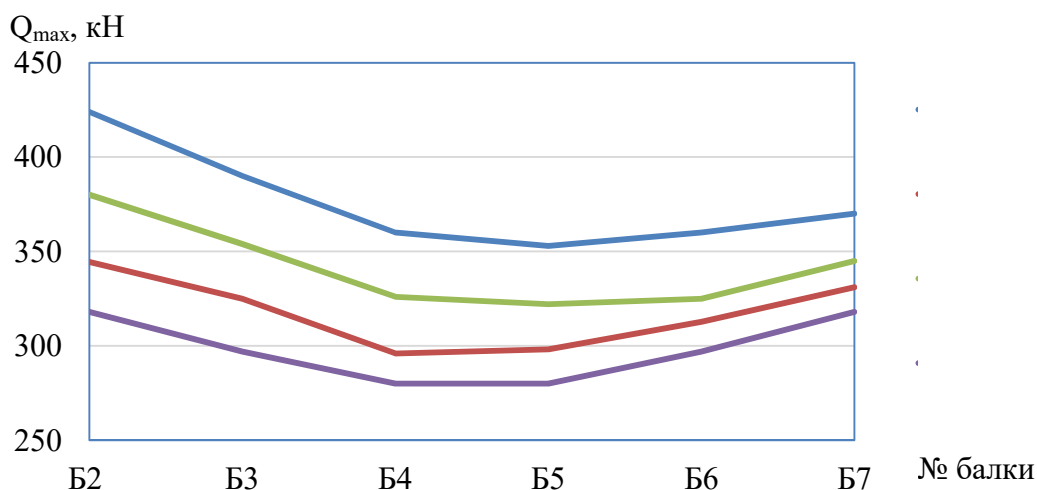


Рис. 5. График распределения максимальных значений поперечной силы в сечении у одной из опор по балкам пролетного строения длиной 18 метров, состоящего по ширине из 8 балок. (тупой угол расположен у балки Б2)

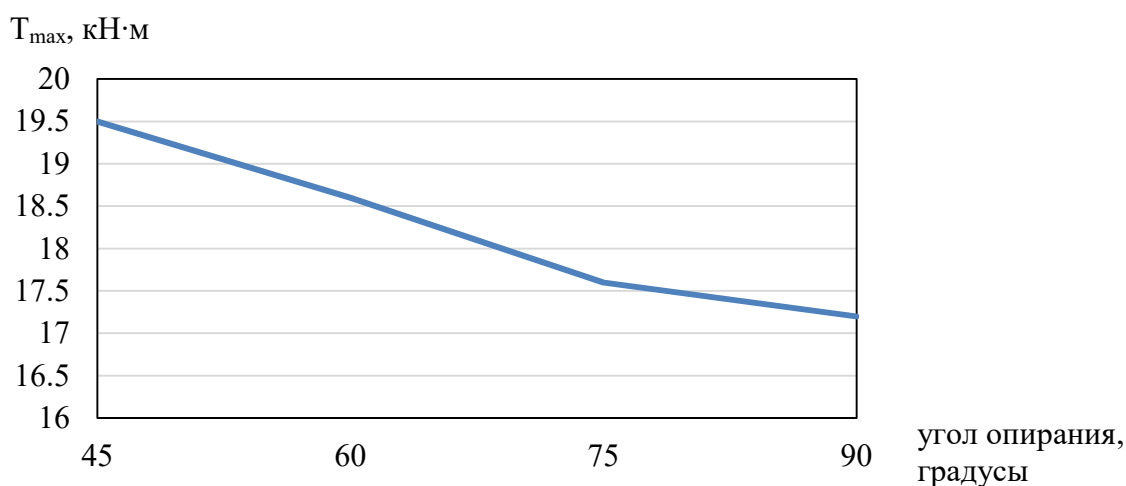


Рис. 6. График изменения максимальных крутящих моментов в балках пролетного строения в зависимости от косины опирания для пролетного строения длиной 18 метров, состоящего по ширине из 8 балок

Анализ влияния геометрических параметров конструкции в плане (длины и ширины) показал следующее:

- для широких пролетных строений характерно существенное влияние на изменение усилий с ростом косины; для изгибающего момента влияние ширины существенно, для поперечной силы и крутящего момента менее характерно;
- для пролетных строений меньшей длины характерно большее влияние на изменение усилий с ростом косины; для изгибающего момента влияние ширины существенно, для поперечной силы и крутящего момента менее характерно.

Графики относительного изменения максимальных крутящих моментов в балках пролетного строения в зависимости от косины опирания, длины и ширины пролетного строения приведены на рис. 7.

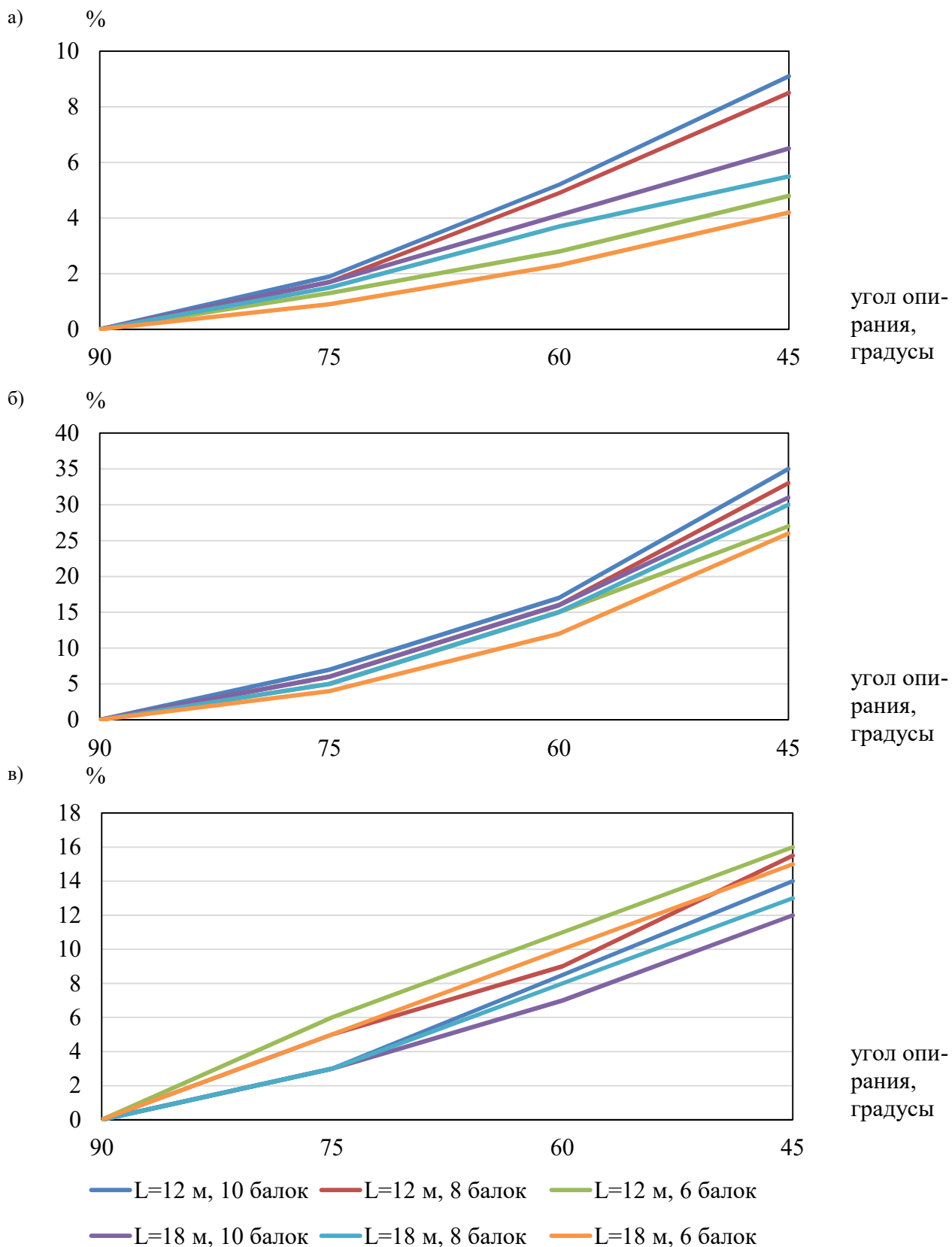


Рис. 7. Графики относительного изменения максимальных усилий в балках пролетного строения в зависимости от косины опирания, длины и ширины пролетного строения:
а) изгибающего момента; б) поперечной силы; в) крутящего момента

Выводы

Выполненные численные исследования показали, что увеличение угла косины пролетного строения различным образом влияет на изменение усилий в пролетном строении. Рост ширины и уменьшение длины пролетного строения приводят к увеличению влияния косины опирания на изменение усилий. Ввиду того что конструкция может быть подвержена разрушению от совокупного воздействия сочетания нескольких силовых факторов, актуальной становится задача комплексного анализа риска разрушения конструкции от воздействия комплекса силовых факторов с применением вероятностных методов.

Библиографический список

1. Сафронов, В.С. Оценка риска разрушения нормальных сечений железобетонных балок произвольной формы. /В.С. Сафронов, Д.И. Доманов// Строительная механика и конструкции. – Воронеж, 2011. – Вып. 1(2). – С.46-51.
2. 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). – 2013 – С.109-116.
3. Сафронов, В.С. Оценка влияния косины пролетных строений железобетонных мостов на риск разрушения нормальных сечений балок с ненапрягаемым армированием от изгибающего момента. /В.С. Сафронов, Д.И. Доманов// Строительная механика и конструкции. – Воронеж, 2012. – Вып. 1(4). – С.84-90
4. Сафронов, В.С. Исследование изменения динамических расчетных параметров разрезных косых пролетных строений мостов при потере контакта крайней балки с опорой / В.С. Сафронов, Д.И. Доманов.// Научный вестник Воронежского ГАСУ. Строительство и архитектура. – Воронеж, 2014. – Вып. 2(34). – С.105-112.
5. Сафронов, В.С. Измерения и анализ колебаний косо опертого железобетонного пролетного строения автодорожного путепровода при эксплуатации /В.С. Сафронов, Д.И. Доманов// Строительная механика и конструкции. – Воронеж, 2014. – Вып. 2(9). – С.40-49.
6. Сафронов В.С. Применение теории риска для оценки вероятности трещинообразования при стесненном кручении железобетонных мостовых балок / В.С. Сафронов, Д.И. Доманов //Механика разрушения бетона, железобетона и других строительных материалов: сб. науч. стат. по матер. 7-й междунар. науч. конф. в 2 т./Т.2./ РААСН, Воронежский ГАСУ. – Воронеж, 2013. – Т. 2. – С. 31-38.
7. Мохамед Абдель Шафия Абдель Рахман. Статика и собственные колебания систем тонкостенных и массивных конструкций на параллелограммном плане (типа косых мостов): автореф. дис. ... канд. техн. наук : защищена 23.05.1998: утв.28.12.1998/ Мохамед Абдель Шафия Абдель Рахман. – Воронеж – 28 с.
8. Тарасов, А.А. Влияние косины на распределение усилий в балках автодорожных мостов// А.А. Тарасов, А.А. Петранин. // Научный Вестник ВГАСУ. Сер. «Студент и наука». – Воронеж, 2008. – Вып.4. – С. 74-77.
9. СП 35-13330-2011. Мосты и трубы. Министерство регионального развития Российской Федерации. – М.: ОАО «ЦПП», 2011, 346 с.
10. Типовой проект серии 3.503-14, вып. 5, инв. №710/5 «Пролётные строения без диафрагм длиной 12, 15 и 18 м, армированные арматурой классов А-II и А-III». – М. : ГПИ «Союздорпроект», 1974. – 49 с.

References

1. Safronov, V.S. Risk assessment of fracture of arbitrary shaped reinforced concrete beams of normal sections. /V.S. Safronov, D.I. Domanov // Structural Mechanics and constructions. Issue number 1 (2), 2011 - p.46-51
2. 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 constructions. Issue number 1 (6), 2013 - p.109-116.
3. Safronov, V.S. Assessment of effect of concrete bridge span skew on risk of destruction of beams normal section 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.
4. 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 Arxitekturo-stroitel'nogo universiteta. Stroitel'stvo i arxitektura. Issue number 2 (34), 2014 – p.105-112.
5. Safronov V.S. Measurement and analysis of exploited reinforced concrete skewed bridge span vibrations. /V.S. Safronov, D.I. Domanov // Structural Mechanics and Structures. Issue number 2 (9), 2014 - p.40-49.
6. Safronov V.S. The application of risk theory to assess the probability of crack formation at constrained-torsion of reinforced concrete bridge beams. /V.S. Safronov, D.I. Domanov // Fracture mechanics of concrete, reinforced concrete and other construction materials. 7th International scientific conference. RAASN, Voronezh State University of Architecture and Civil Engineering. - Voronezh, 2013. – Volume 2. - P. 31-38.
7. Mohamed Abdel Shafia Abdel Rahman. Statics and self-oscillations of beamless plate and massive structures on parallelogram plan (like skew bridge) author's abstract... PhD defended 23.05.1998 approved: 28.12.1998/ Mohamed Abdel Shafia Abdel Rahman. – Voronezh – 28 p.
8. Tarasov, A.A. Influence of skew on forces spreading in road bridge beams // A.A. tarasov, A.A. Petranin. // Scientific bulletin of VGASU. Series. «Student and Science». – Voronezh, 2008. – Issue.4. – P. 74-77.
9. Building Regulations 35-13330-2011 Bridges and pipes./ Ministry of Regional Development of Russian federation -M.: OJSC TCPP, 2011. -346 p.
10. Standard project of series 3.503-14, vol. 5, Inv. №710 / 5 "Spans without aperture length of 12, 15 and 18 m, strengthened with reinforcement of class A-II and A-III». - M.: GUI "Soyuzdorproekt", 1974. - 49

Ключевые слова: косые пролетные строения, железобетонные конструкции, напряженно-деформированное состояние.

Keywords: skew spans, reinforced concrete structures, deflected mode

*Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Аспирант кафедры строительной механики
А.Ю. Пузаков
Канд. техн. наук, доц. кафедры
строительной механики
С.В. Ефрюшин
Россия, г. Воронеж, тел.: 8(473)271-52-30
e-mail: ooo.stroynauka@mail.ru
e-mail: puzakov.alexandr@mail.ru*

*Voronezh State University of Architecture
and Civil Engineering
Postgraduate of Department of Structural Mechanics
A.Yu. Pusakov
PhD of Tech. Science, Associate Professor of Department of Structural Mechanics
S.V. Efyushin
Voronezh, Russia, tel.: +7(473)271-52-30
e-mail: ooo.stroynauka@mail.ru
e-mail: puzakov.alexandr@mail.ru e-*

А.Ю. Пузаков, С.В. Ефрюшин

ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ДИНАМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ПУТЕПРОВОД ПРОХОДЯЩИХ ПОД НИМ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ СОСТАВОВ

Рассматривается пространственная задача численного моделирования взаимодействия грунтовой среды со строительными конструкциями путепровода при динамическом воздействии на грунтовую область. Динамическая нагрузка моделирует воздействие встречных железнодорожных составов, проходящих под путепроводом. Силовое воздействие представлялось детерминированной функцией, изменяющей место приложения со временем с учётом геометрических несовершенств колёс и пути. Анализировались НДС конструкции и грунтовой среды.

A.Yu. Pusakov, S.V. Efyushin

NUMERICAL SIMULATION OF DYNAMIC EFFECT ON VIADUCT OF RAILWAY VAGONAGES PASSING UNDER IT

Nnumerical simulation three-dimensional problem of ground environment and viaduct building constructions interaction under dynamic influence on ground is under consideration. Dynamic load simulates the effect of oncoming railway waggonages passing under overpass. Load effect is presented as determinate function changing the imposition place at particular time with consideration of wheel and road imperfection.

За объект исследования принят реконструируемый железобетонный путепровод, рассматриваемый в [1]. По своей конструкции путепровод имеет 4 пролета по формуле $2 \times 14,06 + 22,16 + 14,06$ м; общей длиной 69,61 м; с перекрытием межпролетного пространства с помощью 9-ти двутавровых балок с напрягаемой арматурой. По своей работе проектируемое инженерное сооружение относится к температурно-неразрезным строениям. Двухпутное железнодорожное полотно расположено под путепроводом на расстояниях 6 и 8 м от опор ОП2 и ОП3 соответственно (нумерация опор и пролетов соответствует изображенной на рис.1 модели путепровода слева направо).

Моделирование осуществлялось с помощью метода конечных элементов в программном комплексе MIDAS GTS. Комплекс предназначен для расчетов оснований и геотехнических объектов.

Расчетная модель формировалась при помощи нескольких типов конечных элементов, основными из них являлись высокоточные пентаэдры и гексаэдры. Для моделирования особых условий закрепления (шарниров, пружин, граничных условий) использовались интерфейсные специальные элементы.

Модель грунта формировалась по теории модифицированной модели Мора-Кулона (упруго-пластическая модель с упрочнением) [8]. Пространственное положение грунтовых слоев принято в соответствии с данными инженерных изысканий по геологическим разрезам. Физико-механические характеристики отдельных слоев, вводимые в расчет, приведены в табл. 1.

Таблица 1

Физико-механические характеристики грунтовых слоев

№ п/п	Наименование грунтового слоя	ν	ρ , кН/м ³	E, МПа	e	φ , град	c , кПа
1	Насыпь мостового подхода	0,3	17	30	0,6	35	1
2	Песок мелкий, средней плотности, малой степени водонасыщения	0,3	17,1	26	0,65	32	2
3	Песок мелкий, плотный, малой степени водонасыщения	0,3	16,9	41	0,58	37	3
4	Песок средней крупности, плотный, малой степени водонасыщения	0,3	17,4	41	0,53	37	2
5	Песок средней крупности, плотный, влажный и насыщенный водой	0,3	17,6	41	0,51	37	2
6	Щебеночная подготовка под ж.д. полотно	0,25	18,5	200	0,6	38	0,01

Примечание: ν – коэффициент поперечной деформации (коэффициент Пуассона);
 ρ – удельный вес грунта; E - модуль деформации; e – пористость;
 φ – угол внутреннего трения; c – удельное сцепление.

Моделирование путепровода выполнялось в соответствии с архитектурно-строительными решениями. Принята линейно-упругая модель материала, поскольку не прогнозировалось возникновение пластических деформаций. Основным конструкционным материалом фундаментных и надфундаментных конструкций, за исключением мостовых балок, является бетон класса В25; материалом мостовых балок – бетон класса В40. Возможности MIDASGTS позволяют производить расчет ж/б элементов, используя пространственные конечные элементы упругой среды 3D Solid. Геометрическая модель строилась с применением гибридного метода построения сетки.

Полная расчетная модель, включающая в себя грунтовую область и интегрированную в нее модель путепровода, приведена на рис. 1.

Опираение мостовых балок на подферменники путепровода происходило через РОЧ 25x40x7,8x1,0 по ТУ 2539-008-00149334-2003. В конечно-элементной модели учет такого опирания производился при помощи стержневых элементов с жесткостью, принятой по ОДМ 218.22.002-2008. Жёсткости РОЧ на сдвиг в двух направлениях приняты равными 1,83 МН/м.

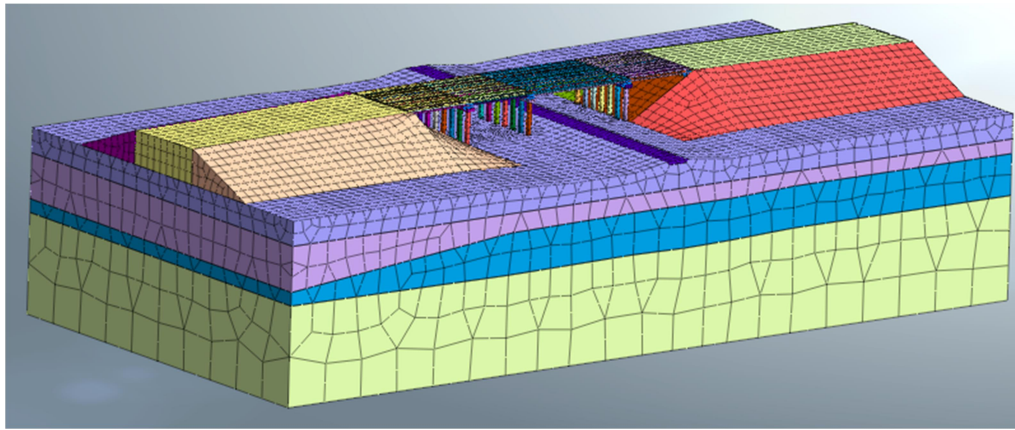


Рис. 1. Конечно элементная модель «путепровод-грунт»

Для решения динамической задачи в целях учета «неограниченного распространения» продольных и поперечных волн возмущения в грунтовой среде в качестве граничных условий по боковому контуру области принимались интерфейсные элементы. В данном случае интерфейсные элементы моделировали коэффициент жесткости грунтового массива (теория Винклера) и вязкости слоев грунта (определенные с использованием концепции волнового движения в грунте). Нижняя плоскость грунтовой области в расчетной модели принималась условно жесткой.

Загружение расчетной модели происходило исходя из предположения о движении по разным колеям навстречу друг другу двух железнодорожных составов с постоянной скоростью 20 м/с (72 км/ч). Расчет динамического воздействия происходил в промежутке времени равном 10 с, шаг во времени равнялся одной секунде. В качестве ж/д состава принят условный состав, состоящий из одного локомотива типа ЧМЭ3т и восьми груженых 4-осных крытых вагонов типа 11-217.

Статическое воздействие на путь стоящего экипажа определяется его массой, полезной нагрузкой и числом осей. При движении экипажа возникают дополнительно силы инерции, приводящие к совместным колебаниям подвижного состава и пути в вертикальной и горизонтальной плоскости. Возникновение инерционных сил связано с факторами, которые в общей сложности можно разделить на две группы [3]:

- неровности пути, устанавливаемые нивелировкой по головке рельсов; микронеровности на поверхности катания головок рельсов, обусловленные волнообразным износом рельсов;
- несовершенства колеса - овальность колес, неравномерность износа колеса в поперечном сечении, из-за которой центр тяжести колеса может изменять свое положение по вертикали и т.д.

Таким образом, расчетное значение максимального давления от подвижного состава определяется по выражению

$$Sum(t) = P_{st} + P_{nk}(t) + P_{din}(t), \quad (1)$$

где P_{st} – статическая нагрузка от подвижного состава; $P_{din}(t)$ – динамическая нагрузка от подвижного состава при прохождении неровности; $P_{nk}(t)$ – динамическая нагрузка от несовершенства колеса.

При моделировании силовой составляющей расчетной схемы будем исходить из наличия на колесе так называемого ползуна (случай несовершенства - овальность) [3].

Частота ударов колеса существенно больше частоты при колебаниях кузова на рессорах, поэтому влиянием колебаний кузова на силы ударного взаимодействия колеса и рельса можно пренебречь.

Расчетная модель колеса с наличием ползуна представлена на рис. 2.

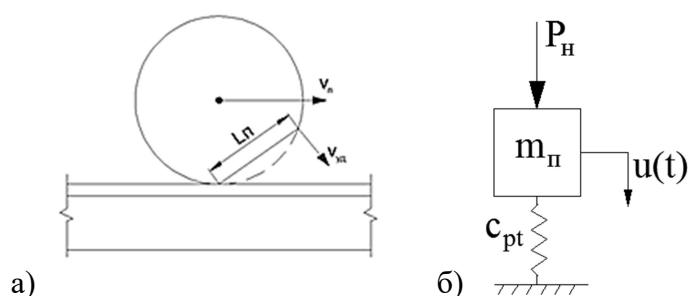


Рис. 2. Расчетная схема колеса с наличием ползуна:

а) геометрическая; б) силовая;

m_p – приведенная масса пути (составляет 0,15 т) [4];

c_{pt} – коэффициент жесткости пути (составляет $1,25 \cdot 10^5$ кН/м) [3];

$u(t)$ – перемещение; P_H – силовое воздействие от необрессоренной массы вагона, определяемое по выражению (2)

$$P_H(t) = \frac{(m_H + m_K)}{n_K} g \cdot \sin(\omega t), \quad (2)$$

где m_H – масса необрессоренной части (составляет для локомотива 25,0 т, для вагона 16,0т) [4, 5]; m_K – масса колеса (составляет 1,475 т) [4]; g – ускорение свободного падения; n_K – количество колес (составляет для локомотива 12 шт, для вагона 8 шт) [4, 5]; ω – частота удара ползуна

Уравнение для определения $P_{nk}(t)$:

$$m_{II} \cdot \ddot{u}(t) + c_{pt} \cdot u(t) = P_H(t). \quad (3)$$

После решения уравнения (2) получаем высокочастотную динамическую нагрузку, которая зависит от скорости, а также от диаметра колеса и размера дефекта. Частота ударов составляет 2158 Гц, амплитуда удара для скорости 20 м/с - 6,34 кН.

В реальных условиях эксплуатации железнодорожный путь имеет «набор» несовершенств, связанный с изменением его геометрии [6]. Еще в 1909 г. профессор С.П. Тимошенко классифицировал три вида неровности на пути:

- треугольную;
- косинусоидальную;
- параболическую.

Было установлено, что наиболее неблагоприятной формой неровности пути при определении дополнительных сил инерции является косинусоидальная (рис. 3). Данная неровность описывается функцией

$$h(t) = \frac{\Delta_n}{2} \cdot \left(1 - \cos\left(\frac{2\pi V}{L_n} t\right)\right), \quad (4)$$

где Δ_n – максимальная глубина неровности; L_n – длина неровности пути; v – скорость движения состава.

В литературе имеются данные, что наиболее часто встречающиеся дефекты данного вида реализуются в местах контакта двух смежных рельс, просадки одной из шпал. Наиболее часто встречаемая мульда оседания рельсового пути со следующими величинами: максимальная глубина оседания до 5 мм, длина оседания – до 5 м.

Исходя из принятых допущений мы получаем следующие расчетные схемы, представленные на рис. 4.

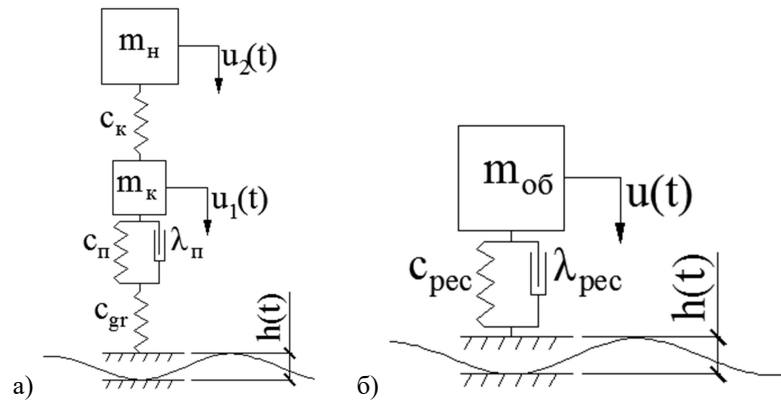


Рис. 3. Расчетная схема для определения реакций воздействия от элементов железнодорожного состава на грунт:

а) модель колебания необрессоренных масс подвижного состава на пути;

б) модель колебаний обрессоренных масс подвижного состава,

$m_{об}$ – масса обрессоренных элементов (составляет для локомотива 98,0 т, для вагона 52,0 т) [4, 5];

c_k – жесткость колеса (составляет $6,5 \cdot 10^5$ кН/м), [3]; c_{gr} – жесткость балластного слоя, (составляет

$4,6 \cdot 10^4$ кН/м); $c_{рес}$ – жесткость рессорного подвешивания, приведенная к колесу (составляет $1,5 \cdot 10^3$ кН/м) [3];

$\lambda_{п}$ – коэффициент вязкого сопротивления пути (составляет 60 кНс/м) [3]; $\lambda_{рес}$ – коэффициент вязкого сопротивления рессор (составляет 125 кНс/м) [3]; $u(t)$, $u_1(t)$, $u_2(t)$ – возникающие перемещения

В общем случае разрешающими уравнениями для условных схем движения двухмассовой и одномассовой моделей будут являться выражения:

$$\begin{cases} m_n \cdot \ddot{u}_2(t) + c_k(u_2(t) - u_1(t)) = 0, \\ m_k \cdot \ddot{u}_1(t) + 2\lambda_{п}m_k \cdot \dot{u}_1(t) + c_s \cdot u_1(t) + c_k(u_1(t) - u_2(t)) = -(m_k \ddot{h}(t) + 2\lambda_{п}m_k \dot{h}(t)) \end{cases} \quad (5)$$

где c_s – жесткость последовательного соединения согласно рис. 3, а.

$$m_{об} \cdot \ddot{u}(t) + 2\lambda_{рес}m_{об} \cdot \dot{u}(t) + c_{рес} \cdot u(t) = -(m_{об} \ddot{h}(t) + 2\lambda_{рес}m_{об} \dot{h}(t)). \quad (6)$$

Результаты вычисления реакций давления колеса на путь в зависимости от принятых дефектов колеса, неровности пути и скорости движения представлены на рис. 4.

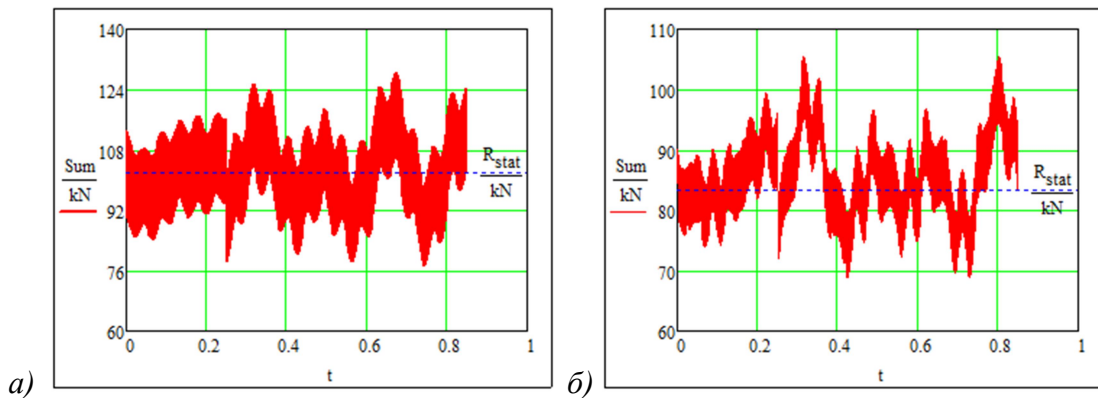


Рис. 4. Реакция вертикального давления на грунтовое основания при скорости 20 м/с:

а) реакция давления колеса локомотива; б) реакция давления колеса вагона

Максимальные значения реакций давления колеса на грунтовое основание будут иметь значения $N1=128,44$ кН и $N2=105,47$ кН.

Таким образом, найденное значение реакций позволяет построить в расчетной модели схему нагружения, близкую к эксплуатационной нагрузке.

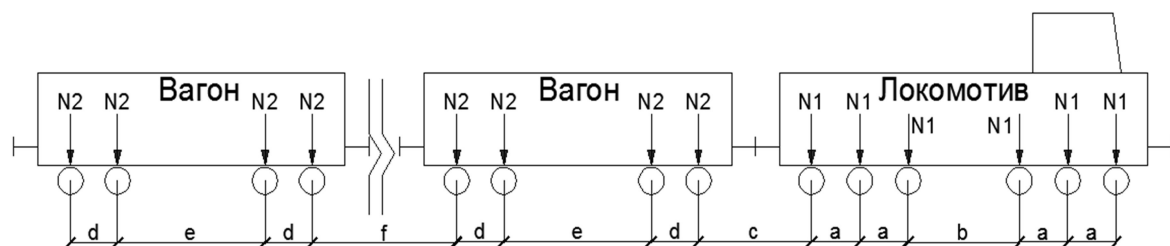


Рис. 5. Модель подвижного состава:
 $a=2,0$ м, $b=4,6$ м, $c=4,68$ м, $d=1,95$ м, $e=6,1$ м, $f=4,73$ м

Предполагается, что два железнодорожных состава в установленном количестве штатных подвижных единиц и временном цейтноте движутся навстречу друг другу по разным колеям пути от точки входа в пределы расчетной модели до точки выхода. Результаты расчета представлены в табл. 2 и 3.

Таблица 2

Перемещения элементов расчётной модели в разные промежутки времени

Время, с	Схемы эволюции подвижной нагрузки, Н	Изолинии перемещений основания, м
1		
3		

Время, с	Схемы эволюции подвижной нагрузки, Н	Изолинии перемещений основания, м
5		
7		
9		

Таблица 3

Перемещения элементов модели путепровода в разные промежутки времени

Время, с	Схемы эволюции подвижной нагрузки	Изолинии перемещений конструкций путепровода
1		

Время, с	Схемы эволюции подвижной нагрузки	Изолинии перемещений конструкций путепровода
3		
5		
7		
9		

В результате выполненного расчета получено, что величина изменений напряжений в грунте для нормальных напряжений в продольном направлении меняется в интервале 13,28 - 50,41 кПа и 9,73 - 51,92 кПа - для вертикальных нормальных напряжений.

Исходя из способа приложения динамической нагрузки на путепровод, наибольшее влияние будет оказано на строительные элементы, расположенные в створе прохода расчётного состава под третьим пролётом.

Для обработки данных использовались конструкции, расположенные на средней опоре ОП2. Снятые результаты значений перемещения подферменников для точки, расположен-

ной посередине на верхней грани в расчетном интервале времени, представлены на графике. Проанализировав полученные результаты, можно сделать вывод, что характер перемещений будет иметь схожий вид для всех исследуемых подферменников, причем изменение числовых значений носит незначительный характер в пределах 4,4 %. В качестве иллюстрации изменения перемещения на рис. 6 приведен график для крайнего левого подферменника.

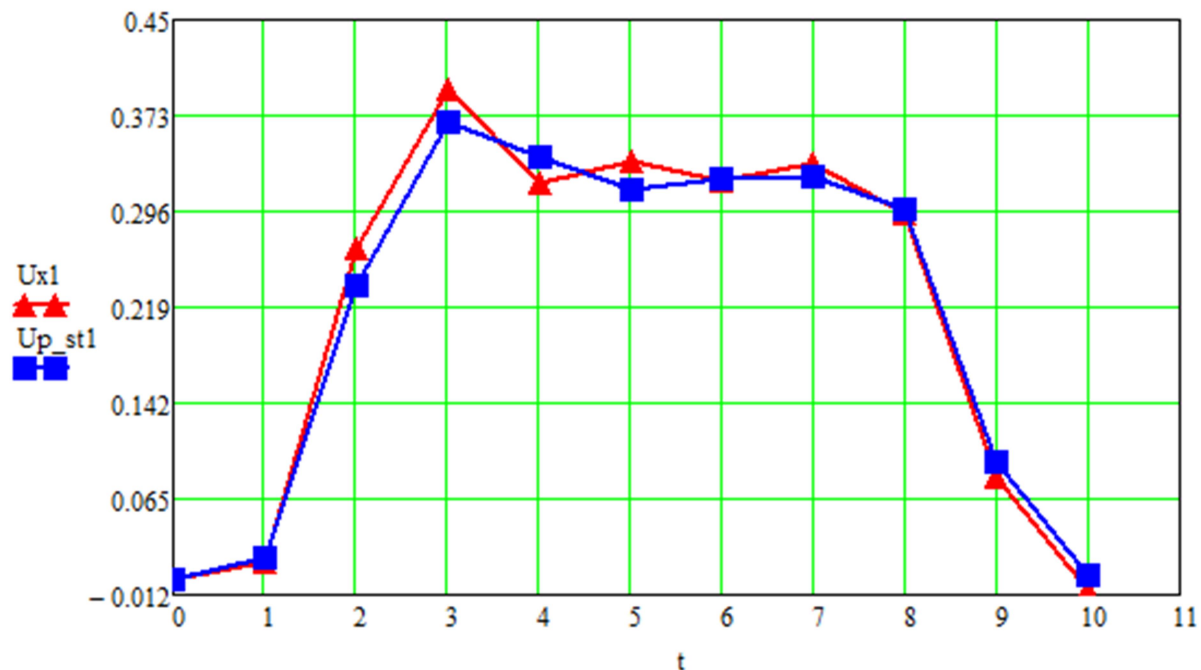


Рис. 6. График перемещения крайнего подферменника в расчетном интервале времени, мм:

Ux1 – горизонтальные перемещения при решении динамической задачи;
Up_st1 – горизонтальные перемещения при решении статической задачи

По графику на рис. 6 и общему анализу исследуемых элементов можно сделать следующие замечания:

- максимальное смещение возникает в крайнем подферменнике;
- пиковое значение в перемещениях возникает при начальном «вхождении» состава под путепровод, в дальнейшем наблюдаем их выравнивание;
- перемещения возникают во временном интервале прохождения поезда, далее следует быстрый возврат в первоначальное положение;
- динамический эффект составит 1,07 от статического нагружения.

Выявленный факт смещения верхней плоскости подферменного элемента оказывает влияние на долговечность работы РОЧей.

Из практики применения РОЧ известно, что их основным предназначением является снижение продольных усилий, передаваемых на опоры при температурных деформациях пролётных строений. Однако выполненный расчет позволяет утверждать, что при прохождении железнодорожного состава под путепроводом возникают перемещения и сдвиговые деформации РОЧ от смещения подферменников.

Проведем анализ возникающих вертикальных деформаций в средней мостовой балке третьего пролета. Снятие результатов происходило в трех точках: на крайних (точка «А» на опоре ОПЗ, «В» – на опоре ОП2) и серединной (точка «С»). Для оценки возникающего динамического эффекта на графике рис. 7 приведены результаты прогиба балки при статическом расчете.

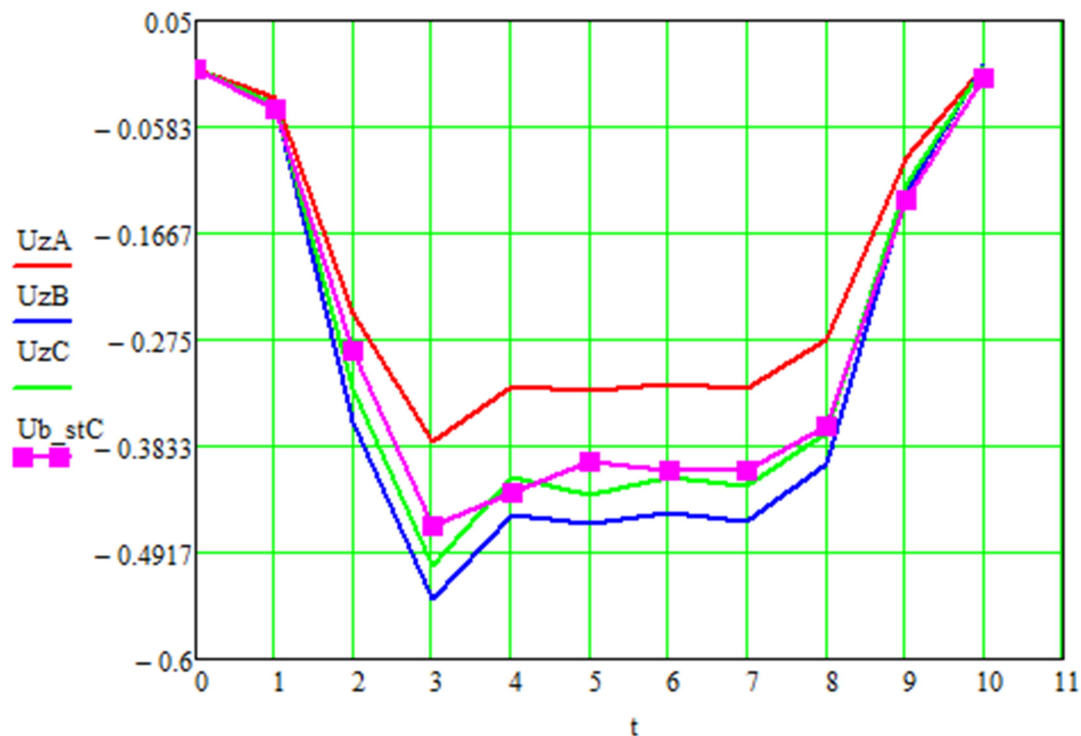


Рис. 7. График перемещений средней мостовой балки в расчетном интервале времени, мм:
 UzA, UzB, UzC – вертикальные перемещения точки А, В и С соответственно;
 Ub_stC – вертикальные перемещения точки С при решении статической задачи

График на рис. 7 и анализ перемещений остальных балок позволяют сделать следующие выводы:

- максимальные вертикальные перемещения отмечены на опоре, которая расположена ближе к железнодорожному полотну (точка «В» опора ОП2);
- разница между осадками двух опор (точки «А» и «В») остается относительно равной в интервале прохождения железнодорожного состава и составляет в среднем 0,14 мм;
- разница между перемещениями точки «А» и точки «С» остается относительно равной в интервале прохождения железнодорожного состава и составляет в среднем 0,03 мм;
- пиковое значение в перемещениях (0,505 мм) возникает при начальном «вхождении» состава под путепровод, в дальнейшем наблюдаем выравнивание значений;
- динамический эффект составит 1,107 от статического нагружения.

Оценим изменение напряженного состояния трех (крайних и посередине) подферментников в зависимости от расчетного интервала времени.

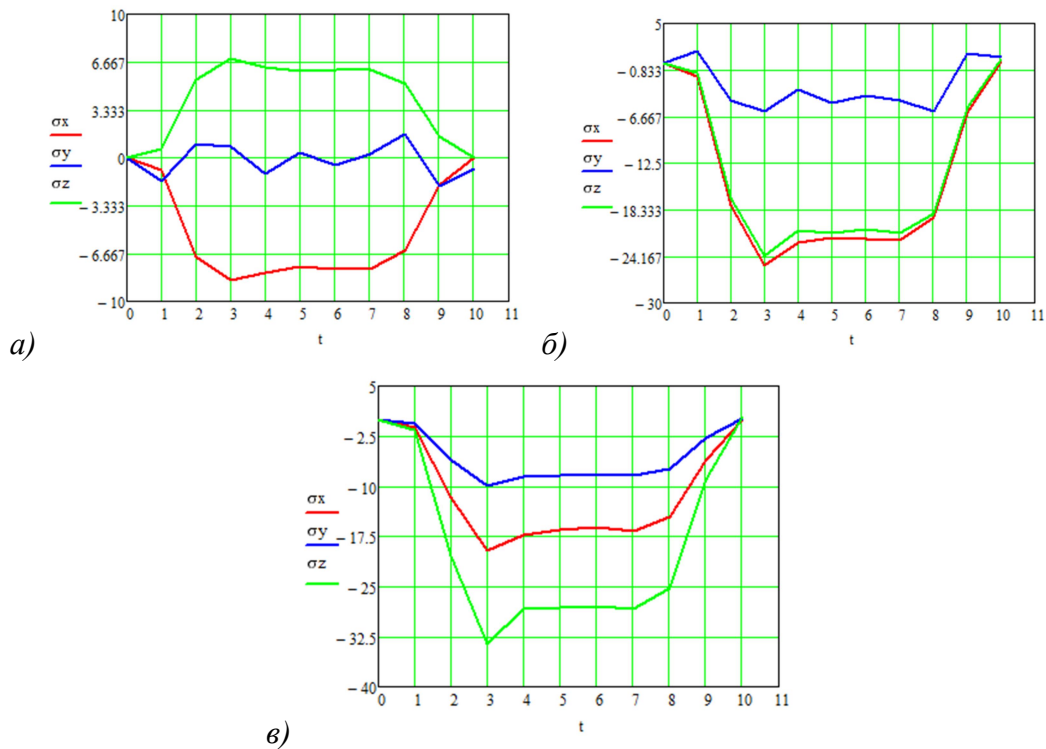


Рис. 8. График изменения нормальных напряжений в подферменниках, кПа: а) подферменник №1; б) подферменник №5; в) подферменник №9

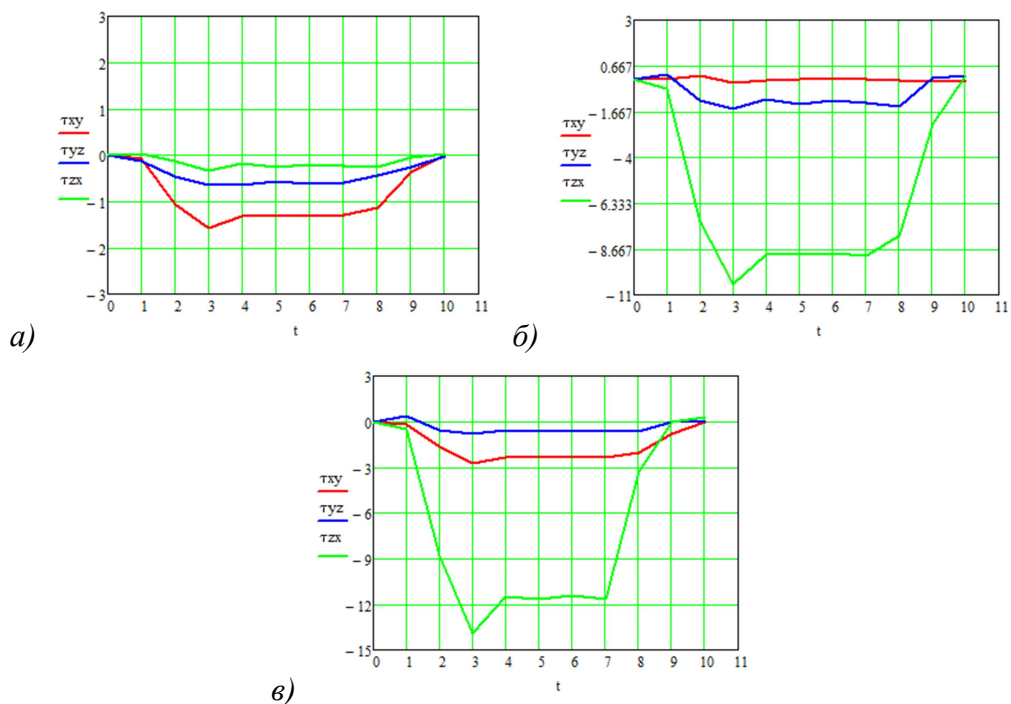


Рис. 9. График изменения касательных напряжений в подферменниках, кПа: а) подферменник №1; б) подферменник №5; в) подферменник №9

Исходя из данных, отображенных на графиках рис. 8, 9, можно сделать вывод о том, что подферменники будут испытывать различное напряженное состояние в зависимости от

своих размеров и месторасположения; наиболее неблагоприятными воздействиями будут являться воздействия на крайний первый подферменник.

Подводя итог анализу расчетной модели, можно сделать следующие выводы:

1. При прохождении железнодорожного состава напряженное состояние грунтовой области не будет выходить за рамки задачи теории упругости.
2. Решение пространственной задачи в динамической постановке позволило выявить увеличение исследуемых показателей НДС конструкций (перемещений, напряжений) по сравнению со статическим нагружением в 1,07...1,107 раза.
3. Максимальное продольное перемещение верха подферменника составило 0,41 мм при $t=3$ с для крайнего правого подферменника № 9.
4. В подферменниках возникает сложное напряженное состояние.
5. Наибольшее растягивающее напряжение по середине верхней грани подферменника составит $\sigma_z = 7$ кПа при $t=3$ с (подферменник №1), сжимающее – $\sigma_z = 34$ кПа при $t=3$ с (подферменник №9).
6. Максимальное касательное напряжение возникнет в плоскости, перпендикулярной движению поезда $\sigma_{zx} = -13,897$ кПа при $t=3$ с (подферменник №9).
7. Максимальное вертикальное перемещение, возникающее в средней балке, составит 0,505 мм при $t = 3$ с.

Библиографический список

1. Ефрюшин, С.В. Оценка динамической реакции конструкций путепровода на микросейсмическое воздействие от железнодорожного подвижного состава/ С.В. Ефрюшин, А.Ю. Пузаков// Строительная механика и конструкции. Вып 1(8). – Воронеж. 2014. – 57-70 с.
2. Ананьин, А.И. Динамика сооружений: учеб. пособие/ А.И. Ананьин, В.А. Баранов, А.Г.Барченков. – Воронеж: Изд-во ВГУ, 1987. – 192 с.
3. Яковлева, Т.Г. Железнодорожный путь / Т.Г. Яковлева, С.И. Карпущенко и др.; под ред. Яковлевой Т.Г. – М.: Транспорт, 1999 – 405 с.
4. Нотик, З.Х. Тепловозы ЧМЭЗ, ЧМЭЗТ, ЧМЭЗЭ: Пособие машинисту / З.Х. Нотик. 2-е изд. – М.: Транспорт, 1996.
5. Терехов, В.К. Грузовые вагоны колеи 1520мм железных дорог СССР. Альбом-справочник/ В.К.Терехов. – М.: Транспорт, 1989.
6. Челомей, В.Н. Вибрация в технике. Том 3. Колебания машин, конструкций и их элементов / В.Н. Челомей, Ф.М. Диментберг, К.С. Колесников и др. – М.: Машиностроение, 1980 – 544 с.
7. Барченков, А.Г. Динамический расчет автодорожных мостов / А.Г. Барченков. – М.: Транспорт, 1976. – 199 с.
8. Строкова, Л.А. Определение параметров деформируемости грунтов для упругопластических моделей/ Л.А. Строкова. //Вестник Томского государственного университета. 2013. №367. Томск, 2013.

References

1. Efyushin, S.V. Assessment of dynamical reaction of viaduct construction on microseismic effect from railway stock/ S.V Efyushin,., A.Yu. Pusakov// Structural Mechanics and structures. Issue 1(8) – Voronezh. 2014. – 57-70 p.
2. Ananjin, A.I. Dynamics of constructions: teaching aid/ A. I. Ananjin, V.A., Baranov, A.G. Barchenkov. – Voronezh: Publishing house of VGU, 1987. – 192 p.

3. Yakovleva, T.G. Railway / T.G. Yakovleva, S. I. Karpushenko and others.; under reduction of Yakovleva T.G. – M.: Transport, 1999 – 405 p.
4. Notick, Z.H. Diesel locomotives ЧМЭЗ, ЧМЭЗТ, ЧМЭЗЭ: Aid for locomotive driver / Z.H. Notick. 2-nd issue. – M.: Transport, 1996.
5. Terehov, V.K. Freight cars of tracks of 1520 мм USSR railways. Album- Альбом-manual./ V.K.Terehov. – M.: Transport, 1989.
6. Chelomei, V.N. Vibration in technics. Book 3. Vibration of machines, constructions and their members / V.N.Chelomei, F.M. Dimenberg, K.S. Kolesnikov and others. – M.: Machinebuilding, 1980 – 544 p.
7. Barchenkov, A.G. Dynamic calculation of road bridges / A.G. Barchenkov. – M.: Transport, 1976. – 199 p.
8. Strokova, L.A. Definition of ground deformability characteristics for elastoplastic models/ L.A. Strokova. //Bulletin of Tomsk state university. 2013. №367. Tomsk, 2013.

Ключевые слова: мостовые конструкции, путепровод, динамическая реакция, конечно-элементное моделирование, пространственная задача, движение железнодорожного состава, совместная работа грунта и конструкций сооружения.

Keywords: bridge constructions, viaduct, dynamic reaction, finitely – elemental simulation, three-dimensional problem, railway wagonages passing, ground and construction structure mutual operation.

*Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Д-р техн. наук, проф. кафедры
строительной механики
Д.М. Шапиро
Россия, Воронеж, тел.: 8(473)271-52-30
e-mail: davshap@mail.ru
Канд. техн. наук, ведущий инженер
ООО «Центр-Дорсервис»
А.П. Тютин
Россия, Воронеж, тел.: 8(950)-753-20-05
e-mail: alextoomail@mail.ru*

*Voronezh State University of Architecture
and Civil Engineering
Dr. of Tech. Sc., Professor of Department
of Structural Mechanics
D.M. Shapiro
Voronezh, Russia, 8(473)2715230
e-mail: davshap@mail.ru
PhD of Technical Sciences, Advanced engineer
of Centre-Dorservice Ltd
A.P. Tyutin
Voronezh, Russia, tel.: 8(950)7532005
e-mail: alextoomail@mail.ru*

Д.М. Шапиро, А.П. Тютин

РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ПРИОПОРНЫХ УЧАСТКАХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЁННЫХ БАЛОК ПРОЛЁТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ

Разработан и реализован способ расчёта методом конечных элементов главных и касательных напряжений в приопорных (концевых) участках современных мостовых железобетонных предварительно напряжённых плитно-балочных пролётных строений длиной 12–24 м. По результатам расчётного исследования получено, что при имеющихся размерах сечений и армировании обеспечено выполнение нормативных требований по образованию трещин в предварительно напряжённых балках.

D.M. Shapiro, A. Tyutin

STRESS DISTRIBUTION IN END PLOTS OF REINFORCED PRESTRESSED SPAN BEAMS

By the method of final element there have been developed and realized the design technique of principal and shearing stress in the end plots of modern bridge reinforced prestressed slab-beam spans of 12-24m length. According to the results of research at available sections sizes and reinforcement the implementation of standard requirements on fracturing in prestressed beams is provided.

Исследуемые конструкции. В современном строительстве мостовых сооружений на автомобильных и городских дорогах массово применяются предварительно напряжённые железобетонные плитно-балочные пролётные строения длиной 12–24 м, собираемые из балок высотой 123 см (рис. 1, а, б), рассчитанные на пропуск временных вертикальных нагрузок согласно ГОСТ Р 52748-2007 и СП 35.13330.2011 [1]: автомобильной А14 и одиночной тяжёлой Н14. Примерами являются близкие по опалубочной форме и армированию пролётные строения серии 3.503.1-81 института Союздорпроект (1981–2003) [2] и по проекту [3], разработанному проектной организацией ООО «Центр-Дорсервис». Технические характеристики балок исследуемых пролётных строений представлены в табл. 1.

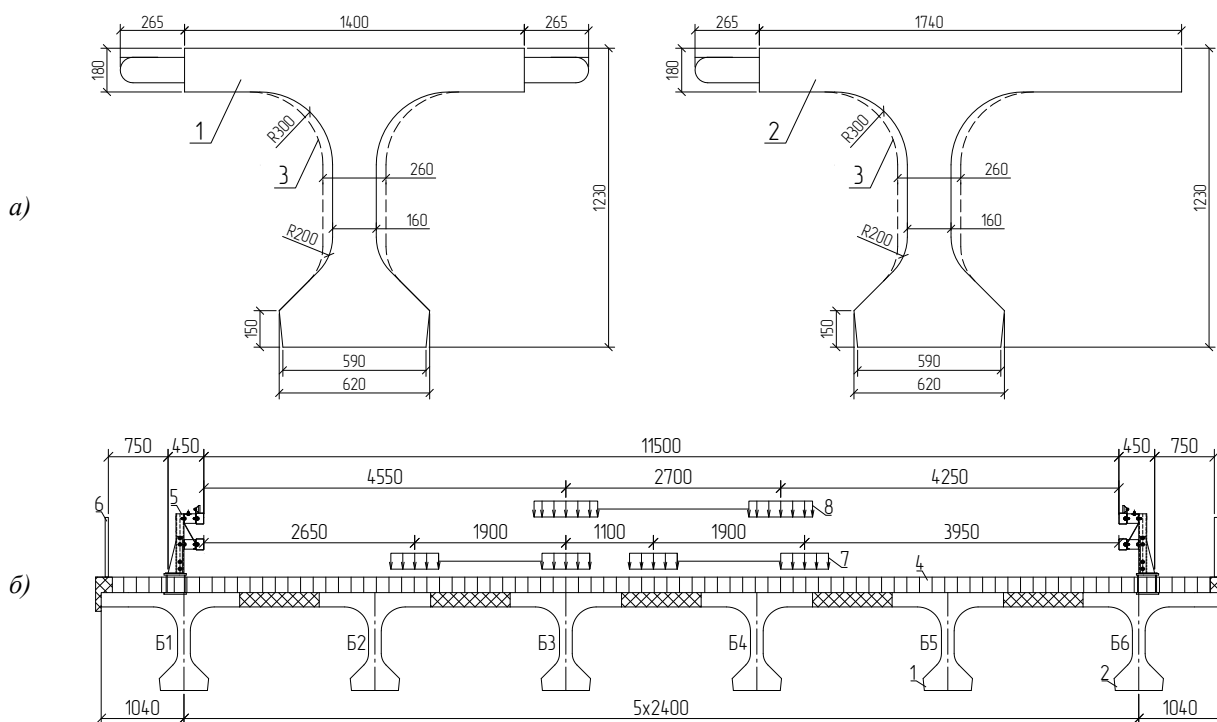


Рис. 1. Поперечные сечения средней и крайней балок (а) и расчётная схема пролётно строения (б):
 1 – средняя балка, 2 – крайняя балка, 3 – контур концевого уширения, 4 – многослойная дорожная одежда,
 5 – металлические барьерные ограждения, 6 – металлические перила и железобетонные карнизные блоки,
 7, 8 – схемы приложения нагрузок А14 и Н14

Балки длиной 18, 21, 24 м запроектированы с вертикальной стенкой толщиной 16 см с концевыми уширениями толщиной 26 см длиной 1,5–3,0 м, переходными участками от 26 до 16 см длиной 1,5–2,0 м. Балки длиной 11,9 и 15 м изготавливаются в опалубках балок большей длины и в связи с этим несимметричны относительно своего среднего сечения. Один из концевых участков имеет уширение стенки, другой сохраняет толщину стенки 16 см до торца балки.

Концы балок сопрягаются либо с деформационным швом, либо шарнирной вставкой с балками соседнего пролёта («непрерывная проезжая часть»). Указанные выше проекты предусматривают при заводском изготовлении балок три варианта концевых участков плиты (верхнего пояса).

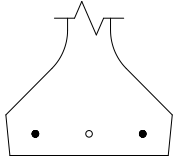
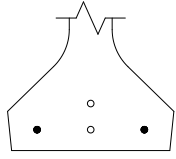
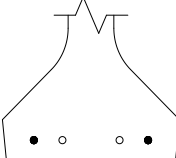
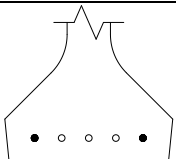
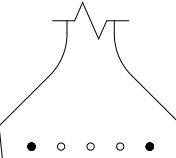
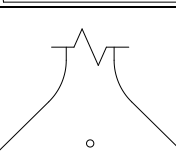
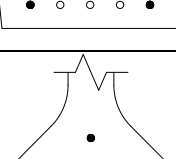
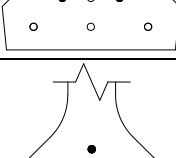
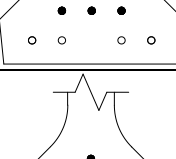
Первый вариант: при изготовлении балки плита бетонируется полностью. Шарнирная вставка общей длиной 150–200 см устраивается путём бетонирования и усиленного армирования продольного монолитного шва между пролётами. На участках длиной 75–100 см арматурные выпуски из сборной части плит балок срезаются, а монолитный продольный шов отделяется изолирующими прокладками.

Второй вариант: при заводском изготовлении плиты балок смежных пролётов недобетонируются на участках длиной 130 см. На свободной части плиты устраивается шарнирная вставка из монолитного железобетона общей длиной 175 см. Монолитная плита шарнирной вставки толщиной 17 см отделяется от стенок и вутов сборных балок изолирующими прокладками.

Третий вариант – деформационный шов. При заводском изготовлении на краевых участках плит балок оставляются незабетонированные ниши длиной 90 см. После установки балок в проектное положение ниши заполняются железобетоном одновременно с установкой деформационных швов и омоноличиванием продольных швов между балками.

Таблица 1

Технические характеристики балок длиной 11,9 – 24 м

Длина балок, м расчётный пролёт, м	Высота сечения, м	Тип армирования шаг балок, м	Схема армирования: ● – пучки 24Ø5В1400, за- анкеренные у концов балок; ○ – пучки 24Ø5В1400, за- анкеренные в пролёте	Армирование верхних и нижних сеток плиты	Класс бетона
$\frac{11,9}{11,3}$	1,23	$\frac{1}{1,70 \div 2,00}$		Ø12A400, шаг 10 см	B35
		$\frac{2}{2,0 \div 2,40}$		Ø14A400, шаг 10 см	B35
$\frac{15}{14,4}$	1,23	$\frac{1}{1,70 \div 2,00}$		Ø12A400, шаг 10 см	B40
		$\frac{2}{2,0 \div 2,40}$		Ø14A400, шаг 10 см	B40
$\frac{18}{17,4}$	1,23	$\frac{1}{1,70 \div 2,00}$		Ø12A400, шаг 10 см	B40
		$\frac{2}{2,0 \div 2,40}$		Ø14A400, шаг 10 см	B40
$\frac{21}{20,4}$	1,23	$\frac{1}{1,70 \div 2,00}$		Ø12A400, шаг 10 см	B40
		$\frac{2}{2,0 \div 2,40}$		Ø14A400, шаг 10 см	B40
$\frac{24}{23,4}$	1,23	$\frac{1}{1,70 \div 2,40}$		Ø14A400, шаг 10 см	B40

Постановка задачи. Описание расчётов. В составе расчётов предварительно напряжённых железобетонных пролётных строений по трещиностойкости предусмотрены проверки, ограничивающие главные сжимающие σ_{mc} , растягивающие σ_{mt} и касательные τ_b напряжения в бетоне в зонах центров тяжести сечений следующими соотношениями (СП 35.13330.2011 [1]):

$$\sigma_{mc} \leq R_{b.mc2}; \sigma_{mt} \leq 0.53 \div 0.85 R_{bt.ser}; \tau_b \leq m_{b6} R_{b.sh}, \quad (1)$$

где $R_{b.mc2}$, $R_{bt.ser}$ – расчётные сопротивления бетона осевому сжатию (на стадии эксплуатации) и растяжению; $R_{b.sh}$ – расчётное сопротивление бетона скалыванию при изгибе; m_{b6} – коэффициент, принимаемый равным 1,0 при отсутствии поперечного обжатия.

Главные напряжения σ_{mc} , σ_{mt} определяются по известной формуле

$$\sigma_{mt,mc} = \frac{1}{2}(\sigma_{bx} + \sigma_{by}) \pm \left[\frac{1}{4}(\sigma_{bx} - \sigma_{by})^2 + \tau_b^2 \right]^{1/2}, \quad (2)$$

где σ_{bx} , σ_{by} – нормальные напряжения в бетоне на вертикальных и горизонтальных площадках от внешней нагрузки и усилий в напрягаемой арматуре с учётом потерь.

Кроме того, в составе расчётов стенок определяется раскрытие наклонных трещин в зависимости от главных растягивающих напряжений σ_{mt} (пп. 7.103, 7.107 СП 35.13330.2011). Однако эта проверка не является критической, т. к. её выполнение зависит не только от толщины стенки, но и от армирования. При проектном армировании концевых участков стенки (сетки из сдвоенных стержней Ø14A400 и Ø12A400 с ячейками 10×20 см) раскрытие трещин меньше предельного значения 0,015 см.

Для расчётного исследования были выбраны концевые участки пролётных строений длиной 15 м с толщиной стенки 16 см (без концевого уширения) и 24 м.

Расчёты напряжений в приопорных участках предварительно напряжённых железобетонных балок пролётных строений выполнены методом конечных элементов (МКЭ) с использованием программы *LIRA* версия 9.4 (R8), 2008 г. Плиты и стенки отдельных балок и пролётных строений представлены на пространственных расчётных схемах пластинчатыми конечными элементами с шестью степенями свободы в узле. Средний размер пластинчатых конечных элементов – 10×10 см, толщина – в соответствии с размерами сечений балок. Соединение плиты со стенками осуществлено при помощи процедуры «жёсткой вставки». Центральный ряд конечных элементов, описывающих плиту шарнирной вставки между смежными пролётами, образован плитными конечными элементами с тремя степенями свободы в узле, не воспринимающими растяжение-сжатие.

При выполнении расчётов была принята последовательность приложения нагрузки в три этапа в соответствии с табл. 2 и суммированием напряжений после пройденных этапов.

Таблица 2

Последовательность приложения нагрузок

Этапы приложения нагрузки	Расчётная область	Действующие нагрузки
Монтаж балок	Балка заводского изготовления	Вес балки, предварительное напряжение арматуры
Вторая часть постоянной нагрузки	Пролётные строения (балки, монолитные швы, непрерывная проезжая часть)	Вес монолитных швов и мостового полотна (дорожной одежды, ограждений, карнизного обрамления)
Временные нагрузки		Временные вертикальные нагрузки А14, Н14

При выполнении расчётов на втором и третьем этапах приложения нагрузок был принят шаг балок 2,4 м как наибольший из указанных в табл. 1. Временные вертикальные нагрузки А14 и Н14 располагались на проезжей части в соответствии со схемой на рис. 1, б.

При исследовании напряжений в стенках балок полосовая нагрузка А14 располагалась на всей длине пролётного строения, а положение тележек менялось с шагом 0,2 м, начиная с надопорного сечения в сторону середины пролёта. При каждом положении тележки выполнялся пространственный расчёт пролётного строения и фиксировалось распределение напряжений в стенках балок. Аналогично этому рассматривались с шагом 0,2 м все положения временной нагрузки Н14, и при каждом положении выполнялся комплекс расчётов с определением напряжений в стенках балок.

Расчёты в указанном выше порядке были выполнены для трёх вариантов концевых участков балок заводского изготовления.

Результаты исследования. Результаты расчётного исследования показаны на рис. 2–4. На рис. 2, а, б, в и 3, а, б, в приводятся диаграммы зависимостей экстремальных значений σ_{mt} , σ_{mc} , τ_{xy} в центрах тяжести сечений концевого участка наиболее нагруженной балки БЗ пролётных строений длиной 15 (со стенкой толщиной 16 см без концевого уширения) и 24 м от положений «тележек» нагрузок А14 и Н14. Положение двухосной тележки А14 и четырёхосной тележки Н14 задавалось при помощи координат X центров указанных подвижных нагрузок относительно оси опирания пролётного строения

На рис. 4, а-г показаны примеры изополей напряжений σ_{mt} и τ_{xy} от нагрузки Н14 в тех же балках.

Расчёты показали, что на исследуемых (концевых) участках балок главные сжимающие напряжения σ_{mc} не превышают величину $0,52 R_{b.mc2}$ (см. рис. 2, б, 3, б), что, во-первых, позволяет считать условие $\sigma_{mc} \leq R_{b.mc2}$ заведомо выполненным и, во-вторых, – принять в качестве соотношения, ограничивающего главные растягивающие напряжения, $\sigma_{mt} \leq 0,85 R_{bt.ser}$ согласно таблице 7.25 СП 35.13330.2011.

На каждом изображении на рис. 2 (для балок длиной 15 м со стенкой без уширения) показаны две группы диаграмм: 1) для случаев, когда плита отделена от стенок и вутов изолирующими прокладками, 2) для случаев, когда плита, стенка и вуты соединены в единое сечение. В подписи к рисунку 1-й и 2-й случаи отмечены индексами «_1» и «_2». На рис. 3 (для балок длиной 24 м) показаны диаграммы для более неблагоприятного случая, когда плита отделена от стенок и вутов изолирующими прокладками.

При всех нагружениях (значениях координаты X) наибольшие значения напряжений в центрах тяжести сечений были получены в зоне на удалении 120–150 см для σ_{mt} и 60–190 см для τ_b от оси опирания. Наиболее неблагоприятные значения координаты X , характеризующие положения подвижных нагрузок, получены в пределах 2,6–4,2 м для «тележек» А14 и 3,4–4,6 м для колёсной нагрузки Н14.

Выводы

При всех рассмотренных схемах расположения подвижных нагрузок на всех диаграммах на рис. 2, в и 3, в касательные напряжения получены удовлетворяющими условию $\tau_b < R_{b.sh}$.

Аналогичный результат получен на диаграммах на рис. 2, а и 3, а: $\sigma_{mt} < 0,85 R_{bt.ser}$. Но в одном случае (для стенки толщиной 16 см балок длиной 15 м при плите, отделённой от стенок и вутов изолирующими прокладками) получены главные растягивающие напряжения, превышающие $0,85 R_{bt.ser}$ на 5,4 %. При проектировании (принятии проектных решений) такой результат можно либо допустить, либо применить балки с цельным сечением на концевых участках. Нижние поясов балок, где расположены пучки предварительно напряженной арматуры, свободны от растягивающих напряжений.

Изложенное выше позволяет сделать вывод о том, что нормативные требования по образованию трещин в соответствии с соотношениями (1) выполняются при имеющихся формах и размерах сечений и армировании представленных в табл. 1 конструкций железобетонных предварительно напряжённых пролётных строений.

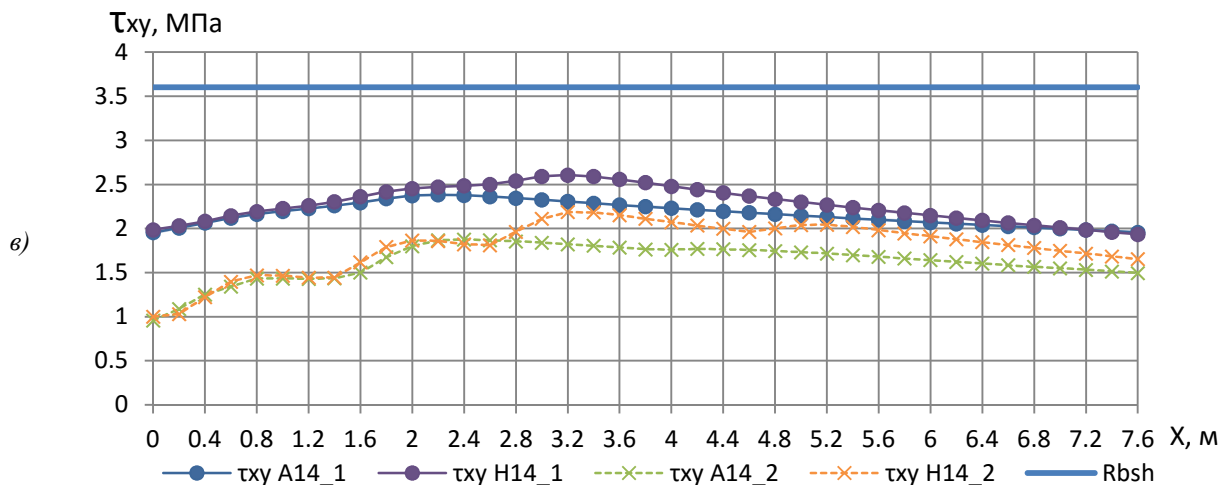
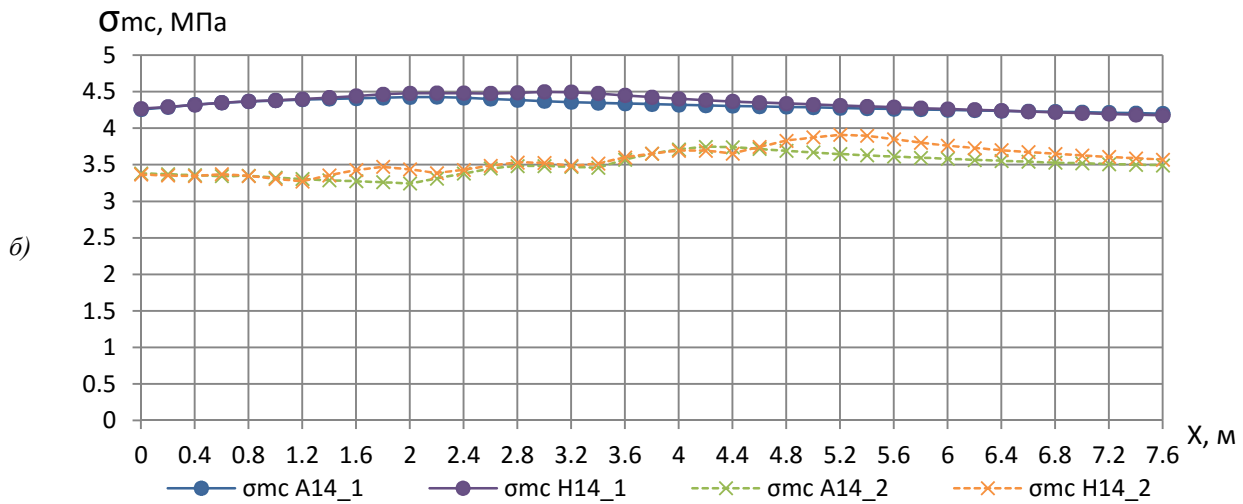
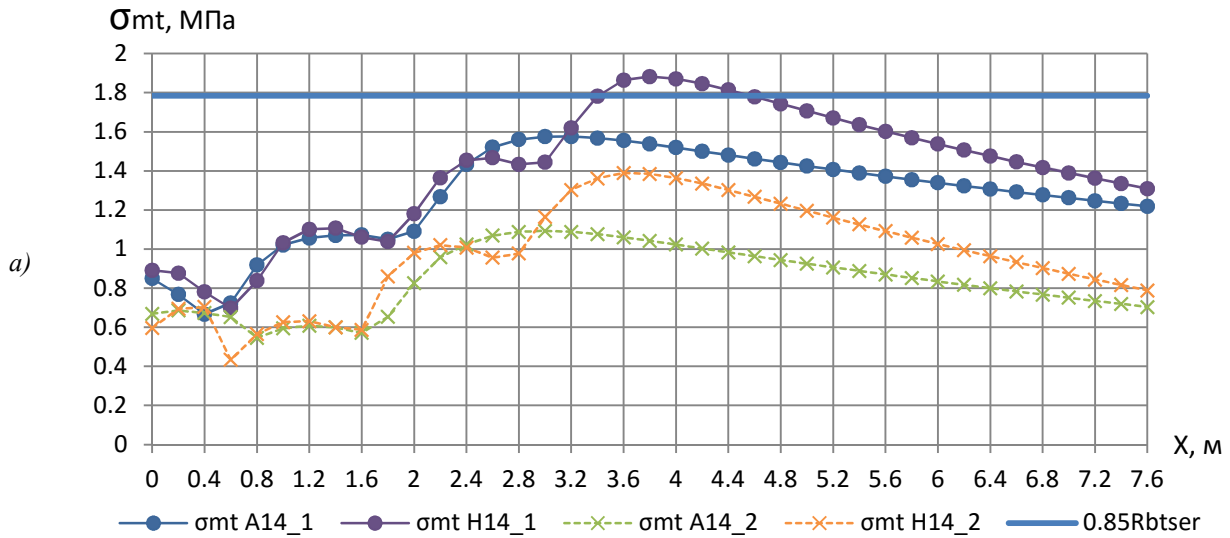


Рис. 2. Диаграммы зависимостей напряжений σ_{mt} , σ_{mc} , τ_{xy} в центрах тяжести сечений на концевом участке наиболее нагруженной балки БЗ пролётного строения длиной 15 м (с «тонкой» стенкой) от координаты X:
a – σ_{mt} ; *b* – σ_{mc} ; *в* – τ_{xy}

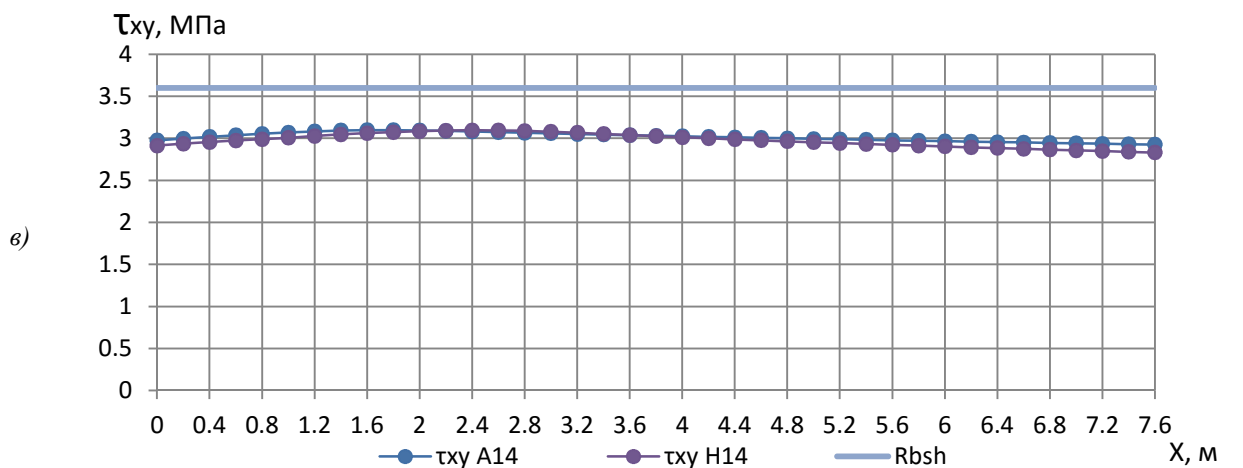
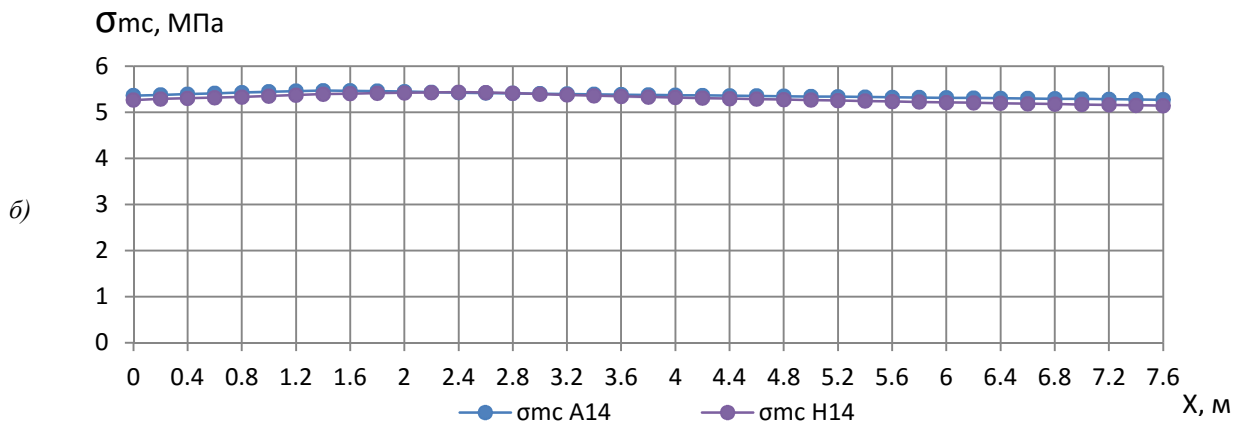
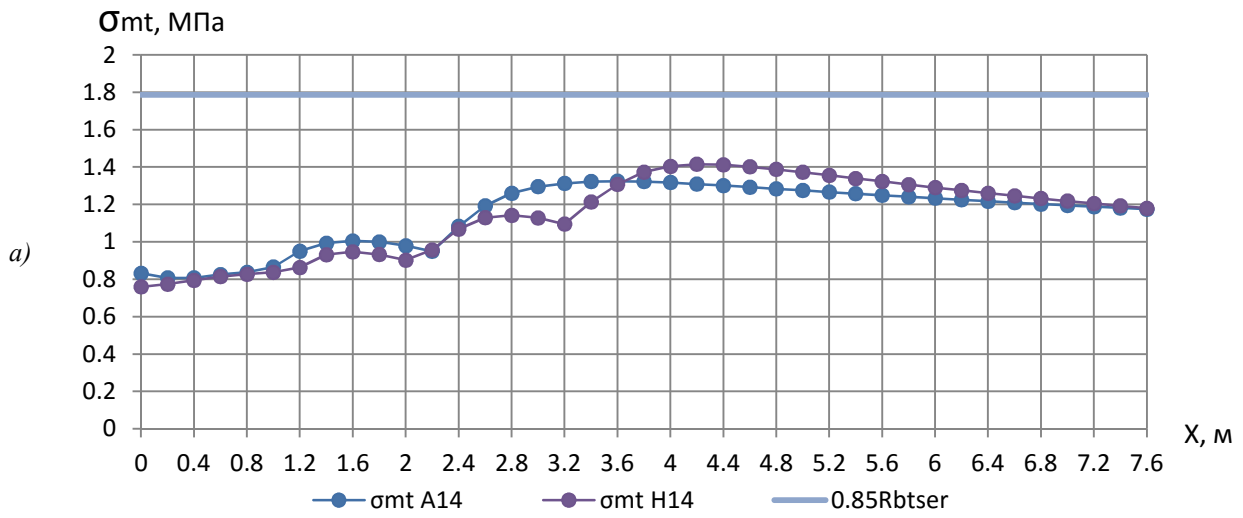


Рис. 3. Диаграммы зависимостей σ_{mt} , σ_{mc} , τ_{xy} в центрах тяжести сечений концевой участка наиболее нагруженной балки БЗ пролётного строения длиной 24 м от координаты X:
a – σ_{mt} ; *b* – σ_{mc} ; *в* – τ_{xy}

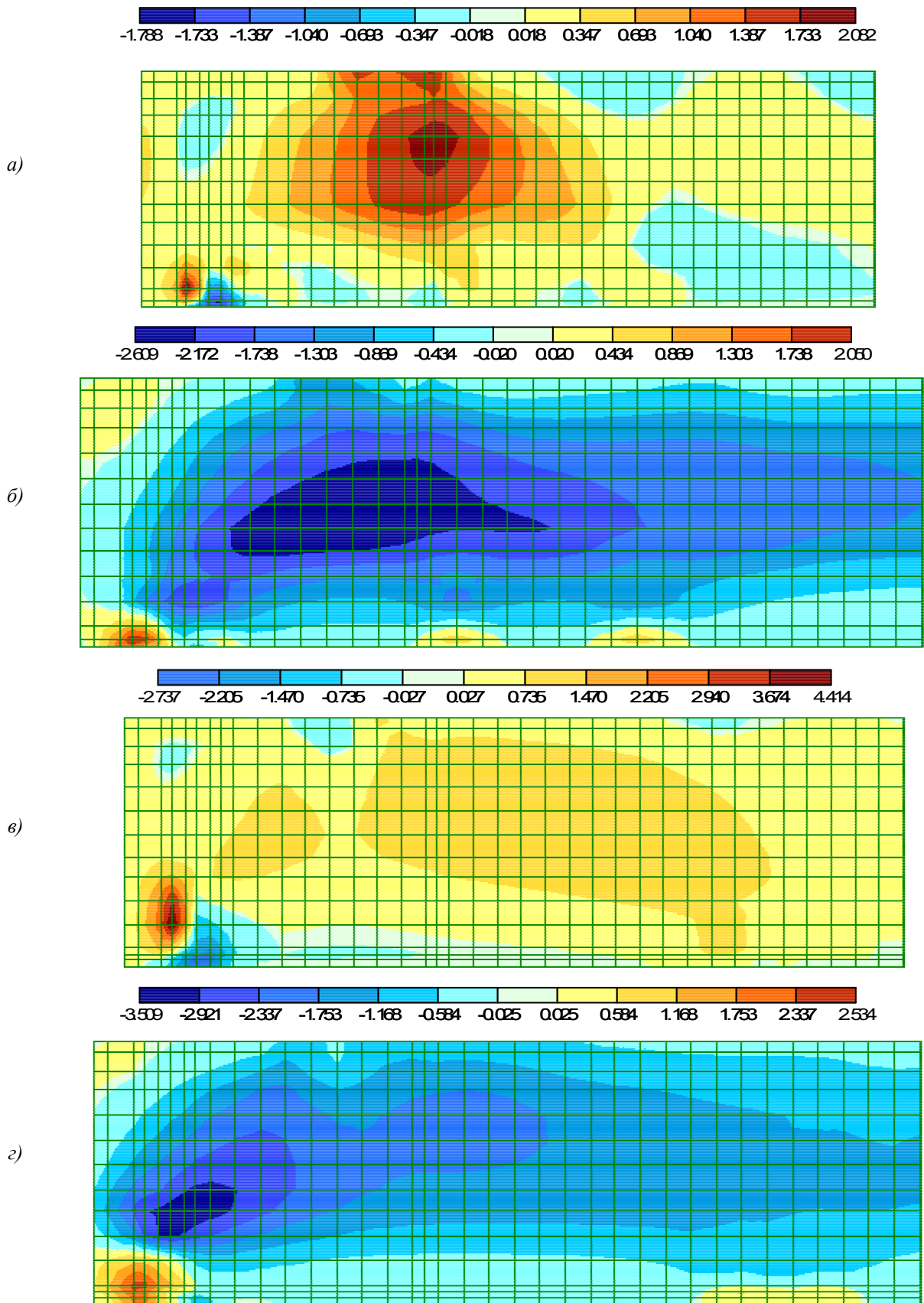


Рис. 4. Изополя главных напряжений σ_{mt} и τ_{xy} (МПа) в стенках балок при наиболее неблагоприятных положениях временной нагрузки Н14 для случаев, когда концевые участки плит отделены от стенки и вутов:
а, в – изополя главных напряжений σ_{mt} для концевых участков балок 15 м ($X=3,8$ м) и 24 м ($X=4,2$ м);
б, з – изополя напряжений τ_{xy} для концевых участков балок 15 м ($X=3,2$ м) и 24 м ($X=2,4$ м)

Библиографический список

1. Свод правил СП 35.13330-2011 (Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*). Мосты и трубы / ОАО «ППП». – М., 2011. – 340 с.
2. Типовые конструкции, изделия и узлы зданий и сооружений. Серия 3.503.1-81. Пролётные строения сборные железобетонные длиной 12, 15, 18, 21, 24, 33 м из балок двутаврового сечения с предварительно напрягаемой арматурой для мостов и путепроводов, расположенных на автомобильных дорогах общего пользования, улицах и дорогах в городах// Союздорпроект, 1981 – 2003 гг.
3. Шапиро, Д.М. Расчёт и проектирование балочных железобетонных предварительно напряжённых пролётных строений автодорожных мостов / Д.М. Шапиро, А. П. Тютин// Строительная механика и конструкции, 2012, №2 (5). – С. 60 – 68.

References

1. Code of regulations 35.13330-2011 (Brought to date wording State Standard Specification 2.05.03-84*). Bridges and pipes / Limited company «ППП». – М., 2011. – 340 p.
2. Standard structures, products and assemblies of buildings and constructions. Series 3.503.1-81. Precast reinforced spans of 12, 15, 18, 21, 24, 33 m length from I-shaped cross-section beams with prestressed reinforcement for bridges and viaducts located on public roads, streets and municipal roads// Soyuzdorproject, 1981 – 2003.
3. Shapiro, D.M. Design and Calculation of beam reinforced prestressed road bridge spans / D.M. Shapiro, A. P. Tyutin. // Structural Mechanics and Constructions 2012, №2 (5). – P. 60 – 68

Ключевые слова: плитно-балочные пролётные строения мостов, железобетонные предварительно напряжённые балки, главные напряжения, касательные напряжения, расчёт по образованию трещин.

Keywords: slab-beam bridge spans, reinforced prestressed beams, stresses, shearing stress, design on fracturing.

УДК 624.042.8

*Воронежский государственный
архитектурно - строительный университет
Д-р техн. наук, проф. кафедры
строительной механики
С.Ю. Гриднев
ОАО «Воронежспроект» (г.Воронеж)
Канд. техн. наук, главный специалист
отдела
А.Н. Будковой
Россия, г.Воронеж, тел.: 8(473)271-52-30
e – mail : gridnev_s_y@rambler.ru*

*Voronezh State University of Architecture
and Civil Engineering
Dr. of Tech. Sc., Professor of Department of
Structural Mechanics
S.Yu. Gridnev
Public corporation Voronezhproekt»(Voronezh)
PhD of Tech. Sc., main specialist of the depart-
ment A.N. Budkovoy
Voronezh, Russia, Tel.: 8(473)271-52-30
e – mail : gridnev_s_y@rambler.ru*

С.Ю. Гриднев, А.Н. Будковой

ВЛИЯНИЕ ДЛИНЫ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ПРИ ОЦЕНКЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ ОДИНОЧНОЙ ПОДВИЖНОЙ НАГРУЗКИ НА АВТОДОРОЖНЫЕ МОСТЫ

Выполнены численные исследования динамического воздействия одиночного автомобиля на железобетонные пролетные строения автодорожных мостов разной длины с использованием разработанного авторами вычислительного комплекса. В детерминированной постановке получены зависимости динамических коэффициентов по прогибам от скоростей движения автомобиля для разной длины пролетного строения. Показана необходимость дифференцированного подхода к назначению динамических коэффициентов к временной нагрузке.

S.Yu. Gridnev, A.N.Budkovoy

INFLUENCE OF LENGTH OF FLYING STRUCTURES AT THE ASSESSMENT OF IMPACT OF SINGLE MOVING LOAD ON ROAD BRIDGES

The numerical studies of single car dynamic effects on road bridge spans of different length developed by the authors with the help of the computer system is performed. In the deterministic statement the dependences of dynamic coefficients according to deflection from vehicle speed for different span lengths are obtained. The necessity of a differentiated approach to the appointment of the dynamic coefficients to the temporary load is shown.

Введение. Вступление Российской Федерации в ВТО и создание зоны свободной торговли в рамках Таможенного союза потребовало пересмотра действующей системы нормативной документации в строительстве. Министерством регионального развития, а затем и Минстроем были утверждены актуализированные редакции СНиПов, вступление в силу которых предусмотрено с 01.07.2015 г. Следует отметить, что в СССР пересмотр и актуализация нормативных документов выполнялись каждые 10 лет, что обеспечивало современный научно-технический уровень принимаемых проектных решений и адекватную степень соответствия практическим потребностям. Несмотря на все изменения, которые происходили в строительной отрасли в течение последних 25-30 лет, база нормативных документов оставалась неизменной. В этой связи произошедшую актуализацию можно расценивать как положительную тенденцию, особенно в свете начавшейся гармонизации российской системы с европейскими аналогами. Однако утвержденные актуализированные версии нормативных документов, точнее ряд некоторых их положений, вызвали недоумение у известных специалистов-практиков и научных работников в соответствующих отраслях. В частности, в своей работе остановимся подробнее на вопросе нормирования динамического воздействия подвижной нагрузки на транспортные сооружения освещенном в [3].

© Гриднев С.Ю., Будковой А.Н., 2015

Это особенно важно в условиях постоянного увеличения грузоподъемности и скоростей движения тяжелых транспортных средств, что приводит к возникновению новых качественных и количественных особенностей и эффектов динамического воздействия подвижной нагрузки на транспортные сооружения, которые ранее не проявлялись или были незначительными.

Известно, что в отечественных нормах расчет пролетных строений на действие подвижной нагрузки выполняется без учета инерционных свойств как самой конструкции, так и подвижной нагрузки. По сути, весь динамический расчет сводится к статическому, а величины нагрузок и значения внутренних силовых факторов умножаются на некоторый коэффициент, который учитывает специфику динамического воздействия, геометрические размеры конструкции, условия ее эксплуатации и т.д. При этом сами величины динамических коэффициентов регламентируются нормами на основе многочисленных теоретических и экспериментальных исследований. Так, для тележек нагрузки АК эти величины достигают 1,4 для стальных и сталежелезобетонных мостов, 1,3 – для железобетонных мостов и т.д., а для равномерно распределенной нагрузки АК и одиночной НК – 1,0, то есть динамика вообще не учитывается. Исключение составляют нагрузки АБ, для которых приводятся эмпирические формулы и величины динамических коэффициентов могут достигать больших значений.

Существенный вклад в восьмидесятые и середине девяностых годов в развитие теории динамического воздействия автомобилей на мосты массового строительства на основе использования методов статистической динамики сделан в Воронежском ИСИ под руководством проф. А.Г. Барченкова, проф. В. С. Сафронова и их учеников.

В ходе разнообразных исследований, выполненных в МАДИ в 2011 г. по заданию Росавтодора, автором было установлено, что численное значение класса усилий от любой реальной нагрузки в единицах А1 существенно зависит от состава колонны автомобилей, распределения нагрузки между их осями, дистанции между ними, от формы и длины линии влияния. Особенно важно то, что при прочих равных условиях численное значение класса усилий в элементах мостовых сооружений от любой реальной нагрузки существенно возрастает при увеличении длины линий влияния.

В настоящей статье выполнен анализ численных результатов динамического воздействия одиночного автомобиля, движущегося с постоянной скоростью, на железобетонные пролетные строения автодорожных мостов разной длины с целью подтверждения обоснованности критических замечаний, сделанных в [3], к подходу нормирования динамических коэффициентов к временной нагрузке.

Методика выполнения численных исследований

Авторами в развитие [4, 5] основных положений динамического расчета автодорожных мостов в работах [6-11] поэтапно была разработана методика динамического расчета совместных колебаний системы «автоцистерна + балочная система» при переходных режимах движения с учетом подвижности жидкости в полости цистерны и кинематического возмущения в детерминированной постановке. Построен алгоритм и создана на его основе вычислительная программа для ЭВМ. Для исследования решения задачи и анализа полученных результатов использован пакет моделирования динамических и событийно управляемых систем Simulink вычислительного комплекса MATLAB. Пакет Simulink был разработан специально для изучения поведения динамических систем. Решение дифференциальных уравнений получено в численном виде методом Рунге-Кутты 4-5 порядков.

Полная модель Simulink, объединяющая расчетные подсистемы «автомобиль», «жидкость» и «мост» в одном вычислительном пространстве, представлена на рис. 1. Универсальность этой модели позволяет реализовать не только алгоритм расчета совместных колебаний автоцистерны и балочного пролетного строения с учетом подвижности жидкости по разработанным авторами методикам, но и, используя управляющие признаки, выполнять расчеты совместных колебаний движущегося с постоянной скоростью автомобиля с твердыми грузами и балочного пролетного строения (рис. 2).

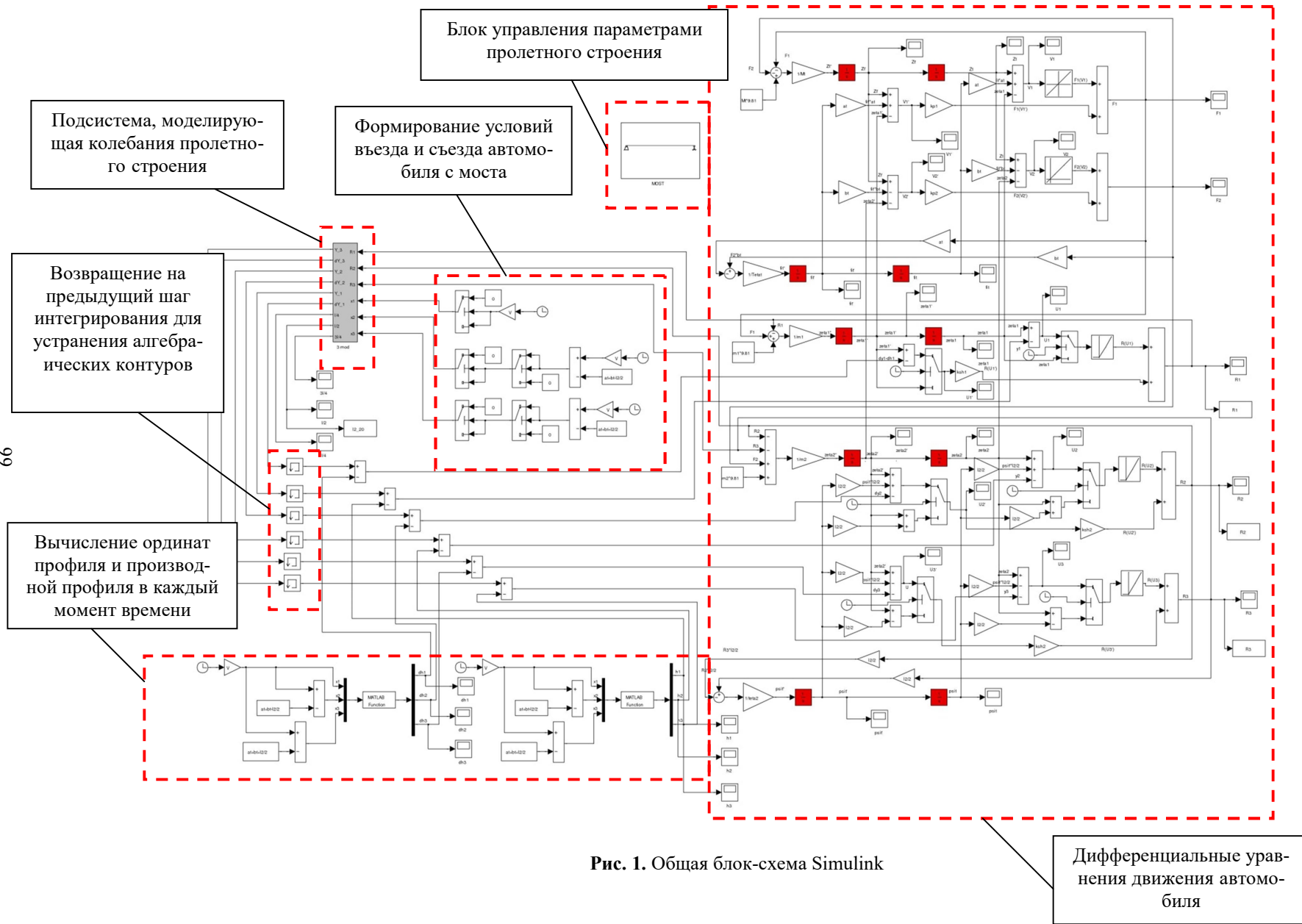


Рис. 1. Общая блок-схема Simulink

Дифференциальные уравнения движения автомобиля

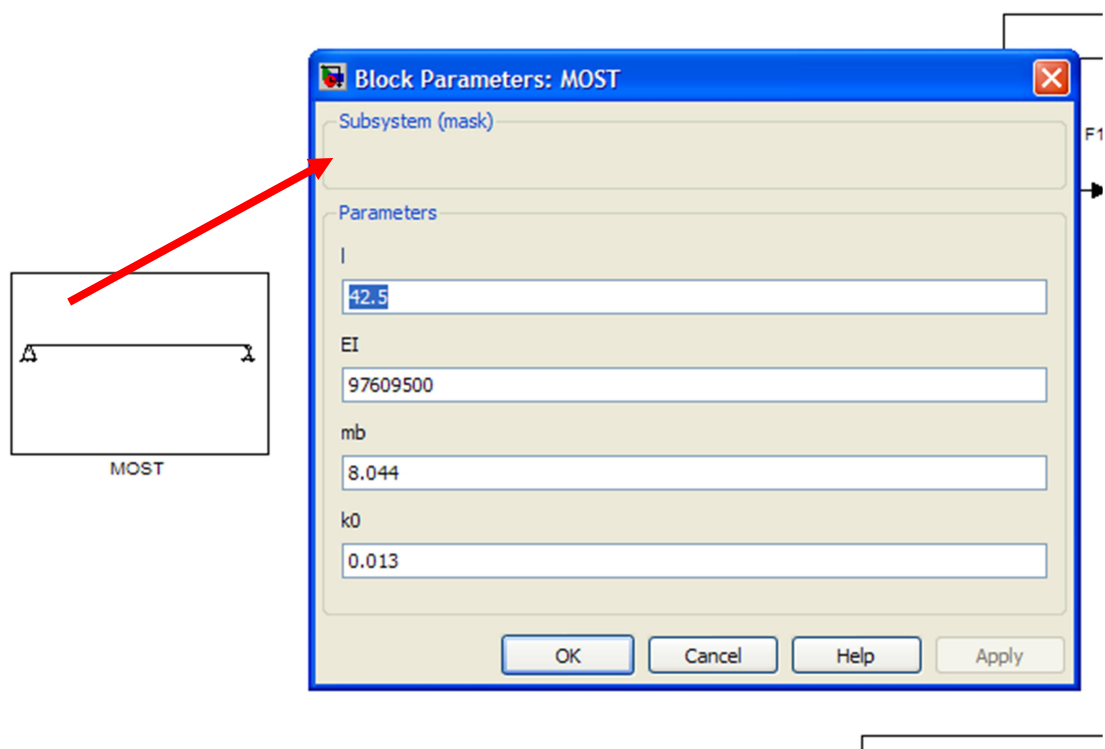


Рис. 2. Блок управления параметрами пролетного строения

Результаты численных исследований колебаний балочных систем и их анализ

Вычислительные эксперименты проезда одиночного автомобиля с разными скоростями по железобетонным пролетным строениям автодорожных мостов выполнены для длин 18,0; 23,0; 31,6 серии 3.503.1-81 и сталежелезобетонному пролетному строению 42,5 м.

Вначале остановимся подробнее на определении коэффициента затухания в совокупности дифференциальных уравнений (1) колебаний балочной системы, моделирующей колебания пролетного строения при проезде по нему трехосного автомобиля [9].

$$\ddot{f}_v(t) + k_0 \cdot \omega_v^2 \cdot \dot{f}_v(t) + \omega_v^2 \cdot f_v(t) = \frac{1}{A_v} \left(\sum_{k=1}^3 R_k \cdot Y_v(x_k) \right), v = 1, 2 \dots N_\sigma \quad (1)$$

Для железобетонных конструкций нормами проектирования [1] рекомендуется принимать значение логарифмического декремента колебаний равным 0,3. В то же время накопленный на кафедре строительной механики Воронежского ГАСУ значительный опыт в области обследования железобетонных и сталежелезобетонных мостовых сооружений свидетельствует о значениях логарифмического декремента колебаний в пределах $0,15 \div 0,2$. В общем случае описание процессов диссипации энергии в таких конструкциях само по себе является отдельной научно-практической задачей и выходит далеко за рамки простых комбинаций известных моделей внутреннего трения. Помимо глубоких теоретических исследований здесь требуется накопление обширного экспериментального опыта для конкретных видов

сооружений. Значительная часть вопросов внутреннего трения при колебаниях упругих систем рассмотрена в работе [12] более полувека назад и требует актуализации в современных условиях развития науки и техники. На сегодняшний день весьма эффективным является приближенный подход, предполагающий использование модели вязкого трения и единого коэффициента затухания, определенного через логарифмический декремент по концевым участкам диаграмм свободных колебаний (рис. 3).

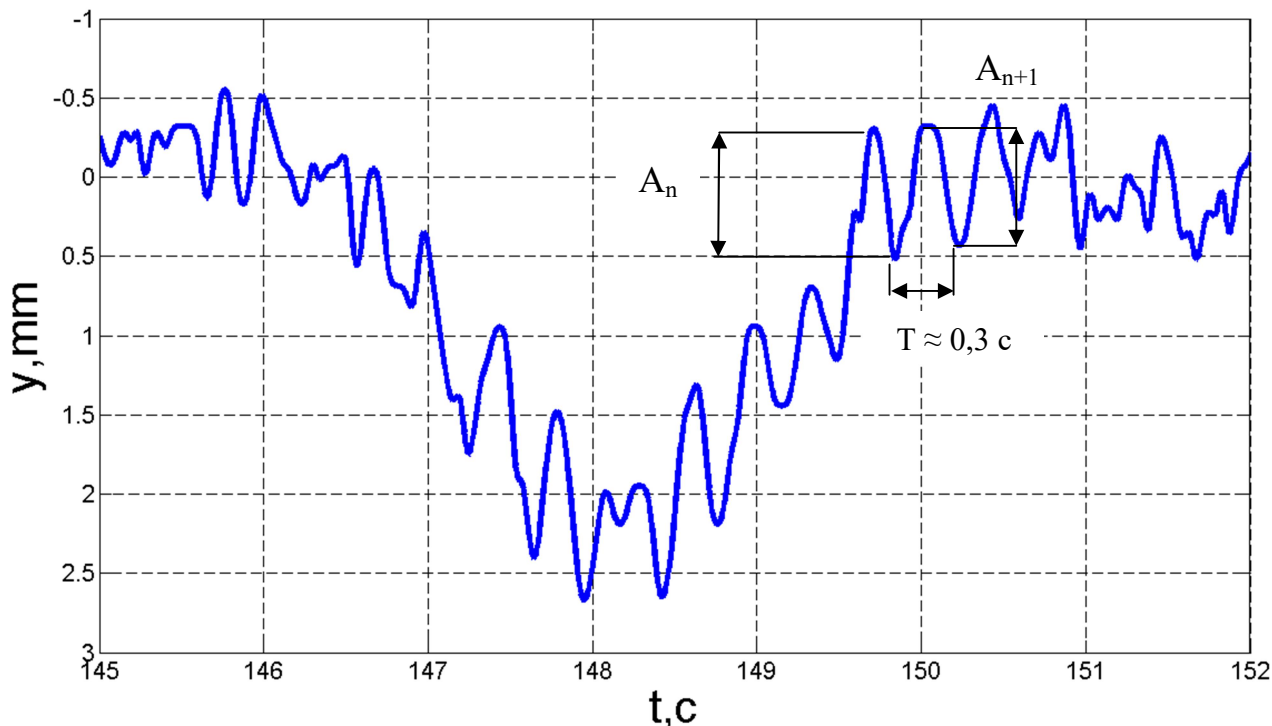


Рис. 3. Опытная диаграмма колебаний прогибов среднего сечения пролетного строения длиной 42,5 м

Коэффициент затухания:

$$k = \frac{\delta}{T} = \frac{\delta \cdot \omega}{2\pi}, \quad (2)$$

где δ – логарифмический декремент колебаний;

T – период колебаний по наиболее эффективной (низшей) собственной форме;

ω – циклическая частота колебаний, соответствующая низшей собственной форме.

В уравнениях (1) вместо непосредственно коэффициента затухания используется приведенное его значение:

$$k_0 = \frac{k}{\omega^2} = \frac{\delta}{2\pi\omega}. \quad (3)$$

Ниже приводим визуализированные в виде графиков прогибы середины пролетных строений разной длины при проезде по ним автомобиля с различными скоростями.

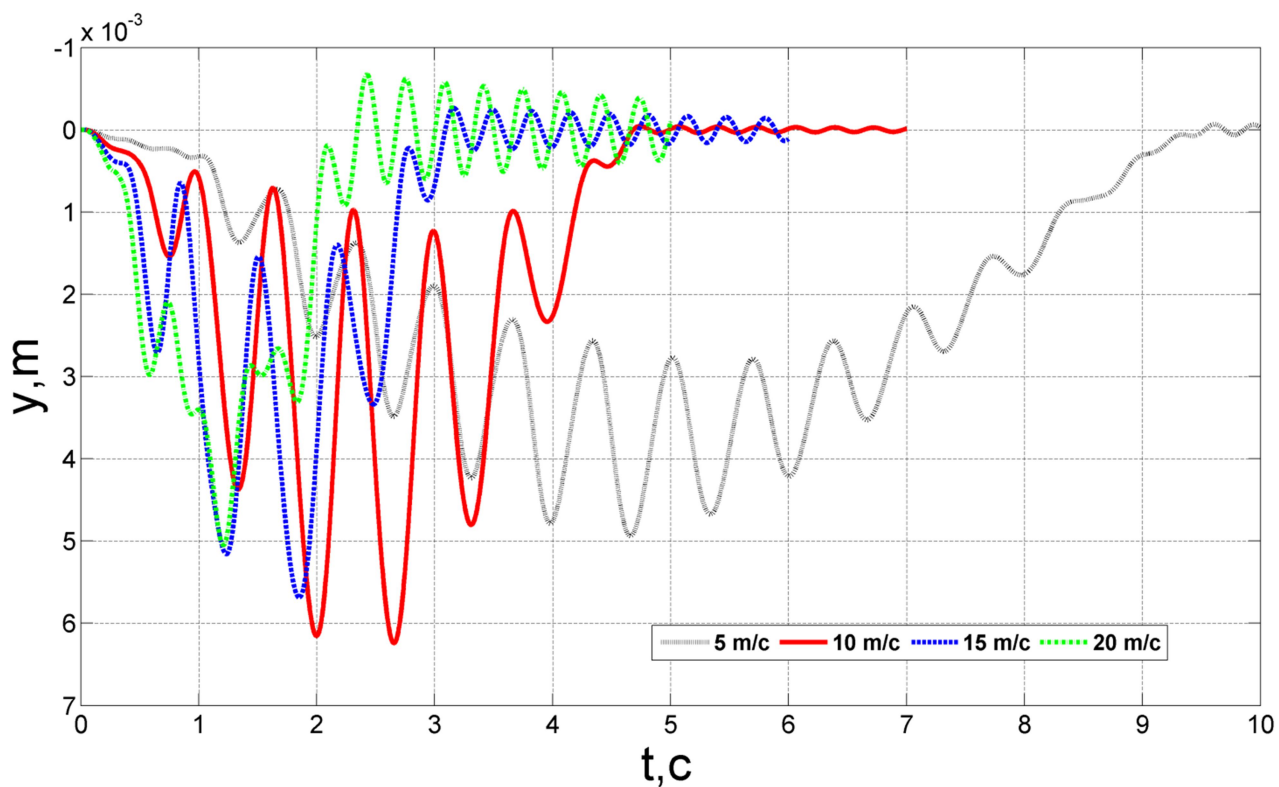


Рис. 4. Графики прогибов середины пролета длиной 42,5 м со скоростями 5, 10, 15, и 20 м/с

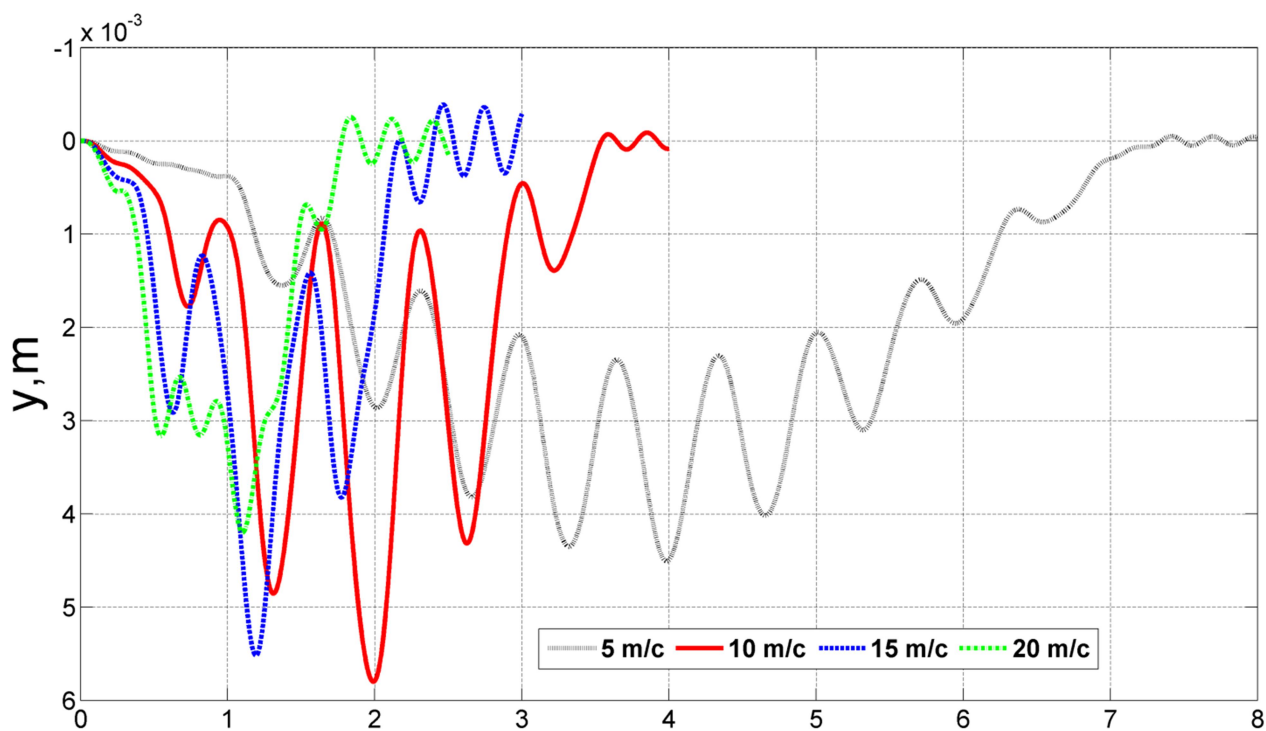


Рис. 5. Графики прогибов середины пролета длиной 31,6 м со скоростями 5, 10, 15, и 20 м/с

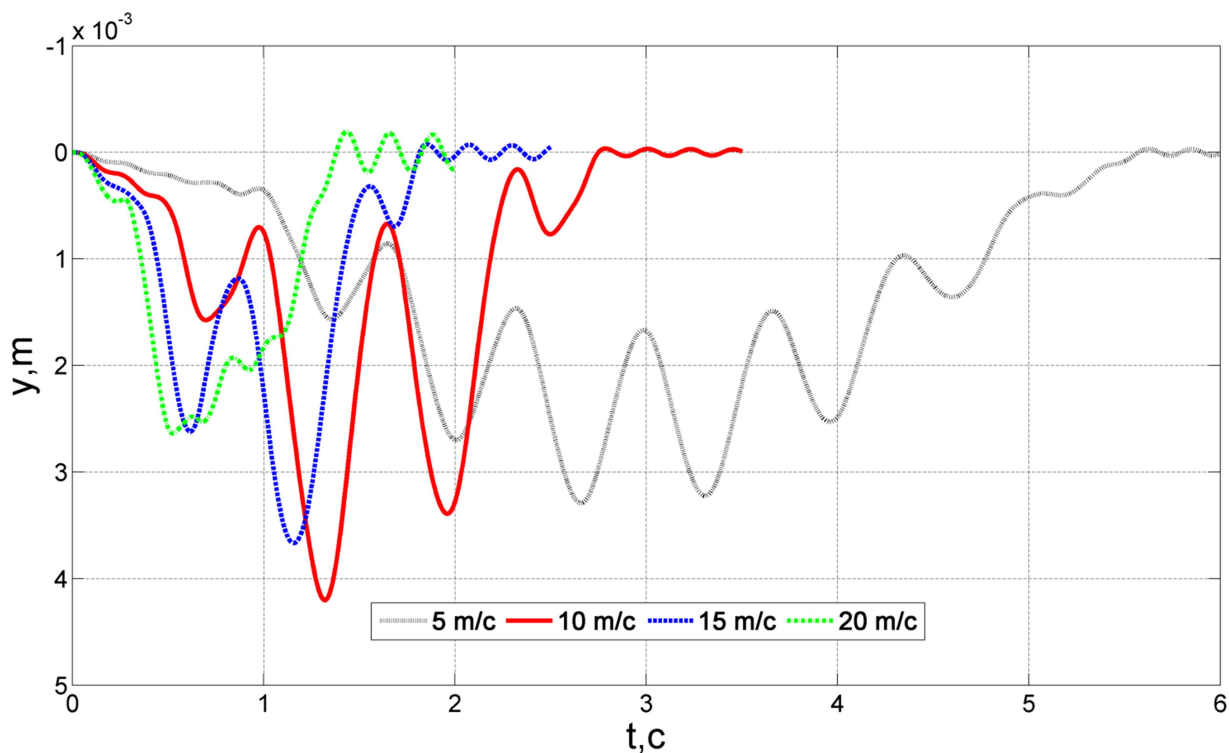


Рис. 6. Графики прогибов середины пролета длиной 23 м со скоростями 5, 10, 15, и 20 м/с

$L = 18$ м

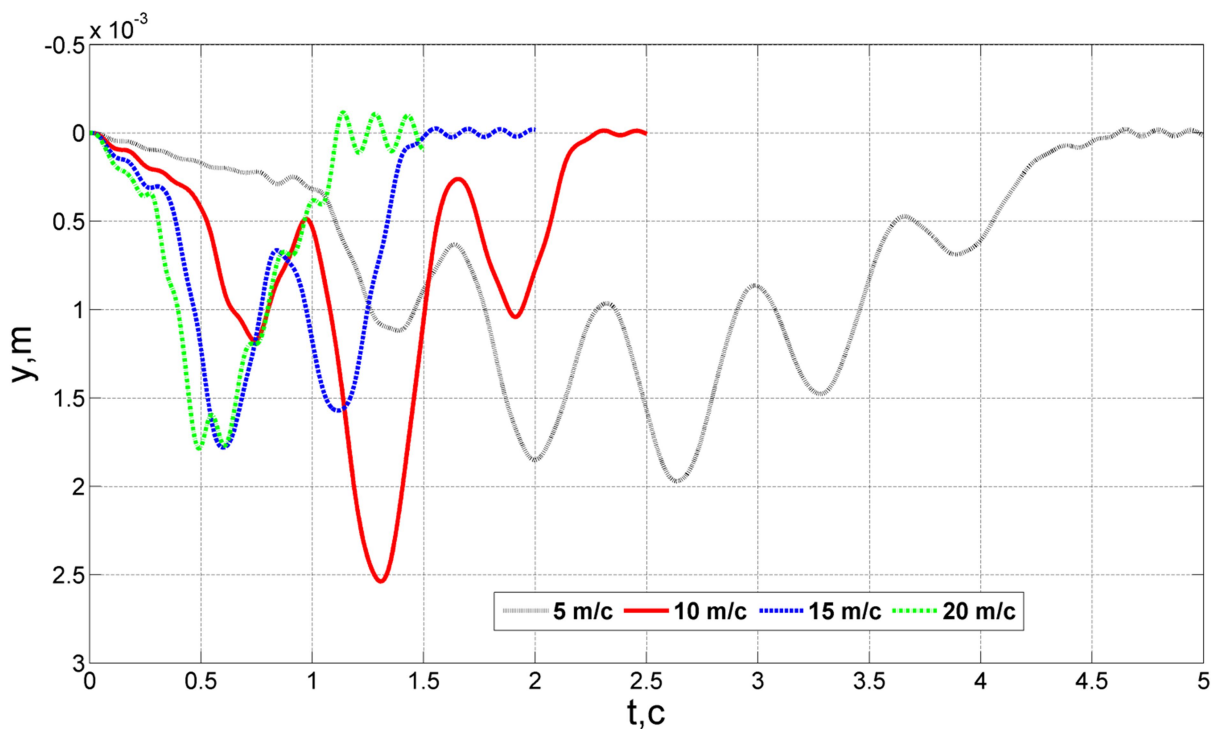


Рис. 7. Графики прогибов середины пролета длиной 18 м со скоростями 5, 10, 15, и 20 м/с

Опуская подробности определения динамических коэффициентов по прогибам середины пролетов разной длины при разных скоростях движения одиночного автомобиля, результаты сведены в таблицу.

Таблица

Пролет, м	Максимальный динамический коэффициент при скорости, м/с				
	5	10	15	20	25
18	1,25	1,60	1,16	1,13	1,29
23	1,26	1,61	1,40	1,19	1,28
31,6	1,29	1,65	1,57	1,38	1,29
42,5	1,28	1,62	1,47	1,31	1,37

Заключение. Анализ полученных результатов совместных колебаний балочных систем и одиночных транспортных средств с использованием разработанных авторами вычисленных программ убедительно иллюстрируют зависимость динамических коэффициентов от длины однотипных пролетных строений, которые в ряде случаев значительно выше рекомендованных в нормативной литературе. Длина пролетных строений обязательно должна учитываться при формировании нормативной базы динамических коэффициентов для улучшения качества проектирования транспортных сооружений. Полученные результаты показывают обоснованность критических замечаний в вопросе нормирования динамических коэффициентов к временной нагрузке в актуализированном варианте СНиП 2.05.03-84* [3]. В дальнейшей работе будет показана зависимость динамических коэффициентов от длины однотипных пролетных строений для переходных режимов движения автомобилей с твердыми грузами и специализированных транспортных средств с жидкими грузами.

Библиографический список

1. Свод правил СП 35.13330.2011. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*/ М.: ОАО ЦПП, 2011. – 343 с.
2. Свод правил СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* / М.: ОАО ЦПП, 2011. – 92 с.
3. Саламахин, П.М. Временные нагрузки на автодорожные мосты. Недостатки, их последствия, способы их устранения / П.М. Саламахин // Palmarium Academic Publishing.– Saarbrücken, 2013. – С.78.
4. Сафронов, В.С. Расчет висячих и вантовых мостов на подвижную нагрузку / В.С. Сафронов. – Воронеж: изд-во ВГУ, 1983. – 196 с.
5. Барченков А. Г. Динамический расчет автодорожных мостов / А.Г. Барченков. – М.: Транспорт, 1976. - 199 с.
6. Гриднев, С.Ю. Использование механического аналога жидкости для моделирования колебаний автоцистерны при разгоне и торможении / С. Ю. Гриднев, А. Н. Будковой // Научный вестник ВГАСУ. Строительство и архитектура. – Вып. № 1 (21), 2011. – С. 98-106.
7. Гриднев, С. Ю. Совершенствование модели автоцистерны с использованием механического аналога жидкости для исследования переходных режимов движения / С. Ю. Гриднев, А. Н. Будковой // Актуальные проблемы динамики и прочности материалов и конструкций: модели, методы, решения: Материалы II-ой междунар. дистанционной науч.-техн. конф. – Самара: [б. и.], 2011. – С. 58-61.
8. Гриднев, С. Ю. Динамическое воздействие автоцистерн с отсеками на путь при учете гидроудара / С. Ю. Гриднев, А. Н. Будковой // Строительная механика и конструкции. –2012. – Вып. № 1 (4). – С. 116-121.
9. Гриднев, С. Ю. Колебания балочных систем при переходных режимах движения одиночного автомобиля / С. Ю. Гриднев, А. Н. Будковой // Строительная механика и конструкции. –2013. – Вып. № 1 (6). – С. 84-91.

10. Гриднев, С. Ю. Верификация результатов изучения динамического воздействия специализированной подвижной нагрузки на балочные системы / С. Ю. Гриднев, А. Н. Будковой // Инженерные системы и сооружения. Научный журнал. – Воронеж, 2014. – Т. 3.- Вып. № 4 (17). – С. 213-217.
11. Гриднев, С. Ю. Моделирование колебаний балочных систем при переходных режимах движения транспортных средств с жидкими грузами / С. Ю. Гриднев, А. Н. Будковой // Научный вестник ВГАСУ. Строительство и архитектура. – Вып. № 4 (36), 2014. – С. 113-125.
12. Пановко, Я.Г. Внутреннее трение при колебаниях упругих систем / Я.Г. Пановко. – М.: Гос. изд-во физ.-математ. лит-ы, 1960. – 196 с.

References

1. Set of rules SP 35.13330.2011. Bridges and pipes. The updated edition SNIp2.05.03-84* / М.: JSC CPP, 2011. – 343 p.
2. Set of rules SP 20.13330.2011. Loads and effects. The updated edition of SNIp 2.01.07-85* / М.: JSC CPP, 2011. – 92 p.
3. Salamahin, PM. Temporary load on road bridges. Disadvantages, their consequences, their elimination/ Salamahin, PM // Palmarium Academic Publising.- Saarbruken, 2013. –p..78.
4. Safronov, V.S. Design of suspension and cable truss bridges on movable load.[Text] / V.S. Safronov. – Voronezh: Publ. house of VGU, 1983.-196 p.
5. Barchenkov, A.G. Dynamic design of road bridges [Text] / A. G. Barchenkov . – Moscow : Transport, 1976. - 199 p.
6. Gridnev, S.Yu. Using a mechanical analogue of fluid for tank lorry vibration simulating during acceleration and braking / S.Yu Gridnev, AN Budkovoy // Scientific Bulletin VGASU. Construction and architecture. - Vol. № 1 (21), 2011. - P. 98-106.
7. Gridnev, S.Yu.. Improvement of tank lorry model with the use of mechanic liquid for analysis of traffic transient moment / S.Yu Gridnev, AN Budkovoy // Actual problems of dynamics and strength of materials and constructions: models, methods, and solutions: Materials IInd Intern. remote scientific and engineering. Conf. - Samara: [b. i.], 2011. - P. 58-61.
8. Gridnev, S.Yu Dynamic impact of tank lorries with compartments during traffic with account of stress / S.Yu. Gridnev, A.N Budkovoy // structural mechanics and construction. - 2012. - Vol. 1, number (4). - P. 116-121.
9. Gridnev, S.Yu. Fluctuations of beam systems under a single car transient motion of a / SY Gridnev, AN Budkovoy // Structural Mechanics and construction. -2013. - Vol. Number 1 (6). - P. 84-91.
10. Gridnev S.Yu. Verification of the results of studying of specialized mobile dynamic load impact on beam systems [Text] / S.Yu. Gridnev, A.N. Budkovoy // Engineering systems and facilities. Science magazine. - Voronezh, 2014. - Т. 3.- Vol. Number 4 (17). - P. 213-217.
11. Gridnev S.Yu. Beam systems vibrations modelling during the transient of vehicle with liquid cargoes traffic [Text] / S.Yu Gridnev, A.N Budkovoy // Scientific Bulletin VGASU. Construction and architecture. - Vol. Number 4 (36), 2014. - S. 113-125.
12. Panovko, J.G. Internal friction at the oscillations of elastic systems / J.G Panovko. - Moscow: State Publishing House of physical and mathematical literature, 1960. - 196 p.

Ключевые слова: подвижная нагрузка, колебания балочной системы, динамические коэффициенты, длина пролетного строения, нормативная база динамических коэффициентов.

Keywords: movable load fluctuations beam system, dynamic factors, the length of the span, the regulatory framework of dynamic factors.

Научное издание

**СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА
И КОНСТРУКЦИИ**

Научно-технический журнал

Выпуск №1 (10), 2015

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

Подп. в печать 16.06. 2015. Формат 60x84 1/8. Уч.-изд. л. 13,2. Усл.-печ. л. 13,3.
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