



ISSN 2219-1038

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И КОНСТРУКЦИИ

Научно-технический журнал

Выпуск № 2 (11), 2015

Учредитель

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

Издатель

Строительный факультет

Главный редактор

Сафронов В.С., д.т.н., проф.

Зам. главного редактора

Ефрюшин С.В., к.т.н., доц.

Ответственный секретарь

Габриелян Г.Е., к.т.н., доц.

Технический секретарь

Флавианов В.М., м.н.с.

Члены редколлегии

Шитикова М.В., д. ф.-м. н., проф.

Шапиро Д.М., д.т.н., проф.

Орлов А.С., д.т.н., проф.

Свентиков А.А., д.т.н., проф.

Иванов Ю.В., к.т.н., доц.

Андреев А.В., к.т.н., доц.

Рогатнев Ю.Ф., к.т.н., доц.

СОДЕРЖАНИЕ

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И СОПРОТИВЛЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ

Петреня Е.Н., Петранин А.А.

Сопоставление результатов расчета балки с накладной плитой по программе GBVMost-DP с аналитическим решением по теории составного стержня Ржаницына и с данными натуральных испытаний пролетного строения автодорожного моста

5

Синозерский А.Н., Мухтаров Р.А.

Ядровые НДС внецентренно сжимаемых со стандартной скоростью призм из мелкозернистого бетона

27

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Сафронов В.С., Антипов А.В.

Численное моделирование натуральных статических испытаний недостроенного путепровода

35

Пузаков А.Ю., Ефрюшин С.В.

Численные исследования уровня динамической нагруженности конструкций путепровода от проходящего под ним железнодорожного состава

55

Шапиро Д.М., Тютин А.П.

Численный упругопластический расчет дорожных водопропускных труб

65

Габриелян Г.Е., Ндайирагидже Ив

Расчетный анализ влияния параметров системы «труба – грунтовый массив» на напряженно-деформированное состояние водопропускных труб

71

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Струков С.Ю., Ефрюшин С.В.

Расчетный анализ напряженно-деформированного состояния монолитного каркаса многоэтажного здания при учете стадийности возведения

78

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ И НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ И МАТЕРИАЛОВ

Резунов А.В.

Обследование железобетонного пролетного строения железнодорожного путепровода после повреждения одной из балок проезжающим под ней транспортным средством

89

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



ISSN 2219-1038

STRUCTURAL MECHANICS AND CONSTRUCTIONS

Scientific-Technical Journal

Issue № 2(11), 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

Dr of .Math Prof. M.V. Shitikova

Dr of Tech Sc D.M. Shapiro

Dr. of Tech Sc A.S. Orlov

PhD A.A. Sventikov

PhD Y.V. Ivanov

PhD A.V. Andreev

PhD Y.F. Rogatnev

CONTENTS

STRUCTURAL MECHANICS AND STRENGTH OF MATERIALS

Petrenya E.N., Petranin A.A

Results comparison of the beam having superimposed plate design on the program GBMost - DP with analytical decision on the Rzhanitzin's theory of component bar and with road span full-scale test 5

Sinozersky A.N., Muchtarov R.A.

Core deflected mode of eccentrically compressed with standard velocity prisms made of fine concrete 27

CALCULATION AND DESIGN OF BRIDGES AND TRANSPORT CONSTRUCTIONS

Safronov V.S., Antipov A.V.

Numerical simulation of full-scale static testings of unfinished viaduct 35

Puzakov A.Yu., Efryushin S.V.

Numerical research of viaduct structure dynamic loading effected by train passing under it 55

Shapiro D.M., Tyutin A.P.

Numerical elastoplastic calculation of road pipelines 65

Gabrielyan G.E., Ndairagidzhe Iv

Calculation analysis of the system "Pipe – ground massif" parameters influence on pipe culvert deflected mode 71

CALCULATION AND DESIGN OF REINFORCED CON- CRETE STRUCTURES

S. Y. Strukov, S. V. Efyushin

Design analysis of multistoried building monolithic frame
deflected mode with account of construction stages **78**

EXPERIMENTAL RESEARCH AND NATURAL INVES- TIGATION OF STRUCTURES AND MATERIALS

Resunov A.V.

The inspection of railway viaduct reinforced concrete span
after the one of the beam damaged by the vehicle passing
under it **89**

Board of Trustees

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

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

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

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

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

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

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

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

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И СОПРОТИВЛЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ

УДК 539.3:624.074.5

*Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет*

Канд. техн. наук, доц.

кафедры строительной механики

Е.Н. Петреня

Канд. техн. наук, доц.

кафедры строительной механики

А.А. Петранин

Россия, г. Воронеж, тел.: 8(473)271-52-30

e-mail: petranin.san@yandex.ru

*Voronezh State University of Architecture and
Civil Engineering*

PhD of Tech. Science, Associate Professor

of Department of Structural Mechanics

E.N. Petrenya

PhD of Tech. Science, Associate Professor

of Department of Structural Mechanics

A.A. Petranin

Voronezh, Russia, tel.: 8(473)2715230

e-mail: petranin.san@yandex.ru

Е.Н. Петреня, А.А. Петранин

СОПОСТАВЛЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТА БАЛКИ С НАКЛАДНОЙ ПЛИТОЙ ПО ПРОГРАММЕ GBMost-DP С АНАЛИТИЧЕСКИМ РЕШЕНИЕМ ПО ТЕОРИИ СОСТАВНОГО СТЕРЖНЯ РЖАНИЦЫНА И С ДАННЫМИ НАТУРНЫХ ИСПЫТАНИЙ ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ АВТОДОРОЖНОГО МОСТА

Выполнена апробация программного комплекса GBMost-DP, предназначенного для расчета железобетонных плитно-балочных пролетных строений автодорожных мостов с учетом дефектов, повреждений и усиления накладной плитой. Апробация осуществлена путем сопоставления результатов расчета балочной конструкции с накладной плитой с аналитическими решениями и с данными натурального эксперимента. Аналитические решения получены на основе теории составной балки Ржаницына. Эксперимент был проведен в процессе испытаний реального пролетного строения автодорожного моста с измерением абсолютных сдвигов шва между накладной плитой и балками.

E.N. Petrenya, A.A. Petranin

RESULTS COMPARISON OF THE BEAM HAVING SUPERIMPOSED PLATE DESIGN ON THE PROGRAM GBMOST - DP WITH ANALYTICAL DECISION ON THE RZHANICIN'S THEORY OF COMPONENT BAR AND WITH ROAD SPAN FULL- SCALE TEST

There is executed the approbation of programmatic complex GBMost - DP, intended for the calculation of re-inforce-concrete road bridges slab-beam span structures taking into account defects, damages and strengthening with superimposed slab. The approbation is carried out by results comparison of with the superimposed slab beam construction design with analytical decisions and with full-scale data. Analytical decisions have been got based on the Rzhanicin's theory of component beam. The experiment was conducted during testing of the real road bridge span with the measuring of absolute joint between the slab and girders.

Одним из наиболее часто применяемых в настоящее время способов реконструкции железобетонных пролетных строений автодорожных мостов является усиление старых балок новой накладной плитой, которая укладывается на балки после снятия старой дорожной одежды. Накладная плита может быть как монолитной, так и сборной или иметь комбинированную конструкцию.

© Петреня Е.Н., Петранин А.А., 2015

К недостаткам монолитного варианта накладной плиты можно отнести необходимость опалубочных работ в случае уширения габарита моста по требованию проекта реконструкции, а также появление усадочных трещин в зоне плоскости шва между плитой и балками, снижающих жесткостные свойства данного шва и, как следствие, эффект от усиления конструкции. Сборный вариант накладной плиты позволяет уширять габарит моста без выполнения опалубочных работ и исключить появление усадочных трещин, но обеспечить хорошее качество шва между сборными плитами и балками в процессе монтажа также затруднительно из-за большой площади и неровностей стыкуемых поверхностей.

В силу отмеченных причин проектировщики, как правило, возлагают функцию восприятия сдвиговых усилий в шве не на ненадежный цементный слой, а на специальные упоры, привариваемые к закладным деталям по верху балок или к вскрытой верхней рабочей арматуре ребер балок. В варианте сборной накладной плиты под эти упоры в плите делаются вырезы, которые бетонируются после монтажа.

Проведенные натурные испытания реконструированных пролетных строений с накладной плитой показывают, что при нагружении конструкции в зоне шва возникают абсолютные сдвиговые деформации между поверхностями плиты и балок, а значит, ни цементный слой в плоскости шва, ни специальные упоры не обеспечивают монолитности соединения накладной плиты с балками. Данное обстоятельство требует при расчете реконструированного пролетного строения учета упругости связей между накладной плитой и балками, поскольку при расчете без такого учета найденные усилия в элементах конструкции не будут соответствовать реальным величинам.

Возможность введения упругих связей в плоскость шва была заложена в разработанной авторами настоящей статьи программе GBMost-DP, предназначенной для расчета железобетонных пролетных строений с учетом дефектов, повреждений и усиления балок накладной плитой. При этом в каждом узле дискретной расчетной схемы, лежащем в плоскости шва, вводились ориентированные вдоль продольной оси x связи с заданным коэффициентом жесткости, которые соединяли соответствующие степени свободы конечных элементов, моделирующих накладную плиту и полки балок. Ввиду сложности определения жесткостных параметров цементного слоя шва с трещинами и специальных упоров, расположение и конструкция которых не всегда известны расчетчику, коэффициенты жесткости вводимых связей рассчитываются программой GBMost-DP исходя из равномерного распределения жесткостных свойств по всей площади шва.

Предлагаемая расчетная схема в силу допускаемых упрощений реальной конструкции шва нуждается в апробации, которую можно осуществить путем сопоставления результатов расчета балочной конструкции с накладной плитой по программе GBMost-DP с аналитическими решениями и с данными натурального эксперимента, проведенного в процессе испытаний пролетного строения автодорожного моста.

1. Аналитические решения для составной балки по теории Ржаницына

1.1. Дифференциальные уравнения составной балки

Для получения аналитических решений можно использовать наиболее близкую по допущениям теорию составного стержня Ржаницына [1], а точнее ее частный случай – теорию составной балки из двух составляющих стержней. Данные стержни соединяются друг с другом распределенными по длине упругими связями сдвига в плоскости шва и абсолютно жесткими поперечными связями, обеспечивающими равенство функций прогибов составляющих стержней. Бесконечно малый элемент составной балки с указанием перемещений и действующих на каждый составляющий стержень усилий показан на рис. 1.

Не вдаваясь в подробности вывода уравнений в [1], сделанного Ржаницыным для общего случая теории составного стержня, и незначительно скорректировав его обозначения, запишем три группы исходных дифференциальных уравнений для составной балки.

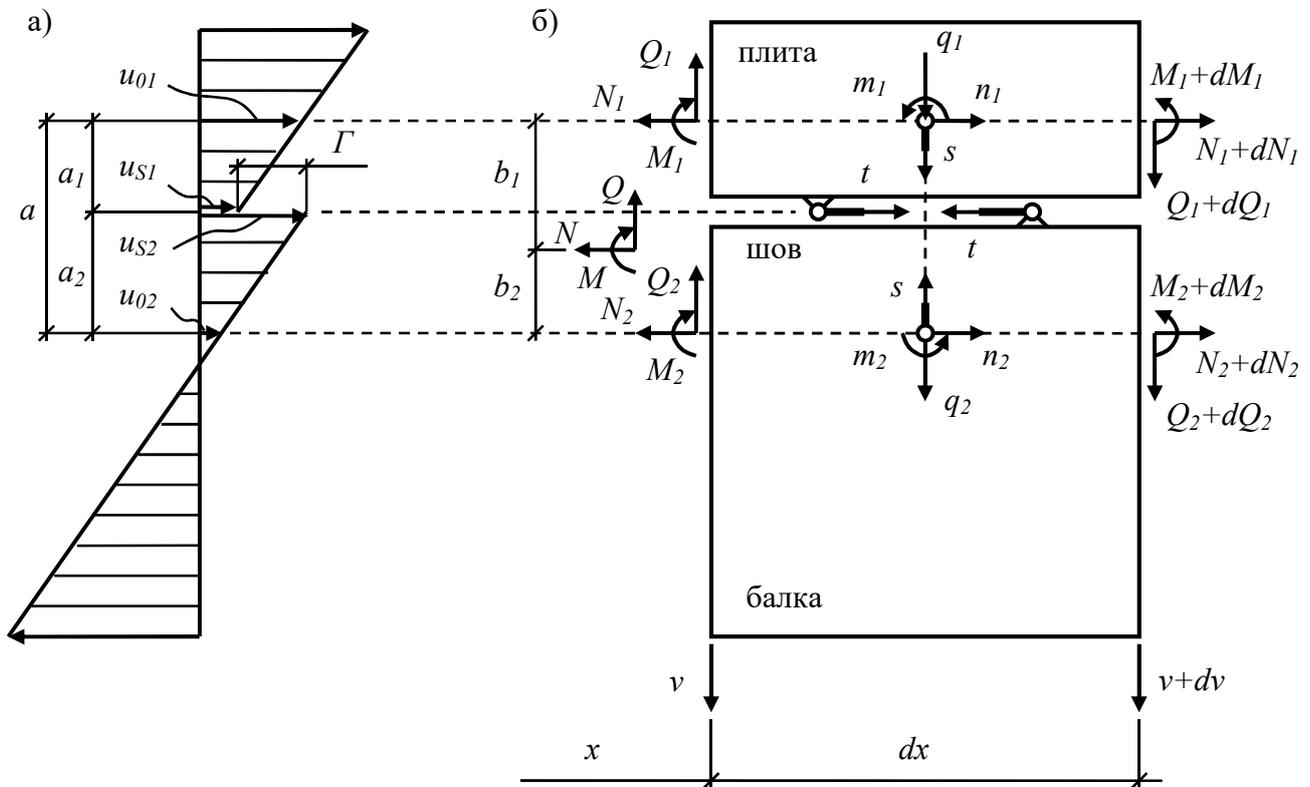


Рис. 1. Бесконечно малый элемент составной балки:
а) эпюра продольных перемещений; б) равновесие накладной плиты и балки

Уравнения равновесия (см. рис. 1, б):

$$\begin{cases} -N'_i & \mp t & = n_i; \\ -Q'_i & \mp s & = q_i; \\ Q_i - M'_i - a_i t & & = m_i, \end{cases} \quad (1)$$

где $i=1,2$ – номер составляющего стержня, причем накладной плите соответствуют $i=1$ и верхний знак « \mp » в формулах, а балке – $i=2$ и нижний знак « \mp » в формулах; N_i, Q_i, M_i – продольные и поперечные силы и изгибающие моменты в поперечных сечениях составляющих стержней; t, s – погонные усилия в упругих связях сдвига в плоскости шва и в жестких поперечных связях между составляющими стержнями; n_i, q_i, m_i – продольные, поперечные и моментные погонные нагрузки на составляющие стержни; a_i – расстояния от шва до центров тяжести поперечных сечений составляющих стержней (см. рис. 1, а).

Физические уравнения:

$$\begin{cases} N_i = E_i F_i \varepsilon_{0i}; \\ M_i = E_i J_i \mu; \\ t = \xi \Gamma, \end{cases} \quad (2)$$

где F_i, J_i, E_i – площади и моменты инерции поперечных сечений составляющих стержней и их модули упругости; ε_{0i}, μ – относительные деформации продольных волокон в уровне центров тяжести сечений и деформация изгиба; ξ, Γ – коэффициент жесткости шва и его абсолютный сдвиг (см. рис. 1, а).

Геометрические уравнения (см. рис. 1, а):

$$\begin{cases} u_{Si} = u_{0i} \mp a_i v'; \\ \varepsilon_{Si} = du_{Si} / dx = \varepsilon_{0i} \mp a_i v''; \end{cases} \quad \begin{cases} \Gamma = u_{S2} - u_{S1}; \\ \mu = -v'', \end{cases} \quad (3)$$

где u_{0i}, u_{Si} – продольные перемещения составляющих стержней в уровне центров тяжести поперечных сечений и шва; ε_{Si}, v – относительные деформации продольных волокон в уровне шва и прогиб составной балки.

Из геометрических уравнений (3) имеем

$$\begin{cases} \Gamma' = \varepsilon_{02} - \varepsilon_{01} + av''; \\ a = a_1 + a_2, \end{cases} \quad (4)$$

где a – расстояние между центрами тяжести поперечных сечений составляющих стержней (см. рис. 1,а).

Подставляем в (4-1) физические уравнения (2-1, 3):

$$\frac{t'}{\xi} + \frac{N_1}{E_1 F_1} - \frac{N_2}{E_2 F_2} = av'' . \quad (5)$$

Приведем усилия N_i, Q_i, M_i , действующие в поперечных сечениях составляющих стержней, к равнодействующим усилиям N, Q, M , приложенным к общему центру тяжести монолитного сечения (см. рис. 1, б):

$$\begin{cases} N = N_1 + N_2; \\ Q = Q_1 + Q_2; \\ M = M_1 + M_2 - b_1 N_1 + b_2 N_2, \end{cases} \quad (6)$$

где b_1, b_2 – привязки центра тяжести монолитного сечения (см. рис. 1, б), равные

$$\begin{cases} b_1 = \frac{a E_2 F_2}{EF}; \\ b_2 = \frac{a E_1 F_1}{EF}; \end{cases} \quad \begin{cases} F = F_1 + F_2; \\ E = \frac{E_1 F_1 + E_2 F_2}{F}. \end{cases} \quad (7)$$

Здесь F, E – площадь сечения составной балки и приведенный модуль упругости.

Подставляем привязки (7) и физические уравнения (2-2) с учетом (3-4) в (6-3):

$$\frac{a}{EF} (-E_2 F_2 N_1 + E_1 F_1 N_2) - M = EJ v'' , \quad (8)$$

где J – момент инерции сечения составной балки, соответствующий суммарной изгибной жесткости EJ составляющих стержней и равный:

$$J = \frac{E_1 J_1 + E_2 J_2}{E} . \quad (9)$$

Интегрируем уравнение равновесия (1-1) на участке балки от нуля до x :

$$N_i = - \int_0^x n_i dx \mp T , \quad (10)$$

где T – суммарное сдвигающее усилие в шве на данном участке, равное

$$T = \int_0^x t dx . \quad (11)$$

Полагаем, что продольные погонные нагрузки на составляющие стержни балки отсутствуют: $n_i=0$. Тогда, подставив (10) с учетом (11) в (5), (8), найдем:

$$\begin{cases} \frac{T''}{\xi} - \left(\frac{1}{E_1 F_1} + \frac{1}{E_2 F_2} \right) T = a v''; \\ aT - M = EJ v''. \end{cases} \quad (12)$$

Исключив из (12-1) с использованием (12-2) функцию прогибов v , получим в окончательном виде разрешающую систему дифференциальных уравнений составной балки относительно неизвестных функций T и v :

$$\begin{cases} T'' - \lambda^2 T = -\xi a \beta M; \\ v'' = \beta(aT - M), \end{cases} \quad (13)$$

где для сокращения записи введены коэффициенты:

$$\begin{cases} \alpha = \frac{1}{E_1 F_1} + \frac{1}{E_2 F_2}; \\ \beta = \frac{1}{EJ} = \frac{1}{E_1 J_1 + E_2 J_2}; \end{cases} \quad \begin{cases} \gamma = \alpha + a^2 \beta; \\ \lambda = \sqrt{\xi \gamma}. \end{cases} \quad (14)$$

Отметим, что система уравнений (13) с учетом коррекции обозначений полностью идентична формулам (7.32) в [1], полученным Ржаницыным для составной балки из общей теории составного стержня.

Для статически определенной балки функция равнодействующего изгибающего момента M (M^0 в обозначениях Ржаницына) в правой части системы уравнений (13) находится элементарно и ее можно считать известной, а значит, из данной системы с учетом необходимых граничных условий однозначно определяются и неизвестные функции T и v . Остальные усилия находятся в следующей последовательности по формулам, следующим из (11), (10), (2-2) и (13-2), (1-3):

$$\begin{cases} t = T'; \\ N_i = \mp T; \end{cases} \quad \begin{cases} M_i = \beta E_i J_i (M - aT); \\ Q_i = M'_i + a_i t + m_i. \end{cases} \quad (15)$$

Функция погонного усилия s в жестких поперечных связях между составляющими стержнями может быть определена из (1-2), но в практических расчетах она обычно не используется и здесь не приводится.

1.2. Аналитические решения для примеров простой составной балки

Будем искать решение для простой шарнирно опертой составной балки пролетом ℓ , которая нагружена сосредоточенной силой P , приложенной в середине пролета, и равномерно распределенной по всей длине суммарной нагрузкой $q=q_1+q_2$. Функция изгибающего момента M для левой части данной балки является степенным рядом

$$M = A_1 x + A_2 x^2, \quad (16)$$

коэффициенты которого равны:

$$A_1 = \frac{P}{2} + \frac{q\ell}{2}; \quad A_2 = -\frac{q}{2}. \quad (17)$$

Решение дифференциального уравнения (13-1) при правой части (16) имеет вид

$$T = C_1 \sinh \lambda x + C_2 \cosh \lambda x + B_0 + B_1 x + B_2 x^2. \quad (18)$$

Подставляя решение (18) и функцию (16) в уравнение (13-1), получим равенство

$$-\lambda^2 (B_0 + B_1 x + B_2 x^2) + 2B_2 = -\xi a \beta (A_1 x + A_2 x^2), \quad (19)$$

которое обращается в тождество при условиях:

$$\begin{cases} -\lambda^2 B_0 + 2B_2 = 0; \\ -\lambda^2 B_1 = -\xi a\beta A_1; \\ -\lambda^2 B_2 = -\xi a\beta A_2. \end{cases} \quad (20)$$

Из условий (20) находим коэффициенты B_i :

$$\begin{cases} B_0 = \frac{2a\beta}{\lambda^2 \gamma} A_2; \\ B_1 = \frac{a\beta}{\gamma} A_1; \\ B_2 = \frac{a\beta}{\gamma} A_2. \end{cases} \quad (21)$$

Из граничных условий на функцию T находим коэффициенты C_i :

$$\begin{cases} T(0) = 0 \rightarrow C_2 = -\frac{2a\beta}{\lambda^2 \gamma} A_2; \\ T'(\ell/2) = 0 \rightarrow C_1 = \frac{2a\beta}{\lambda^2 \gamma} \tanh \frac{\lambda \ell}{2} A_2 - \frac{a\beta}{\lambda \gamma \cosh \frac{\lambda \ell}{2}} (A_1 + A_2 \ell). \end{cases} \quad (22)$$

Подставляя функции (16), (18) в (13-2) и дважды интегрируя, получим функцию прогибов:

$$\begin{aligned} v = \frac{a\beta}{\lambda^2} (C_1 \sinh \lambda x + C_2 \cosh \lambda x) + a\beta (B_0 \frac{x^2}{2} + B_1 \frac{x^3}{6} + B_2 \frac{x^4}{12}) - \\ - \beta (A_1 \frac{x^3}{6} + A_2 \frac{x^4}{12}) + D_0 + D_1 x. \end{aligned} \quad (23)$$

Из граничных условий на функцию v находим постоянные интегрирования D_i :

$$\begin{cases} v(0) = 0 \rightarrow D_0 = -\frac{a\beta}{\lambda^2} C_2; \\ v'(\ell/2) = 0 \rightarrow D_1 = -\frac{a\beta}{\lambda} (C_1 \cosh \frac{\lambda \ell}{2} + C_2 \sinh \frac{\lambda \ell}{2}) - \\ - a\beta (B_0 \frac{\ell}{2} + B_1 \frac{\ell^2}{8} + B_2 \frac{\ell^3}{24}) + \beta (A_1 \frac{\ell^2}{8} + A_2 \frac{\ell^3}{24}). \end{cases} \quad (24)$$

Таким образом, аналитическое решение для данного примера составной балки находится в следующей последовательности:

- определение констант $\alpha, \beta, \gamma, \lambda, A_i, B_i, C_i, D_i$ по формулам (14), (17), (21), (22), (24);
- нахождение основных неизвестных функций T и v по формулам (18), (23);
- определение оставшихся функций усилий t, N_i, Q_i, M_i по формулам (15).

Ввиду громоздкости выражений, получаемых в результате данных действий, ниже приводятся только максимальные значения основных функций T и v , которых они достигают в середине пролета балки. При этом заданная нагрузка разделяется на два типовых случая:

а) сосредоточенная сила, приложенная в середине пролета ($P \neq 0, q = 0$)

$$\begin{cases} T_{\max} = \frac{a \beta P \ell}{4 \gamma} \left(1 - \frac{2 \tanh \frac{\lambda \ell}{2}}{\lambda \ell}\right); \\ v_{\max} = \frac{\beta P}{48} \left[\ell^3 \left(1 - \frac{a^2 \beta}{\gamma}\right) + \frac{12 a^2 \beta \ell}{\lambda^2 \gamma} \left(1 - \frac{2 \tanh \frac{\lambda \ell}{2}}{\lambda \ell}\right)\right]; \end{cases} \quad (25)$$

б) равномерно распределенная по всей длине нагрузка ($P = 0, q \neq 0$)

$$\begin{cases} T_{\max} = \frac{a \beta q \ell^2}{8 \gamma} \left[1 - \frac{8}{\lambda^2 \ell^2} \left(1 - \frac{1}{\cosh \frac{\lambda \ell}{2}}\right)\right]; \\ v_{\max} = \frac{\beta q}{384} \left\{5 \ell^4 \left(1 - \frac{a^2 \beta}{\gamma}\right) + \frac{48 a^2 \beta \ell^2}{\lambda^2 \gamma} \left[1 - \frac{8}{\lambda^2 \ell^2} \left(1 - \frac{1}{\cosh \frac{\lambda \ell}{2}}\right)\right]\right\}. \end{cases} \quad (26)$$

1.3. Коэффициент совместности перемещений накладной плиты и балки

Ранее отмечалась сложность непосредственного определения жесткостных параметров шва между накладной плитой и балками, применительно к теории составной балки – коэффициента жесткости шва ξ или связанного с ним соотношением (14) коэффициента λ . Для расчетчика более удобно задавать некоторый безразмерный коэффициент совместности перемещений накладной плиты и балки K_s (параметр Ks_nap в исходных данных программы GBMost-DP), изменяющийся в интервале от нуля (отсутствие совместности) до единицы (полная совместность).

Данный коэффициент совместности можно интерпретировать как относительное снижение максимального суммарного сдвигающего усилия в шве за счет уменьшения коэффициента жесткости шва, что будет соответствовать математической записи

$$K_s(\lambda) = \frac{T_{\max}(\lambda)}{T_{\max}(\lambda \rightarrow \infty)}. \quad (27)$$

Подставив приведенные в (25-1), (26-1) выражения для T_{\max} в (27), получим коэффициенты совместности для рассмотренных выше примеров:

$$K_s = \begin{cases} 1 - \frac{2 \tanh \frac{\lambda \ell}{2}}{\lambda \ell} & \text{– случай } P \neq 0; \\ 1 - \frac{8}{\lambda^2 \ell^2} \left(1 - \frac{1}{\cosh \frac{\lambda \ell}{2}}\right) & \text{– случай } q \neq 0. \end{cases} \quad (28)$$

Из формулы (28) видно, что функция изменения коэффициента совместности K_s зависит от характера нагрузки на составную балку и, как следствие, от функции изгибающего момента M . При этом реальная расчетная нагрузка на балки пролетного строения моста включает в себя как собственный вес, соответствующий случаю $q \neq 0$, так и автомобильную нагрузку, близкую к случаю $P \neq 0$. Поэтому при разработке программы GBMost-DP в качестве исходной функции изгибающего момента была принята полуволна синусоиды:

$$M = M_{\max} \sin \frac{\pi x}{\ell}, \quad (29)$$

эпюра которой при равенстве максимальных ординат занимает промежуточное положение между эпюрами моментов для рассмотренных выше случаев.

Общее решение дифференциального уравнения (13-1) при правой части (29) имеет тот же синусоидальный вид:

$$T = T_{\max} \sin \frac{\pi x}{\ell}. \quad (30)$$

Подстановка (30), (29) в уравнение (13-1) приводит к тождеству при условии

$$T_{\max} = \frac{a\beta \lambda^2}{\gamma \left(\frac{\pi^2}{\ell^2} + \lambda^2 \right)} \cdot M_{\max}. \quad (31)$$

Подставив далее (31) в (27), найдем новое выражение коэффициента совместности

$$K_s = \frac{\lambda^2}{\frac{\pi^2}{\ell^2} + \lambda^2}, \quad (31)$$

из которого, решив обратную задачу и учитывая (14), определим коэффициент жесткости шва ζ :

$$\begin{cases} \lambda^2 = \frac{\pi^2}{\ell^2} \cdot \frac{K_s}{1 - K_s}; \\ \xi = \frac{\lambda^2}{\gamma} = \frac{\lambda^2}{\alpha + a^2 \beta} = \frac{\lambda^2}{\frac{1}{E_1 F_1} + \frac{1}{E_2 F_2} + \frac{a^2}{E_1 J_1 + E_2 J_2}}. \end{cases} \quad (32)$$

Программа GBMost-DP предоставляет пользователю на выбор возможность задавать коэффициент совместности K_s с автоматическим вычислением коэффициента жесткости шва ζ по формулам (32) или задавать последний коэффициент непосредственно.

1.4. Сопоставление результатов расчета балки с накладной плитой по программе GBMost-DP с аналитическим решением

Составная балка рассчитывалась по программе GBMost-DP и по формулам аналитического решения п. 1.2 при следующих исходных и расчетных данных:

$$E_1=40000 \text{ МПа}; F_1=0,4000 \text{ м}^2; J_1=0,00133333 \text{ м}^4; a_1=0,1000 \text{ м};$$

$$E_2=30000 \text{ МПа}; F_2=0,4750 \text{ м}^2; J_2=0,03513843 \text{ м}^4; a_2=0,2539 \text{ м};$$

$$\ell=20 \text{ м}; P=100 \text{ кН}; q=10 \text{ кН/м}; K_s=0,5; \zeta=100384,4 \text{ кПа}.$$

Поперечное сечение составной балки приведено на рис. 2. Армирование балки и накладной плиты в исходных данных не задавалось.

Результаты расчетов составной балки на сосредоточенную нагрузку в виде графиков прогибов, погонных усилий в шве, продольных и поперечных сил и изгибающих моментов в составляющих стержнях приведены на рис. 3-6, аналогичные результаты расчетов на равномерно распределенную нагрузку – на рис. 7-10. На рисунках синим цветом показаны графики, полученные по программе GBMost-DP, красным – по теории составной балки Ржаницына.

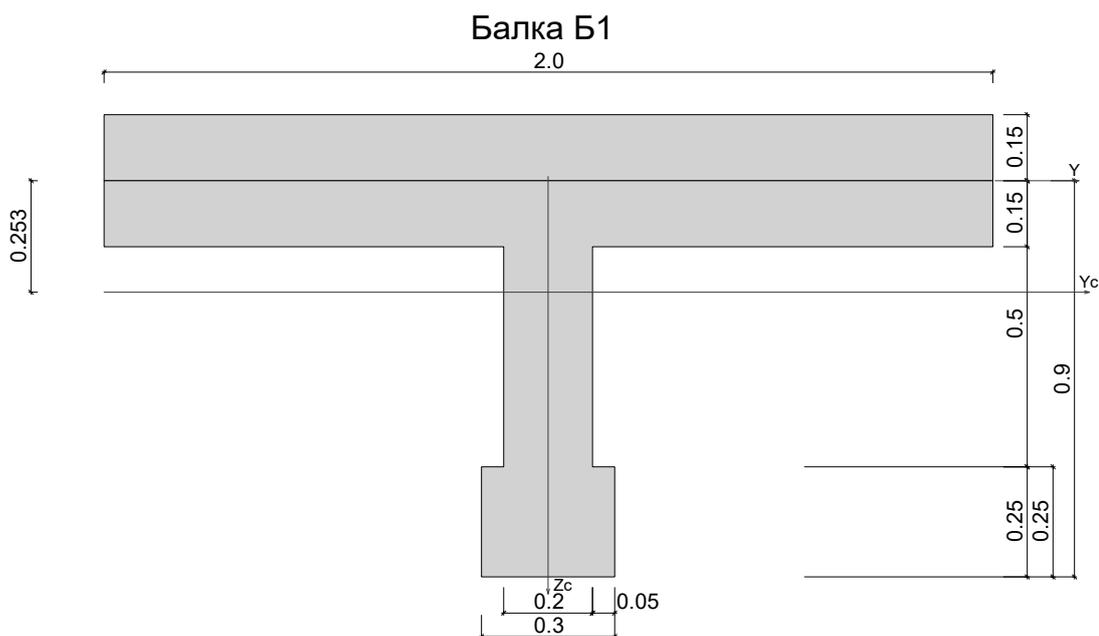


Рис. 2. Поперечное сечение балки с накладной плитой

Сопоставление приведенных графиков для обоих видов нагрузок показывает ряд общих закономерностей.

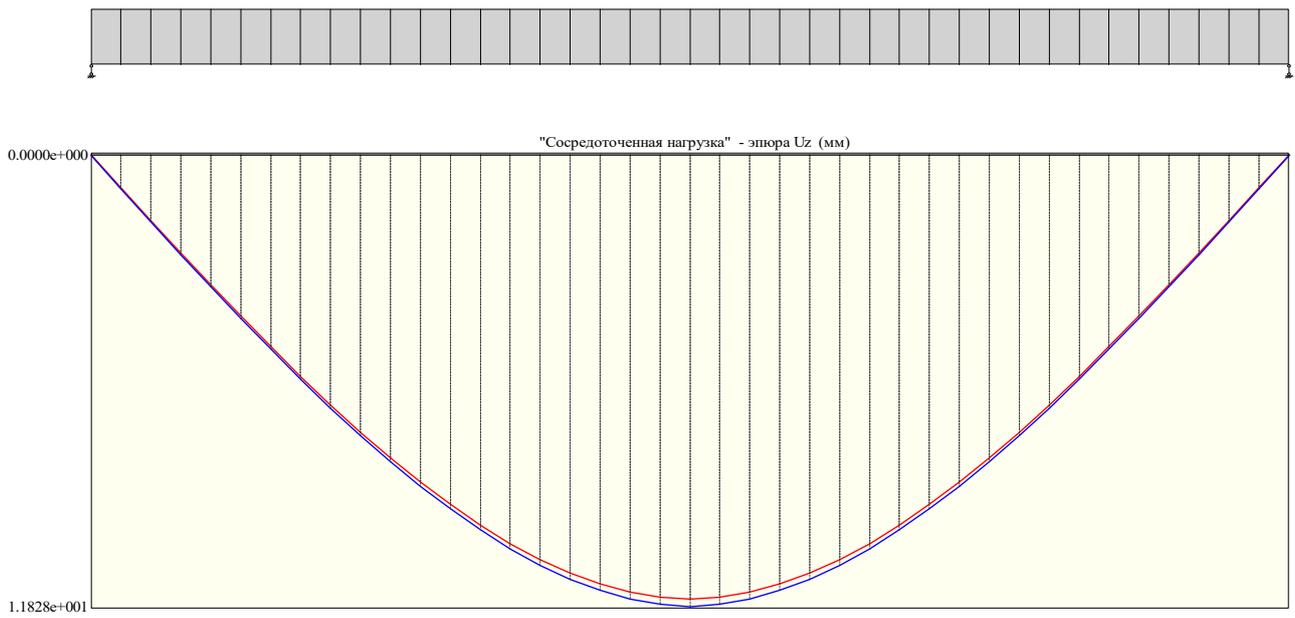
1. Хорошее совпадение графиков прогибов, рассчитанных по программе GBMost-DP и по теории Ржаницына. При этом ординаты первых графиков незначительно превышают ординаты вторых, что объясняется учетом в конечно-элементной модели балки сдвиговых деформаций, в то время как теория Ржаницына использует техническую балочную теорию Бернулли-Эйлера, в которой данными деформациями пренебрегается. В итоге фактическая изгибная жесткость балки по программе GBMost-DP оказывается несколько ниже, прежде всего за счет снижения жесткости ребра балки.

2. Практически точное совпадение графиков погонных усилий в шве, что подтверждает достоверность результатов расчетов по программе GBMost-DP.

3. Графики усилий в составляющих стержнях, рассчитанные по программе GBMost-DP, имеют ступенчатый или пилообразный вид в отличие от плавных графиков, построенных по теории Ржаницына. Данный вид графиков следует из дискретного характера конечно-элементной расчетной схемы, поскольку осуществляемая при расчете по МКЭ замена используемых в аналитическом решении погонных усилий в шве на сосредоточенные усилия в узлах приводит к тому, что каждому узлу расчетной схемы соответствует скачок на графике.

Заметим, что расположение на балках пролетного строения упоров, воспринимающих сдвиговые усилия, также имеет дискретный характер и с этой точки зрения конечно-элементная схема ближе к реальной конструкции, чем упрощенная континуальная модель по теории Ржаницына.

а)



б)

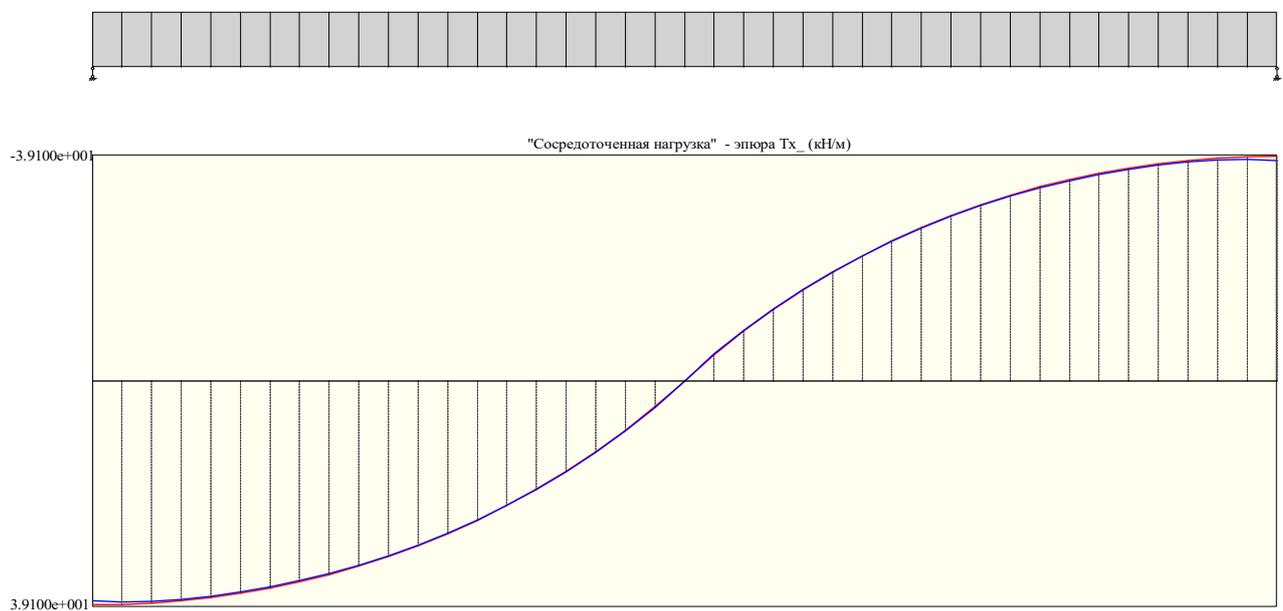
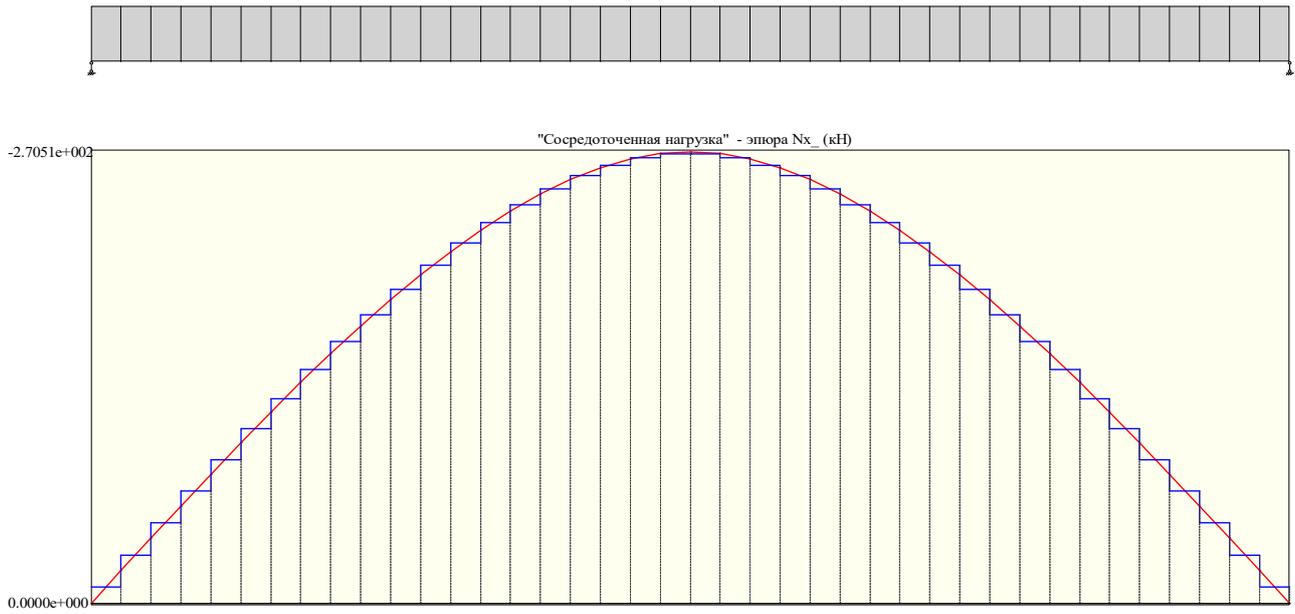


Рис. 3. Графики прогибов v (а) и погонных усилий в шве t (б) в составной балке от сосредоточенной нагрузки:
— по теории Ржаницына — по программе GBMost-DP

а)



б)

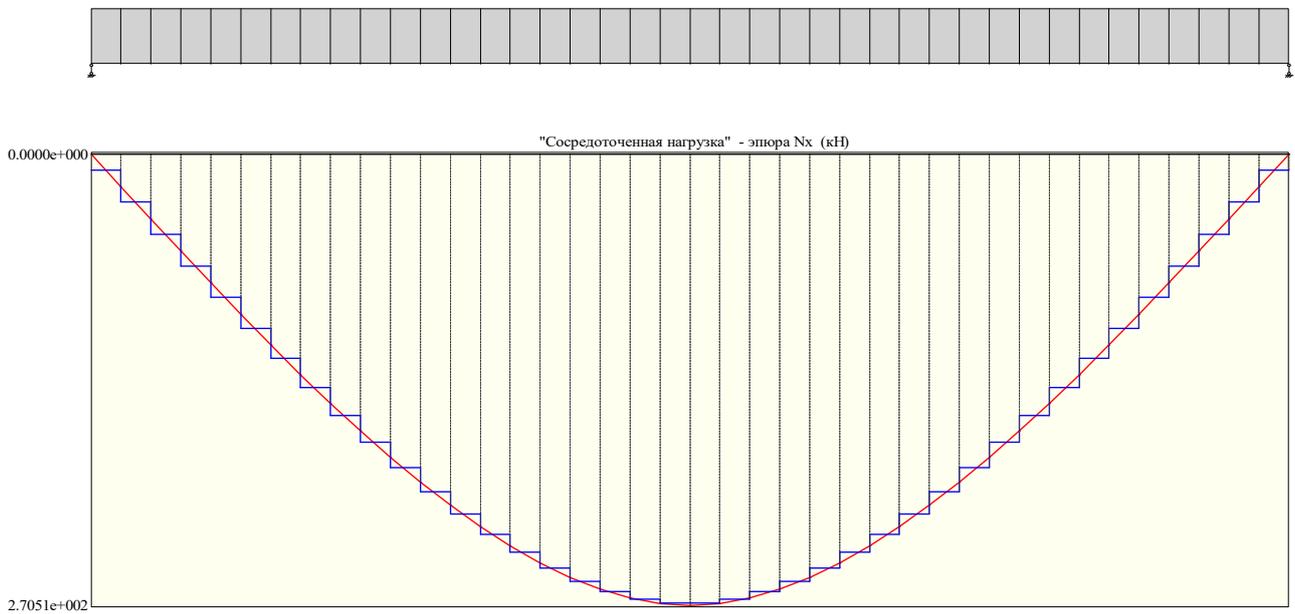
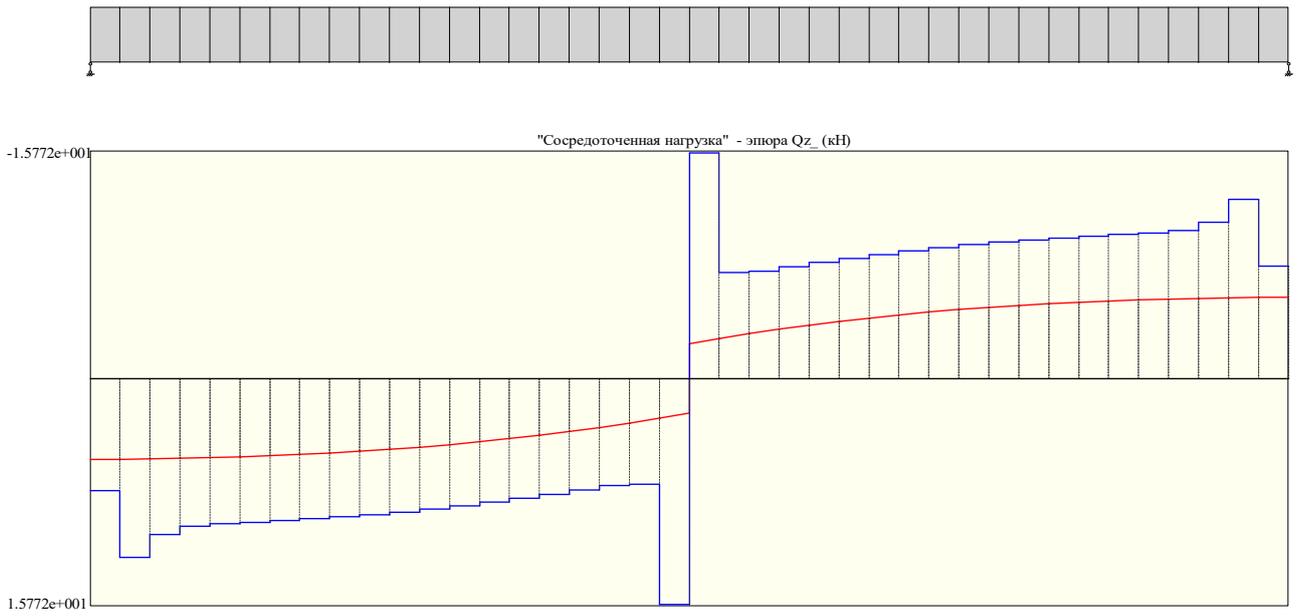


Рис. 4. Графики продольных сил N_1 в накладной плите (а) и N_2 в балке (б) от сосредоточенной нагрузки:
— по теории Ржаницына — по программе GBMost-DP

a)



б)

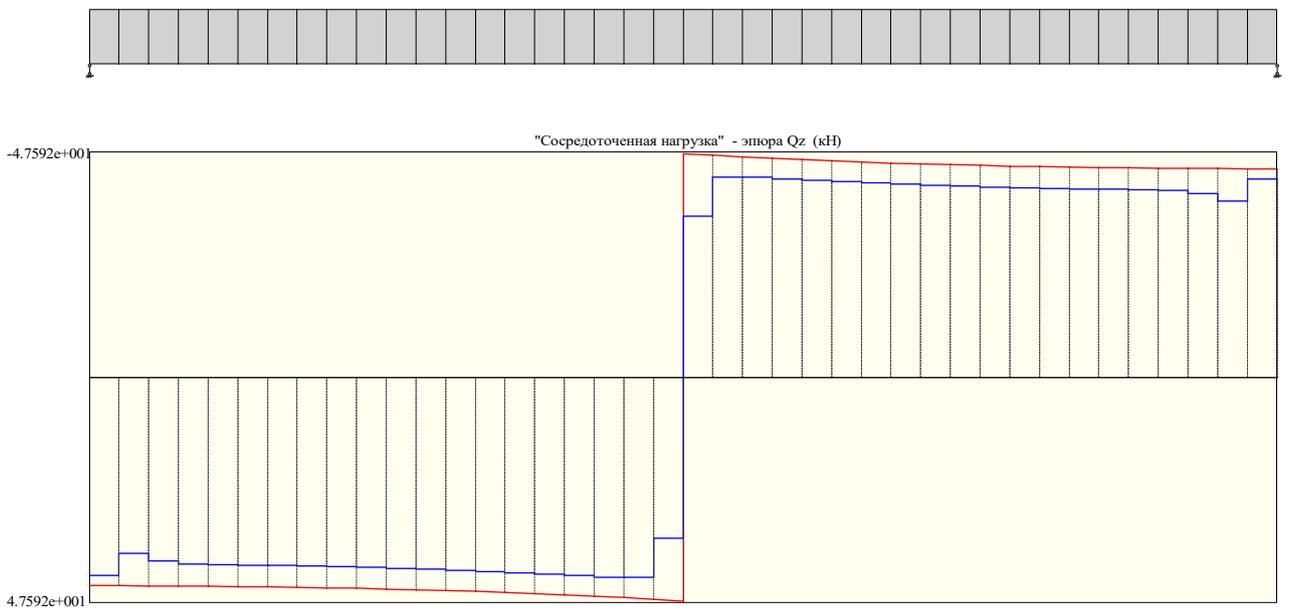
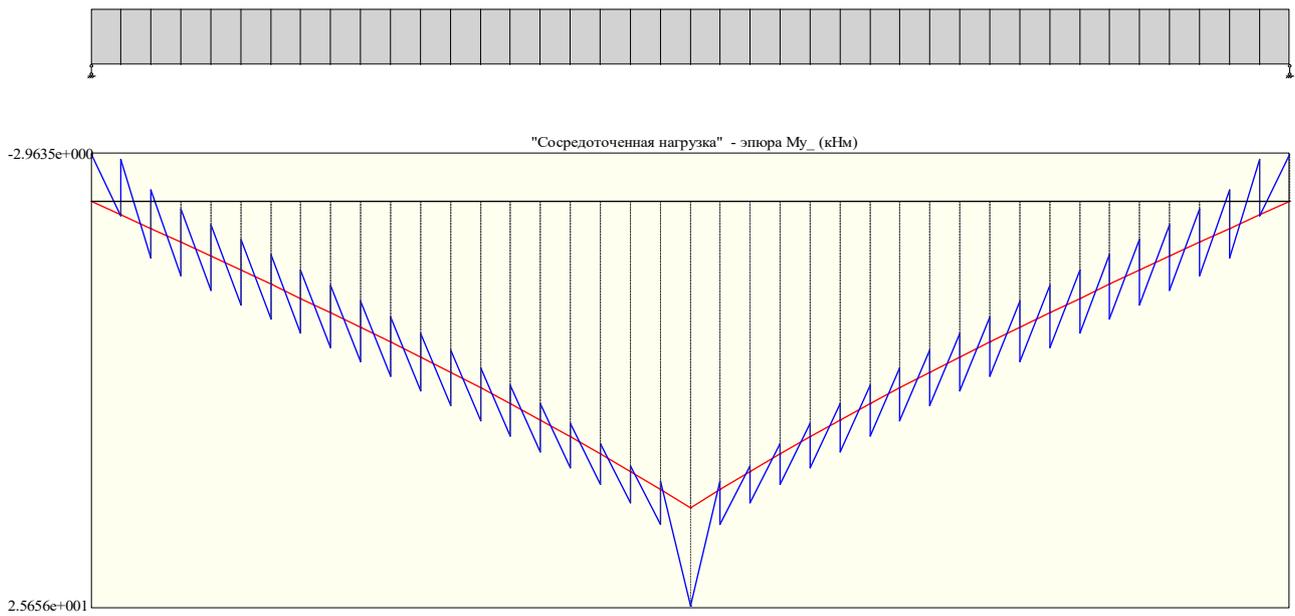


Рис. 5. Графики поперечных сил Q_1 в накладной плите (а) и Q_2 в балке (б) от сосредоточенной нагрузки:
— по теории Ржаницына — по программе GBMost-DP

а)



б)

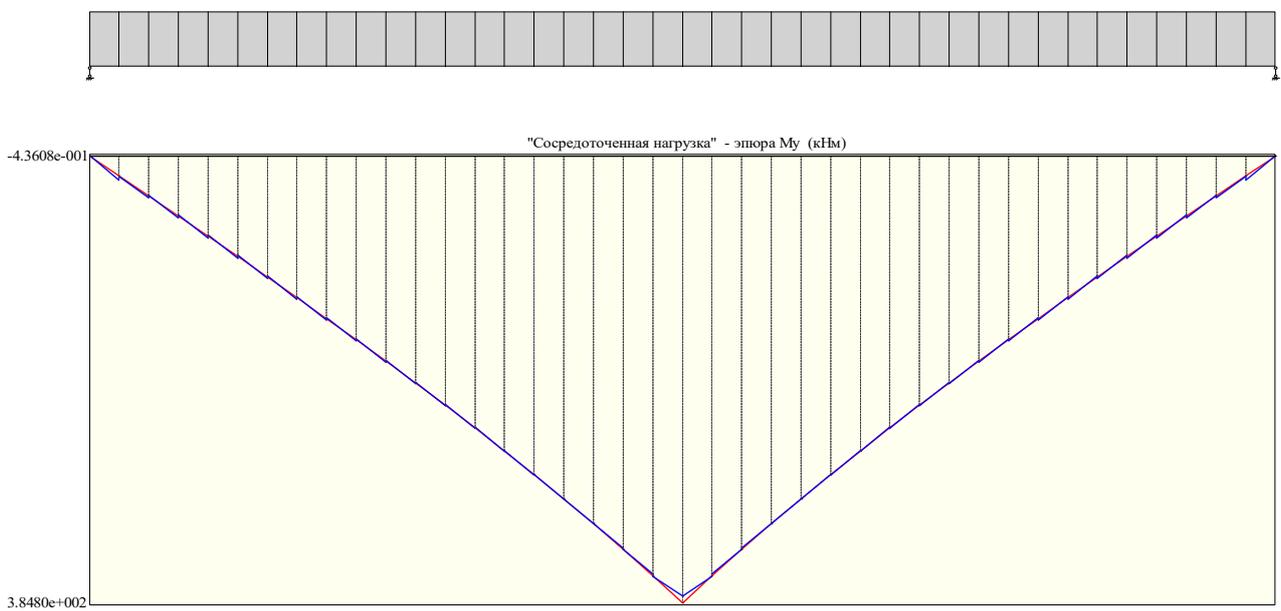
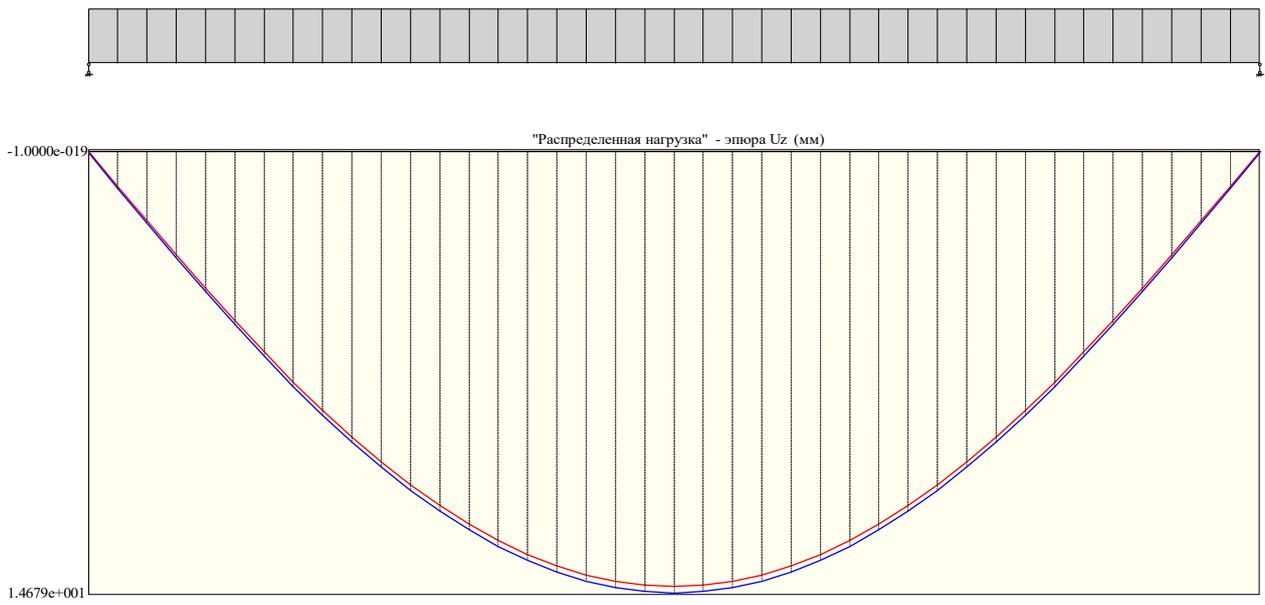


Рис. 6. Графики изгибающих моментов M_1 в накладной плите (а) и M_2 в балке (б) от сосредоточенной нагрузки:
— по теории Ржаницына — по программе GBMost-DP

а)



б)

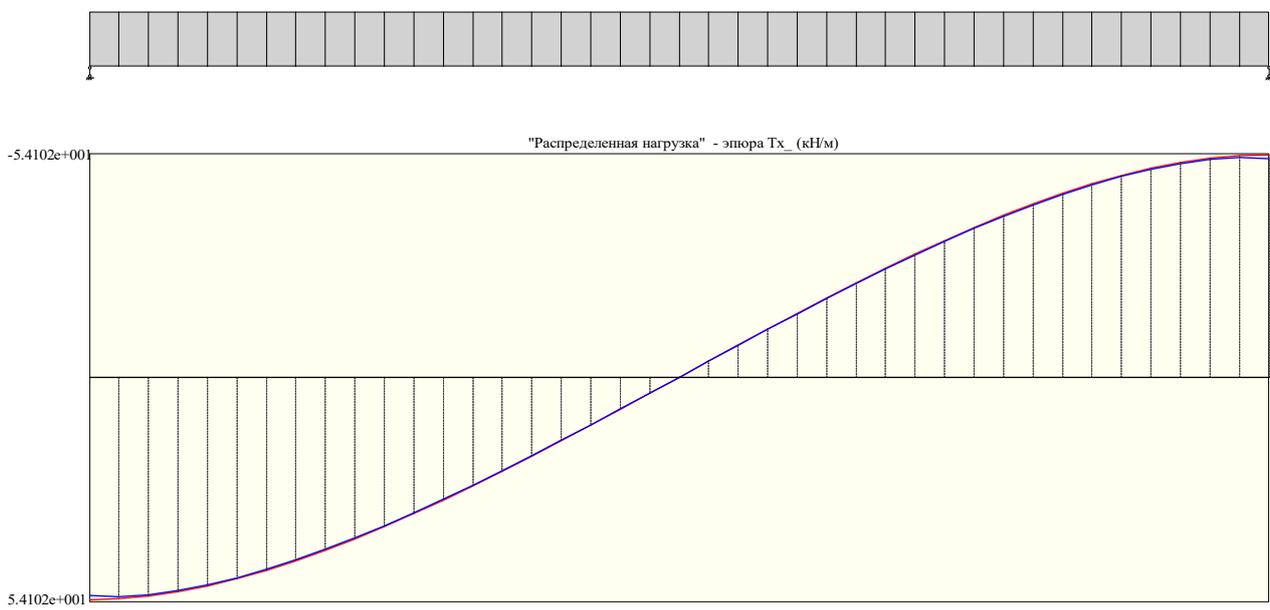
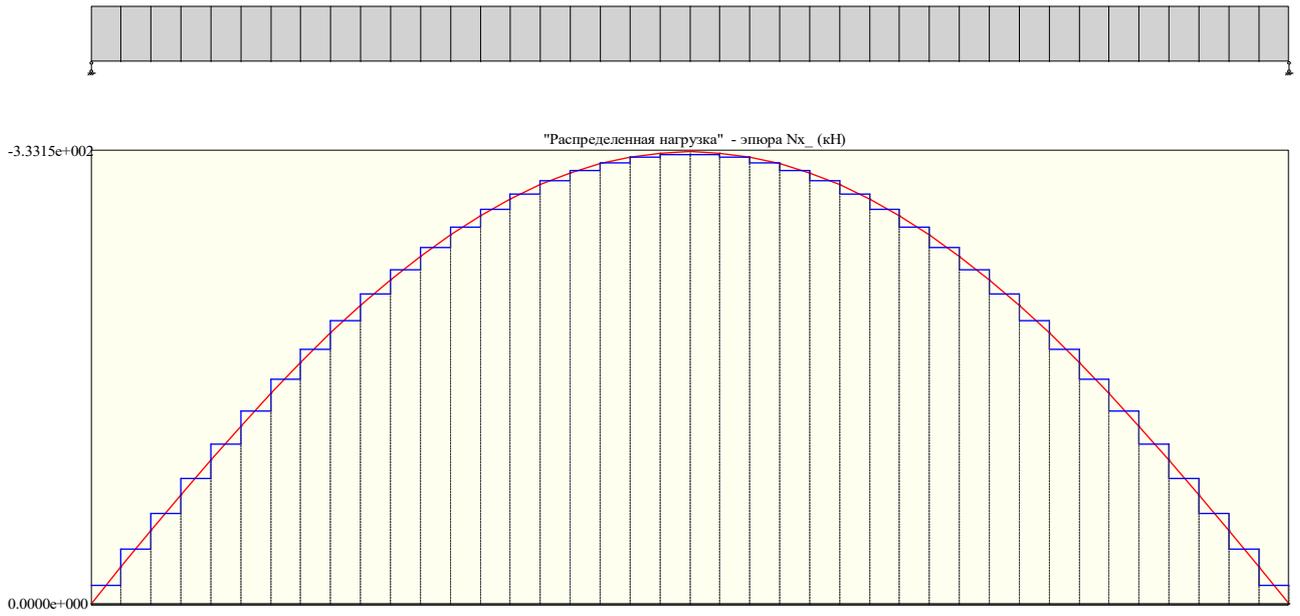


Рис. 7. Графики прогибов v (а) и погонных усилий в шве t (б) в составной балке от равномерно распределенной нагрузки:
— по теории Ржаницына — по программе GBMost-DP

a)



б)

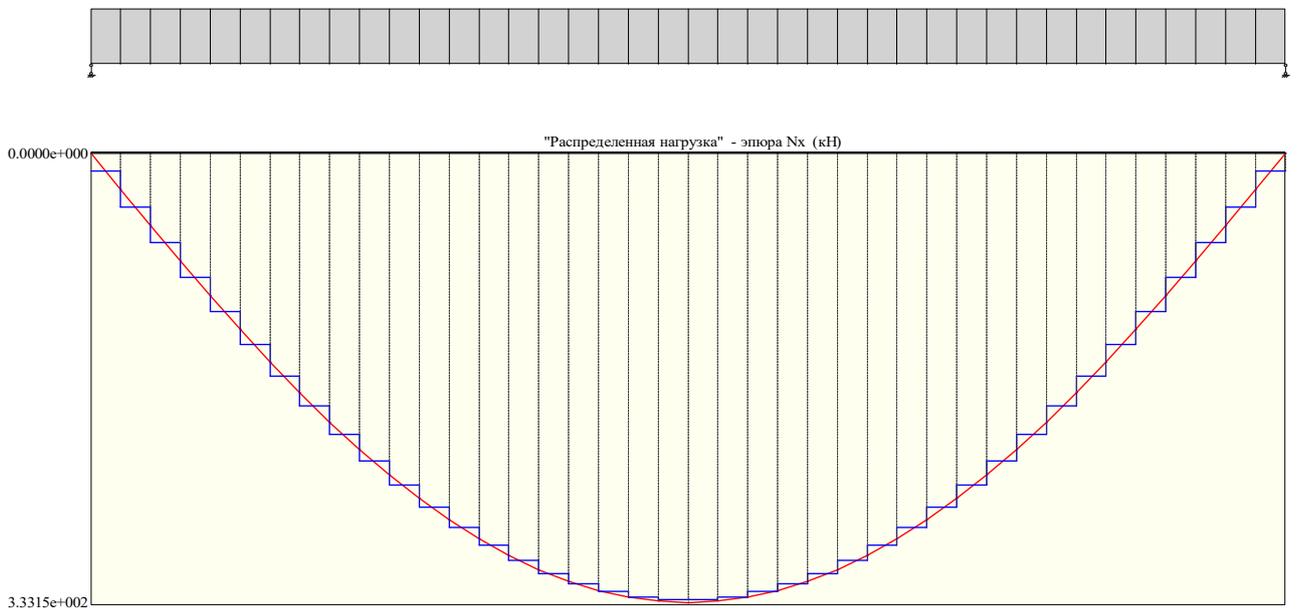
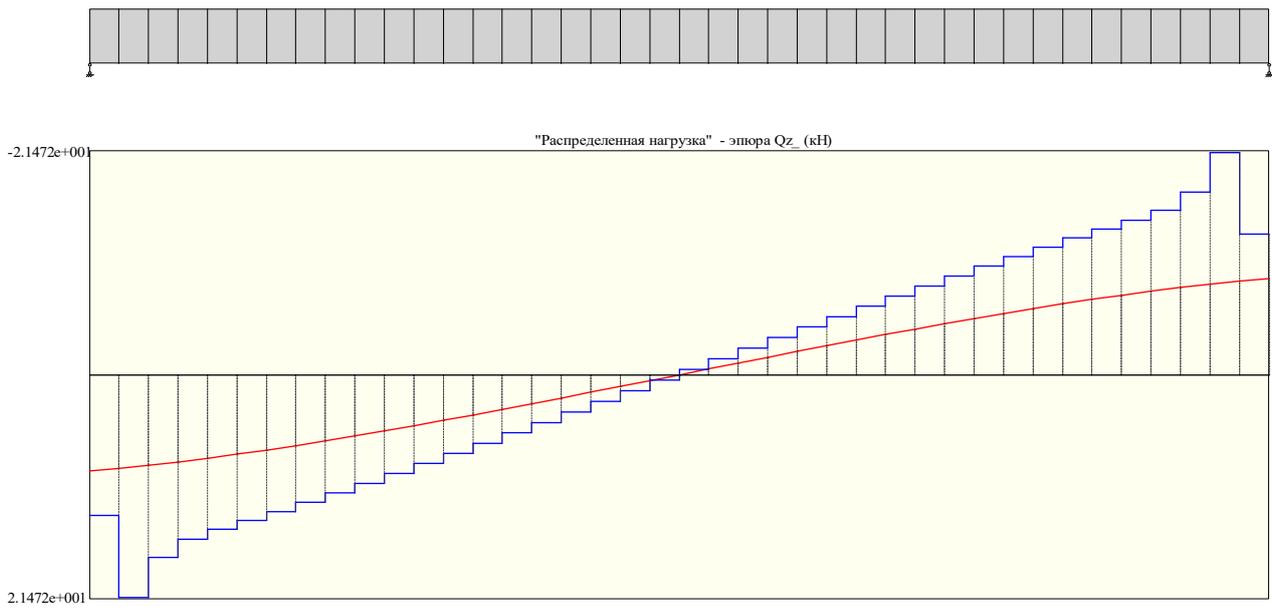


Рис. 8. Графики продольных сил N_1 в накладной плите (а) и N_2 в балке (б) от равномерно распределенной нагрузки:
— по теории Ржаницына — по программе GBMost-DP

a)



б)

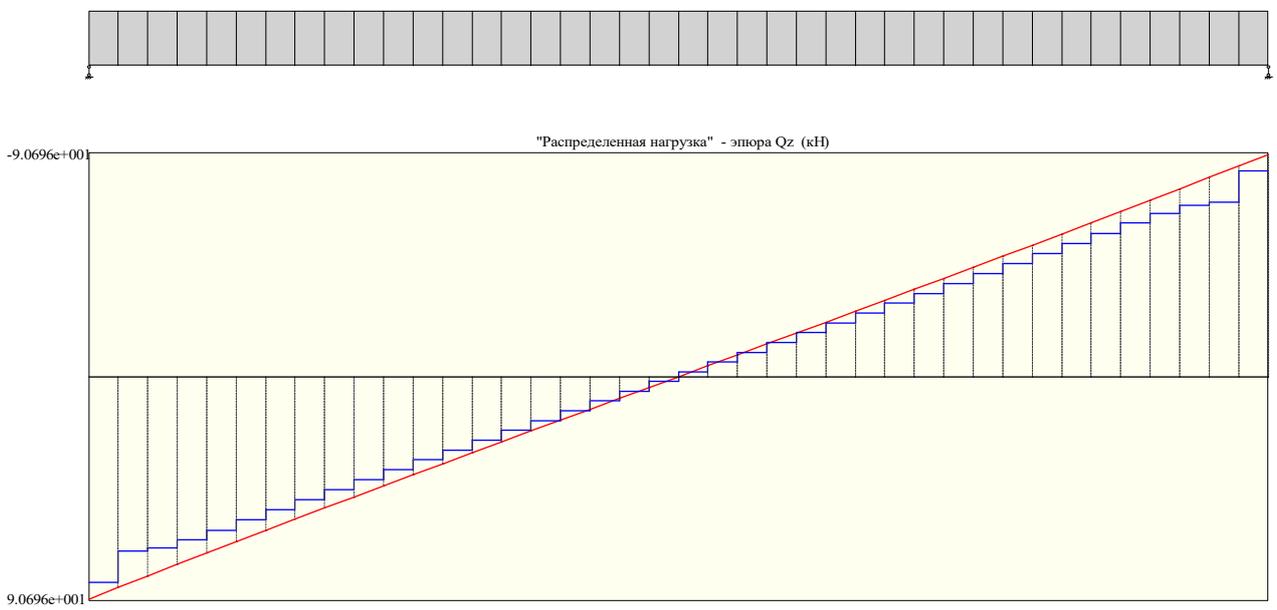
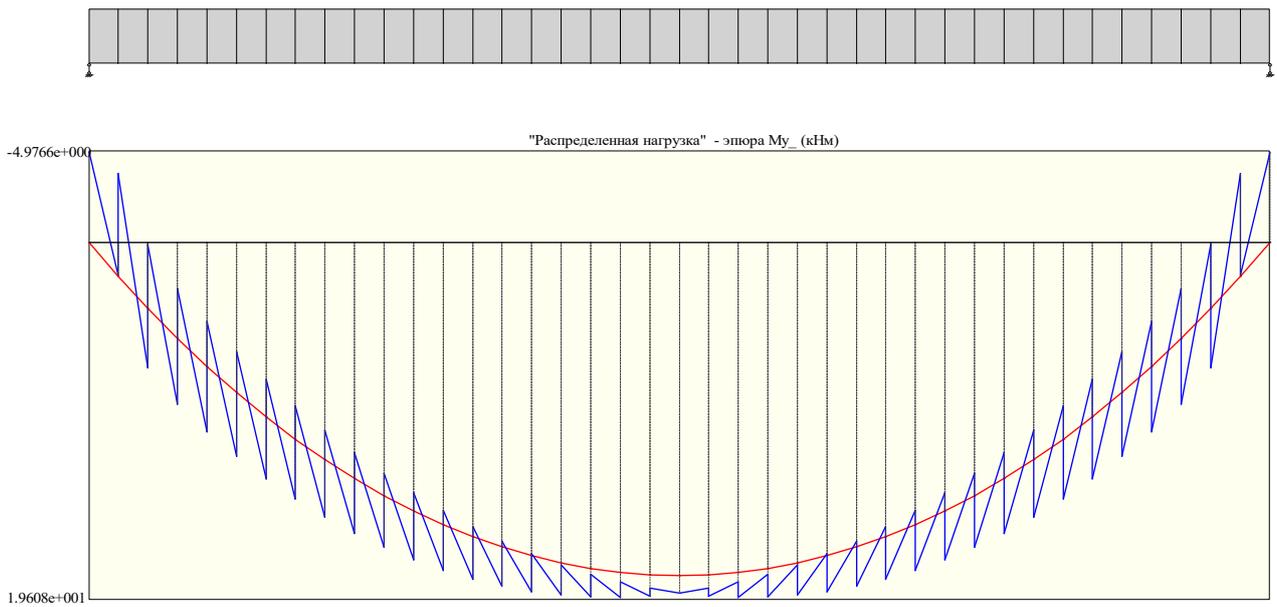


Рис. 9. Графики поперечных сил Q_1 в накладной плите (а) и Q_2 в балке (б) от равномерно распределенной нагрузки:
— по теории Ржаницына — по программе GBMost-DP

а)



б)

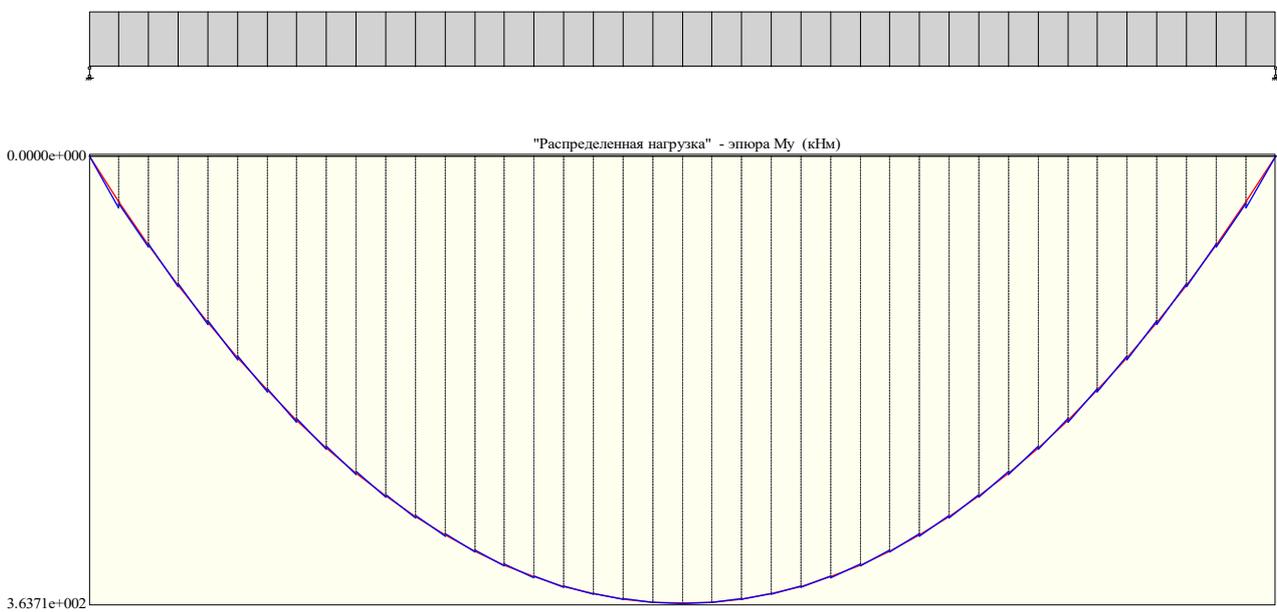


Рис. 10. Графики изгибающих моментов M_1 в накладной плите (а) и M_2 в балке (б) от равномерно распределенной нагрузки:

— по теории Ржаницына — по программе GBMost-DP

4. Графики продольных усилий в накладной плите и балке отличаются только знаком, поскольку по абсолютной величине они соответствуют функции суммарного сдвигающего усилия в шве. При этом ординаты в серединах между узлами сетки конечных элементов (в серединах ступеней на графиках) почти точно совпадают с ординатами аналитического решения.

5. Полученные по программе GBMost-DP графики изгибающих моментов в балке гораздо точнее согласуются с графиками по теории Ржаницына, чем графики изгибающих моментов в накладной плите, имеющие к тому же более значительную пилообразность. Это объясняется большой разницей изгибных жесткостей балки и накладной плиты (почти в 20 раз для данных примеров расчета), пропорционально которым распределяется суммарный изгибающий момент по составляющим стержням согласно формуле (15-3). В результате ординаты графиков для накладной плиты существенно меньше и на их фоне скачки функций изгибающих моментов более заметны. Дополнительное различие представленных графиков обусловлено отмечавшейся в первом пункте разностью изгибных жесткостей по сравнению с теорией Ржаницына из-за пренебрежения в последней сдвиговыми деформациями.

6. Предыдущее замечание также справедливо по отношению к графикам поперечных сил, различие которых еще заметнее. Увеличение данного различия происходит вследствие дифференциальной зависимости (15-4) между поперечной силой и изгибающим моментом, поскольку производная от кусочно-линейной функции момента имеет скачкообразный характер.

2. Испытания и расчет реконструированного плитно-балочного моста с накладной плитой

2.1. Исходные данные и результаты натурных испытаний пролетного строения моста через реку Тойда, усиленного накладной плитой

В ноябре 1994 года авторы программы GBMost-DP принимали участие в обследовании и испытании моста через реку Тойда на 321 км автодороги Курск-Саратов у поселка Анна Воронежской области. В 1994 году мост был реконструирован: сняты крайние балки по типовому проекту **Выпуск 56** с заменой на новые балки трапецеидального поперечного сечения, изготовленные по индивидуальному проекту, после чего пролетные строения были усилены накладной плитой под проектные нагрузки А11 и НК-80.

Схема моста 3 x 11,36 м, габарит после реконструкции Г8 + 2x0,8 м. Толщина накладной плиты над балками: Б1, Б6 – 15 см, Б2, Б5 – 19 см, Б3, Б4 – 22 см, класс бетона плиты В17.5. Объединение балок с накладной плитой осуществлялось с помощью арматурных стержней, приваренных к закладным деталям крайних балок и к вскрытой верхней рабочей арматуре ребер средних балок. Поперечное сечение пролетного строения представлено на рис. 11.

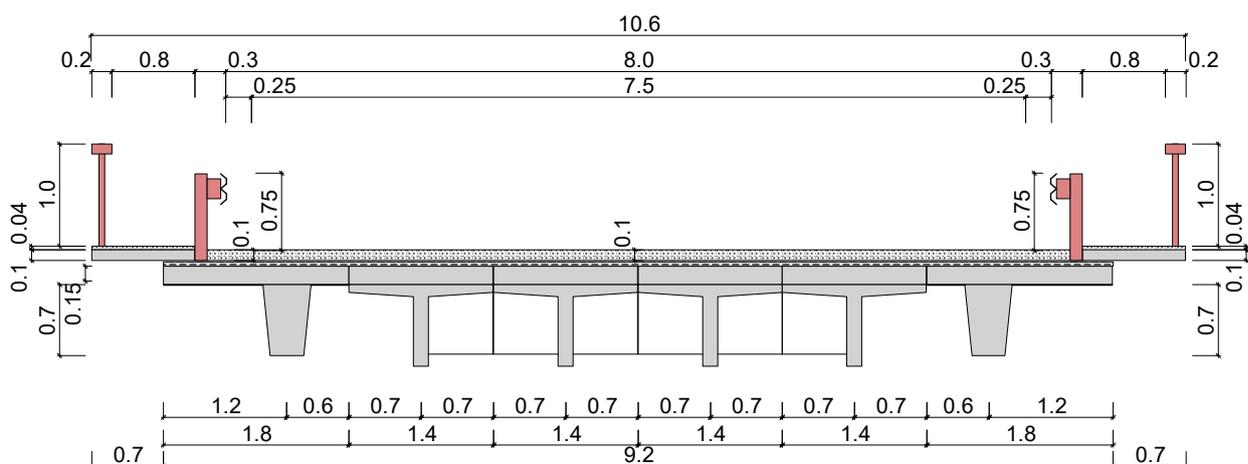


Рис. 11. Поперечное сечение пролетного строения

В процессе испытаний измерялись прогибы и продольные деформации всех балок пролетного строения в середине пролета, а также абсолютные сдвиги шва между полкой балки Б2 с накладной плитой вблизи опорного сечения. Прогибы измерялись прогибомерами системы Максимова с ценой деления шкалы 0,01 см, деформации – деформометрами с использованием стрелочных индикаторов с ценой деления 1 мкм. Схема установки деформометра для измерения абсолютного сдвига шва показана на рис. 12.

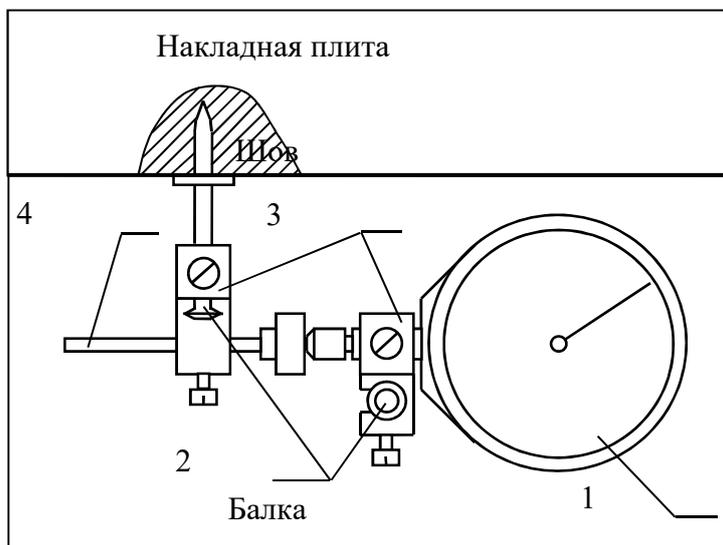


Рис. 12. Схема установки деформометра для измерения абсолютного сдвига шва между накладной плитой и балкой:

- 1 – индикатор; 2 – дюбели; 3 – струбины для крепления к дюбелю;
- 4 – регулируемый упор для ножки индикатора

Пролетное строение испытывалось по двум схемам: двумя и четырьмя автомобилями, сдвинутыми к левому ограждению в соответствии с рис. 13, 14.

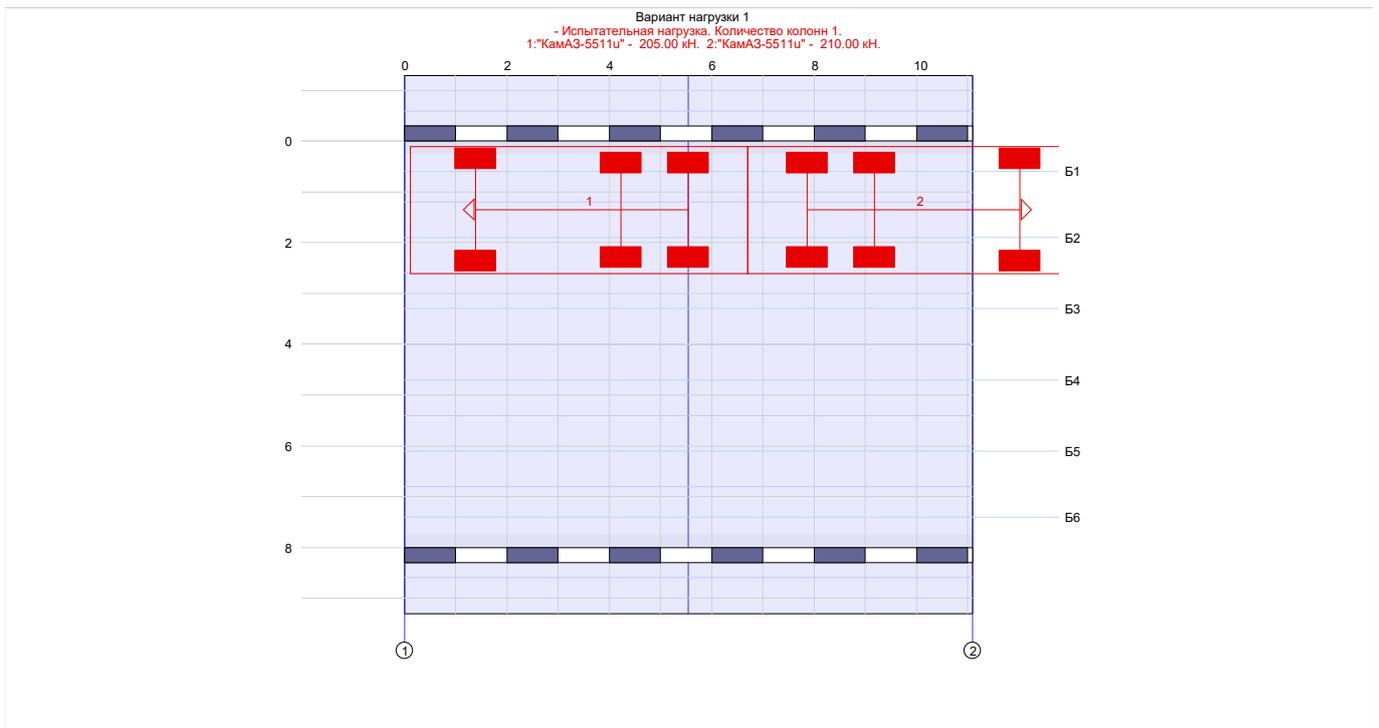


Рис. 13. Испытательная нагрузка по схеме 1

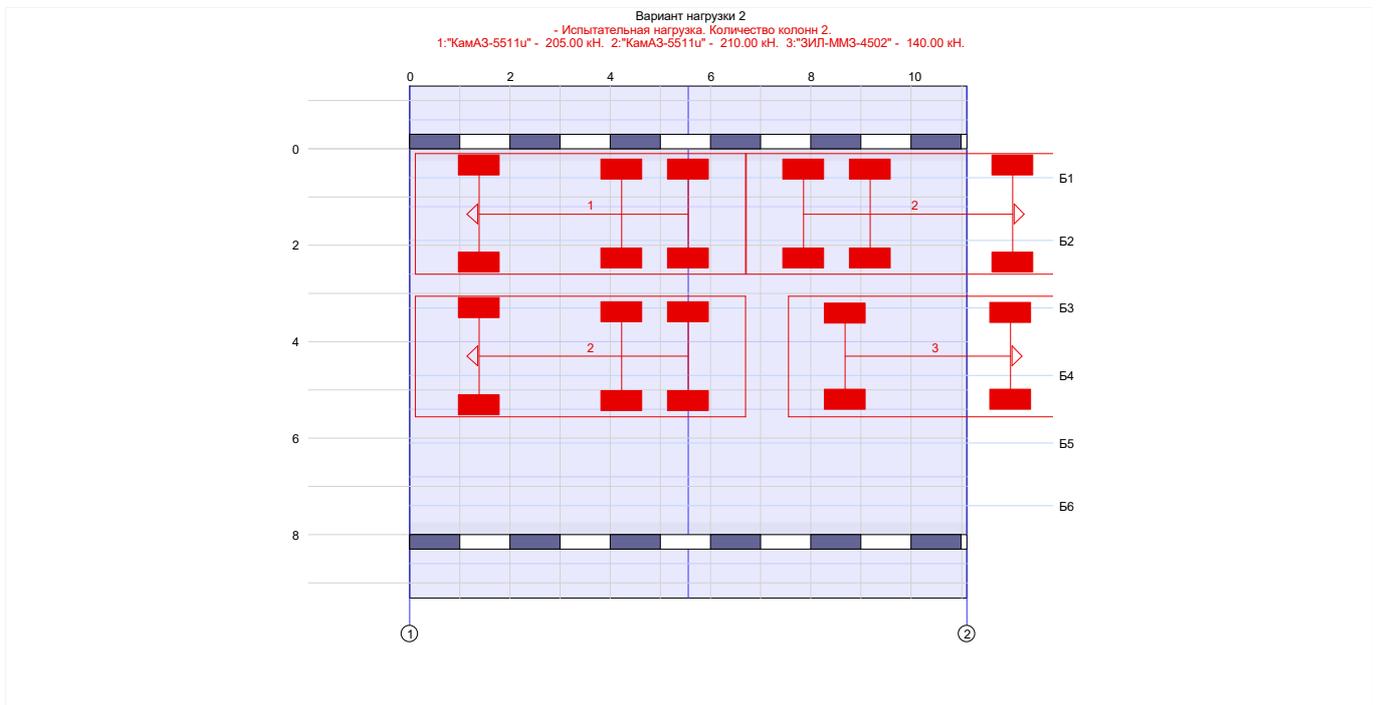


Рис. 14. Испытательная нагрузка по схеме 2

Полученные в процессе испытаний прогибы балок и абсолютные сдвиги шва между балкой Б2 и накладной плитой (прибор Д1) приведены в таблице.

Таблица

Экспериментальные и расчетные прогибы балок и абсолютные сдвиги шва

Номер балки	Номер прибора	Прогибы, мм, и сдвиги шва сопрягаемых элементов, мкм		
		Эксперимент	Расчет по программе MOSTGBN	Расчет по комплексу GBMost-DP
Нагрузка по схеме 1				
Б1	П1	2,6	2,8	3,0
Б2	П2	2,0	2,2	2,2
Б3	П3	1,3	1,4	1,4
Б4	П4	0,7	0,7	0,7
Б5	П5	0,2	0,1	0,2
Б6	П6	0,0	-0,2	-0,1
Б2	Д1	55	53	48
Нагрузка по схеме 2				
Б1	П1	3,7	3,4	3,5
Б2	П2	3,3	3,0	3,1
Б3	П3	2,7	2,5	2,7
Б4	П4	2,1	2,0	2,1
Б5	П5	1,4	1,2	1,4
Б6	П6	0,7	0,5	0,7
Б2	Д1	57	75	52

2.2. Результаты расчета пролетных строений, усиленных накладной плитой, и сопоставление их с данными натурного эксперимента

После испытаний в 1995 году были выполнены расчеты пролетного строения по программе MOSTGBN, разработанной на кафедре строительной механики ВГАСУ. Алгоритмы этой программы реализуют метод конечных разностей для аппроксимации конструкции в поперечном направлении и аналитический метод разложения решения в ряд Фурье по продольной координате. Для учета неполной совместности деформаций накладной плиты и балок использовалась теория составных стержней Ржаницына [1]. В расчетной схеме были учтены имеющиеся в пролетном строении дефекты: частичное разрушения всех стыков диафрагм с принятым коэффициентом ослабления 0,3, ослабление всех продольных стыков между балками с коэффициентом 0,8. Путем сопоставления результатов серии пробных расчетов с данными эксперимента был определен коэффициент совместности деформаций плиты и балок $K_s=0,85$, при котором совпадение результатов было наилучшим. Результаты расчетов по этой программе приведены в таблице.

Для подтверждения достоверности методик и алгоритмов разработанного комплекса GBMost-DP были выполнены новые расчеты пролетного строения с теми же исходными данными и тем же набором дефектов и их количественными характеристиками. Результаты этих расчетов приведены в последнем столбце таблицы. Для первой схемы нагрузки средняя разница по прогибам балок, полученным в эксперименте и по расчету, составила 9 %, для второй схемы – 3 %. Аналогичные разницы для абсолютных сдвигов в шве равны 13 % и 9 % соответственно. Хорошее совпадение результатов свидетельствует о соответствии используемой в программном комплексе математической модели реальной конструкции и подтверждает возможность учета с инженерной точностью характерных дефектов и неполной совместности деформирования накладной плиты и балок. Таким образом, достоверность методик и алгоритмов разработанного комплекса GBMost-DP подтверждена экспериментально на реальном сооружении.

Выводы

Разработанный программный комплекс GBMost-DP предназначен для проведения численного анализа напряженно-деформированного состояния железобетонных плитно-балочных пролетных строений автодорожных мостов с учетом дефектов и повреждений под действием вертикальных нагрузок.

В основе алгоритмов расчета, реализованных в программном комплексе, использован метод суперэлементов в смешанной формулировке как наиболее эффективный для учета в расчетной схеме дефектов и повреждений, возникающих в процессе эксплуатации автодорожных мостов. Предложенные алгоритмы позволяют рассчитывать пролетные строения мостов, усиленные накладной плитой. Для аппроксимации конструкций пролетного строения были разработаны специальные высокоточные конечные элементы. С целью учета наиболее опасных схем установки временных нагрузок на мосту предложены алгоритмы, реализующие режимы смещения нагрузок в продольном и поперечном направлениях. Разработаны программные модули для вычисления расчетных усилий в балках при различных сочетаниях постоянных и временных нагрузок. Приведены результаты расчета реального моста. Хорошее совпадение результатов расчета по программному комплексу с данными натурных экспериментов подтвердило достоверность разработанных методик и алгоритмов.

Отличительной особенностью программного комплекса является высокий уровень автоматизации процесса построения расчетной схемы, заключающийся:

- в автоматическом наведении сетки КЭ для дискретизации пролетного строения;
- в минимизации вводных параметров для типовых балок благодаря наличию базы данных по типовым проектам;
- в задании дефектов и повреждений естественным образом без привязки к нумерации КЭ и их узлам;
- в простоте задания временных нагрузок из встроенной базы данных.

Благодаря перечисленным особенностям комплекса объем исходных данных сведен к минимуму, что позволяет значительно сократить время расчетов и повысить эффективность и качество работ по оценке грузоподъемности мостовых сооружений.

Библиографический список

1. Ржаницын, А. Р. Строительная механика / А.Р. Ржаницын. – М.: Высшая школа, 1982. – 400 с.
2. Сафронов, В.С. Суперэлементный расчет в смешанной постановке железобетонных мостов, имеющих дефекты и повреждения/ В.С. Сафронов, А.А. Петранин, Е.Н. Петреня// Изв. высш. учеб. заведений. Строительство. – 1995. - № 6. – С. 103-109.
3. Сафронов, В.С. Алгоритм расчета реконструируемых плитно-балочных конструкций, усиленных накладной плитой/ В.С. Сафронов, А.А. Петранин, Е.Н. Петреня, С.Д. Степанов// Изв. высш. учеб. заведений. Строительство. – 1998. - № 11-12. – С. 31-35.
4. Петреня, Е.Н. Расчет балочных пролетных строений мостов, усиленных накладной железобетонной плитой/ Е.Н. Петреня, С.Д. Степанов// Современные методы статического и динамического расчета сооружений и конструкций. – Воронеж, 1998. – С. 153-165.

References

1. Rzhانيتin, A. R. Structural mechanics / A.R. Rzhانيتin. - M.: Higher school, 1982. - 400 p.
2. Safronov, V.S. Superelemental calculation in mixed statement of concrete bridges having defects and damages/ V.S. Safronov, A.A. Petranin, E.N. Petrenya. News of High schools. Construction, 1995, №6, p. 103-109.
3. Safronov, V.S. Algoriyhm of calculation of reconstructed of slab-beam structures strengthened with superimposed slab /V.S. Safronov, A.A. Petranin, E.N. Petrenya. News of High schools. Construction, 1998, № 11-12, p. 31- 35.
4. Petrenya, E.N. Calculation of beam bridge spans strengthened with superimposed concrete slab / E.N. Petrenya, S.D. Stepanov. In book: Modern methods of static and dynamic calculation of structures and constructions. – Voronezh, 1998, p. 153-165.

Ключевые слова: программный комплекс, автодорожный мост, дефекты, накладная плита, составная балка.

Keywords: software complex, road bridge, defects, superimposed slab, component girder.

Воронежский государственный архитектурно-строительный университет

Канд. техн. наук., проф. кафедры строительной механики

А.Н. Синозерский

Ст. преподаватель кафедры строительной механики

Р.А. Мухтаров

Россия, г. Воронеж, тел.: 8(473)271-52-30

e-mail: rinat19611 @rambler.ru

Voronezh State University of Architecture and Civil Engineering

PhD of Tech. Science, Professor of Department Of Structural Mechanics

A.N. Sinozersky

Lecturer of Department of Structural Mechanics

R.A. Mukhtarov

Voronezh, Russia tel.: 8(473)2715230

e-mail: rinat19611 @rambler.ru

А.Н. Синозерский, Р.А. Мухтаров

ЯДРОВЫЕ НДС ВНЕЦЕНТРЕННО СЖИМАЕМЫХ СО СТАНДАРТНОЙ СКОРОСТЬЮ ПРИЗМ ИЗ МЕЛКОЗЕРНИСТОГО БЕТОНА

Рассматривается методика определения относительного ядрового эксцентриситета e (яс) короткого элемента квадратного поперечного сечения из мелкозернистого бетона при нагружениях со стандартной скоростью.

Sinozersky A. N., Mukhtarov R. A.

CORE DEFLECTED MODE OF ECCENTRICALLY COMPRESSED WITH STANDARD VELOCITY PRISMS MADE OF FINE CONCRETE

The technology of determination of relative core concentricity of square cross section short element from fine concrete under the load with standard velocity.

Введение

Рассматриваются короткие элементы квадратного поперечного сечения шириной $b = 0,1$ м, высотой $h = b$ и длиной $l = 0,4$ м, что исключает влияние гибкости на результаты расчёта. В опытах на центральное сжатие со стандартной [1] скоростью $\dot{\theta} = 0,3923$ ($\dot{\theta} = 392,3$ кПа \cdot с $^{-1}$) между напряжением σ и деформацией ε установлена соответствующая сплошной линии на рис. 1 зависимость [2]

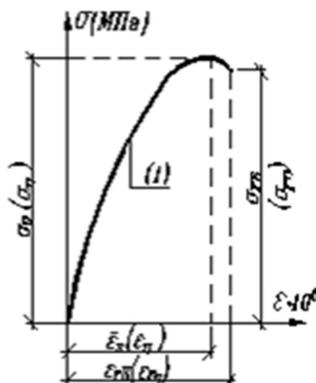


Рис. 1. График " $\sigma - \varepsilon$ "

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

с максимумом при призмном пределе прочности $\bar{\sigma}_u = 26,09$ МПа и $\bar{\varepsilon}_u = 1600 \cdot 10^{-6}$, модулем упругости материала $E = 31390$ МПа, параметрами

$$\beta = \frac{E}{E \cdot \bar{\varepsilon}_u - \bar{\sigma}_u} = 2,0810 \quad (2)$$

$$\text{и} \quad \alpha = \frac{E}{\beta \cdot (\bar{\varepsilon}_u)^{\beta-1}} = 15880500, \quad (3)$$

Здесь и в дальнейшем компоненты тензора напряжений кроме $\sigma_x = \sigma$ принимаются равными нулю, а сжимающие σ , ε , усилия внешние F и внутренние N - по модулю.

При внецентренных воздействиях равнодействующая F задаётся в точке f (рис. 2) с координатами $y_f, z_f = 0$ и возрастает с исключаяющей влияние сил инерции скоростью $F = F/t = 0,3923 \text{ МН} \cdot \text{с}^{-1} = \text{const}$ (или $\dot{\theta} = F/b \cdot h \cdot t \cdot \dot{\sigma}_{1,00}$ с $\dot{\sigma}_{1,00} = 1,00 \text{ МПа} \cdot \text{с}^{-1}$).

Предварительно для исследования НДС принимаем:

относительный эксцентриситет $e_{\sigma_i} = y_f/h$

в приближении $\sigma_i = 1, 2, \dots, \text{яс}$;

коэффициенты β и α по (2) и (3);

напряжения (1) с деформациями на уровне "у"

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

где $B(\pi), \text{м}^{-1}$ – параметр функции (4);

$\varepsilon_r(\pi)$ – наибольшая деформация в сечении, определяемая по формуле

$$\varepsilon_r(\pi) = \bar{\varepsilon}_u \cdot r(\pi); \quad (5)$$

$r(\pi) > 1$ – коэффициент увеличения $\varepsilon_r(\pi)$ по сравнению с $\bar{\varepsilon}_u$ по причине неоднородного напряжённого состояния; материал, одинаково сопротивляющийся сжатию и растяжению, в последнем случае $\varepsilon < 0$ и $\sigma < 0$, а в расчётных формулах выражения

$$(\varepsilon_r - B \cdot h)^\beta, (\varepsilon_r - B \cdot h)^{\beta+1}, (\varepsilon_r - B \cdot h)^{\beta+2} \quad (6)$$

заменяется соответственно на

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

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

Расчёт с ε_π выполняем в соответствии с указаниями [2]. Здесь и в дальнейшем назначаем:

$$\left. \begin{array}{l} \text{шаг} \quad \Delta = 0,05 \\ \text{и коэффициент увеличения } r_m = r_0 + m \cdot \Delta, \\ \text{где, например, } m = 0, 1, 2, \dots, k, k + 1 \\ \text{или } m = 0,2; 1,2; 2,2; \dots; k = 6,2; k + 1 = 7,2; \\ \text{и т. п.} \end{array} \right\} \quad (8)$$

Задаваясь r_m , определяем параметр $B_m(\pi)$, при котором удовлетворяется требование

$$\Phi[B_m(\pi)] = |N_m(\pi) \cdot y_f - M_{zm}(\pi)| \leq 1 \cdot 10^{-9} \text{ МН} \cdot \text{м}. \quad (9)$$

$$\text{В случае } m = k \text{ с } N_{k-2}(\pi) < N_{k-1}(\pi) > N_k(\pi), \quad (10)$$

в интервале $[k - 2, k]$ имеет место экстремум функции $N_m(e_\pi) - m$.

Привлекаем квадратичную интерполяцию [3], полагая

$$N_m(e_\pi) = A_0 + A_1 \cdot u + A_2 \cdot u^2, \quad (11)$$

где

$$\left. \begin{array}{l} A_0 = N_{k-2}, \\ A_1 = 0,5 \cdot (-3 \cdot N_{k-2} + 4 \cdot N_{k-1} - N_k), \\ A_2 = 0,5 \cdot (N_{k-2} - 2 \cdot N_{k-1} + N_k); \end{array} \right\} \quad (12)$$

$$\text{независимая безразмерная переменная } u = (r - r_{k-2})/\Delta \quad (13)$$

с узловыми значениями $u = 0, 1, 2$.

Далее находим:

$$\text{положение экстремума } u_3(e_\pi) = -A_1/2 \cdot A_2, \quad (14)$$

$$\text{максимальное усилие } \max N(e_\pi) = A_0 + A_1 \cdot u(e_\pi) + A_2 \cdot [u(e_\pi)]^2, \quad (15)$$

$$\text{коэффициент увеличения } r_B(\pi) = r_{k-2} + \Delta \cdot u_3(e_\pi), \quad (16)$$

$$\text{деформацию } \varepsilon_B(\pi) = \bar{\varepsilon}_u \cdot r. \quad (17)$$

$$\text{Подставляя } \varepsilon_B(\pi) \text{ в уравнение } \Phi[B_B(\pi)] = y_f \cdot N_B[B_B(\pi)] - M_{zB}[B_B(\pi)] = 0, \quad (18)$$

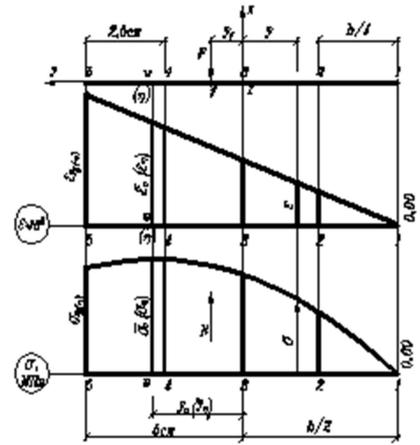


Рис. 2. НДС при внецентренных воздействиях

определяем параметр $B_B(\pi)$ и соответствующие

$$\text{равнодействующую} \quad N[B_B(\pi)] = \int_A \sigma \cdot b \cdot dy, \quad (19)$$

наименьшую деформацию $\varepsilon_4[e_B(\pi), y_1 - 0,5 \cdot h]$ по (4).

В качестве ядрового базового принимаем эксцентриситет $e_B(\text{яс})$, для которого удовлетворяется условие

$$|\varepsilon_1[e_B(\text{яс}), y_1]| \leq 1 \cdot 10^{-7}. \quad (20)$$

1. Определение $e_B(\text{яс})(\dot{\theta})$

Привлекая изложенную методику, будем иметь в приближениях $\pi = 1$ и $\pi = 2$ с $e(1) = 0,1060$ и $e(2) = 0,1080$ представленные в табл. 1 сведения.

При этом из (4) получены разные по знаку деформации:

$\varepsilon_1[e(1), y_1] = 2,0143006 \cdot 10^{-2} \cdot (-0,1) + 2021,5270 \cdot 10^{-6} = 7,2264 \cdot 10^{-6}$ – сжимающие,

$\varepsilon_1[e(2), y_1] = 2,0283113 \cdot 10^{-2} \cdot (-0,1) + 2024,4195 \cdot 10^{-6} = -3,8918 \cdot 10^{-6}$ – растягивающие с превосходящими $1 \cdot 10^{-7}$ модулями. Так как требование (20) не выполняется, то методом хорд [4] уточняем эксцентриситет:

$$e(3) = \frac{e(1) \cdot \varepsilon_1[e(2), y_1] - e(2) \cdot \varepsilon_1[e(1), y_1]}{\varepsilon_1[e(2), y_1] - \varepsilon_1[e(1), y_1]} =$$

$$= \frac{0,1060 \cdot (-3,8918 \cdot 10^{-6}) - 0,1080 \cdot (7,2264 \cdot 10^{-6})}{-3,8918 \cdot 10^{-6} - 7,2264 \cdot 10^{-6}} = 0,1073 \quad (21)$$

и результаты дальнейших вычислений приводим в табл. 1.

Таблица 1

$\dot{\theta} \cdot 10^3$	$\bar{\sigma}_u$, МПа	$\bar{\varepsilon}_u \cdot 10^6$	Параметр		π	$e(\pi)$	m	r_m	$\varepsilon_{r_m} \cdot 10^6$	$B_m \cdot 10^2$, М ⁻¹	N_m , кН
			α , МПа	β							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11
392,3	26,09	1600	15880500	2,0810	(1)	0,1060	4	1,20	1920,0	1,8865336	190,033
							5	1,25	2000,0	1,9869575	190,501
							6=k	1,30	2080,0	2,0892444	190,377
							(1) _Б	1,2634544	2021,5270	2,0143006	190,520
					(2)	0,1080	4	1,20	1920,0	1,8969060	189,097
							5	1,25	2000,0	1,9973028	189,527
							6=k	1,30	2080,0	2,0995264	189,423
							(2) _Б	1,2652622	2024,4195	2,0283113	189,551
					(3)	0,1073	4	1,20	1920,0	1,8932953	189,443
							5	1,25	2000,0	1,9937008	189,867
							6=k	1,30	2080,0	2,0959461	189,756
							(яс) _Б	1,2646262	2023,4019	2,0234163	189,890

По (4) получаем деформацию $\varepsilon_1[e(3), y_1 - 0,5 \cdot h] = 2,0234163 \cdot 10^{-2} \cdot (-0,05 - 0,05) + 2023,4019 \cdot 10^{-6} = -1,45 \cdot 10^{-8}$, при которой критерий (20) удовлетворяется.

Принимаем ядровый базовый эксцентриситет $e(\text{яс})_Б = 0,1073$ и координату

$$y_f(\text{яс})_Б = e(\text{яс})_Б \cdot h = 0,1073 \text{ м.}$$

2. Поверочный расчёт НДС при $e(\text{яс})_Б$

В случае рис. 2 и исходных данных (см. введение), привлекая уравнения $\sum X = 0 \dots b \cdot \int_{-h/2}^{h/2} \sigma \cdot dy = N_Б(\text{яс})$, $\sum m_z = 0 \dots b \cdot \int_{-h/2}^{h/2} \sigma \cdot dy \cdot y = N_Б(\text{яс}) \cdot y_f(\text{яс})_Б$ и равенство $\varepsilon_{r_Б}(\text{яс}) = B_Б(\text{яс}) \cdot h$ из (4) при $\varepsilon_1[y_1 = -0,5 \cdot h] = 0$, представим равнодействующую N_b и функцию $\Phi(B_b)$, см. [2], выражениями

$$N_Б(\text{яс}) = b \cdot h \cdot (C - D) \quad (22)$$

и
$$\Phi[B_Б(\text{яс}) \cdot h] = b \cdot h \cdot \left\{ \frac{h}{2} \cdot \left[C \cdot \frac{1}{3} - D \cdot \frac{\beta}{(\beta+2)} \right] - y_f(\text{яс})_Б \cdot (C - D) \right\}, \quad (23)$$

где
$$C = 0,5 \cdot E \cdot [B_Б(\text{яс}) \cdot h] = 0,5 \cdot E \cdot \bar{\varepsilon}_u \cdot r_Б(\text{яс}), \quad (24)$$

$$D = \frac{\alpha \cdot [B_Б(\text{яс}) \cdot h]^\beta}{\beta + 1} = \frac{\alpha \cdot [\bar{\varepsilon}_u \cdot r_Б(\text{яс})]^\beta}{\beta + 1}. \quad (25)$$

Задаёмся в приближениях $p = 0, 1, 2, \dots, Б$ коэффициентом $r_0(\text{яс}) = r(\text{яс})_Б = = 1,2646262$ (см. табл.1) и определяем $\Phi[B_Б(\text{яс}) \cdot h]$ из решения (23). Процесс заканчиваем при $r_Б(\text{яс})$, когда

$$|\Phi[B_Б(\text{яс}) \cdot h]| \leq 1 \cdot 10^{-9} \text{ МН} \cdot \text{м}. \quad (26)$$

Далее находим:

$$\text{деформацию } \varepsilon_{r_Б}(\text{яс}) = r_Б(\text{яс}) \cdot \bar{\varepsilon}_u; \quad (27)$$

$$\text{параметр } B_Б(\text{яс}) = \varepsilon_{r_Б}(\text{яс})/h, \quad (28)$$

равнодействующую $N_Б(\text{яс})$ по формуле (22).

Результаты расчёта сводим в табл. 2. Расхождения с данными табл. 1 не превосходят 0,003 %.

Таблица 2

$\dot{\theta} \cdot 10^3$	$e(\text{яс})_Б$	$\bar{\sigma}_u$, МПа	$\bar{\varepsilon}_u \cdot 10^6$	Параметр		$r_Б(\text{яс})$	$\Phi[B_Б(\text{яс}) \cdot h]$, МН · м	$\varepsilon_{r_Б}(\text{яс}) \cdot 10^6$	$B_Б(\text{яс}) \cdot 10^2$, м ⁻¹	$N_Б(\text{яс})$, кН
				α , МПа	β					
392,3	0,1073	26,09	1600	15880500	2,0810	1,2645937	$9 \cdot 10^{-10}$	2023,3499	2,0233499	189,890

Деформации

$$\varepsilon_i = B_Б(\text{яс}) \cdot (y_i - 0,5 \cdot h) + \varepsilon_{r_Б}(\text{яс}) = 2,0293499 \cdot 10^{-2} \cdot (y_i - 0,5 \cdot h) + 2023,3499 \cdot 10^{-6} \quad (29)$$

и напряжения $\sigma_i = E \cdot \varepsilon_i - \alpha \cdot (\varepsilon_i)^\beta = 31390 \cdot \varepsilon_i - 15880500 \cdot (\varepsilon_i)^{2,081} \quad (30)$
записываем в табл. 3, а на рис. 3 изображаем соответствующие эпюры ε_i и σ_i .

Таблица 3

$\dot{\theta} \cdot 10^3$	$e(\text{яс})_Б$	Точки i	1	2	3	4	5	u
				Координаты y_i , м	-0,050	-0,025	0	0,025
392,3	0,1073	Деформации $\varepsilon_i \cdot 10^6$ по (29)	0,000	505,838	1011,675	1517,512	2023,350	1600,000
		Напряжения σ_i , Мпа по (30)	0,000	13,681	22,459	26,017	24,176	26,090

* Координата u определена из равенства $\bar{\varepsilon}_u = B_Б(\text{яс}) \cdot (y_u - 0,05) + \varepsilon_{r_Б}(\text{яс})$.

Вычисленная из уравнения $B_B(\text{яс}) \cdot (y_n - 0,5 \cdot h) + \bar{\varepsilon}_u = 0$ координата нейтральной линии $y_n = [B_B(\text{яс}) \cdot 0,5 \cdot h - \varepsilon_{r_B}(\text{яс})] / B_B(\text{яс}) = [2,0233499 \cdot 10^{-2} \cdot 0,5 \cdot 0,1 - 2023,3499 \cdot 10^{-6}] / 2,0233499 \cdot 10^{-2} = -5,000 \cdot 10^{-2}$ м при $y_{ny} = -7,766 \cdot 10^{-2}$ м и для сечения с $b = h = 0,10$ м из подчиняющегося закону Гука материала от равнодействующей, приложенной в точке f ($y_f = 1,073 \cdot 10^{-2}$ м, $z_f = 0,000$ м).

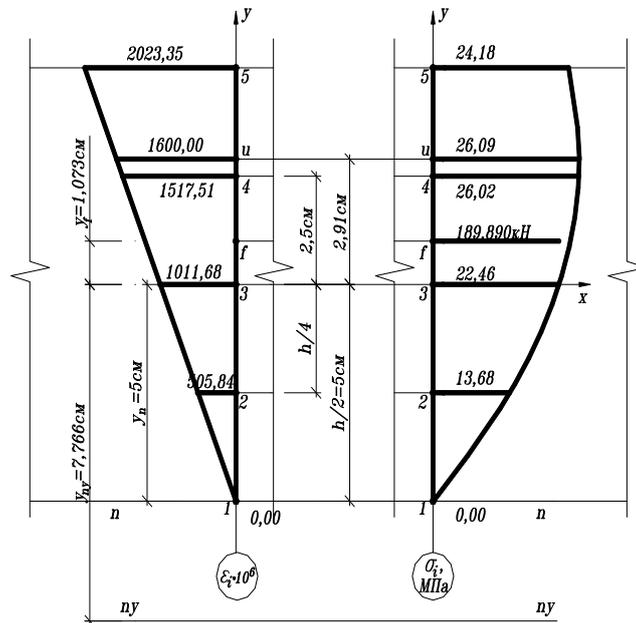


Рис. 3. $e(\text{яс})_B = 0,1073$

3. Ядровые характеристики при экстремальных $\sigma_\eta \geq \bar{\sigma}_u$ и $\varepsilon_\eta \geq \bar{\varepsilon}_u$

Базовые усилия [2] составляют 0,94 ... 0,92 от средних опытных разрушающих $\bar{F}_u(\dot{\theta}, e)$. Следовательно, с помощью зависимости центрального сжатия найти предельные нагрузки при внецентренных воздействиях не удаётся.

Для исследования НДС при эксцентриситете $e = e(\text{яс}) = 0,1073$ и силах $N_\eta(\dot{\theta}, e) \geq N_B(\dot{\theta}, e)$ принимаем

функцию (рис. 2) $\sigma = E \cdot \varepsilon - \alpha_\eta \cdot (\varepsilon)^{\beta_\eta}$ (31)

с экстремальными $\sigma_\eta = k_\eta \cdot \bar{\sigma}_u$, (32)

$$\varepsilon_\eta = k_\eta \cdot \bar{\varepsilon}_u \quad (33)$$

параметрами $\beta_\eta = \beta = 2,0810$, (34)

$$\alpha_\eta = \frac{E}{\beta \cdot (\varepsilon_\eta)^{\beta-1}} \quad (35)$$

и показателями

$$k_\eta = 1,1025, 1,050; k_\eta^- = 1,075; k_\eta^+ = 1,100; k_\eta = 1,125; k_\eta^{\text{пяс}} = 1,07916; \quad (36)$$

деформацию на уровне "у"

$$\varepsilon = B_\eta \cdot (y - 0,5 \cdot h) + \varepsilon_{r_\eta} \quad (37)$$

с наибольшей деформацией $\varepsilon_{r_\eta} = \varepsilon_\eta \cdot r_\eta$, (38)

и характеристиками $B_\eta, \text{м}^{-1}$ – эпюры ε ,

$$r_\eta > 1 \text{ – увеличения } \varepsilon_\eta.$$

Результаты выполненных по представленной методике расчётов приведём в табл. 4.

Таблица 4

k_η по (36)	σ_η , МПа, по (32)	$\varepsilon_\eta \cdot 10^6$ по (33)	Параметр		r_η	$\Phi[B_\eta \cdot h]$, МН · м, по (23)	$\varepsilon_{r_\eta} \cdot 10^6$ по (38)	$B_\eta \cdot 10^2$, м ⁻¹	N_η , кН	σ_5 , МПа, по (31) при $y_5 = h/2$
			α_η , МПа, по (35)	β_η по (34)						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	26,09	1600	15880500	2,0810	1,2645937	$9 \cdot 10^{-10}$	2023,3499	2,0233499	189,890	24,176
1,025	26,742	1640	15462300	2,0810	1,2645876	$3 \cdot 10^{-10}$	2073,9236	2,0739236	194,636	24,781
1,050	27,394	1680	15064700	2,0810	1,2645980	$9 \cdot 10^{-10}$	2124,5078	2,1245078	199,383	25,385
1,075	28,046	1720	14686300	2,0810	1,2645914	$-2 \cdot 10^{-10}$	2175,0972	2,1750972	204,131	25,989
1,100	28,699	1760	14325800	2,0810	1,2645934	$3 \cdot 10^{-10}$	2225,6843	2,2256843	208,879	26,594
1,125	29,351	1800	13982000	2,0810	1,2645905	$-3 \cdot 10^{-10}$	2276,2629	2,2762629	213,625	27,198
1,079	28,155	1726,656	14625100	2,0810	1,2645923	$-6 \cdot 10^{-10}$	2183,5158	2,1835158	204,921	26,090

Примечания: 1. Напряжения $\sigma_5 = 31390 \cdot \varepsilon_5 - \alpha_\eta \cdot (\varepsilon_5)^{\beta_\eta}$ находим при $y_5 = 0,5 \cdot h$ и $\varepsilon_5 = \varepsilon_{r_\eta}$.
2. Показатель $k_\eta^n = 1,079$ определяем по формуле (40).

$$\text{Полагая} \quad \sigma_5 = \bar{\sigma}_u \quad (39)$$

и привлекая метод средних [4], получаем показатель предельного ядрового состояния (пяс):

$$k_\eta^{\text{пяс}} = \frac{k_\eta^+ \cdot (\sigma_5^- - \bar{\sigma}_u) - k_\eta^- \cdot (\sigma_5^+ - \bar{\sigma}_u)}{(\sigma_5^- - \bar{\sigma}_u) - (\sigma_5^+ - \bar{\sigma}_u)} =$$

$$= \frac{1,100 \cdot (25,989 - 26,09) - 1,075 \cdot (26,594 - 26,09)}{(25,989 - 26,09) - (26,594 - 26,09)} = 1,079 \quad (40)$$

с соответствующими:

показателями k_η , ε_{r_η} , B_η , $N_\eta = 204,921$ кН, $\sigma_5 = 26,09001$ МПа = 26,09 МПа по табл. 4;

деформациями $\varepsilon_i^{\text{пяс}} = 2,1835158 \cdot 10^{-2} \cdot (y_i - 0,05) + 2183,3158 \cdot 10^{-6}$ (41)

и напряжениями $\sigma_i^{\text{пяс}} = 31390 \cdot \varepsilon_i - 14625100 \cdot (\varepsilon_i)^{2,0810}$, (42)

представленными в табл. 5; эпюрами $\varepsilon_i^{\text{пяс}}$ и $\sigma_i^{\text{пяс}}$ - на рис. 4.

Таблица 5

$e(\text{яс})$	Состояние	Точки i					η
		1	2	3	4	5	
		Координаты y_i , м					0,29077*
0,1073	пяс	Деформации $\varepsilon_i^{\text{пяс}} \cdot 10^6$ по (41)					1726,66
		Напряжения $\sigma_i^{\text{пяс}}$, Мпа по (42)					28,153

* Координата y_η определена из равенства $\varepsilon_\eta = B_\eta \cdot (y_\eta - 0,5 \cdot h) + \varepsilon_{r_\eta}$.

Координата нейтральной линии для сечения из линейно-упругого материала

$$y_n = -5,000 \cdot 10^{-2} \text{ м при } y_{ny} = -7,766 \cdot 10^{-2} \text{ м.}$$

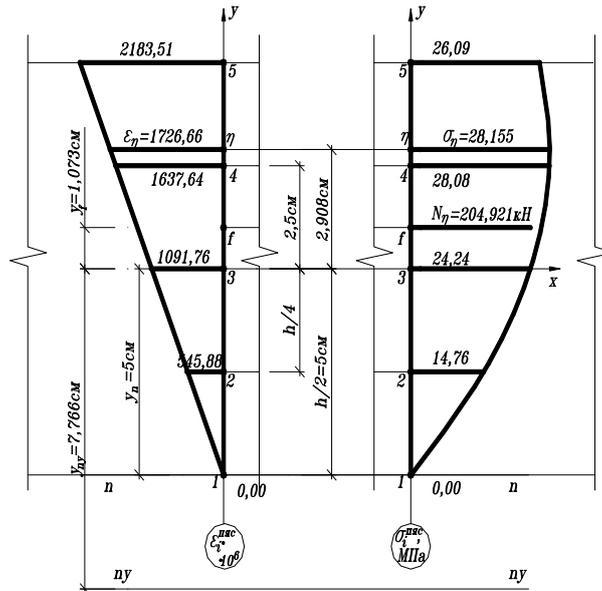


Рис. 4. Предельное НДС при $e(\text{яс}) = 0,1073$

4. Вычисление ядрового разрушающего усилия

Определяем:

ядровый базовый эксцентриситет $e(\text{яс})_Б$ – в соответствии с рекомендациями п.1;

характеристики $r_Б(\text{яс})$ и $N_Б(\text{яс})$ – см.п.2;

показатель увеличения экстремальных σ_η и ε_η , с учётом (31),..., (35), (39), $r_\eta = r_Б(\text{яс})$ по формуле

$$k_\eta(\text{яс}) = \frac{\beta - 1}{r_Б(\text{яс}) - \{\beta - [r_Б(\text{яс})]^{\beta-1}\}}, \quad (43)$$

условную ядровую предельную нагрузку

$$N_u(\text{яс}) = k_\eta(\text{яс}) \cdot N_Б(\text{яс}). \quad (44)$$

При рассмотренных в данной работе условиях с $e(\text{яс}) = 0,1073$ имеем:

из табл. 2 - $r_Б(\text{яс}) = 1,26459$ и $N_Б(\text{яс}) = 189,890$ кН;

по формулам (43) и (44) с β по (34) -

$$k_\eta(\text{яс}) = \frac{1,0810}{1,26459 \cdot [2,081 - (1,26459)^{1,0810}]} = 1,079,$$

$$N_u(\text{яс}) = 1,079 \cdot 189,890 = 204,918 \text{ кН} \approx N_\eta = 204,921 \text{ кН.}$$

Заметим, что усилия $N_u(\text{яс})$ и N_η близки к вычисляемой по [5] разрушающей силе

$$F_u(\text{яс}) = \bar{\sigma}_u \cdot b \cdot h \cdot [1 - 2 \cdot e(\text{яс})] = 26,09 \cdot 10^3 \cdot 0,1 \cdot 0,1 \cdot (1 - 2 \cdot 0,1073) = 204,911 \text{ кН.}$$

Выводы

Предложена методика определения относительного ядрового эксцентриситета $e(\text{яс})$ при нагружениях со стандартной скоростью.

Установлено, что показатель увеличения $r(\text{яс})$ наибольшей деформации в сечении не зависит от величины экстремального напряжения условной эпюры " $\sigma - \varepsilon$ ".

В предельном состоянии коэффициент $k_\eta(\text{яс})$ можно вычислять по формуле (43) и привлекать в качестве одного из условий для назначения постоянных a_η, b_η, \dots функции $k_\eta(e, a_\eta, b_\eta, \dots)$.

Библиографический список

1. ГОСТ 10180-90. Методы определения прочности по контрольным образцам/ Госстрой СССР. - М., 1990. - С. 8-9.
2. Синозерский, А.Н. Определение базовых усилий и напряжённо-деформированного состояния призм и мелкозернистого бетона при внецентренном сжатии / А.Н. Синозерский, Р.А. Мухтаров // Научно-технический журнал ВГАСУ. Строительная механика и конструкции. – 2012. – Вып. №1(4). – С. 72-83.
3. Фильчаков, Е.К. Справочник по высшей математике/ Е.К. Фильчаков. – Киев: Изд-во «Наукова думка». 1973. – 744 с.
4. Лапчик, М. П. Численные методы : учеб. пособие для студ. вузов / М.П. Лапчик, М. И. Рагулина, Е. К. Хеннер; под ред. М. П. Лапчика. – М.: Изд. Центр «Академия», 2004. – 384 с.
5. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой России. М.: ГУП ЦПП, 2000. – 76 с.

References

1. State standard specification 10180-90. Techniques of strength determination according to control samples / Gosstroy of USSR., 1990. – P.8-9.
2. Sinozersky, A. N. Finding of conditional basic loads and deflected mode of prisms and fine concrete during eccentric compression/ A.N. Sinozersky, R. A. Mukhtarov // Scientific journal of VGASU . Construction Mechanics and Structures. – 2012. – Issue. №1(4). – P.72-83.
2. Filchackov E.K. Reference book on Higher Mathematics/E.K. Filchackov. – Kiev: Publishing House «Naukova Dumka». 1973-744p.
4. Lapchik, M. P. Numerical methods: manual for students / M. P. Lapchik. M.I. Ragulina, E. K. Henner; edited by M. P. Lapchik. – M.: Pub. Center “Academia” 2004. – 384 p.
5. Building specifications and acts 2.03.01-84*. Concrete and reinforced structures/ Gosstroi of Russia. - M.: GUP TzPP, 2000. – 76 p.

Ключевые слова: внецентренное сжатие, мелкозернистый бетон.

Key words: eccentric compression, fine concrete.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

УДК 624.04+624.6

Воронежский государственный архитектурно-строительный университет

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

В.С. Сафронов

Ведущий инженер ООО «Дортранспроект»

А.В. Антипов

Россия, г. Воронеж, тел.: 8(473)225-84-40;

e-mail: antipov-andrey-1708@yandex.ru

Voronezh State University of Architecture and Civil Engineering

*Dr of Tech. Science, Professor. of Department
of Structural Mechanics*

V.S. Safronov

Principal engineer of "Dortransproekt" Ltd

A.V. Antipov

Russia, Voronezh, tel. 8(473)2379736;

e-mail: antipov-andrey-1708@yandex.ru

В.С. Сафронов, А.В. Антипов

ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ НАТУРНЫХ СТАТИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ НЕДОСТРОЕННОГО ПУТЕПРОВОДА

Предлагается методика численного моделирования натуральных статических испытаний недостроенного путепровода, которая может применяться при опасности обрушения несущих конструкций из-за наличия повреждений, нарушающих целостность конструкции. С использованием двух конечно-элементных расчетных схем балочного разрезного бездиафрагменного железобетонного пролетного строения путепровода сопоставляются усилия и прогибы от отвечающей требованиям норм испытательной нагрузки для действительного дефектного физического состояния конструкции и проектного исправного состояния пролетного строения

V.S. Safronov, A.V. Antipov

NUMERICAL MODELING OF FULL-SCALE STATIC TESTING OF UNFINISHED VIADUCT

There is proposed the technique of numerical simulation of full-scale static testing of unfinished viaduct, which can be applied at bearing structures fall risk if there are damages destructing structure solidity. While using two finite element design model of beam articulated without diaphragm reinforced concrete viaduct span there are compared the stresses and the kinks caused by satisfied with standards test loads for structure real defective physical state and the span efficient state.

Введение

Рассматриваемый в настоящем исследовании путепровод через железнодорожные пути в г. Ковылкино республики Мордовия строился в 1981 году под временные нагрузки Н-30 и НК-80 в соответствии с СН 200-62 [1]. В результате прекращения финансирования строительство транспортного сооружения не было завершено, и без проведения работ по консервации путепровод простоял более 34 лет. Статическая схема сооружения – балочная разрезная из трех одинаковых пролетов длиной по 15 м. Габарит проезда Г8.45+2×1.0. В 2015 году появилась потребность в достройке получившего многочисленные повреждения недостроенного объекта, однако проведение натуральных испытаний оказалось проблематичным из-за

© Сафронов В.С., Антипов А.В., 2015

опасности обрушения несущих балок. Поэтому принято решение выполнить численное моделирование статических испытаний в соответствии с требованиями СП 79.13330.2012 [2], позволяющих использовать разработанные методики учета имеющихся дефектов и повреждений несущих конструкций [6-9].

Однотипные пролетные строения путепровода скомпонованы из шести железобетонных ребристых балок без диафрагм полной длиной 15 м, установленных на расстоянии 1,65 м друг от друга. Поперечная схема пролетных строений К1.0+5×1.65+К1.0 (рис.1). Высота сборных балок составляет 0.9 м. Плита проезжей части толщиной 15 см. Балки во всех пролетах типовой конструкции по серии 3.503-14 вып. 5 инв. №710/5 [5]. Балки пролетных строений путепровода установлены на резиновые опорные части прямоугольной формы в плане. В продольных стыках между сборными балками имеются многочисленные проломы, бетон швов имеет непрочную структуру, арматурные выпуски из плиты сборных балок оголены и подвергаются коррозии.

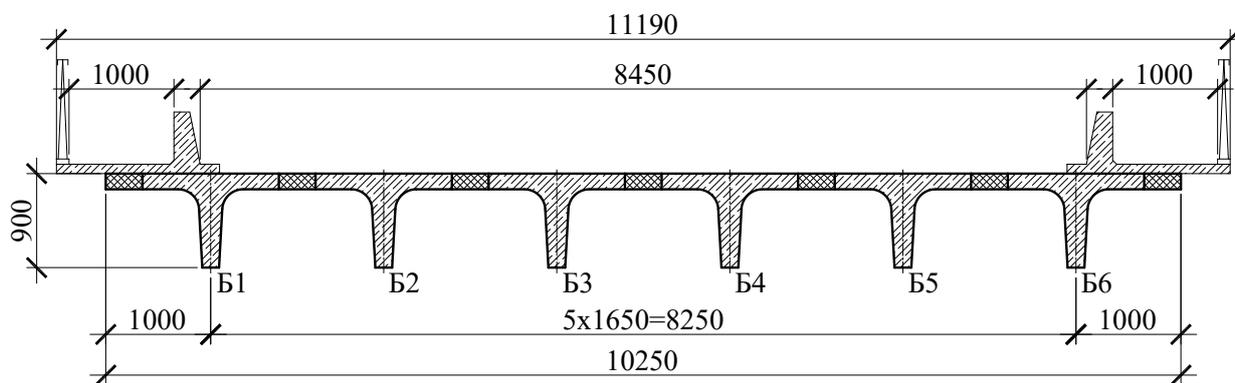


Рис. 1. Поперечное сечение пролетного строения путепровода (схематическое представление, размеры в мм)

1. Методика численного моделирования статических испытаний

1.1. Общие положения

Натурные испытания транспортных сооружений в соответствии с требованиями действующих нормативных документов [1] выполняются с целью определения фактической жесткости несущих конструкций, контроля напряженно-деформированного состояния, выявления особенностей совместного взаимодействия отдельных элементов конструкций и соответствия их проектным параметрам.

Целью настоящего численного моделирования статических испытаний рассматриваемого сооружения является количественная оценка несоответствия его фактического физического состояния по отношению к проектному исправному состоянию.

Наиболее слабыми конструктивными элементами рассматриваемого сооружения являются пролетные строения, в несущих элементах которых при обследовании обнаружено наибольшее количество недоделок, дефектов и повреждений. Балочные разрезные пролетные строения в соответствии с принятой при проектировании сооружения схемой сопротивляются действующим постоянным и временным нагрузкам независимо друг от друга. Поскольку пролетные строения путепровода одинаковой конструкции, при моделировании испытаний рассматривались несущие конструкции, расположенные в одном пролете сооружения. Полученные численные результаты в равной мере распространяются на остальные пролеты сооружения. С целью упрощения проводимых расчетов податливость опор сооружения не учитывалась.

При численном моделировании статических испытаний сооружения рассматривались две основные модели пролетного строения:

- 1) фактическая модель, соответствующая действительному физическому состоянию конструкции пролетного строения;
- 2) проектная модель, соответствующая проектному исправному состоянию конструкции пролетного строения.

1.2. Расчетные модели пролетного строения

Компьютерное моделирование конструкции пролетного строения путепровода выполнялось с использованием сертифицированного программного комплекса «ЛИРА-САПР 2013 PRO» со специализированной расчетно-графической системой ПК «ЛИРА-САПР 2013 Мост» [3]. В основу этого комплекса положен метод конечных элементов.

В целях упрощения производимых расчетов конструкция пролетного строения рассматривалась как линейно деформируемая система. Соответственно применялись конечные элементы (КЭ), моделирующие линейно деформируемые системы: стержни, тонкие и толстые пластины, массивные тела. Стержни – одномерные КЭ, пластины – двумерные КЭ, массивные тела – трехмерные КЭ.

Дискретизация конструкции пролетного строения выполнялась с использованием следующих типов конечных элементов (КЭ), входящих в КЭ библиотеку комплекса «ЛИРА-САПР»:

- универсальный стержневой КЭ с учетом сдвиговых деформаций (тип КЭ – 10, степени свободы X, Y, Z, UX, UY, UZ);
- универсальный прямоугольный плоский оболочечный КЭ (тип КЭ – 41, степени свободы X, Y, Z, UX, UY, UZ);
- универсальный пространственный изопараметрический 8-узловой КЭ (тип КЭ – 36, степени свободы X, Y, Z);
- специальный одноузловой элемент связи конечной жесткости (тип КЭ – 51, степени свободы X, Y, Z, UX, UY, UZ);
- специальный двухузловой элемент упругой связи между узлами (тип КЭ – 55, степени свободы X, Y, Z, UX, UY, UZ).

1.2.1. Пространственная КЭ модель №1

Для определения распределения внутренних усилий (изгибающих моментов M_z и поперечных сил Q_y), возникающих в поперечных сечениях балок пролетного строения, использовалась КЭ-ая модель, представляющая собой систему стержневых и пластинчатых конечных элементов, в которой продольные стержни моделируют балки таврового сечения, а пластинчатые элементы связывают их между собой в единую пространственную конструкцию и распределяют внешние силы между ними. Подробное описание аналогичной модели пролетного строения приведено в предыдущей статье авторов [6].

Для выполнения соответствия пространственной расчетной модели пролетного строения его статической плоской схеме по характеру распределения поперечного давления между балками (статическая эквивалентность между пространственной и плоской однопролетной балочной расчетными схемами), а также для избежания двойного учета плиты проезжей части в расчетной модели жесткостные характеристики конечных элементов задавались следующим образом:

- стержневые КЭ, моделирующие балки (табл. 1):
 - изгибная жесткость относительно оси z (для определения изгибающего момента на поперечный изгиб) задавалась применительно к тавровому поперечному сечению балки;

- осевая жесткость, изгибная жесткость относительно оси y , жесткость на кручение и сдвиговая жесткость задавались применительно к ребру балки;

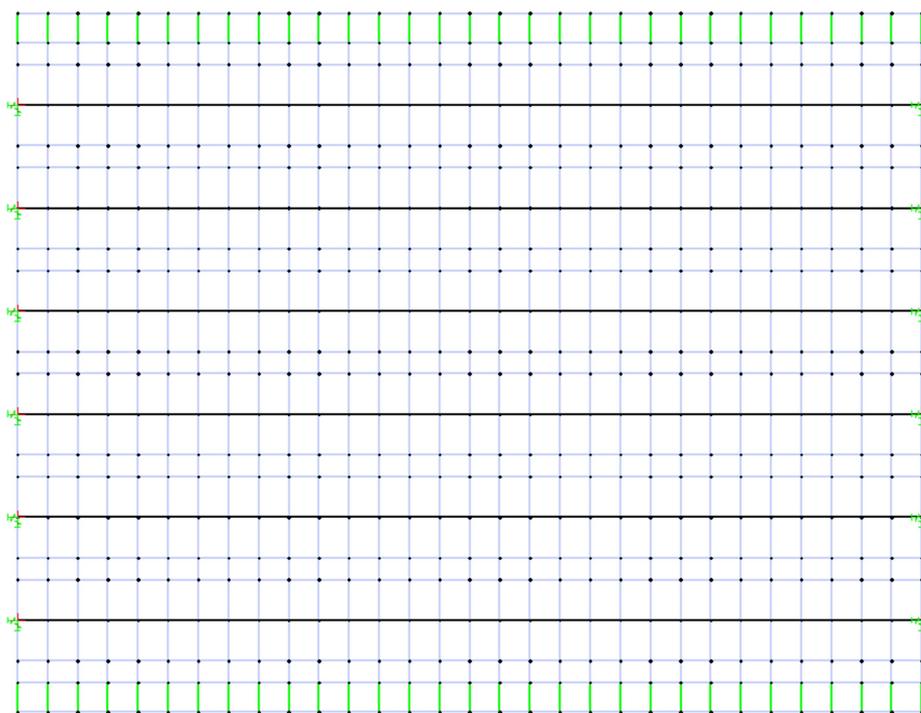
- плоские оболочечные КЭ:

- поперечные сдвиговые деформации не учитывались;

- для исключения сопротивления плоских оболочечных КЭ плиты проезжей части на изгиб в продольном направлении, которое уже учтено в параметрах моделирующих балки стержневых КЭ, жесткостные характеристики плиты задавались как для ортотропного материала с малой по величине жесткостью в продольном направлении.

На рис. 2 представлена КЭ модель рассчитываемого пролетного строения. Черным цветом на расчетной схеме показано расположение ребер пролетного строения. Дискретизация вдоль пролета осуществлялась равномерно с шагом $14,4/30=0,48$ м.

Проекция на горизонтальную плоскость XOY



Поперечное сечение

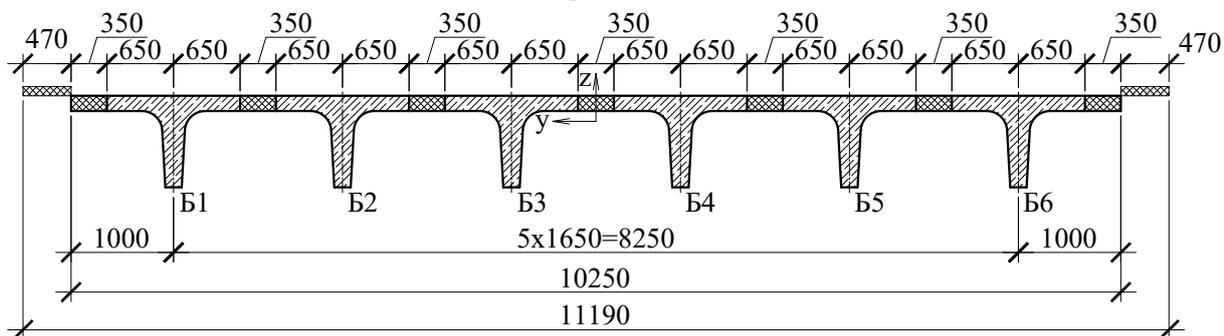


Рис. 2. Графическое изображение КЭ модели №1 пролетного строения

Граничные условия в пространственной КЭ модели соответствуют балочной разрезной схеме с шарнирным закреплением по концам. В горизонтальной плоскости закрепление опорных узлов выполнено с использованием связей конечной жесткости (погонная жесткость этих элементов на осевое сжатие-растяжение задавалась величиной 100 кН/м). В вер-

тикальной плоскости на перемещение U_z опорного узла наложена абсолютно жесткая связь. Деформативность опор сооружения в расчетах не учитывалась.

Выступы железобетонных сборных тротуарных блоков за пределы консольных свесов плиты крайних балок моделировались с помощью жестких упругих связей и плоских оболочечных КЭ нулевой жесткости, которые подвешивались к консольным свесам плиты крайних балок.

При выполнении расчетов прочностные и жесткостные характеристики бетона и рабочей арматуры балок приняты в соответствии с типовой серией 3.503-14 вып. 5 и результатами инструментальных измерений, проведенных в ходе обследования сооружения:

- бетон класса В22.5 (М300) – $R_b=11,75$ МПа, $R_{bt}=0,9$ МПа, $E=28500$ МПа;
- рабочая арматура класса А-III – $R_s=3000$ кгс/см² (по СН 200-62), $E=200000$ МПа.

Расчет жесткостных характеристик балок выполнялся с использованием расчетно-графической системы «Конструктор сечений» комплекса «ЛИРА». Эта программа предоставляет возможность компоновать в графической среде сечение сложной формы. Геометрические характеристики вычисляются численным интегрированием после выполнения процедуры триангуляции (рис. 3). Для удобства вычисления геометрических характеристик тавровых балок закругленные вуты приведены к эквивалентной по площади треугольной форме.

В табл. 1 представлены жесткостные характеристики балок для проектной модели пролетного строения, в которой объединение сборных балок по продольным швам в уровне плиты проезжей части не ослаблено.

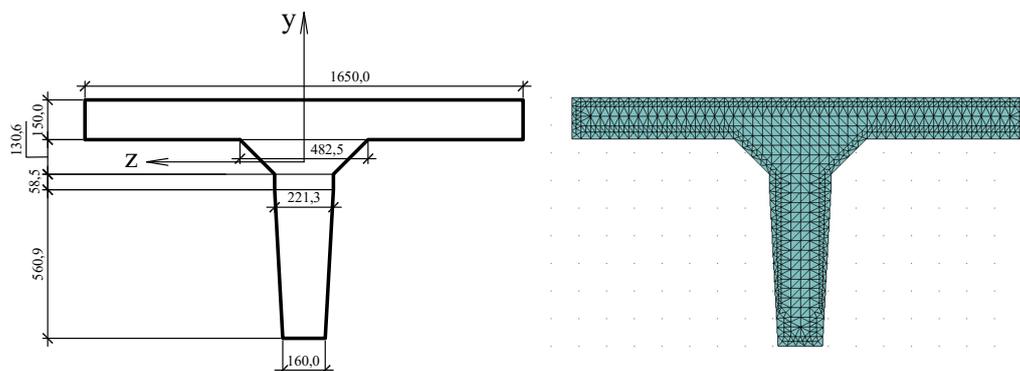


Рис. 3. Триангуляция поперечного сечения балок пролетного строения (размеры в мм)

Таблица 1

Жесткостные характеристики стержневых КЭ, моделирующих балки пролетного строения

Номер балки	Осевая жесткость	Изгибная жесткость относительно оси z	Изгибная жесткость относительно оси y	Жесткость на кручение	Сдвиговая жесткость относительно оси z	Сдвиговая жесткость относительно оси y
	EF	EI _z	EI _y			
	кН	кНм ²	кНм ²			
Б1(6)	4725300	713218	26339	21726	1186313	1531875
Б2(5)		694026				
Б3(4)		694026				

Примечание. Локальные оси y и z являются главными центральными осями инерции поперечного сечения, при этом ось y направлена по вертикали вдоль оси симметрии поперечного сечения.

В расчетной схеме параметры жесткости плоских оболочечных КЭ плиты проезжей части: модуль упругости E и коэффициент Пуассона μ задавались с учетом известного соотношения для ортотропного материала: $\mu_{xy}E_x = \mu_{yx}E_y$.

В соответствии с классом бетона В22.5 в расчете принято:

- $E_x = 100 \text{ кПа}$; $E_y = 28500 \text{ МПа}$;

- $\mu_{xy} = 0,2$; $\mu_{yx} = 7,018 \cdot 10^{-7}$;

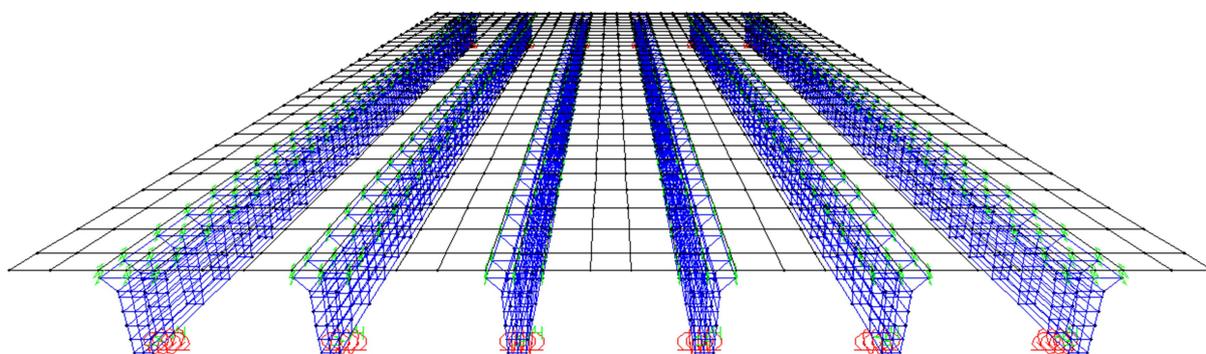
- $G = 11875 \text{ МПа}$.

1.2.2. Пространственные КЭ модели № 2 и № 3

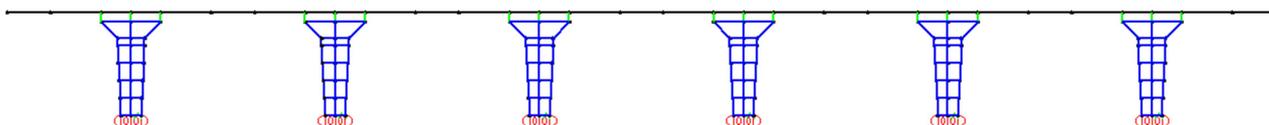
Расчетная КЭ модель № 1 пролетного строения ориентирована на вычисление внутренних усилий в главных балках. В этой модели плоские оболочечные КЭ плиты проезжей части лишь связывают балки между собой на уровне центра тяжести таврового сечения в единую пространственную конструкцию и распределяют внешние силы между балками.

С целью реализации действительного характера опирания балок пролетного строения на опорные части, моделирования сопряжения балок по продольным стыкам в уровне плиты проезжей части и получения более детальных по сравнению с КЭ моделью № 1 графических схем деформирования, на которых видны особенности деформирования конструкции пролетного строения под воздействием испытательной нагрузки, использовались пространственные КЭ модели, в которых дискретизация конструкции пролетного строения выполнялась с использованием трехмерных объемных элементов. Плита проезжей части в модели № 2 аппроксимировалась плоскими оболочечными КЭ с учетом поперечных сдвиговых деформаций (рис. 4), в модели № 3 – объемными КЭ (рис. 5). Ребра балок в обеих моделях аппроксимировались с использованием объемных КЭ.

Трёхмерное изображение



Поперечное сечение в опорной зоне



Вид с фасада

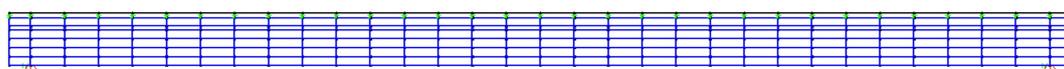


Рис. 4. Графическое изображение КЭ модели № 2 пролетного строения.
Трёхмерное изображение

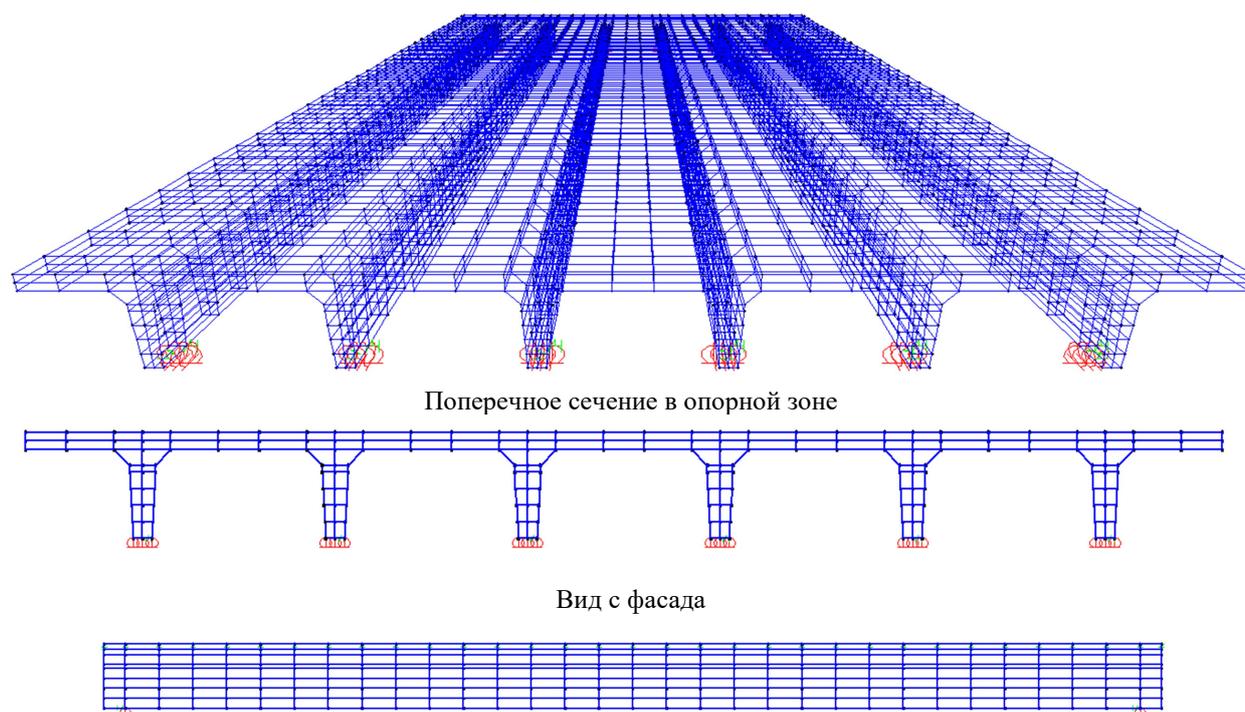


Рис. 5. Графическое изображение КЭ модели № 3 пролетного строения

Всесторонне-подвижные РОЧ моделировались путем комбинированного жесткого и упругого закрепления соответствующих узлов нижней грани ребер балок в опорной зоне над РОЧ. Жестко закреплялась вертикальная линейная степень свободы, упруго – горизонтальные линейные степени свободы с помощью упруго деформируемых связей малой жесткости 100 кН/м.

Поскольку объемные КЭ имеют только поступательные степени свободы, в КЭ модели № 2 для сопряжения ребер балок с плитой проезжей части, которая аппроксимировалась плоскими оболочечными КЭ, использовались абсолютно жесткие тела, обуславливающие кинематическую связь перемещений.

При определении прогибов балок пролетного строения под воздействием испытательной нагрузки по пространственным КЭ моделям № 2 и № 3 с целью упрощения не учитывались упругопластические свойства бетона и арматуры, влияние трещинообразования на жесткостные характеристики железобетонных конструкций, что вполне допустимо для решения рассматриваемой практической задачи.

1.3. Обоснование принятой испытательной нагрузки и схем установки на сооружение

Численное моделирование статических испытаний путепровода выполнялось путем установки на разрезное пролетное строение испытательной нагрузки. В качестве испытательной нагрузки использовались два трехосных нагруженных самосвала КАМАЗ-6520 полной массой $2 \times 27,5$ т. Нагрузка на переднюю ось 7,5 тс, нагрузка на заднюю тележку 20 тс.

В процессе численного эксперимента по фактической и проектной моделям пролетного строения вычислялись вертикальные перемещения и относительные продольные деформации в уровне нижней грани ребра в середине пролета балок.

Поскольку в настоящее время сборные балки пролетных строений путепровода в поперечном направлении не связаны между собой по продольным швам в уровне плиты

проезжей части, установка испытательной нагрузки для избежания пролома плиты между балками в зоне непрочных продольных швов в фактической КЭ модели выполнялась на прочный жесткий настил, не связанный с несущими конструкциями.

Схемы загрузений выбраны таким образом, чтобы в балках пролетного строения возникали наибольшие усилия. Для этого испытательная нагрузка устанавливалась по середине пролета (рис. 6).

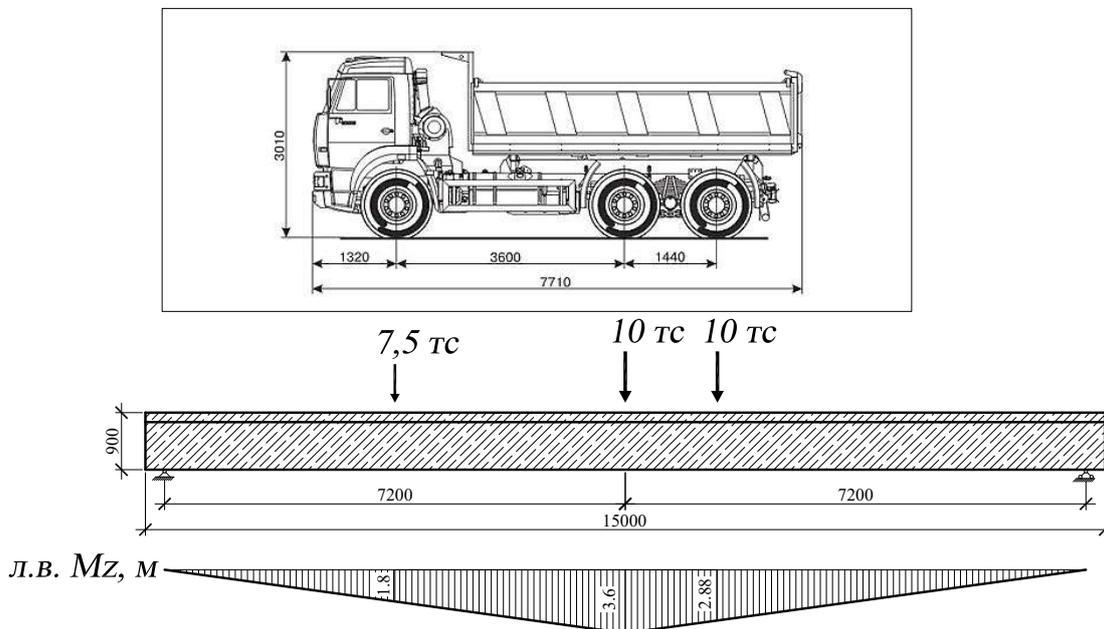


Рис. 6. Расчетное положение испытательной нагрузки на пролетном строении

Было реализовано три схемы загрузки. Схемы установки испытательной нагрузки при статических испытаниях путепровода показаны на рис. 7, 8.

Схемы загрузений № 1 и № 3 (симметричные относительно продольной оси): в середине пролета устанавливались по два автомобиля со смещением к левому барьерному ограждению в 1-м загрузении и к правому барьерному ограждению в 3-м загрузении.

Схема загрузения № 2: в середине пролета устанавливались два автомобиля на равноудаленном от барьерных ограждений расстояниях.

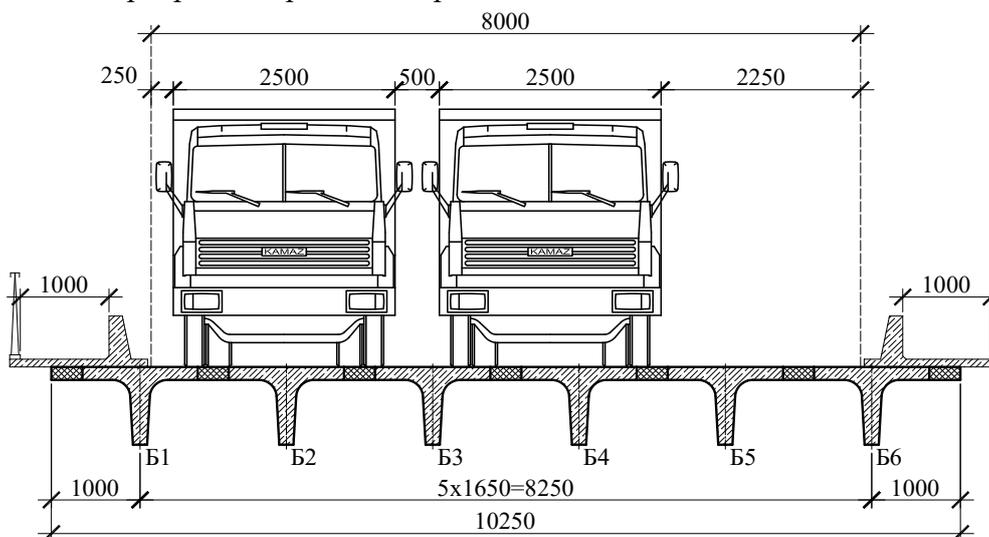


Рис. 7. Схема загрузения № 1

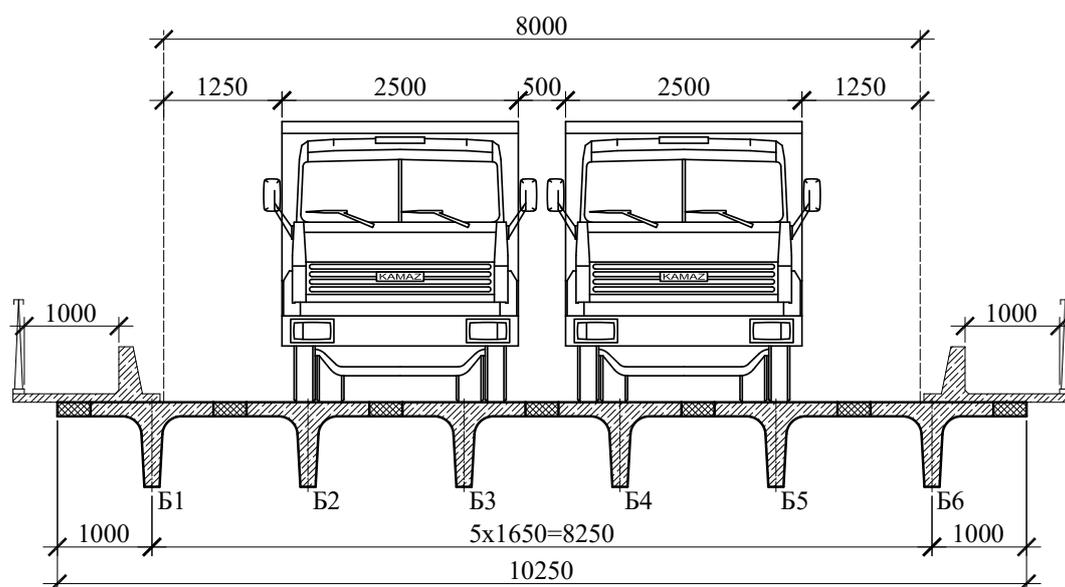


Рис. 8. Схема загрузки № 2

1.4. Оценка величины испытательной нагрузки

По требованиям СП 79.13330.2012 «Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний. Актуализированная редакция СНиП 3.06.07-86» [1] при статических испытаниях максимальные усилия, возникающие в несущих элементах сооружения от испытательной нагрузки, должны находиться в диапазоне 60÷80 % усилий от подвижной временной вертикальной нагрузки, принятой в проекте, при коэффициенте надежности по нагрузке (или коэффициенте перегрузки), равном единице, и полном динамическом коэффициенте.

Проектные подвижные временные нагрузки для рассматриваемого сооружения во времена проектирования и строительства (конец 70 – начало 80-х гг.) регламентировались нормативным документом СН 200-62 «Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб» [2] и для габарита Г-8 приняты в виде нагрузок Н-30 и НК-80.

Нормативная автомобильная нагрузка Н-30 представляет собой колонну следующих друг за другом на расстоянии 10 м трехосных автомобилей весом по 30 тс.

Нормативная нагрузка НК-80 представляет собой одиночную машину весом 80 тс.

В табл. 2 представлены коэффициенты перегрузки и динамические коэффициенты, вводимые к нормативным подвижным нагрузкам согласно СН 200-62.

Таблица 2

Характеристики проектных нагрузок Н-30 и НК-80

Автомобильная нагрузка Н-30	Колесная нагрузка НК-80
Вес груженого автомобиля – 30 тс	Вес машины – 80 тс
Нагрузка на заднюю ось – 2х12 тс	Давление на ось – 20тс
Нагрузка на переднюю ось – 6 тс	
Коэффициент перегрузки – n=1,4	Коэффициент перегрузки – n=1,1
Динамический коэффициент – $1+\mu=1,23$ $1.0 + \frac{1.3 - 1.0}{40} \cdot (45 - 14.4) = 1.23$	Динамический коэффициент – $1+\mu=1,0$

Для определения неблагоприятных положений подвижной нагрузки и соответствующих им экстремальных компонентов напряженно-деформированного состояния в расчетно-графической системе ПК «ЛИРА-САПР 2013 Мост» [3] используется аппарат линий и поверхностей влияния.

При загрузении поверхностей влияния временные подвижные нагрузки Н-30 и НК-80 устанавливались в самое невыгодное положение с учетом габарита проезда и правил расстановки автомобилей согласно требованиям СН 200-62 (рис. 9).

I. На проезжей части размещается 2 колонны Н-30. Габарит автомобиля не должен выступать за пределы проезжей части.

II. Одиночная колесная нагрузка НК-80 устанавливается в пределах проезжей части, но не ближе 0,25м к бордюру, считая от края обода.

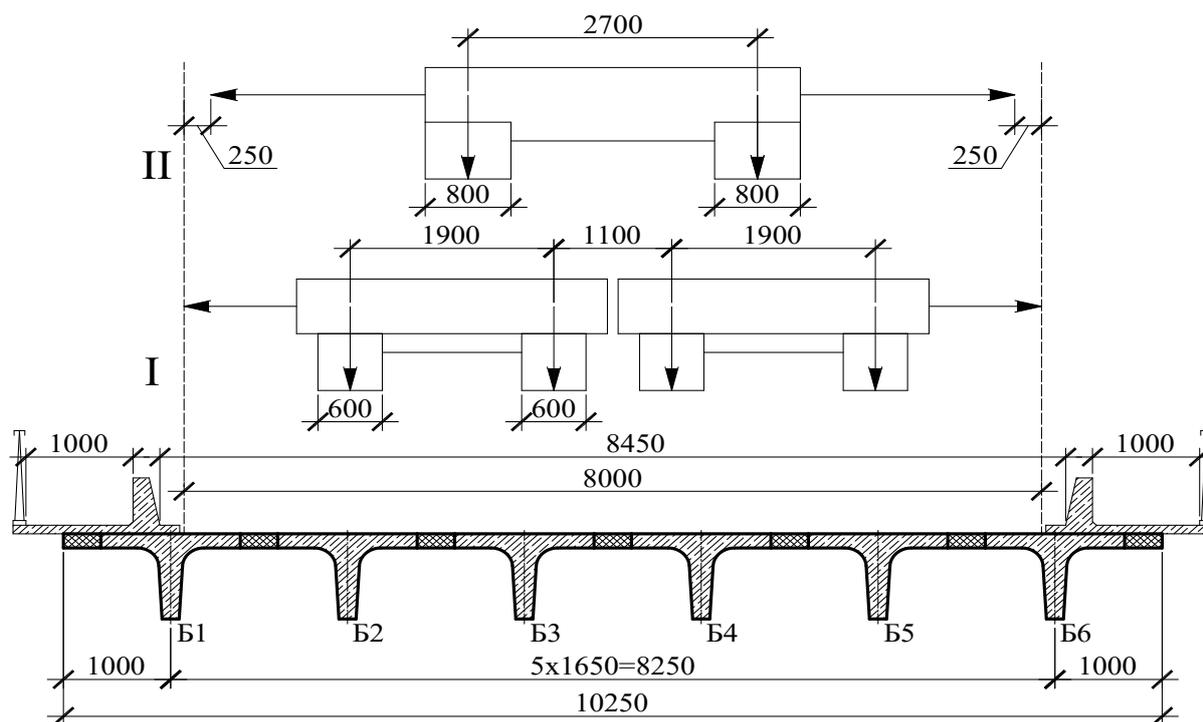


Рис. 9. Расчетные схемы поперечного расположения проектных автомобильных нагрузок Н-30 (I) и НК-80 (II) на проезжей части транспортного сооружения

Вычисленные по программе «ЛИРА» изгибающие моменты в середине пролета балок от статического воздействия испытательной нагрузки для фактической и проектной моделей представлены в табл. 3.

Полный изгибающий момент в сечении по середине пролетного строения в целом, возникающий от воздействия испытательной нагрузки, вычислим путем загрузки линии влияния изгибающего момента, представленной на рис. 6:

$$M_{исп} = 2 \times (7,5 \text{ тс} \times 1,8 \text{ м} + 10 \text{ тс} \times 3,6 \text{ м} + 10 \text{ тс} \times 2,88 \text{ м}) \times 9,81 = 1536 \text{ кНм.}$$

Согласно статической эквивалентности между пространственной и плоской однопролетной балочной расчетными схемами сумма изгибающих моментов в балках должна равняться полному изгибающему моменту (табл. 3).

Изгибающие моменты в балках пролетного строения,
вычисленные по фактической и проектной КЭ моделям

Номер балки	Изгибающие моменты M_z (кНм) от воздействия испытательной нагрузки:	
	Фактическая КЭ модель	Проектная КЭ модель
Схема загрузки № 1		
Б1	302	277
Б2	219	346
Б3	631	372
Б4	384	307
Б5	0	179
Б6	0	55
$\sum M_z$	1536	1536
Схема загрузки № 2		
Б1	0	138
Б2	384	274
Б3	384	356
Б4	384	356
Б5	384	274
Б6	0	138
$\sum M_z$	1536	1536

Для оценки величины испытательной нагрузки вычислялись коэффициенты загрузки пролетного строения как отношение изгибающих моментов в наиболее нагруженной балке от испытательной нагрузки к соответствующим величинам от проектных нагрузок Н-30 и НК-80 при коэффициенте перегрузки, равном единице, и полном динамическом коэффициенте. При этом использовалась проектная КЭ модель (табл. 4).

Таблица 4

Коэффициенты загрузки пролетного строения

Схема загрузки	Изгибающие моменты (кНм) от воздействия:			Коэффициенты загрузки	
	испытательной нагрузки	проектной подвижной нагрузки			
	КАМАЗ-6520 (2×27.5тс)	по схеме Н-30	по схеме НК-80	$K_{Н-30}$	$K_{НК-80}$
	$M_{исп}$	$M_{Н-30}$	$M_{НК-80}$		
1	372	491	639	0.76	0.58
2	356	491	639	0.73	0.56
3	372	491	639	0.76	0.58

Примечание: $K_{Н-30} = \frac{M_{исп}}{M_{Н-30}}$, $K_{НК-80} = \frac{M_{исп}}{M_{НК-80}}$.

Таким образом, испытательная нагрузка по отношению к проектным вертикальным подвижным нагрузкам Н-30 и НК-80 (СН 200-62) с учетом динамического коэффициента и без учета коэффициента перегрузки составила от 56 до 76 %, что соответствует требованиям СП 79.13330.2012 «Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний. Актуализированная редакция СНиП 3.06.07-86» [1].

2. Анализ результатов численного моделирования статических испытаний по прогибам балок пролетного строения

В табл. 5-7 представлены полученные по КЭ моделям № 2 и № 3 схемы деформирования поперечного сечения пролетного строения, расположенного в середине пролета, под воздействием испытательной нагрузки в виде 2-х самосвалов КАМАЗ-6520 весом по 27,5 тс и соответствующие расчетные прогибы балок в мм.

Таблица 5

Схемы деформирования и прогибы балок в мм

Схема загрузки № 1						
1*						
2*						
3*						
4*						
№ балки	Б1	Б2	Б3	Б4	Б5	Б6
1*	8.24	9.58	9.79	8.20	5.38	2.55
2*	8.20	9.47	9.65	8.09	5.33	2.54
3*	9.29	6.76	19.40	11.81	0.0	0.0
4*	9.21	6.71	19.23	11.71	0.0	0.0

Примечания:

- 1*. Схема деформирования ПС, полученная по проектной КЭ модели № 2;
- 2*. Схема деформирования ПС, полученная по проектной КЭ модели № 3;
- 3*. Схема деформирования ПС, полученная по фактической КЭ модели № 2;
- 4*. Схема деформирования ПС, полученная по фактической КЭ модели № 3.

Схемы деформирования и прогибы балок в мм

№ балки	Б1	Б2	Б3	Б4	Б5	Б6
	1*	4.95	7.58	9.33	9.33	7.58
2*	4.93	7.49	9.20	9.20	7.49	4.93
3*	0.0	11.79	11.79	11.79	11.79	0.0
4*	0.0	11.68	11.69	11.69	11.68	0.0

Примечания:

- 1*. Схема деформирования ПС, полученная по проектной КЭ модели № 2.
 2*. Схема деформирования ПС, полученная по проектной КЭ модели № 3.
 3*. Схема деформирования ПС, полученная по фактической КЭ модели № 2.
 4*. Схема деформирования ПС, полученная по фактической КЭ модели № 3.

Схемы деформирования и прогибы балок в мм

Схема загрузки №3						
1*						
2*						
3*						
4*						
№ балки	Б1	Б2	Б3	Б4	Б5	Б6
1*	2.55	5.38	8.20	9.79	9.58	8.24
2*	2.54	5.33	8.09	9.65	9.47	8.20
3*	0.0	0.0	11.81	19.40	6.76	9.29
4*	0.0	0.0	11.71	19.23	6.71	9.21

Примечания:

- 1*. Схема деформирования ПС, полученная по проектной КЭ модели № 2.
- 2*. Схема деформирования ПС, полученная по проектной КЭ модели № 3.
- 3*. Схема деформирования ПС, полученная по фактической КЭ модели № 2.
- 4*. Схема деформирования ПС, полученная по фактической КЭ модели № 3.

Основным критерием оценки сопротивления действующим нагрузкам конструкций мостов по результатам испытаний является соответствие упругих факторов (усилий, напря-

жений, деформаций, перемещений и др.), измеренных в конструкции при воздействии испытательной нагрузки, значениям, найденным расчетным путем (от испытательной нагрузки).

Работа сооружения при статических испытаниях оценивается с помощью конструктивного коэффициента K , вычисляемого по формуле

$$K = \frac{S_e}{S_{cal}}, \quad (1)$$

где S_e – фактор, измеренный под воздействием испытательной нагрузки;

S_{cal} – тот же фактор, найденный от испытательной нагрузки расчетным путем.

Для рассматриваемого сооружения статические испытания производились путем численного моделирования. При этом измеренным в ходе испытания прогибам балок в середине пролета соответствуют вертикальные перемещения, полученные путем расчета по фактической модели пролетного строения. Вертикальные перемещения, полученные по проектной модели пролетного строения, соответствуют значениям, найденным расчетным путем.

Сопоставление прогибов балок, определенных по фактической и проектной моделям пролетного строения, при численном моделировании статических испытаний представлено в табл. 8. В той же таблице вычислен конструктивный коэффициент K .

Таблица 8

Сопоставление измеренных и расчетных прогибов балок пролетного строения при статических испытаниях путепровода

Схема загрузки	Номер балки	Прогиб балки в мм		Конструктивный коэффициент $K = \frac{U_e}{U_{cal}}$
		измеренный U_e	расчетный U_{cal}	
1	Б1	9,21	8,20	1,1
	Б2	6,71	9,47	0,7
	Б3	19,23	9,65	2,0
	Б4	11,71	8,09	1,4
	Б5	0,00	5,33	0,0
	Б6	0,00	2,54	0,0
2	Б1	0,00	4,93	0,0
	Б2	11,68	7,49	1,6
	Б3	11,69	9,20	1,3
	Б4	11,69	9,20	1,3
	Б5	11,68	7,49	1,6
	Б6	0,00	4,93	0,0
3	Б1	0,00	2,54	0,0
	Б2	0,00	5,33	0,0
	Б3	11,71	8,09	1,4
	Б4	19,23	9,65	2,0
	Б5	6,71	9,47	0,7
	Б6	9,21	8,20	1,1

3. Анализ результатов численного моделирования статических испытаний по продольным деформациям балок пролетного строения

Напряженно-деформированные состояния железобетонных балок пролетного строения от воздействия испытательной нагрузки определялись по разработанной сотрудниками ООО «Дортранспроект» программе ЕТАР-D [4].

В программе ЕТАР-D реализован метод расчета нормальных к продольной оси элемента сечений на основе нелинейной деформационной модели, использующей уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в сечении элемента, а также следующие положения:

- распределение относительных деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента от внешней нагрузки принимают по линейному закону (гипотеза плоских сечений);
- связь между осевыми напряжениями и относительными деформациями бетона и арматуры принимают в виде упрощенных билинейных диаграмм состояния (деформирования) бетона и арматуры по типу диаграмм Прандтля (см. СП 63.13330.2012);
- сопротивление бетона в растянутой зоне не учитывается.

Продольные деформации определялись в середине пролета балок на уровне растянутой нижней грани ребра. При этом использовались изгибающие моменты, полученные из пространственного статического расчета пролетного строения на воздействие испытательной нагрузки (см. табл. 3).

Опалубочные размеры поперечного сечения сборной промежуточной балки в середине пролета по серии 3.503-14 вып.5 и расположение в сечении учитываемой в расчете рабочей стержневой арматуры класса А-III представлены на рис. 10.

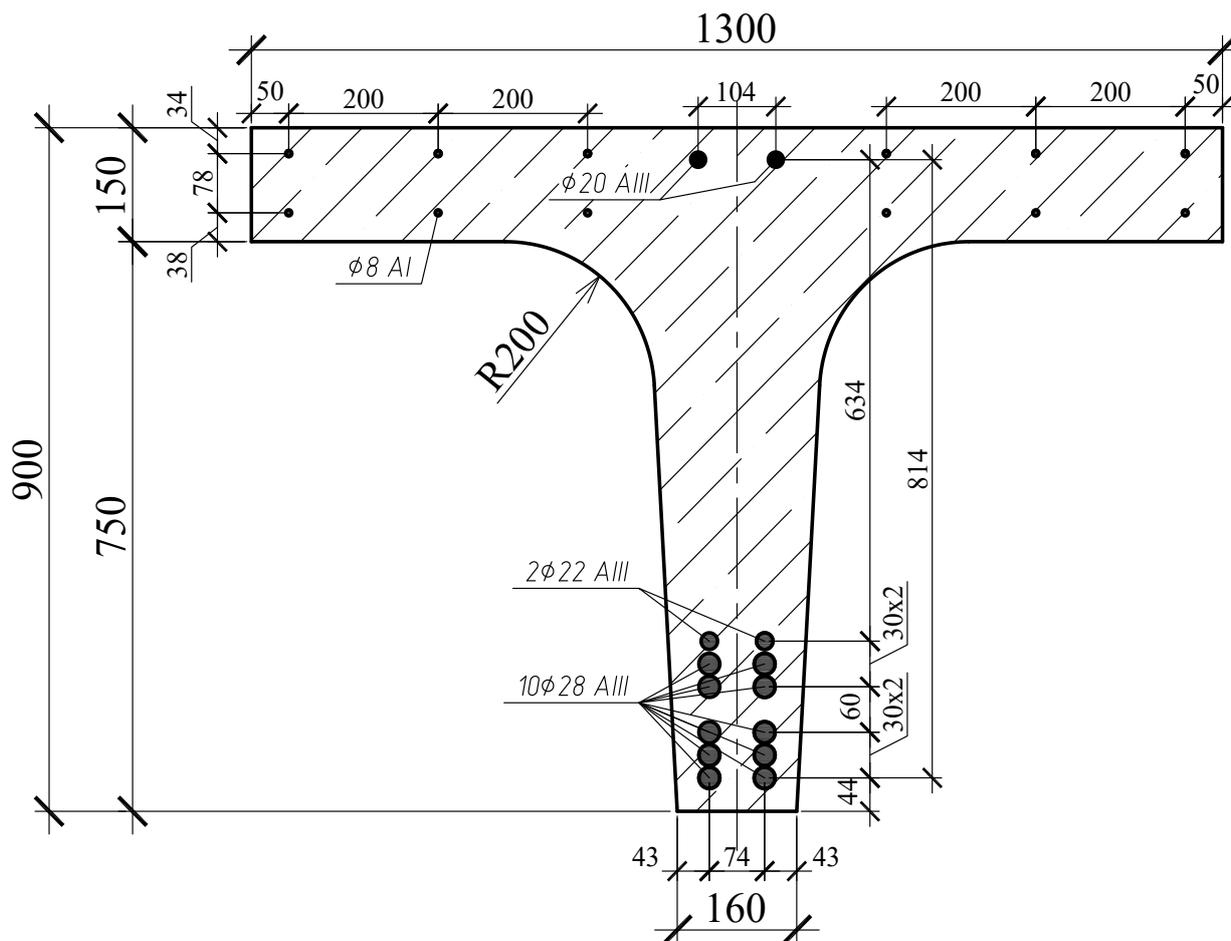


Рис. 10. Опалубочные размеры поперечного сечения сборной промежуточной балки в середине пролета (размеры в мм)

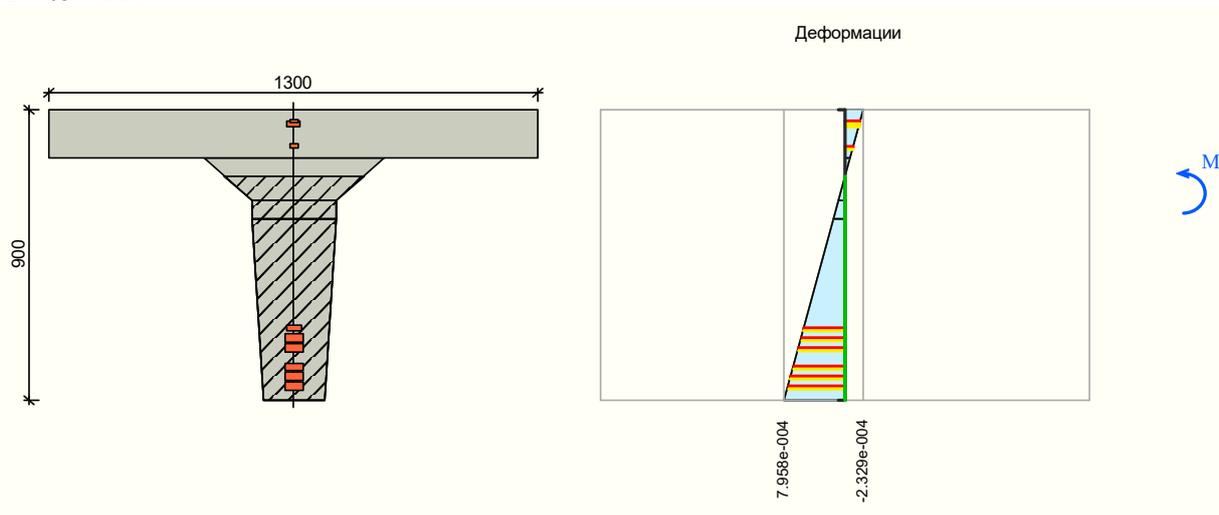
В программе ETAP-D железобетонное поперечное сечение представляется совокупностью произвольного числа элементов трапециевидальной формы, называемых блоками, и элементов арматуры, которые имеют конкретные размеры и тип материала.

На рис. 11 в качестве демонстрации показаны полученные расчетом по программе ETAP-D эпюры распределения относительных деформаций по высоте поперечного сечения в середине пролета наиболее нагруженной от испытательной нагрузки балки Б3 (Б4) для фактической и проектной моделей пролетного строения. Для остальных балок полученные расчетом величины деформаций представлены в табл. 9.

Для рассматриваемого сооружения статические испытания производились путем численного моделирования. При этом измеренным в ходе испытания соответствуют деформации, полученные путем расчета по фактической модели пролетного строения. Деформации, полученные по проектной модели пролетного строения, соответствуют значениям, найденным расчетным путем.

Сопоставление деформаций балок, определенных по фактической и проектной моделям пролетного строения при численном моделировании статических испытаний, представлено в табл. 9. В той же таблице вычислен конструктивный коэффициент K .

а) $M = 631$ кНм



б) $M = 372$ кНм

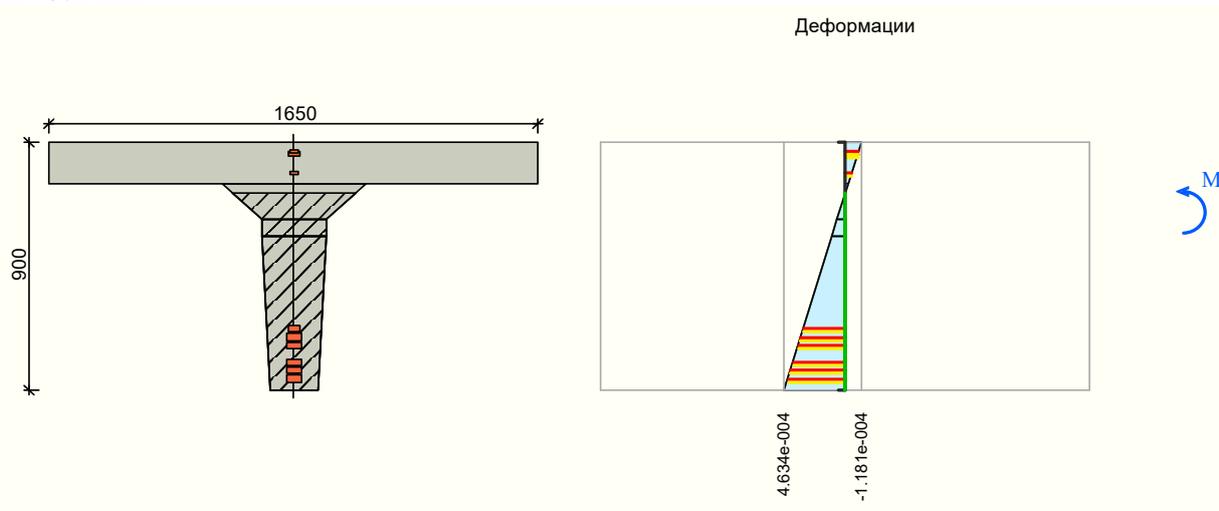


Рис. 11. Эпюры распределения относительных деформаций по высоте поперечного сечения в середине пролета наиболее нагруженной от испытательной нагрузки балки Б3 (Б4): а) фактическая модель пролетного строения, б) проектная модель пролетного строения

Сопоставление измеренных и расчетных деформаций в уровне нижней грани ребра в середине пролета балок пролетного строения при статических испытаниях путепровода

Схема загрузки	Номер балки	Продольная деформация, $\varepsilon \times 10^6$		Конструктивный коэффициент $K = \frac{\varepsilon_e}{\varepsilon_{cal}}$
		измеренная ε_e	расчетная ε_{cal}	
1	Б1	381	345	1,1
	Б2	276	431	0,6
	Б3	796	463	1,7
	Б4	484	383	1,3
	Б5	0	223	0,0
	Б6	0	69	0,0
2	Б1	0	172	0,0
	Б2	484	341	1,4
	Б3	484	444	1,1
	Б4	484	444	1,1
	Б5	484	341	1,4
	Б6	0	172	0,0
3	Б1	0	69	0,0
	Б2	0	223	0,0
	Б3	484	383	1,3
	Б4	796	463	1,7
	Б5	276	431	0,6
	Б6	381	345	1,1

Выводы

Анализ результатов численного моделирования статических испытаний путепровода по данным табл. 5-8 приводит к следующим выводам:

1. Расчетные КЭ модели № 2 и № 3, в которых плита проезжей части моделируется различными типами конечных элементов, показали одинаковые результаты по характеру деформирования пролетного строения под воздействием испытательной нагрузки и близкие по значениям перемещения. Это ожидаемый результат. Использование пространственных КЭ моделей позволило более детально исследовать работу конструкции пролетного строения,

выявить особенности деформирования под воздействием внешней нагрузки от веса транспортных средств.

2. Значения конструктивного коэффициента K , большие единицы, указывают на существенное отличие параметров несущей конструкции пролетного строения от принятых в проекте предпосылок. В настоящее время подвергшиеся длительным неблагоприятным воздействиям из-за отсутствия на путепроводе гидроизоляции непрочные продольные швы между сборными балками не позволяют конструкции пролетного строения воспринимать внешние нагрузки как единое целое. Совместная работа балок пролетного строения расстроена, не отвечает проекту. Отдельные балки плохо взаимодействуют между собой.

3. В настоящем физическом состоянии пролетных строений путепровода, при котором в продольных стыках между сборными балками имеются многочисленные проломы, бетон швов имеет непрочную структуру, арматурные выпуски из плиты сборных балок оголены и подвергаются коррозии, пропуск по сооружению любых транспортных средств является небезопасным.

4. Предлагаемая и апробированная на реальном объекте методика численного моделирования натуральных статических испытаний недостроенного путепровода может быть эффективно использована в инженерной практике для обоснования демонтажа недостроенного сооружения или составления проекта достройки. В последнем случае методика должна быть дополнена фактическим испытанием после окончания строительства.

Библиографический список

1. СН 200-62. Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб – М.: Желдориздат, 1962. – 387 с.
2. СП 79.13330.2012 «Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний. Актуализированная редакция СНиП 3.06.07-86» / Минрегионразвития РФ. – М.: ОАО «ЦПП», 2013. – 63 с.
3. Программный комплекс «ЛИРА-САПР 2013 PRO» и специализированная расчетно-графическая система «ЛИРА-САПР 2013 Мост». Сертификат соответствия №РОСС RU.СП15. Н00615.
4. Петранин, А.А. Программа ЕТАР. Свидетельство о госрегистрации программы для ЭВМ / А.А. Петранин, Е.Н. Петреня; Госком РФ по связи и информатике. Межотр. НИИ «Интеграл» // Серия Б № 0158-98.1.0.RUS.– М.,1998.
5. Серия 3.503-14. Сборные железобетонные пролетные строения для автодорожных мостов. Вып. 5. Пролетные строения без диафрагм длиной 12, 15 и 18м, армированные арматурой классов А-II и А-III. Инв. №710/5.-М.: ГПИ Союздорпроект, 1974.-50 л.
6. Сафронов, В.С. Современные конечно-элементные модели балочных бездиафрагменных пролетных строений автодорожных мостов / В.С. Сафронов, А.В. Антипов // Строительная механика и конструкции.- Воронеж.- Выпуск №1(6).-2013.-С. 92-101.
7. 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. 1995, №6. С.110-109.
8. Сафронов, В.С. Исследования по механике строящихся, реконструируемых и эксплуатируемых мостовых сооружений/ В.С. Сафронов, С.В. Ефрюшин. Промышленное и гражданское строительство. 2010, №9. С. 13-14
9. Сафронов, В.С. Стохастическая оценка живучести дефектных железобетонных балочных пролетных строений автодорожных мостов / В.С. Сафронов, М.В. Косенко. Пер-

вая междуна. научн.-практ. конф. «Оценка риска и безопасность стр. к-ций» Воронеж, 09-10 ноября 2006 г, том. 2. С. 61-63

References

1. Building specifications 200-62. Technical conditions for the design of railway, road and urban bridges and pipes. – М.: Zheldorizdat, 1962. – 387 p.
2. Set of rules 79.13330.2012 «Bridges and pipes. Regulations of investigations and testing. Updated reduction of Building specifications and acts» / Minregionrazvitiya of RF. – М.: Public corporation «TzPP», 2013. – 63 p.
3. Software complex «LIRA-SAPR 2013 PRO» и специализированная графическая система «LIRA-SAPR 2013 Bridge». Conformance certificate №POSS RU. St. Petersburg 15. H00615.
4. Petranin, A.A. Program ETAP. Certificate of program state registration for computer/ A.A. Petranin, E.N. Petrenya; Goscom of RF on connection and informatic. Mezhotr. SII «Integral» // Series B № 0158-98.1.0.RUS.– М.,1998.
5. Series 3.503-14. Precast span structures for road bridges. Issue 5. Spans without diaphragms of 12, 15 и 18м long, А-II и А-III classes reinforced. RN. №710/5.-М.: GPI So-yuzdorproject, 1974.-50 p.
6. Safronov, V.S. Modern finite – elemental models of girder without diaphragm road bridge spans / V.S. Safronov, A.V. Antipov // Structural Mechanics and constructures.- Voronezh.- Issue №1(6).-2013.-P. 92-101.
7. Safronov, V.S. Superelemental calculation in hybrid расчет erection of railway bridges, having defects and damages/ V.S. Safronov, A.A. Petranin, E.N. Petrenya . News of Higher educational establishments. Building. 1995, №6. P.110-109.
8. Safronov, V.S. Researches of mechanics of Исследования по механике under construction, reconstruction and in operation bridge constructions/ V.S. Safronov, S.V.Efryushin. Industrial and civil construction. 2010, №9. P. 13-14
9. Safronov, V.S. Stochastic assessment of defective reinforced concrete girder road bridge spans capability / V.S. Safronov, M.V Kosenko. The first international theoretical and practical conference. «Risk assessment and safeties building structures» Voronezh, 09-10 November 2006, том. 2. С. 61-63

Ключевые слова: недостроенный путепровод, разрезные железобетонные пролетные строения, дефекты и повреждения, конечно-элементная расчетная схема, пластинчато-стержневая модель, численное моделирование натуральных статических испытаний.

Keywords: unfinished viaduct, divided reinforced spans, defects and damages, finite element design model, sliding – bar model, numerical simulating of full-scale statistic testing.

УДК 624.012.45 : 624.131.52 : 625.4

*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 Mechan-
ics
A.Yu. Puzakov
PhD of Tech. Science, Associate Professor
of Department of Structural Mechanics
S.V. Efyushin
Voronezh, Russia, tel.: +74732715230
e-mail: ooo.stroynauka@mail.ru
e-mail: puzakov.alexandr@mail.ru*

А.Ю. Пузаков, С.В. Ефрюшин

ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ УРОВНЯ ДИНАМИЧЕСКОЙ НАГРУЖЕННОСТИ КОНСТРУКЦИЙ ПУТЕПРОВОДА ОТ ПРОХОДЯЩЕГО ПОД НИМ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО СОСТАВА

Исследуется влияние скоростного режима проходящих под автомобильным путепроводом железнодорожных составов на конструкции транспортного сооружения. Силовое воздействие от движущихся в различных режимах экипажей описывалось аналитическими зависимостями, с учётом деформирования рельсового пути и возникновения геометрических несовершенств колёсных пар, появляющихся в процессе эксплуатации. Динамическая расчётная модель реализовывалась с помощью метода конечных элементов в программном комплексе MIDAS GTS. Приводится анализ напряжённо-деформированного состояния отдельных элементов транспортно-го сооружения.

A.Yu. Puzakov, S.V. Efyushin

NUMERICAL RESEARCH OF VIADUCT STRUCTURE DYNAMIC LOAD- ING EFFECTED BY TRAIN PASSING UNDER IT

The influence of speed regime of passing under road viaduct trains on transport constructions. Moving with different speed trains force effect was described by analytic dependences with account of railtrack deformation and origin of wheel pairs geometrical imperfection taking place during operation. Dynamic design model was realized by the finite elements method in software package MIDAS GTS. There is given the analysis of deflected mode of some transport construction members.

Объектом исследования служит реконструируемый железобетонный путепровод, рассматриваемый в [1]. Мостовое сооружение имеет 4 пролета по формуле «2 x 14,06 + 22,16 + 14,06 м», в створе третьего пролета расположен двухпутный железнодорожный путь. Пролетное строение представляет собой совокупность двутавровых балок, соединенных между собой монолитными участками. Конструктивную схему сооружения можно охарактеризовать как температурно-неразрезную. Ширина в поперечном направлении составляет 17,25 м. Фасад и поперечный разрез рассматриваемого сооружения представлены на рис. 1

© Пузаков А.Ю., Ефрюшин С.В., 2015

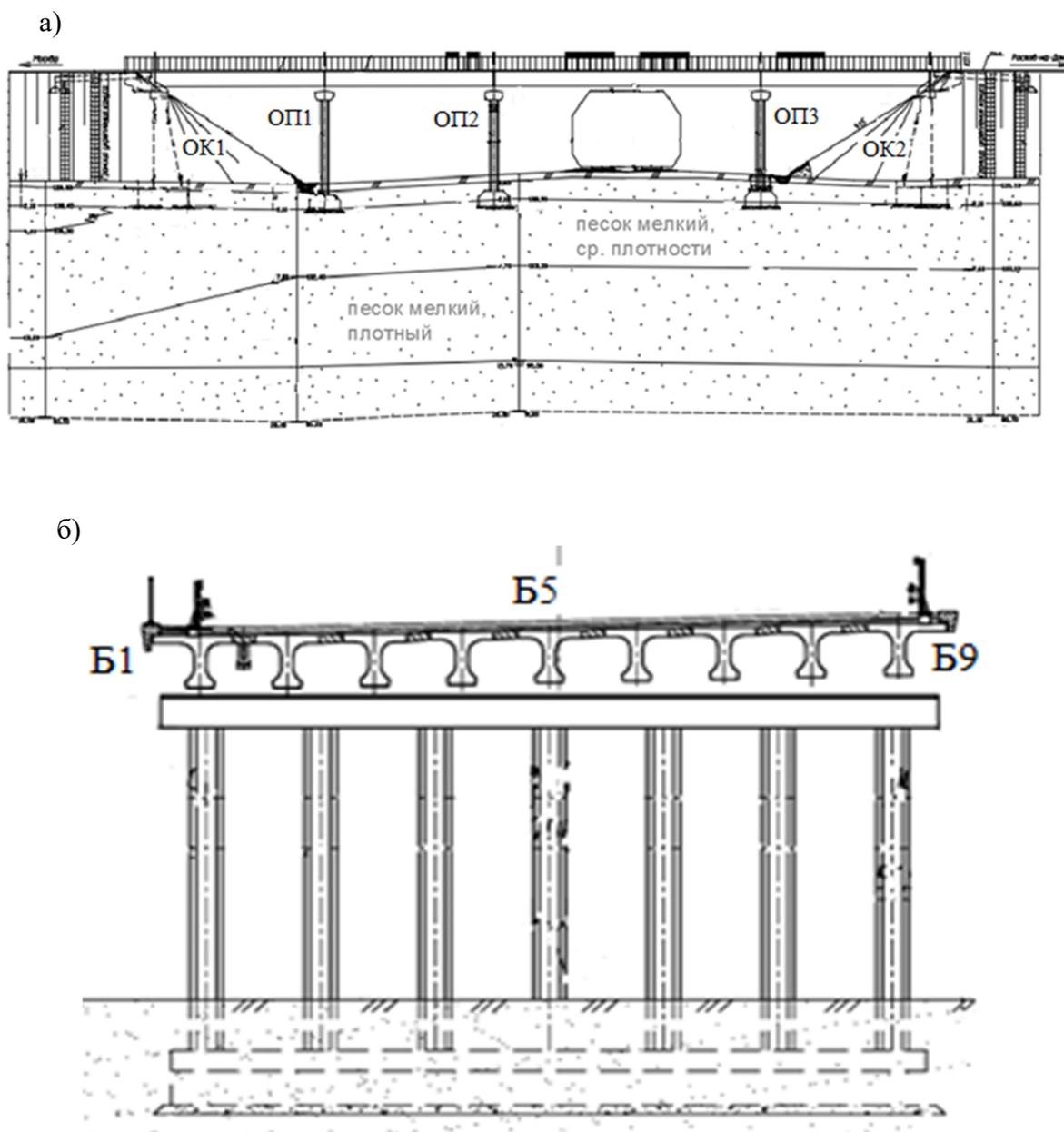


Рис. 1. Конструкция путепровода:
 а) фасад (с обозначением наименования опор); б) поперечный разрез

Моделирование осуществлялось с помощью метода конечных элементов в программном комплексе MIDAS GTS. Специализированный программный комплекс ориентирован на расчеты оснований и геотехнических объектов. Описание построения расчетной модели и характеристики используемых материалов приведены в [2]. Фрагмент численной модели с указанием точек приложения нагрузок приведен на рис. 2.

Условный железнодорожный экипаж расчётной модели состоит из следующих подвижных единиц: тягловый локомотив типа ЧМЭ3т и восемь груженых четырёхосных крытых вагонов типа 11-217. Формирование нагрузки расчетной модели происходило исходя из предположения о движении по разным колеям навстречу друг другу двух составов с постоянной скоростью на протяжении всего времени численного эксперимента. Воздействие моделировалось в промежутке времени, равном 10 с, шаг по времени принят равным одной секунде. Исследование выполнялось при трех скоростных режимах – экипажи движутся со скоростью 20 м/с, 35 м/с, 50 м/с.

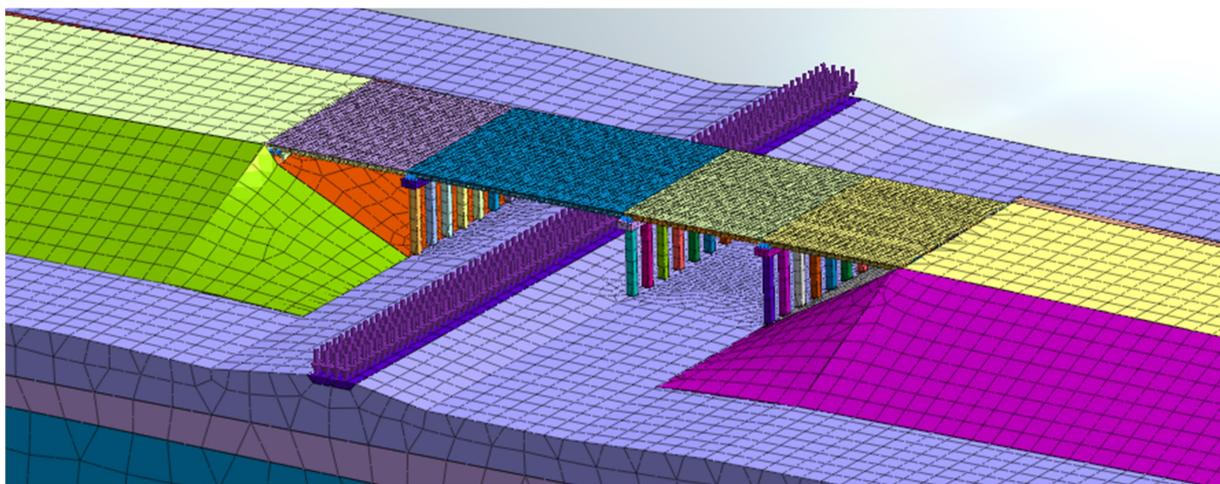


Рис. 2. Расчетная модель путепровода с грунтовым окружением

Силовое воздействие при конечно-элементном моделировании формировалось из отдельных составляющих кинематического возмущения. Динамическая составляющая от неровности рельсового пути определялась путём численного решения уравнений движения динамической модели. Возможное наличие «ползуна» на колесной паре (образование плоской скошенности на округлом ободе) вызывает периодическое ударное воздействие на путь, которое также предварительно формировалось путём решения соответствующих уравнений. Уравнения движений динамических моделей для рассматриваемой задачи и результаты решения приведены в [2]. В расчетах показатели неровностей не превышали предельных значений, приведённых в нормативных документах [3].

Расчетное значение динамического давления от подвижного состава определяется по выражению:

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

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

Периодическое ударное воздействие от несовершенства колеса обладает значительно большей частотой по сравнению с динамической составляющей от прохождения неровности рельсового пути. Изображение реакции колеса от вагона представлено на рис. 3.

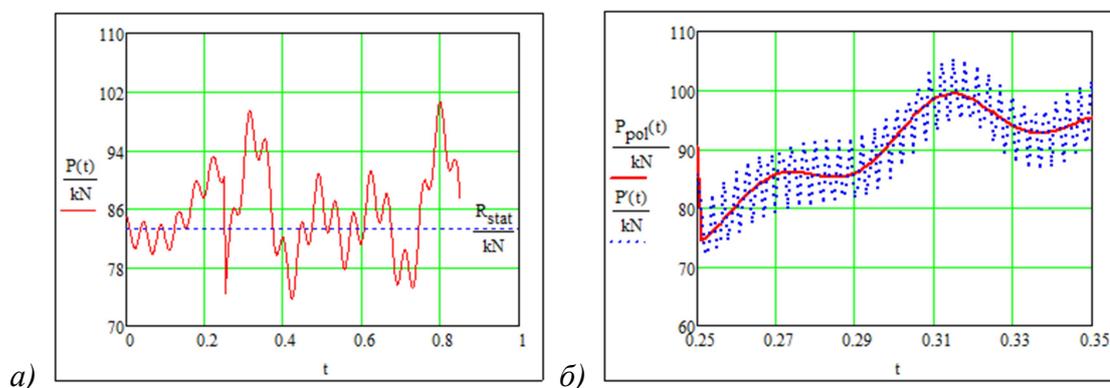


Рис. 3. Реакция вертикального давления от колеса вагона при скорости 20 м/с:
 а) от статической нагрузки и динамической реакции при прохождении неровности;
 б) от статической нагрузки и динамической реакции при наличии ползуна

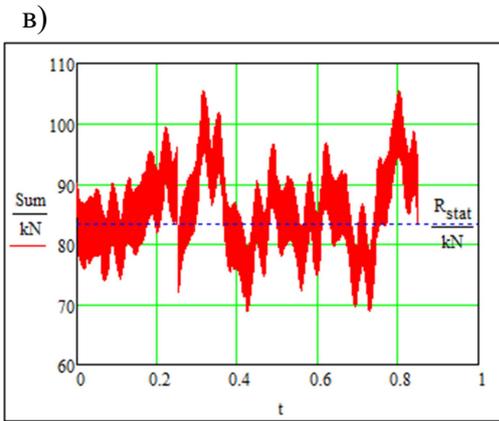


Рис. 3 (окончание). Реакция вертикального давления от колеса вагона при скорости 20 м/с:
в) от совокупности силовых составляющих

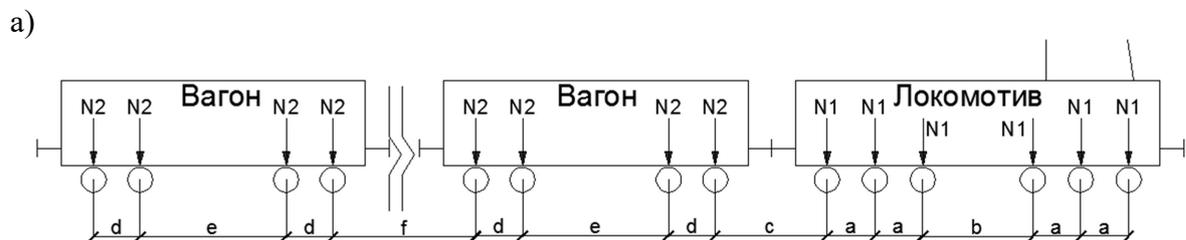
Таким образом, с помощью описанного алгоритма нахождения нагрузки были получены экстремальные (пиковые) значения реакции давления колес транспортных средств, значения которых сведены в табл. 1.

Таблица 1

Пиковое значение нагрузки от колеса на путь
в зависимости от скорости движения локомотива и вагонов

Вид нагрузки	Значение нагрузки при скорости движения, м/с		
	20	35	50
Нагрузка от колеса локомотива, кН	128,47	138,05	165,06
Нагрузка от колеса вагона, кН	105,47	112,03	127,09

На рис. 4 приведены модель подвижного состава и зависимость прикладываемой нагрузки на точку пути конечно-элементной модели.



$$a=2,0 \text{ м}, b=4,6 \text{ м}, c=4,68 \text{ м}, d=1,95 \text{ м}, e=6,1 \text{ м}, f=4,73 \text{ м}$$

б)

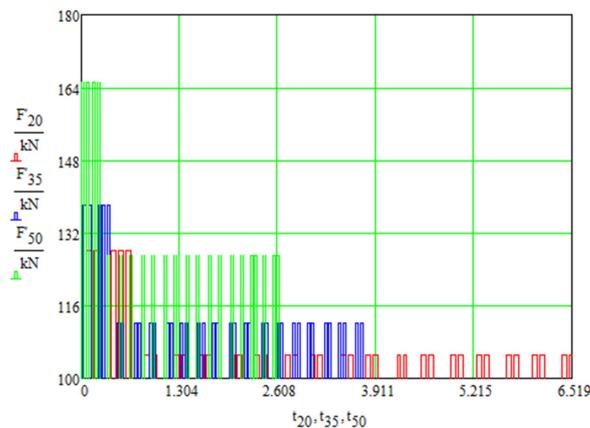


Рис. 4. Модель подвижного состава (а) и реакция вертикального давления на точку пути виртуального состава при скоростях 20 м/с, 35 м/с, 50 м/с (б)

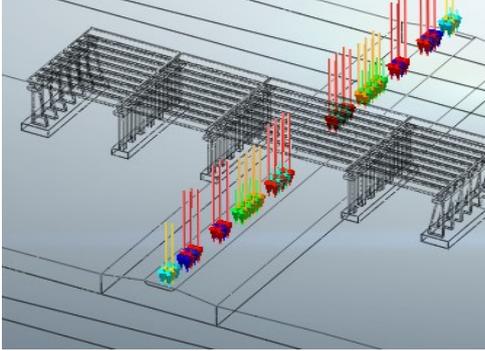
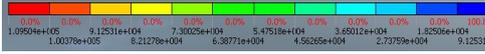
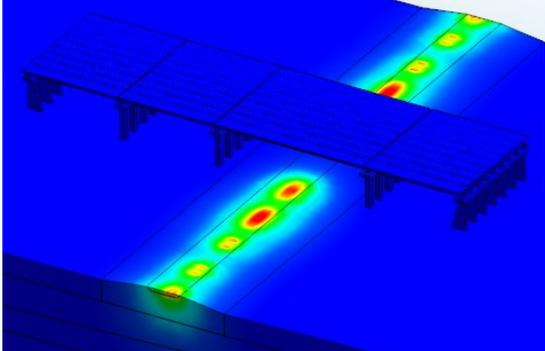
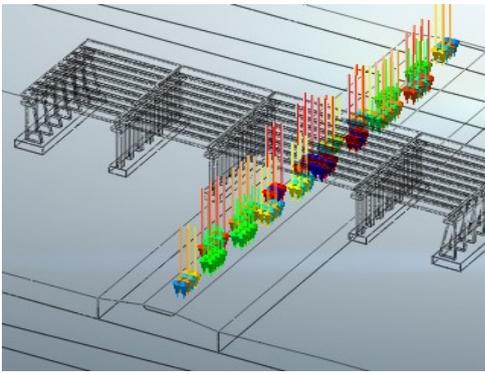
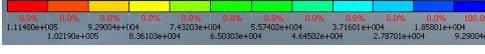
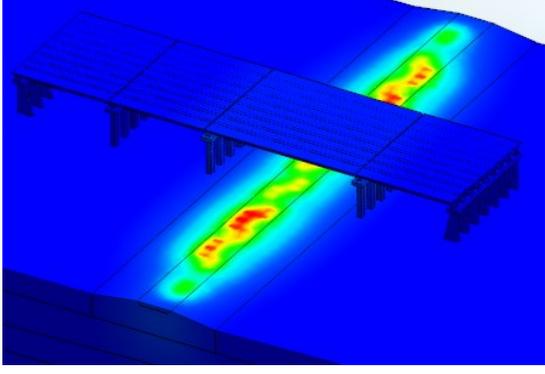
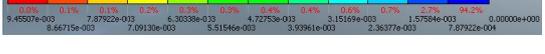
Таким образом, построенная закономерность динамической нагрузки на путь при движении составов позволяет построить силовую схему в конечно-элементной расчетной модели.

При скорости движения поезда в 35 м/с его нахождение в расчетной области составило порядка 6 секунд, а непосредственное влияние на конструкцию - 5 секунд; при скорости движения 50 м/с нахождение в расчетной области составило 4 секунды. Расчетные деформационные показатели для движения поездов при скорости 20 м/с описаны в [2].

Графическое отображение перемещений в расчетной области массива основания при движении двух составов навстречу друг другу при скоростях 35 м/с и 50 м/с представлены в табл. 2, 3.

Таблица 2

Перемещения элементов расчётной модели в разные промежутки времени при скорости движения состава 35 м/с

Временной шаг, с	Схемы подвижной нагрузки	Изолинии перемещений основания
1	 	 
2	 	 

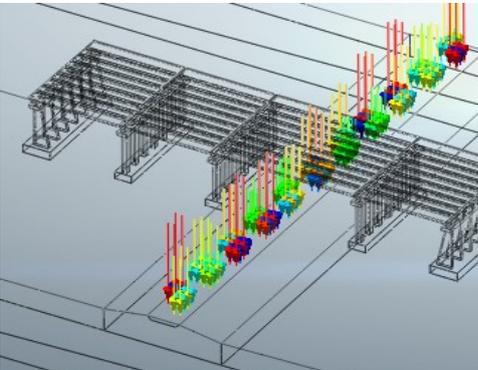
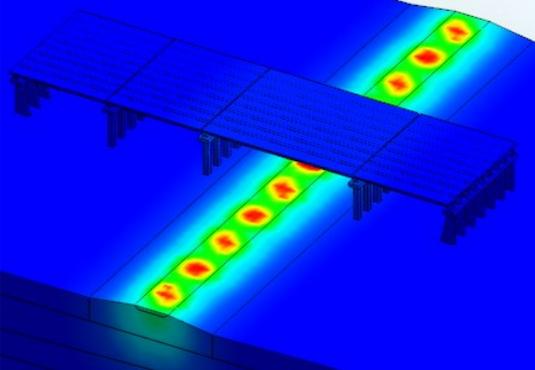
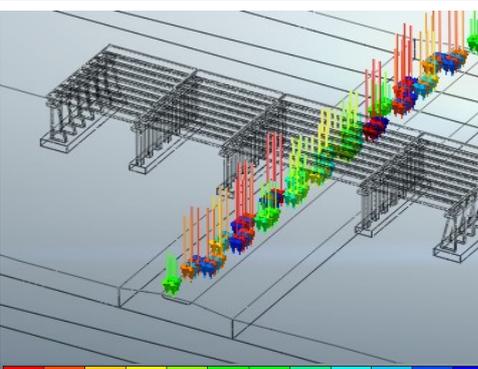
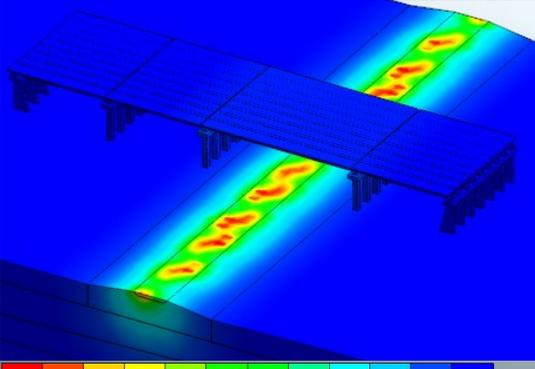
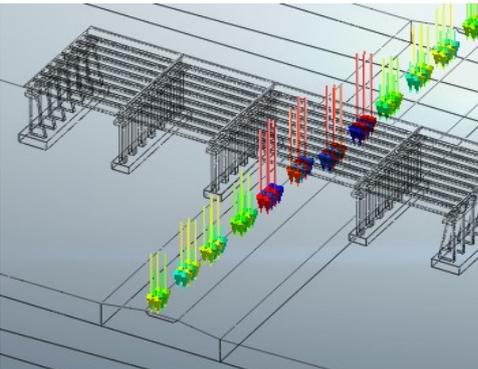
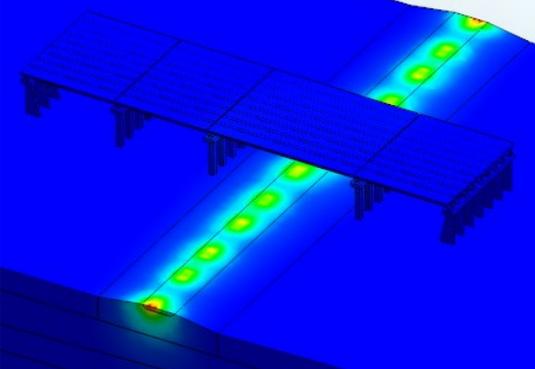
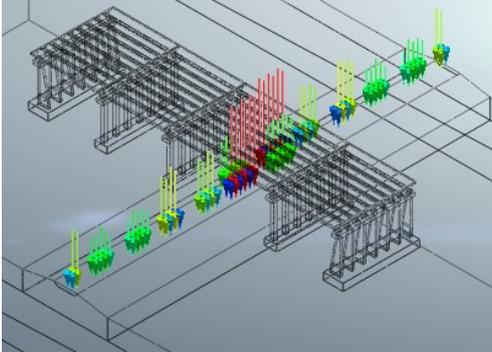
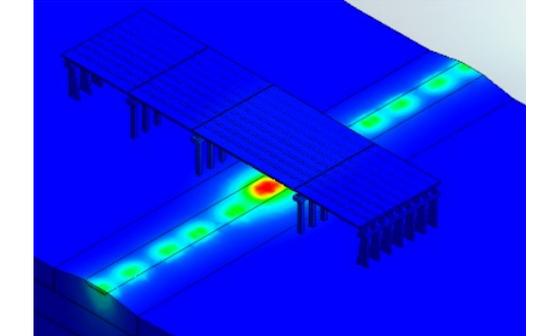
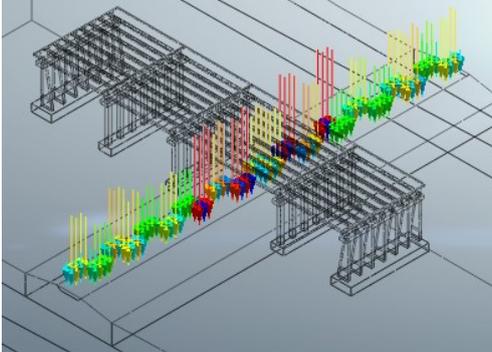
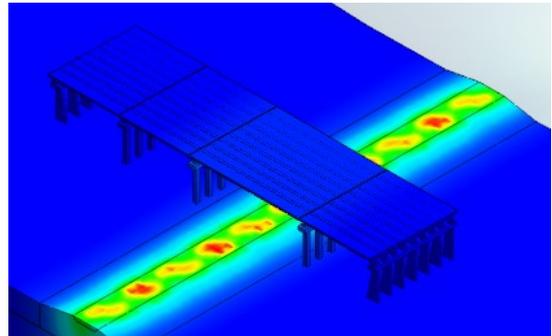
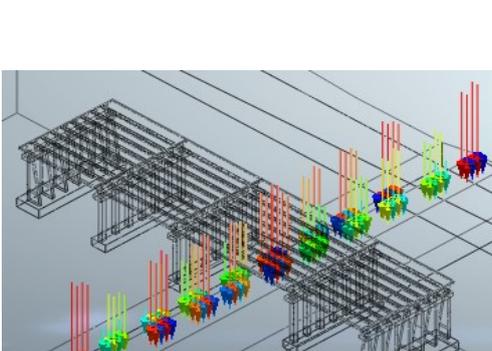
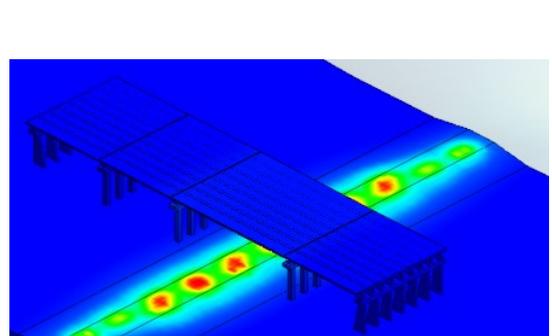
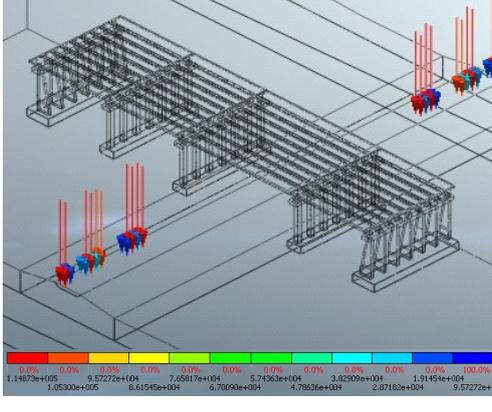
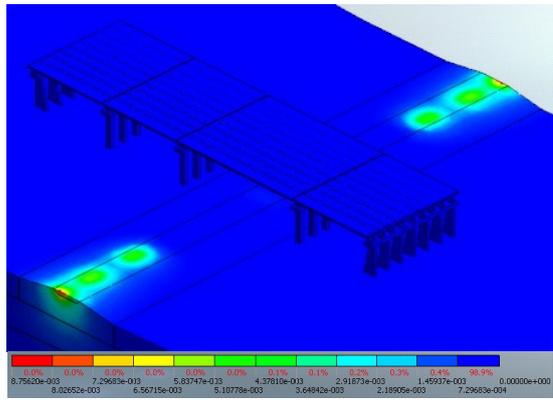
Временной шаг, с	Схемы подвижной нагрузки	Изолинии перемещений основания
3	 <p>1.1140e+05 0.00% 0.00% 0.00% 0.00% 0.00% 0.00% 0.00% 0.00% 0.00% 100.0%</p> <p>9.28366e+04 7.42695e+04 5.57015e+04 3.71346e+04 1.85673e+04 9.28366e+04 1.02120e+05 8.38529e+04 6.49866e+04 4.64183e+04 2.79510e+04 9.28366e+04</p>	 <p>7.93297e-03 0.2% 0.2% 0.2% 0.2% 0.2% 0.2% 0.2% 0.2% 0.2% 53.3%</p> <p>6.61000e-03 5.23064e-03 3.96449e-03 2.64432e-03 1.32216e-03 0.00000e+00</p> <p>7.27159e-03 5.94972e-03 4.62756e-03 3.30540e-03 1.98324e-03 6.61000e-04</p>
4	 <p>1.09012e+05 0.00% 0.00% 0.00% 0.00% 0.00% 0.00% 0.00% 0.00% 0.00% 100.0%</p> <p>9.08430e+04 7.26744e+04 5.45058e+04 3.63372e+04 1.81688e+04 9.08430e+04 9.99273e+04 8.17587e+04 6.35901e+04 4.54215e+04 2.72529e+04 9.08430e+04</p>	 <p>7.72658e-03 0.2% 0.2% 0.2% 0.2% 0.2% 0.2% 0.2% 0.2% 0.2% 53.4%</p> <p>6.43882e-03 5.15106e-03 3.86329e-03 2.57553e-03 1.28776e-03 0.00000e+00</p> <p>7.98270e-03 6.79994e-03 5.62017e-03 4.43191e-03 3.21941e-03 1.93165e-03 6.43882e-04</p>
5	 <p>1.04755e+05 0.00% 0.00% 0.00% 0.00% 0.00% 0.00% 0.00% 0.00% 0.00% 100.0%</p> <p>8.62020e+04 6.82955e+04 5.08364e+04 3.34918e+04 1.74591e+04 8.62020e+04 9.60250e+04 7.85659e+04 6.11069e+04 4.36477e+04 2.61896e+04 8.62020e+04</p>	 <p>7.11917e-03 0.2% 0.2% 0.2% 0.2% 0.2% 0.2% 0.2% 0.2% 0.2% 56.6%</p> <p>5.93265e-03 4.74612e-03 3.55959e-03 2.37306e-03 1.18853e-03 0.00000e+00</p> <p>6.52591e-03 5.33339e-03 4.14295e-03 2.96432e-03 1.77979e-03 6.52591e-04</p>

Таблица 3

Перемещения элементов расчётной модели в разные промежутки времени при скорости движения состава 50 м/с

Временной шаг, с	Схемы эволюции подвижной нагрузки	Изолинии перемещений снования
1	 <p>Color scale for displacement vectors: 0.0%, 0.0%, 0.0%, 0.0%, 0.0%, 0.0%, 0.0%, 0.0%, 0.0%, 0.0%, 100.0%</p> <p>Values: 1.59820e+005, 1.25633e+005, 1.00547e+005, 7.54100e+004, 5.02723e+004, 2.51267e+004, 1.38252e+005, 1.13115e+005, 3.73783e+004, 6.28416e+004, 3.77050e+004, 1.25683e+004</p>	 <p>Color scale for isolines: 0.0%, 0.1%, 0.2%, 0.3%, 0.4%, 0.5%, 0.6%, 0.7%, 0.8%, 0.9%, 10.7%</p> <p>Values: 1.27571e-002, 1.06309e-002, 1.16940e-002, 9.56762e-003, 8.50473e-003, 7.44164e-003, 6.37855e-003, 5.31545e-003, 4.25236e-003, 3.18927e-003, 2.12610e-003, 1.06309e-003, 0.00000e+000</p>
2	 <p>Color scale for displacement vectors: 0.0%, 0.0%, 0.0%, 0.0%, 0.0%, 0.0%, 0.0%, 0.0%, 0.0%, 0.0%, 100.0%</p> <p>Values: 1.25955e+005, 1.04962e+005, 8.39699e+004, 6.29774e+004, 4.18949e+004, 2.09925e+004, 1.15459e+005, 9.44661e+004, 7.34736e+004, 5.24812e+004, 3.14887e+004, 1.01962e+005</p>	 <p>Color scale for isolines: 0.0%, 0.1%, 0.2%, 0.3%, 0.4%, 0.5%, 0.6%, 0.7%, 0.8%, 0.9%, 10.7%</p> <p>Values: 9.51721e-003, 7.93101e-003, 7.16285e-003, 6.34813e-003, 5.49611e-003, 4.70611e-003, 3.96550e-003, 3.17240e-003, 2.37920e-003, 1.58620e-003, 7.93101e-004, 0.00000e+000</p>
3	 <p>Color scale for displacement vectors: 0.0%, 0.0%, 0.0%, 0.0%, 0.0%, 0.0%, 0.0%, 0.0%, 0.0%, 0.0%, 100.0%</p> <p>Values: 1.24388e+005, 1.03623e+005, 8.20998e+004, 6.21741e+004, 4.14491e+004, 2.07247e+004, 1.13986e+005, 9.32811e+004, 7.23364e+004, 5.18117e+004, 3.10870e+004, 1.03623e+004</p>	 <p>Color scale for isolines: 0.0%, 0.1%, 0.2%, 0.3%, 0.4%, 0.5%, 0.6%, 0.7%, 0.8%, 0.9%, 10.4%</p> <p>Values: 8.9542e-003, 7.16285e-003, 6.44656e-003, 5.73028e-003, 5.01399e-003, 4.29771e-003, 3.58142e-003, 2.86514e-003, 2.14855e-003, 1.43257e-003, 7.16285e-004, 0.00000e+000</p>

Временной шаг, с	Схемы эволюции подвижной нагрузки	Изолинии перемещений основания
4		

Влияние скоростного режима составов на путепровод оценивалось при помощи анализа возникающих перемещений в подферменниках и мостовых балках. Построение графиков выполнено для подферменника и мостовой балки, расположенных в середине третьего пролетного строения.

Прогибы в середине пролёта средней балки представлены на рис. 5.

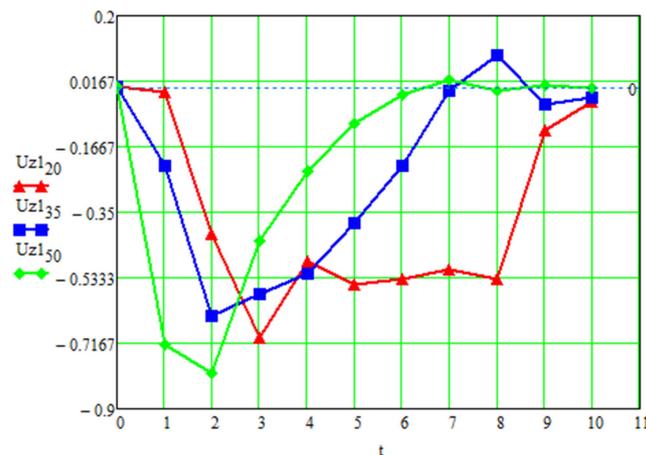


Рис. 5. Графики прогибов средней мостовой балки при скоростях движения поезда 20, 35, 50 м/с

По графикам, изображенным на рис. 5, можно сделать следующие выводы:

- максимальный прогиб возникает при движении состава со скоростью в 50 м/с и составляет 0,8 мм;
- снижение величины прогиба при снижении скорости с 35 м/с до 20 м/с составило 15 %.

На рис. 6 представлен график горизонтального перемещения подферменника для разных значений скоростей движения состава.

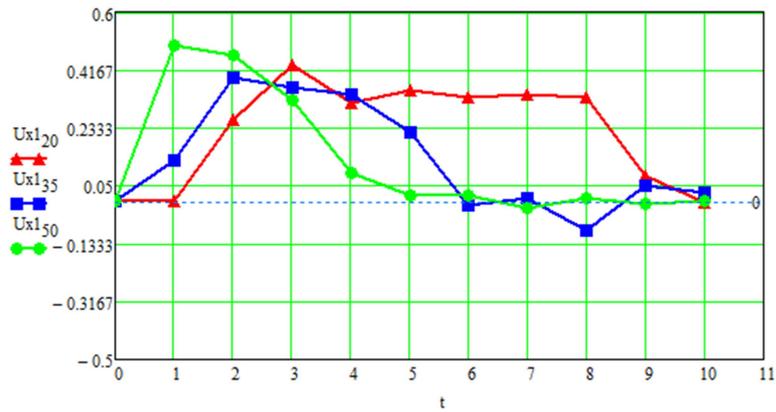


Рис. 6. Горизонтальные перемещения крайнего подферменника при скоростях движения поезда 20, 35, 50 м/с

По графику, изображенному на рис. 6 и общему анализу перемещений других элементов, можно сделать следующие замечания:

- максимальное смещение возникает в крайнем подферменнике при движении состава со скоростью 50 м/с и составит 0,495 мм;
- значение временных отсечек для пиковых всплесков изменения перемещений постепенно смещается к началу временного отсчета, т.е. к моменту вхождения состава в расчетную область и в зону влияния на конструкции моста;
- получено уменьшение абсолютного пикового значения перемещения при движении поезда со скоростью 35 м/с относительно движения состава при 20 м/с на 9,5 %;
- при прохождении состава со скоростью 50 и 35 м/с качественная временная зависимость перемещений носит знакопеременный характер.

Анализ напряжённого состояния элементов путепровода выявил увеличение первоначального всплеска напряжений в первые секунды нахождения транспорта под конструкциями (рис. 7). В подферменниках получены знакопеременные напряжения.

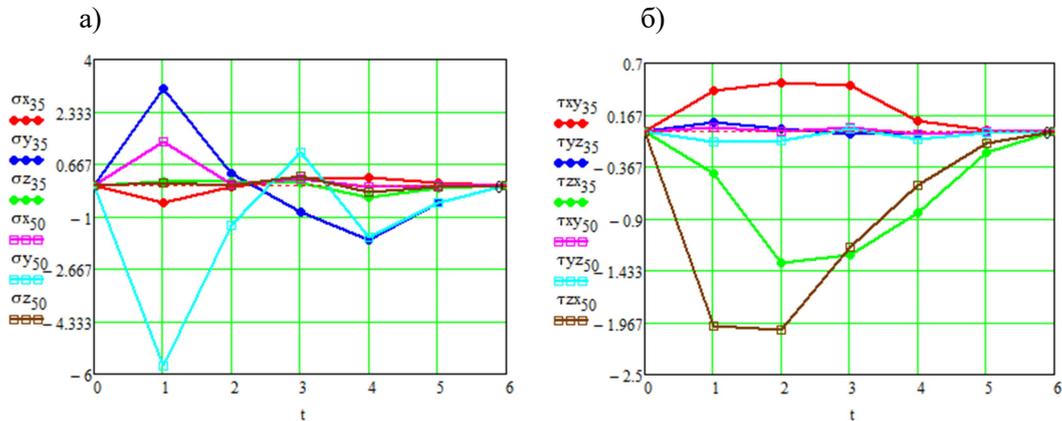


Рис. 7. График изменения напряжений, кПа, в подферменнике при скоростях 35 м/с и 50 м/с: а) нормальные напряжения; б) касательные напряжения

Результаты расчётов показывают значительное влияние скорости движения составов на напряжённо-деформированное состояние конструкций путепровода. С увеличением скорости получено увеличение значений напряжений в среднем на 50 %, перемещений - на 15-20 %.

Для обеспечения долговечности и безотказной работы элементов путепроводов следует учитывать динамическую нагруженность конструкций. При её анализе необходимо учитывать влияние скорости движения и периодичности прохождения составов, качество пути и балластного слоя, а также весовые параметры транспортного потока.

Библиографический список

1. Ефрюшин, С.В. Оценка динамической реакции конструкций путепровода на микро-сейсмическое воздействие от железнодорожного подвижного состава/ С.В. Ефрюшин, А.Ю. Пузаков // Научно-технический журнал ВГАСУ. Строительная механика и конструкции. - Воронеж, 2014. – Вып. 1 (8). - С. 57-71.
2. Ефрюшин, С.В. Численное моделирование динамического воздействия на путепровод проходящих под ним железнодорожных составов/С.В. Ефрюшин, А.Ю. Пузаков. // Научно-технический журнал ВГАСУ. Строительная механика и конструкции. – Воронеж, 2015. – Вып. 1(10). – С. 75-88..
3. Правила технической эксплуатации железных дорог Российской Федерации. Приказ Минтранса России от 21 декабря 2010г. № 286
4. Вериго, М.Ф. Взаимодействие пути и подвижного состава / М.Ф. Вериго, А.Я. Коган. – М.: Транспорт, 1986. – 559 с.
5. Гарг, В.К. Динамика подвижного состава: пер. англ. /В.К. Гарг, Р.В. Дуккипати, под ред. Панькина Н.А. – М.: Транспорт, 1988.
6. Ушкалов, В.Ф. Математическая модель случайных вертикальных возмущений рельсовых экипажей /В.Ф. Ушкалов, С.Ф. Редько, Л.П. Бояринцева //Вестник ВНИИЖТ. – 1986 – №6.

References

1. Efrushin, S.V. Assessment of viaduct structures dynamic reaction on micro seismic effect caused by railway / S.V. Efrushin, A.Yu. Puzakov// Scientific-technical journal of VGASU. Structural Mechanics and construction. - Voronezh, 2014. – Issue. 1 (8). - P. 57-71.
2. Efrushin, S.V. Numerical simulation of passing under the viaduct railway vehicles dynamic influence./S.V. Efrushin, A.Yu. Puzackov. // Scientific-technical journal of VGASU. Structural Mechanics and construction. - Voronezh. – Воронеж, 2015. – Issue. 1(10). – P. 75-88..
3. Regulation of technical operation of railways of Russian Federation. Order of Mintrance of Russia 21, December 2010. № 286
4. Verigo, M.F. Railway and vehicles interaction / M.F. Verigo, A.Ya. Kogan. – M.: Transport, 1986. – 559 p.
5. Garg, V.K. Vehicles dynamic: English translation. /V.K. Garg, R.V. Dikkiparty, edited by Pankin N.A. – M.: Transport, 1988.
6. Ushalov, V.F. Math model of rail vehicles random vertical perturbances /V.F. Ushalov, S.F. Redko, L.P. Boyarintseva //Bulletin of VNIIZhT. – 1986 – №6.

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

Keywords: bridge structures, viaduct, dynamic reaction, finite-elemental modeling, three-dimensional problem, railway traffic, mutual operation of ground and constructions.

УДК 624.046:624.21

*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. Science, Professor of Department
of Structural Mechanics*

D.M. Shapiro

Voronezh, Russia, 8(473)2715230

e-mail: davshap@mail.ru

*PhD of Technical Science, principal 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

ЧИСЛЕННЫЙ УПРУГОПЛАСТИЧЕСКИЙ РАСЧЁТ ДОРОЖНЫХ ВОДОПРОПУСКНЫХ ТРУБ

Содержится описание нелинейного упругопластического расчёта водопропускных труб в насыпях автомобильных дорог. Приводится пример расчёта трубы из металлических гофрированных элементов.

D.M. Shapiro, A.P. Tyutin

NUMERICAL ELASTIC-PLASTIC CALCULATION OF ROAD PIPE CULVERTS

Road pipe culverts non-linear elastic-plastic calculation description is contained in the article. An example of the calculation of corrugated metal elements pipe is given.

В соответствии с ОДМ 218.2.001-2009 [1] использование метода конечных элементов (МКЭ) является приоритетным при проектировании водопропускных труб диаметрами более 2 м из металлических гофрированных элементов. Для таких объектов нелинейный (упругопластический) расчёт МКЭ следует выполнять в качестве контрольного после обычного расчёта по инженерному методу в соответствии с [1]. При проектировании круглых и прямоугольных железобетонных труб нелинейный расчёт МКЭ возможен в особых случаях (слабые основания, нарушения условий применения типовых проектов, дефекты конструкций эксплуатируемых объектов), когда обычные методы расчёта и данные типовых проектов недостаточны для обоснования проектных решений.

Опыт применения нелинейных решений на основе МКЭ для расчёта водопропускных труб в дорожных проектных организациях отсутствует. При выполнении расчётов требуется участие специалистов, знакомых с теорией МКЭ, особенностями реализации на его основе нелинейных решений, хорошим пониманием особенностей деформирования тонкостенных металлических структур.

Конструкция водопропускного сооружения состоит из металлической гофрированной трубы (МГТ), грунтовой обоймы из песков с крупностью не ниже средней, основания трубы в виде песчано-гравийной подушки, земляного полотна с дорожной одеждой. Грунтовая обойма и основание устраиваются на ширину не менее 4 м в каждую сторону от оси МГТ и высоту не менее 0,5 м над верхом конструкции.

© Шапиро Д.М., Тютин А.П., 2015

Расчётная схема водопропускного сооружения представляет собой плоскую (плоская деформация) расчётную модель участка насыпи с трубой посередине и временной нагрузкой на верхней границе. Конструкции труб изображаются на расчётной схеме МКЭ стержневыми конечными элементами (КЭ), земляное полотно, дорожная одежда, грунтовая обойма и основание МГТ моделируются плоскими континуальными треугольными и/или прямоугольными КЭ. Геотекстиль или георешётки, если они предусмотрены в проекте, моделируются стержневыми КЭ с геометрическими характеристиками и расчётными свойствами, отражающими особенности армирующих конструкций. Расчётными нагрузками являются вес земляного полотна, грунтовой обоймы, конструкций МГТ и временная нагрузка Н14 или Н11 в соответствии с ГОСТ Р 32960-2014.

Согласно СП 35.13330-2011 [2] нормативное вертикальное давление на верхнюю грань трубы временной нагрузки определяется по формуле

$$p_{vk} = \psi / (3 + h), \quad (1)$$

где $\psi = 233 \text{ кН/м}$ и $\psi = 186 \text{ кН/м}$ – линейные нагрузки, соответствующие тяжёлым одиночным нагрузкам Н14 и Н11 (НК-80), h – высота засыпки над трубой.

Можно объяснить соображения, на основании которых получена формула (1) и $\psi = 233$ и 186 кН/м (рис. 1):

1) расчётные размеры площадки на проезжей части, на которой распределена нагрузка Н14 (Н11): длина 4,3 м, ширина 3,0 м (формальные границы колёсной нагрузки 3,8×3,5 м, без учёта распределения в стороны через дорожную одежду); отсюда интенсивность линейной нагрузки в направлении оси дороги $\psi = 1008 / 4,3 = 233 \text{ кН/м}$ и $\psi = 800 / 4,3 = 186 \text{ кН/м}$;

2) распределение давления через насыпь в стороны только в поперечном направлении под углами с тангенсом $\frac{1}{2}$ ($\beta = \arctg \frac{1}{2}$); распределение линейной нагрузки ψ через насыпь в продольном направлении не предусмотрено, что равносильно допущению о её бесконечном продолжении.

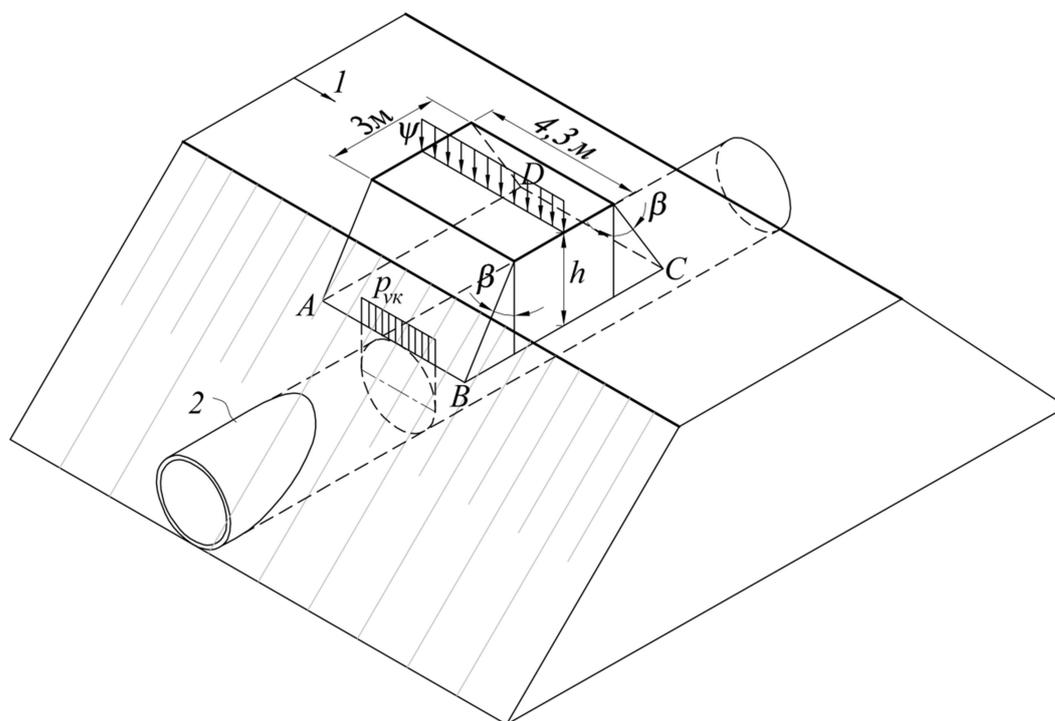


Рис. 1. Схема к распределению нагрузки Н14 (Н11) на поверхности трубы:
1 – поверхность земляного полотна, направление движения, 2 – поверхность трубы,
ABCD – площадка, на которой распределяется нагрузка НК

По форме расчётной области решаемая задача является плоской деформацией, но при этом форма временной нагрузки является пространственной. В связи с этим при подготовке исходных данных решается вспомогательная задача о приведении пространственной нагрузки к условиям плоской задачи. Приведенная нагрузка с интенсивностью S на верхней границе расчётной области представляет собой эквивалентную замену пространственной нагрузки НК для условий решаемой плоской задачи. Её горизонтальный размер 3,8 м на расчётной схеме принимается равным продольному размеру площадки, занимаемой нагрузкой НК на проезжей части дороги. В качестве условия эквивалентности принимается требование о том, чтобы искомая (определяемая в решении вспомогательной задачи) нагрузка S (рис. 2) создавала на верхней грани трубы давление, равное p_{vk} по формуле (1).

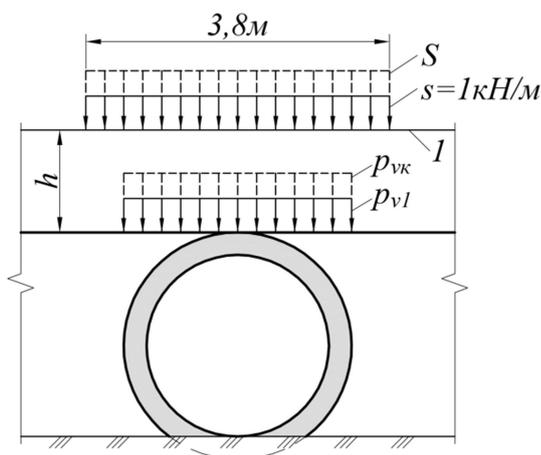


Рис. 2. Схема к решению задачи об определении интенсивности нагрузки S :
1 – уровень проезда, верхняя граница расчётной области

«Вспомогательная задача» решается в линейной постановке в такой последовательности:

- 1) по формуле (1) определяется нагрузка p_{vk} , действующая на верхней грани трубы;
- 2) формируется расчётная область проектируемой трубы со всеми расчётными характеристиками трубы и насыпи, за исключением параметров, описывающих нелинейное деформирование грунта (так как на этом этапе расчёта решается линейная задача);
- 3) к верхней грани расчётной области прикладывается нагрузка с единичной интенсивностью $s=1$ кН/м;
- 4) выполняется линейный расчёт с целью определения единственного параметра – давления p_{vl} над осью верхней грани трубы от нагрузки $s=1$ кН/м;
- 5) определяется искомая интенсивность нагрузки $S=(p_{vk}/p_{vl}) \times 1$ кН/м.

На рис. 3, а показан пример расчётной области земляного полотна автомобильной дороги с водопропускной трубой отверстием 3,89 м со стенками из гофрированной стали с расчётным сопротивлением $R_y=265$ МПа. Форма гофров с размерами 164×57 мм, толщиной стенки 3,5 мм показана на рис. 3, б. Диаметр трубы по средней линии гофров 3,92 м, высота насыпи 8,72 м (включая дорожную одежду). Геометрические характеристики гофров, образующих стенки трубы на рис. 3,б: площадь сечения $44,8$ см²/м, момент инерции $181,4$ см⁴/м, момент сопротивления крайних волокон $60,0$ см³/м. Расчётный удельный вес: грунта насыпи $19,5$ кН/м³, грунтов основания $18,7$ кН/м³. Механические характеристики грунтов приводятся в подписи к рис. 3. На рисунке размеры трубы и насыпи в метрах, размеры гофров - в миллиметрах.

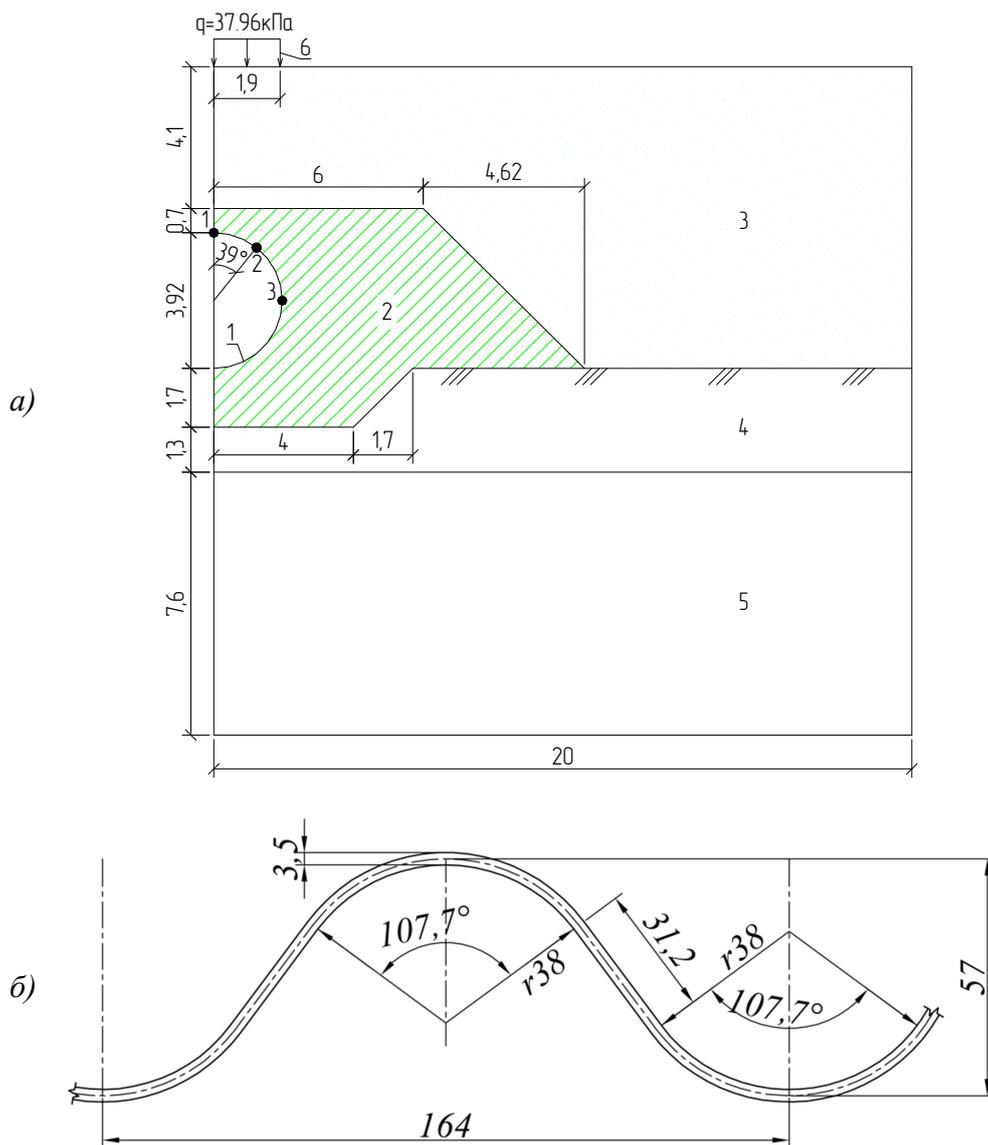


Рис. 3. Расчётная область водопропускной трубы диаметром 3,92 м в насыпи высотой 8,72 м на основании, сложенном полутвёрдым и мягкопластичным суглинком (а) и геометрическая схема гофров (б):

- 1 – труба из гофрированной стали,
- 2 – обойма из плотного грунта $E=30$ МПа, $\nu=0,35$, $\varphi=33^0$, $c=1$ кПа,
- 3 – насыпь из мелкого песка $E=15$ МПа, $\nu=0,35$, $\varphi=33^0$, $c=1$ кПа,
- 4 – суглинок полутвёрдый $E=13$ МПа, $\nu=0,36$, $\varphi=19^0$, $c=21$ кПа,
- 5 – суглинок мягкопластичный $E=6,3$ МПа, $\nu=0,36$, $\varphi=18^0$, $c=16$ кПа,
- 6 – временная вертикальная нагрузка с интенсивностью 37,96 кПа

В постановке задачи принято, что деформации в точках расчётной области включают линейную (упругую) и пластическую части в соответствии с диаграммой Прандтля. Условие предельного напряжённого состояния и описание деформирования грунта на пластической стадии приняты в соответствии с уравнением Мора-Кулона и неассоциированным законом течения.

При подготовке исходных данных и решении упругопластической задачи (программа *PLAXIS2D*) использована симметрия расчётной области. Граничные условия расчётной области на рис. 3, а: на вертикальных границах запрещены горизонтальные перемещения, вертикальные перемещения не ограничиваются; на нижней границе установлены вертикальные и горизонтальные связи.

В расчёте использованы 15-узловые треугольные КЭ, распределённые по схеме на рис. 4, *а*. Нагрузка от веса насыпи и временная вертикальная нагрузка приложены в одну ступень. На рис. 4, *б*, *в* показаны эпюры расчётных моментов от 6,48 до –3,31 кНм/м и нормальных сжимающих сил от –160,7 до –289,2 кН/м в сечениях металлической гофрированной трубы.

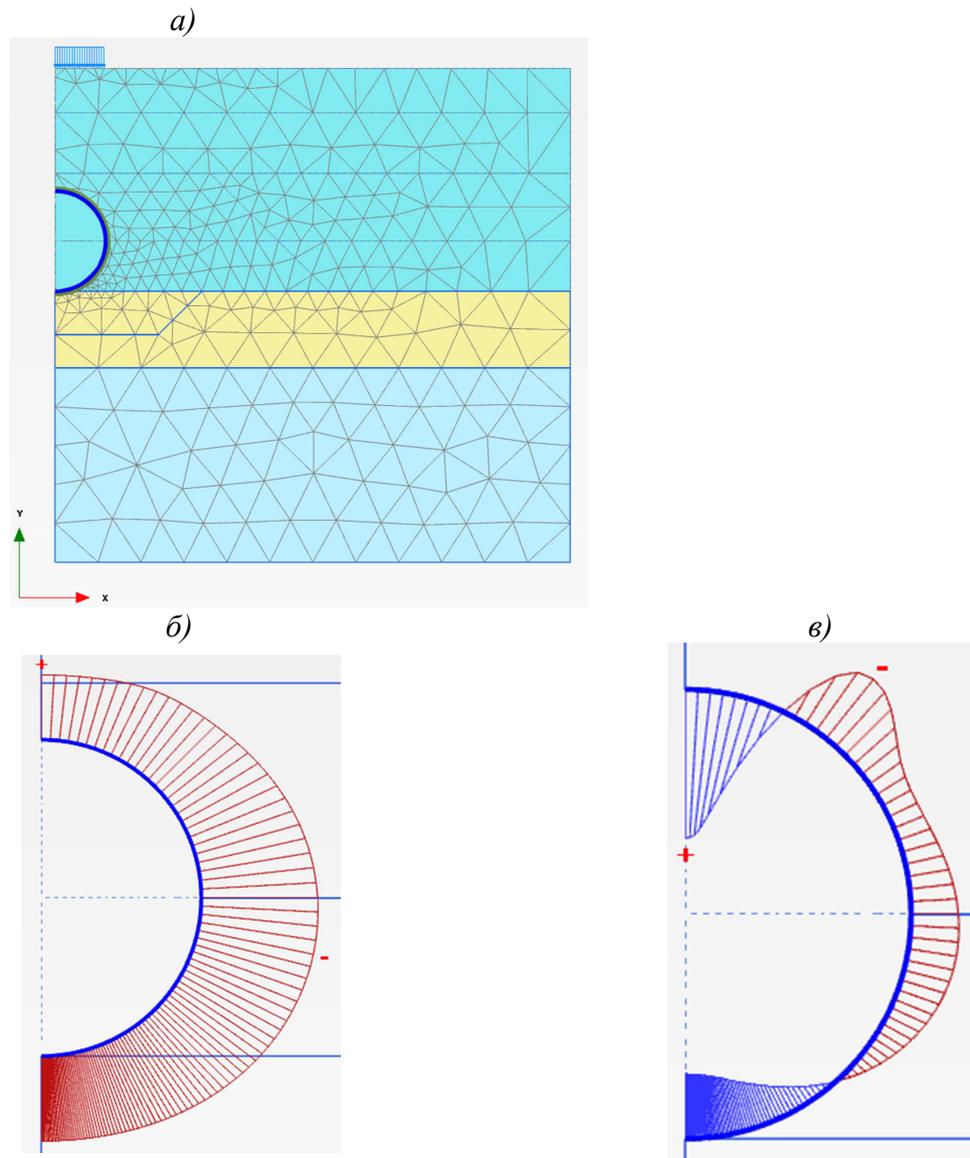


Рис. 4. К расчёту водопропускной трубы:
а – членение расчётной области на 15-узловые треугольные конечные элементы,
б, *в* – эпюры продольных сил и моментов в стенках трубы

Таблица
 Усилия и напряжения в точках 1, 2, 3 трубы

Номера точек на рис. 3, <i>а</i>	N , кН/м	M , кН/м	$\sigma_{\text{макс}}$, МПа
1	-160,7	6,48	-143,9
2	-203,0	-3,31	-100,5
3	-285,3	-2,05	-97,8

В таблице содержатся результаты расчёта максимальных сжимающих напряжений $\sigma_{\text{макс}}$ в трёх точках 1, 2, 3 (см. рис. 3, а) сечения трубы, в которых получены экстремальные значения моментов M и нормальных N сил. Расчётные напряжения получены в пределах от -97.8 до -143.9 МПа, не превышающих $R_y=265$ МПа. Уменьшение вертикального диаметра трубы составило 23 мм, увеличение горизонтального диаметра - 16,8 мм.

Библиографический список

1. ОДМ 218.2.001-2009 Рекомендации по проектированию и строительству водопропускных сооружений из металлических гофрированных структур на автомобильных дорогах общего пользования с учётом региональных условий (дорожно-климатических зон)/Росавтодор. - М., 2009. – 114 с.
2. Свод правил СП 35.13330-2011 (Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*). Мосты и трубы / ОАО «ППП». – М., 2011. – 340 с.

References

1. ODM 218.2.001-2009 Recommendations for the design and construction of pipe culverts from corrugated metal structures on the public roads taking into account regional conditions (road-climatic zones). - Rosavtodor // М.: 2009. - 114 p.
2. Set of rules СП 35.13330-2011 (The updated edition of Building specifications and regulations 2.05.03-84 *). Bridges and pipes / ОАО PPP. – М.: 2011 – 340 p.

Ключевые слова: дорожные водопропускные трубы, металлические гофрированные элементы, нелинейный упругопластический расчёт.

Keywords: road pipe culverts, corrugated metal elements, non-linear elastic-plastic calculation.

Воронежский государственный архитектурно-строительный университет
Канд. техн. наук, доцент кафедры
строительной механики
Г.Е. Габриелян
Аспирант кафедры организации
строительства, экспертизы и управления
недвижимостью
Ив Ндайирагидже
Россия, г. Воронеж, тел. 8 908 14034 92
e-mail: ybienvenu@ymail.com

Voronezh State University of Architecture and Civil Engineering
PhD of Tech. Science, Associate Professor
of Department of Structural Mechanics
G.E. Gabrielyan
Postgraduate of Department of construction
organization, expertise and real estate
management
Iv Ndayiragije
Russia, Voronezh, tel. 8 908 140 34 92
e-mail: ybienvenu@ymail.com

Г.Е. Габриелян, Ив Ндайирагидже

РАСЧЕТНЫЙ АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ ПАРАМЕТРОВ СИСТЕМЫ «ТРУБА-ГРУНТОВЫЙ МАССИВ» НА НАПРЯЖЕННО - ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ВОДОПРОПУСКНОЙ ТРУБЫ

Изучается напряженно-деформированное состояние водопропускных труб под насыпью автодороги с применением плоской конечно-элементной расчетной схемы в детерминированной и вероятностной постановках с учетом разброса модуля деформативности грунтовой засыпки. Исследуются особенности совместного деформирования трубы и окружающего грунтового массива.

G.E. Gabrielyan, Iv Ndayiragije

CALCULATION ANALYSIS OF THE SYSTEM “PIPE – GROUND MASSIF” PARAMETERS INFLUENCE ON PIPE CULVERT DEFLECTED MODE

The calculation algorithm of deflected mode of pipe culvert located under the road earth-deposit with application of flat finite elemental design model in determine statement and probabilization is studied. The peculiarities of pipe and surrounding ground massif combined deformation are analyzed.

Особенностью расчета располагаемых в насыпях водопропускных труб является совместное сопротивление материала и окружающей грунтовой среды действующим нагрузкам. При увеличении деформаций трубы растет пассивный отпор грунта, который оказывает поддерживающее влияние. Резкое различие деформативности трубы и отпорности грунтового массива приводит к образованию безотпорных зон в верхней части гибкой трубы и образованию «арочного эффекта» [1]. Действующие в настоящее время нормативные документы для расчета применяемых в дорожном строительстве сооружений для пропуска через насыпи воды не позволяют учесть перечисленные выше особенности деформирования тонкостенных конструкций и используют понятие «гибких» водопропускных труб, не давая количественных оценок [2, 6]. В ряде появившихся в последнее время публикаций [3-6] по рассматриваемому вопросу отмечается, что использование метода конечных элементов позволяет учесть особенности совместного деформирования конструкции трубы и окружающего грунта. Этот подход используется в настоящем исследовании.

Исследования НДС находящейся в грунтовом массиве трубы выполняются с помощью плоской конечно-элементной модели с использованием следующих допущений:

- материал трубы является линейно-упругим;
- в грунте насыпи не возникает пластических деформаций, деформирование окружающей трубы среды подчиняется закону Гука;
- перемещения точек грунтового массива и трубы считаются малыми.

В конечно-элементной расчетной схеме с использованием библиотеки КЭ вычислительного комплекса SCAD верхняя часть грунтового массива моделируется прямоугольными КЭ, средняя часть - треугольными КЭ, реализующими состояние плоской деформации. Грунт, непосредственно соприкасающийся с трубой, представлен стержневыми КЭ одноосного растяжения-сжатия. Кольцевое сечение трубы моделируется сопротивляющимися совместному действию сжатия и поперечного изгиба стержневыми КЭ. С помощью численных экспериментов принята расчетная схема тестирована с целью определения числа и размеров КЭ расчетной схемы, а также границ вовлекаемого в совместную работу с трубой грунтового массива.

В численных исследованиях принята труба круглого поперечного сечения с отверстием 1,5 м в большом диапазоне значений цилиндрической жесткости. Для гибких гофрированных труб этот диапазон составляет 0,06-0,36 кНм² для толщин листа от 1,5 до 2,7 мм, для жестких железобетонных труб 375-3000 кНм² при толщинах стенки от 6 до 11 см. Модуль деформации грунтовой среды принимается равным 40 МПа, коэффициент Пуассона 0,2. В расчетах учитывались собственный вес и временная нагрузка НК-80.

На рис. 1-4 приведены графики зависимостей изгибающих моментов в замковом сечении трубы и относительных изменений вертикального диаметра от величины модуля деформации грунта. По данным расчетов получено, что с увеличением модуля деформации песчаной грунтовой среды с 10 до 60 МПа максимальное уменьшение изгибающего момента для гибкой трубы происходит в 3,6 раза, для жесткой - в 2,3 раза. При этом относительные деформации вертикального диаметра трубы изменяются в 1,5 раза для гибкой трубы и 3,5 раза для жесткой трубы. Одновременно с увеличением цилиндрической жесткости для гибких труб изменения диаметра незначительны, а для жестких труб - максимально в 2,5 раза. На рис. 5 представлены зависимости углового размера безотпорной среды 2φ для гибкой трубы при разных модулях деформации грунта. С увеличением модуля деформации грунта происходит уменьшение угла 2φ и его стабилизация

Из многих исследований по рассматриваемой проблеме известно [4,7], что окружающий трубу грунтовый массив является сложной системой, обладающей значительными флуктуациями. Их учет позволяет получить более обоснованные данные об особенностях распределения усилий и деформаций. В настоящем исследовании грунтовый массив моделируется сплошной стохастической средой с различными деформационными характеристиками. При этом используются два различных подхода для описания вероятностного характера изменчивости параметров грунтовой среды

В **приближенном** подходе вероятностная модель среды представляется полем с постоянными по площади вероятностными характеристиками в соответствии с понятиями теории вероятностей. Модуль деформации грунтовой среды считается случайной величиной, распределенной по нормальному закону. Расчет НДС трубы в насыпи с использованием метода Монте Карло (статистических испытаний) включает следующие этапы:

- генерация случайных значений модуля деформации грунта в соответствии с нормальным законом;
- расчет НДС по программе МКЭ;
- накопление статистических данных параметров НДС при повторных расчетах для случайных значений модуля деформации;
- выравнивание статистических распределений параметров НДС.

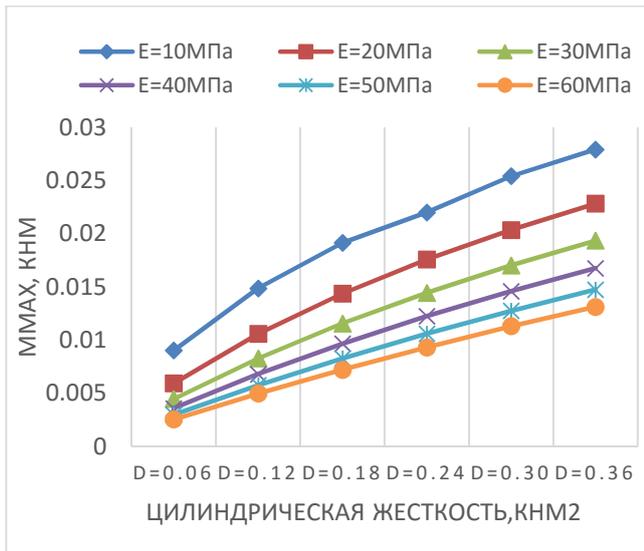


Рис. 1. Изгибающие моменты в замковом сечении гофрированной трубы

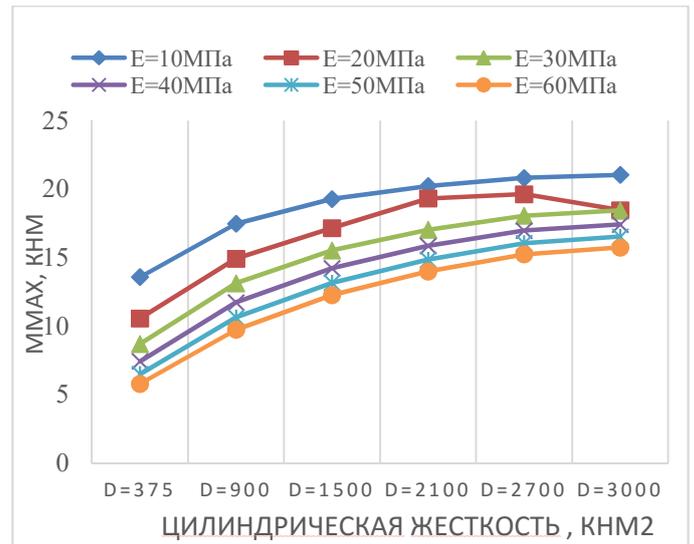


Рис. 2. Изгибающие моменты в замковом сечении железобетонной трубы

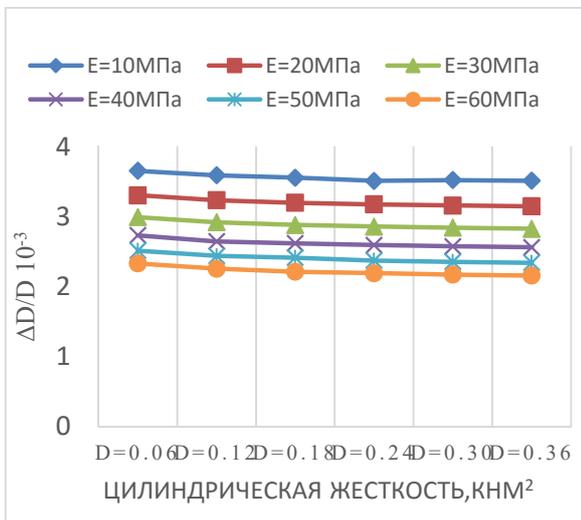


Рис. 3. Относительные изменения вертикального диаметра гофрированной трубы

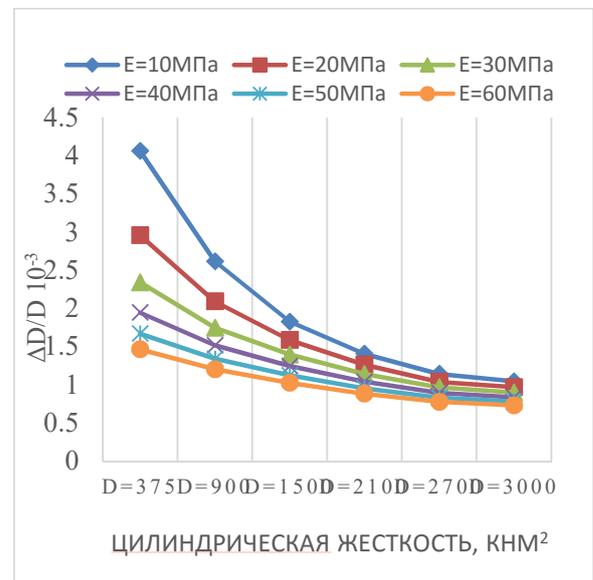


Рис. 4. Относительные изменения вертикального диаметра железобетонной труб

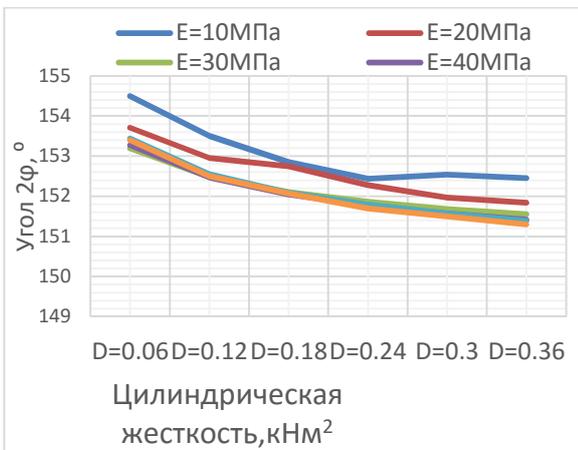


Рис. 5. Изменение величины безотпорной зоны в зависимости от жесткости трубы

В численных расчетах с помощью составленной вычислительной программы по описанной выше последовательности приняты следующие параметры для модуля деформаций грунтовой засыпки: математическое ожидание $m_E=40$ МПа, стандарт $\sigma_E=10$ МПа. Исследования проводились для гофрированной трубы с толщиной листа 1,5мм и железобетонной трубы с толщиной стенки 6см. В качестве выходных параметров принимались изгибающие моменты в замковом сечении трубы и относительные изменения вертикального диаметра.

Выполненные численные эксперименты показывают, что для жестких железобетонных труб при исходном нормальном распределении модулей деформации грунта распределения выходных параметров также подчиняются нормальному закону (рис. 6, 7). Для гибких гофрированных труб (рис. 8, 9) распределения параметров НДС отличаются от нормального с положительной асимметрией (в сторону меньших значений параметров НДС). Для распределений моментов и изменения диаметра получены коэффициенты асимметрии 2,4 и 2,1 соответственно. Различие в распределении параметров НДС могут быть объяснены «арочным эффектом» для гибких труб.

В **уточненном** подходе окружающая трубу сплошная среда представляется стохастически неоднородным массивом со случайными характеристиками в отдельных точках. Переход к плоской расчетной схеме приводит сплошную среду к случайному неоднородному полю, статистические параметры которого приняты в соответствии с теорией нормальных случайных функций с постоянным средне квадратическим отклонением и периодически изменяющимся математическим ожиданием [8]. При нормальном распределении параметров достаточно задать математические ожидания m_x модуля деформативности грунтового массива по периметру трубы. В рассматриваемой расчетной схеме это моделируется направленным изменением коэффициентов жесткости стержневых КЭ грунта по следующему детерминированному выражению $K = K_0 + K_1 \sin \alpha x$, где K_0, K_1, α - постоянные параметры. Такая стохастическая модель привела к небольшой корректировке алгоритма и программы по описанной выше приближенной последовательности вероятностных расчетов.

Выполненные численные исследования с использованием тех же геометрических параметров конструкций дорожных сооружений не выявили явную зависимость между моментами в сечениях трубы и варьируемыми параметрами K_0, K_1 и α . Уточнение алгоритма расчета по уточненной схеме является предметом дальнейших исследований.

Практический интерес представляет расчет НДС трубы при ступенчатом нагружении временной нагрузкой с учетом изменения возможного изменения при этом свойств грунтовой среды. Временная нагрузка прикладывается ступенчато (всего 10 шагов), на каждом шаге жесткостные характеристики стержневых КЭ грунта изменяются. Моменты в замковом сечении трубы при пошаговом нагружении суммируются. Для численного анализа введен параметр Δ , равный отношению моментов в замковом сечении трубы при шаговом и единовременном нагружениях.

Для гибких труб параметр Δ уменьшается значительно с увеличением жесткости по кривой мягкого типа, для жестких труб параметр Δ увеличивается незначительно по кривой жесткого типа (рис. 10).

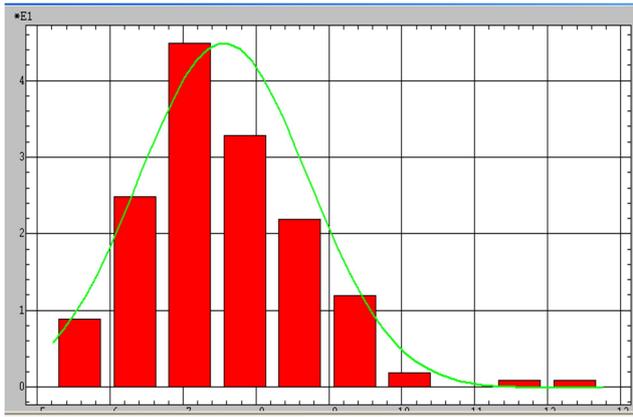


Рис. 6. Гистограмма распределения изгибающих моментов в замковом сечении железобетонной трубы

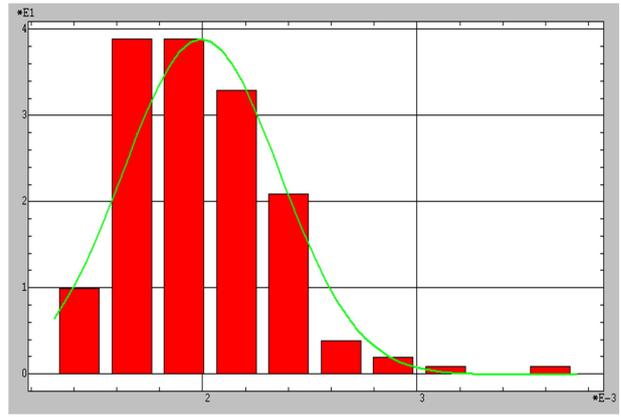


Рис. 7. Гистограмма распределения относительных изменений диаметра железобетонной трубы

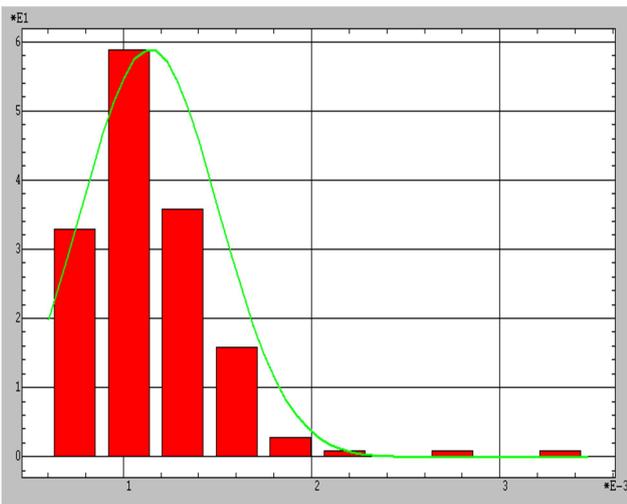


Рис. 8. Гистограмма распределения изгибающих моментов в замковом сечении гофрированной трубы

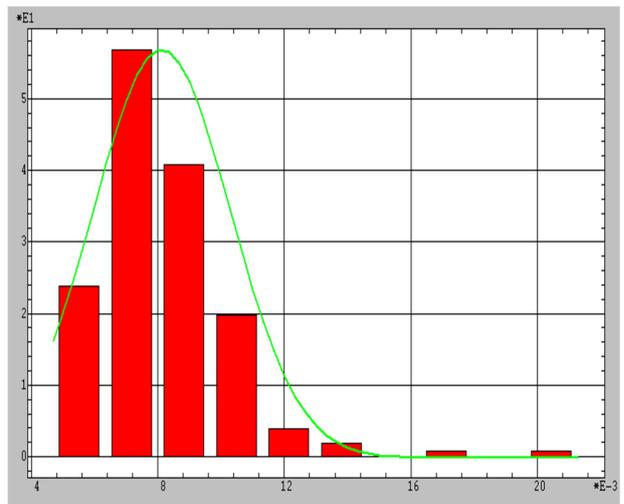


Рис. 9. Гистограмма распределения относительных изменений диаметра гофрированной трубы

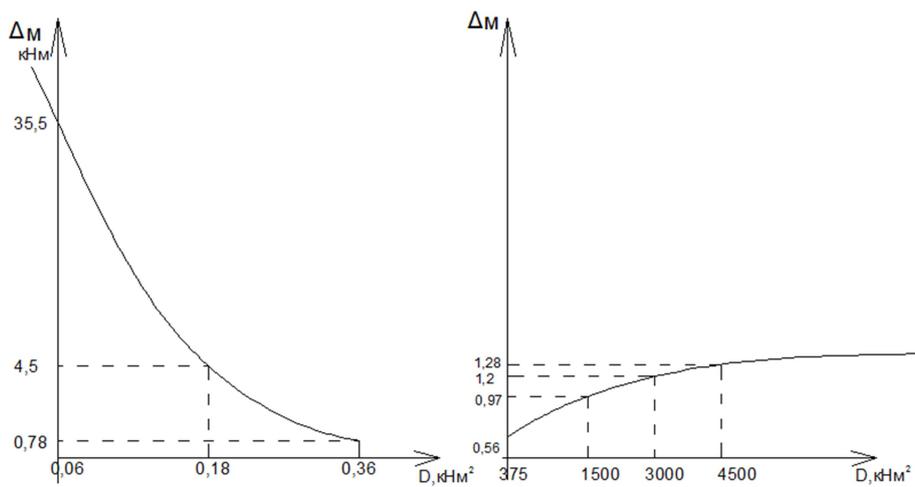


Рис. 10. Изменение параметра Δ для гофрированной (слева) и железобетонной (справа) труб

Из приведенных на рис. 10 графиков следует, что на некотором диапазоне изменения цилиндрических жесткостей параметр Δ становится меньше единицы. Существование такого диапазона свидетельствует о наличии наряду с гибкими и жесткими средней группы применяемых в строительстве водопропускных труб, которые названы проф. Лисовым В.М. упругими.

Библиографический список

1. Лисов, В. М. Водопропускные трубы под насыпями автодорог / В. М. Лисов. – Воронеж.: Изд-во ВГУ, 1996. – 123 с.
2. Свод правил СП 35.13330-2011 (Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*). Мосты и трубы/ОАО «ППП». – М.-2011. – 340 с.
3. Шапиро, Д. М. Теория и расчетные модели оснований и объектов геотехники / Д. М. Шапиро. – Воронеж: ИПЦ «Научная книга», 2012. – 164 с.
4. Сафронов, В.С. Расчет гибких водопропускных труб с учетом разброса характеристик деформативности грунта насыпи /В.С. Сафронов, Г.Е. Габриелян // Современные методы статического и динамического расчета сооружений и конструкций. – Воронеж, 1998. – Вып. 4. – С. 24-31.
5. Сафронов, В.С. Влияние деформационных характеристик песчаной засыпки на напряженно-деформированное состояние грунтозасыпных мостов /В.С. Сафронов, В.В. Зазвонов // Строительная механика и конструкции. – Воронеж, 2010, – Вып.№1 – С. 16-20.
6. Сафронов, В.С. Расчетно-экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния железобетонного свода грунтозасыпного автодорожного моста /В.С. Сафронов, В.В. Зазвонов // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – М., 2011. – Вып. №2. – С.49-55
7. Габриелян, Г.Е. Расчет замкнутой цилиндрической оболочки в упругой среде с односторонними связями: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17/ Габриелян Грайр Егишеевич. – Воронеж, 1998. – 24 с.
8. Свешников, А.А. Прикладные методы теории случайных функций / А.А. Свешников. – М.: Наука, 1968. – 458 с.

Reference

1. Lisov, V. M. Pipe culvert under the road earth-deposit / V. M. Lisov. – Voronezh.: Pub. house of VGU, 1996. – 123 p.
2. Set of regulations SP 35.13330-2011 (Updated warding Building norms and regulations 2.05.03-84*). Bridges and pipes/Ltd «PPP». – M.-2011. – 340 p.
3. Shapiro, D M. Theory and design models of geotechnics foundations and objects / D. M. Shapiro. – Voronezh: IPTz «Nauchnaya kniga», 2012. – 164 p.
4. Safronov, V.C. Calculation of flexible pipe culvert with account of of earth-deposit soil characteristic spread /V.S. Safronov, G.E. Gabrielyan // Modern static and dynamic design of constructions and structures. – Voronezh, 1998. – Issue. 4. – P. 24-31.
5. Safronov, V.S. Sand backfilling deformative characteristics influence on deflected mode of soil filled bridges /V.S. Safronov, V.V. Zazvonov // Structural Mechanics and constructions. – Voronezh, 2010, – Issue.№1 – P. 16-20.

6. Safronov, V.S. Experiment-calculated research of deflected mode of reinforced concrete soil filled bridges /V.S. Safronov, V.V. Zazvonov // Structural Mechanics of engineering structures and constructions/. – М., 2011. – Issue. №2. – P.49-55
7. Gabrielyan, G.E.. Calculation of closed cylindrical shell in elastic medium with unilateral connections: author's abstract of PhD of Tech.Sc.dissertation: 05.23.17/ Gabrielyan Grayr Egisheevich. – Voronezh, 1998. – 24 p.
8. Sveshnikov, A.A. Applied techniques of the theory of chance function / A.A. Sveshnikov. – М.: Nauka, 1968. – 458 p.

Ключевые слова: насыпь автодороги, водопропускные трубы, грунтовая засыпка, напряженно-деформированное состояние, деформативность, вероятностный расчет.

Keywords: road earth-deposit, pipe culvert, soil filling, deflected mode, deformation property, probability calculation.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

УДК 624.041

*Воронежский государственный
архитектурно - строительный университет
Магистрант кафедры строительной механики
С. Ю. Струков
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: strukov.sy@mail.ru*

*Voronezh State University of Architecture and
Civil Engineering
Master of Department of Structural Mechanics
S.Y. Strukov
PhD of Tech. Science, Associate Professor
Of Department of Structural Mechanics
S.V. Efryushin
Russia, Voronezh, ph. 8(473)271-52-30
e-mail: ooo.stroynauka@mail.ru
e-mail: strukov.sy@mail.ru*

С.Ю. Струков, С.В. Ефрюшин

РАСЧЕТНЫЙ АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ МОНОЛИТНОГО КАРКАСА МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ ПРИ УЧЕТЕ СТАДИЙНОСТИ ВОЗВЕДЕНИЯ

Проведен анализ напряженно-деформированного состояния пространственного каркаса многоэтажного здания, выполненного из монолитного железобетона, с учетом стадийности его возведения. Исследована зависимость этажности здания на характер распределения усилий в элементах каркаса. Произведено сравнение результатов армирования колонн и плит с учетом и без учета стадий монтажа.

S.Y. Strukov, S.V. Efryushin

COMPUTATIONAL ANALYSIS OF THE STRESS – STRAIN STATE OF A MONOLITHIC FRAME HIGH-RISE BUILDING WHEN CONSIDERING THE STAGES OF CONSTRUCTION

In the paper, we conducted stress – strain state of a space frame high-rise building, constructed of monolithic reinforced concrete with account of the stages of its construction. The dependence of the number of storeys of the building on the character of the distribution of forces in elements of the frame. A comparison of reinforcement of columns and slabs with and without stages of installation.

В настоящее время широкое распространение получило монолитное домостроение, которое технологически сложнее, нежели возведение зданий с кирпичными (или сборными железобетонными) стенами и сборными железобетонными перекрытиями. От производителей работ требуются специальные знания, навыки и технологическая дисциплинированность. Каркас монолитного железобетонного здания – это сложная система, создание которой тесно увязано с последовательностью выполняемых операций при ее сборке. При этом в том или ином порядке выполняются работы по установке или удалению некоторых элементов системы, связей в узлах, установке и удалению балластных грузов. Большинство из этих действий приводят к эволюции расчетной схемы, а следовательно, к изменению ее напряженно-деформированного состояния.

Исследование напряженно-деформированного состояния (НДС) пространственного каркаса проводилось в двух вариантах расчетной модели в программном комплексе SCAD Office. В одном варианте здание рассчитывалось целиком, без учета опалубки и стадий монтажа. В другом варианте – с учетом установки и последующей разборки опалубки и с учетом стадийности возведения здания. При таком расчете за стадию монтажа был принят 1 этаж возводимого здания. Опалубка на уже возведенных этажах снимается при условии набора бетоном 70 % прочности после возведения двух вышележащих этажей.

В расчётной модели в случае учета стадийности возведения на всех монтажных стадиях (кроме последней) прикладывались нагрузки только от собственного веса конструкций. На последней монтажной стадии в расчётной схеме учитывались все виды предварительно заданных постоянных и временных нагрузок. При неучёте стадийности возведения весь каркас загружался всеми видами постоянных и временных нагрузок.

В качестве объекта исследований были использованы два каркаса одинаковой формы в плане, но разной этажности, каждое из которых представляет собой 1 температурный блок, т.е. двухподъездный жилой дом.

На рис. 1 представлено изображение каркаса десятиэтажного здания, полученное с помощью режима презентационной графики программного комплекса SCAD Office. Сетка колонн - 6х6 м, (высота этажа – 3 м, высота здания 33 м, число конечных элементов расчетной модели - 93685, число узлов - 59792). Аналогичную расчётную схему имел каркас двадцатиэтажного дома (высота здания - 63 м, число конечных элементов модели - 186350, число узлов - 118942).

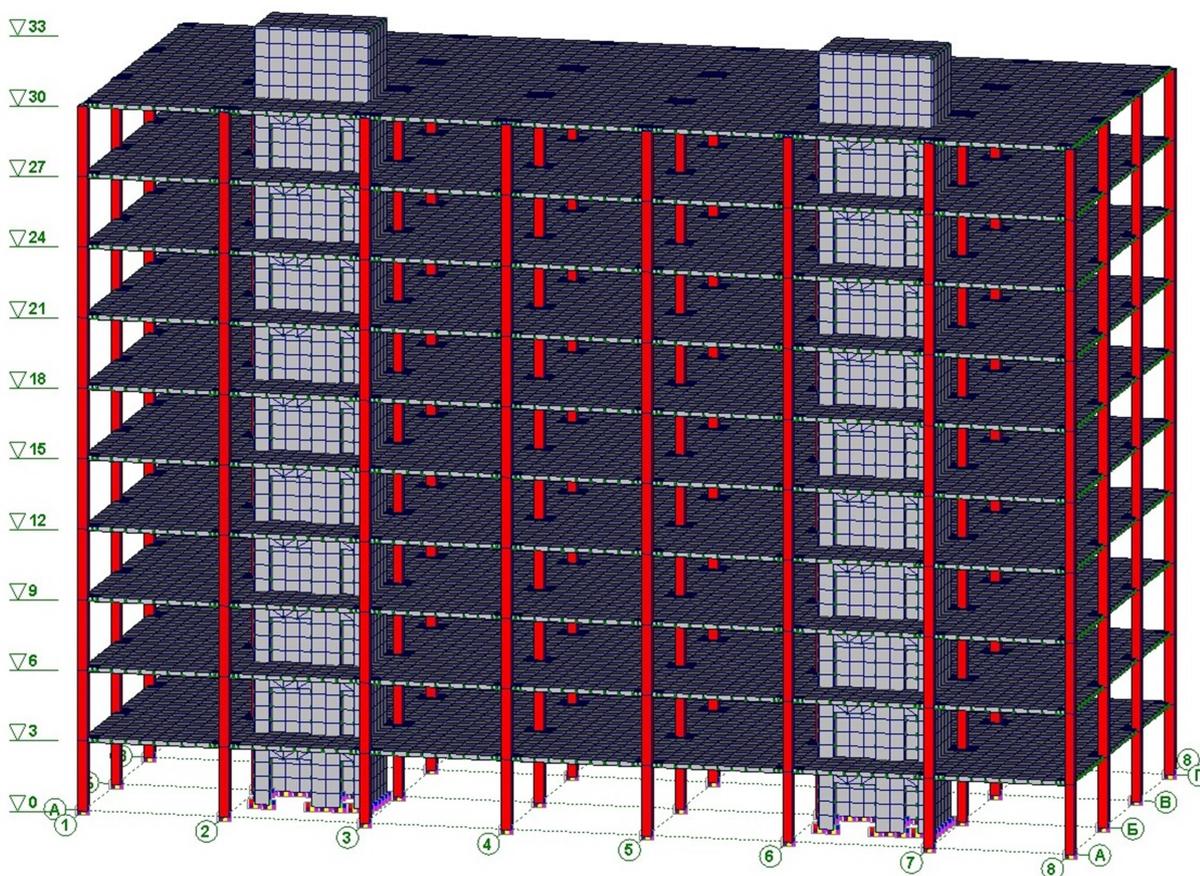


Рис. 1. Расчётная модель каркаса десятиэтажного жилого дома

Колонны рассматриваемых зданий имеют прямоугольное сечение размером 400х400 мм, материал колонн – бетон В25. Высота колонн - 3 м. В расчетной схеме колонны замоделированы конечными элементами 5 типа. На нижние узлы колонн наложены связи по всем шести степеням свободы, что моделирует их жесткое защемление в условный фундамент.

Плиты междуэтажных перекрытий (покрытия) имеют толщину 200 мм. Материал - бетон В25, типы КЭ - 42 и 44 (треугольный и прямоугольные элементы оболочки). Разбиение сеткой на прямоугольные КЭ выполнено с шагом 0,6 м. В местах стыка колонны с плитой сетка задана в виде треугольных элементов с шагом триангуляции 0,2 м.

Для частичного снижения пика изгибающих моментов в плите, а следовательно, и для получения более реальной картины НДС в плите перекрытия, в место стыка колонны и плиты вводятся трехмерные абсолютно жесткие тела (АЖТ) – специальные конечные элементы, обладающие набором узлов, расстояния между которыми для любой пары узлов остаются неизменными. Размеры АЖТ совпадают с размером поперечного сечения колонн. Ведущим назначается узел опирания плиты на стержневой элемент колонны, а ведомыми – все узлы плиты, совпадающие с размером поперечного сечения колонны.

Для восприятия горизонтальных ветровых нагрузок в рассматриваемых зданиях имеются ядра жесткости, которыми являются стены лифтовых узлов. Размеры ядра жесткости на одном этаже 6х3 м, высота 3 м. Толщина стен - 150 мм. Материал - бетон В25. Типы КЭ - 42 и 44 (треугольный и прямоугольные элементы оболочки). Разбиение сеткой на прямоугольные КЭ выполнено с шагом 0,6 м. Над проемами лифтовых шахт сетка задана в виде треугольных элементов с шагом триангуляции 0,2 м.

На нижние узлы элементов ядра жесткости 1 этажа наложены связи по всем 6 степеням свободы, что моделирует их жесткое защемление в условный фундамент.

Для расчета многоэтажного здания с учетом стадийности возведения была принята балочная опалубка перекрытий системы PERI MULTIPLEX, состоящая из следующих элементов:

- балка-ферма GT-24, которая в расчетной схеме замоделирована стержневым КЭ 5 типа. Поперечное сечение балок представлено на рис. 2;
- стойки категории PER 10, PER 20 и PER 30.

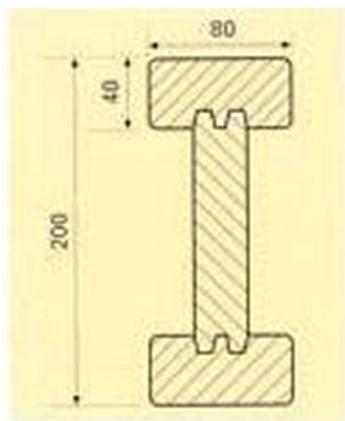


Рис. 2. Поперечное сечение балки опалубки

Круглые стальные оцинкованные стойки, применяются как отдельные опоры опалубки перекрытия. В расчетной схеме стойки опалубки заданы КЭ 5 типа. Сечение задано трубчатым профилем диаметром 10 мм.

Для обеспечения совместной работы плиты, балок и стоек опалубки в узлы стыка соответствующих элементов введены фиктивные стержни, жесткость которых задана параметрически и в 1000 раз превышает жесткость стоек опалубки.

По соответствующей таблице и схеме из типовой технологической карты для опалубочной системы «PERI» были определены расстояния между продольными и поперечными балками опалубки и между стойками опирания при толщине перекрытия 200 мм.

Окончательно в расчетной схеме принимаем следующие геометрические размеры:

- расстояние между продольными балками – 3 м;
- расстояние между поперечными балками – 0,6 м;
- расстояние между стойками:
 - в продольном направлении – 1,2 м;
 - в поперечном направлении – 3 м.

Сравнение результатов расчетов по двум расчетным схемам было проведено только с учетом нагрузки от собственного веса всех элементов конструкций возводимого здания. Все остальные виды нагрузок учитывались при подборе арматуры в элементах каркаса.

В результате расчета плит междуэтажных перекрытий монолитного многоэтажного здания были получены изополя изгибающих моментов M_x и M_y в плитах. Следует отметить, что виды изополей изгибающих моментов при двух вариантах расчета идентичны. Разница наблюдается лишь в количественных значениях анализируемых факторов.

Исследовались также наибольшие перемещения точек плит междуэтажных перекрытий. Следует отметить, что вид изополей вертикальных перемещений точек плиты по Z (мм) существенно отличается от реальной картины «чистых» прогибов (без учета перемещений колонн). С увеличением этажа здания разница заметно возрастает.

По результатам анализа НДС плит междуэтажных перекрытий в десяти- и двадцатиэтажных зданиях были построены графики зависимостей изгибающих моментов M_x и M_y (рис. 3...6), а также прогибов в зависимости от этажа здания (рис. 7...8). Следует отметить тот факт, что значения изгибающих моментов, представленных на графике, были вычислены в ячейке плиты, ограниченной разбивочными осями В, Г и 3,4.

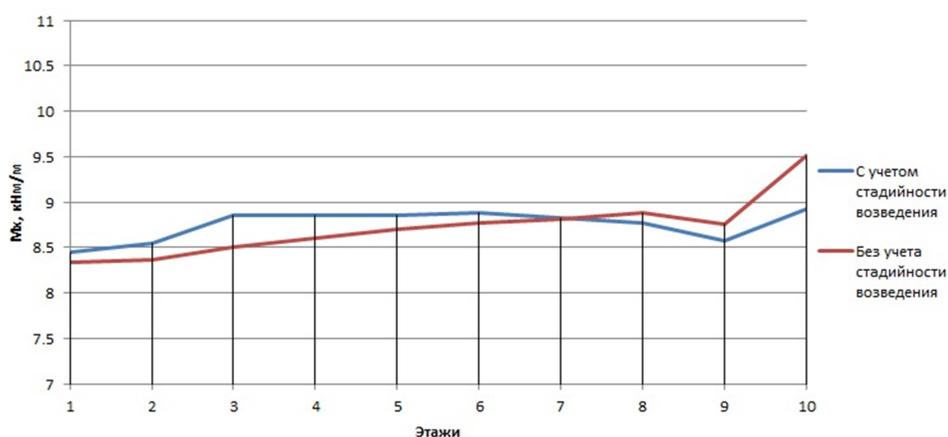


Рис. 3. Изгибающие моменты M_x в плитах 10-этажного здания с учетом и без учета стадийности возведения

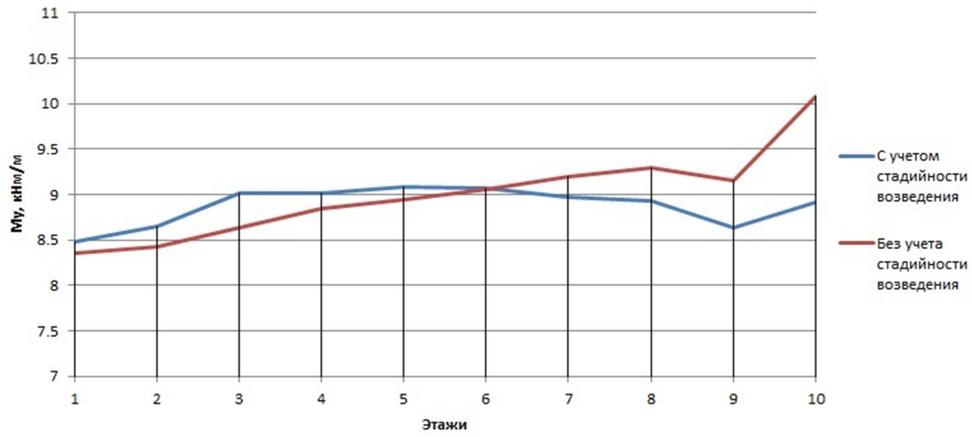


Рис. 4. Изгибающие моменты M_y в плитах 10-этажного здания с учетом и без учета стадийности возведения

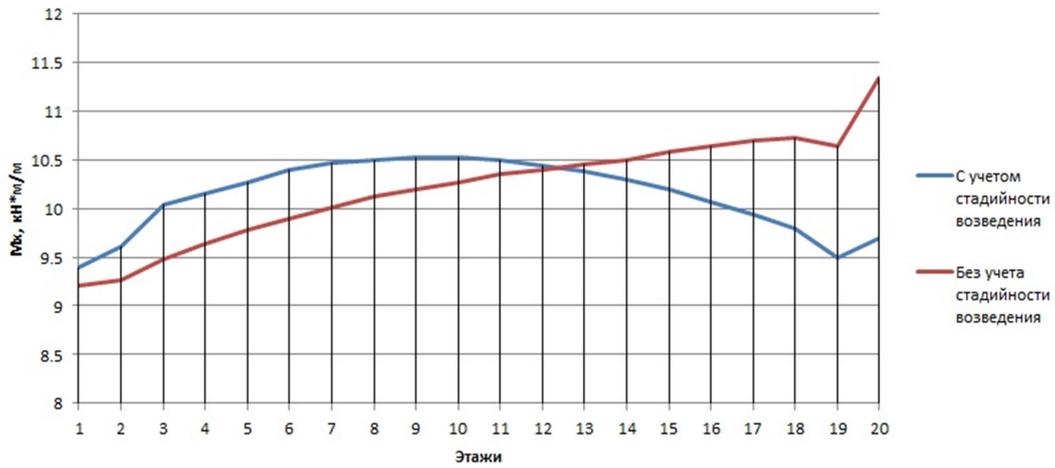


Рис. 5. Изгибающие моменты M_x в плитах 20-этажного здания с учетом и без учета стадийности возведения

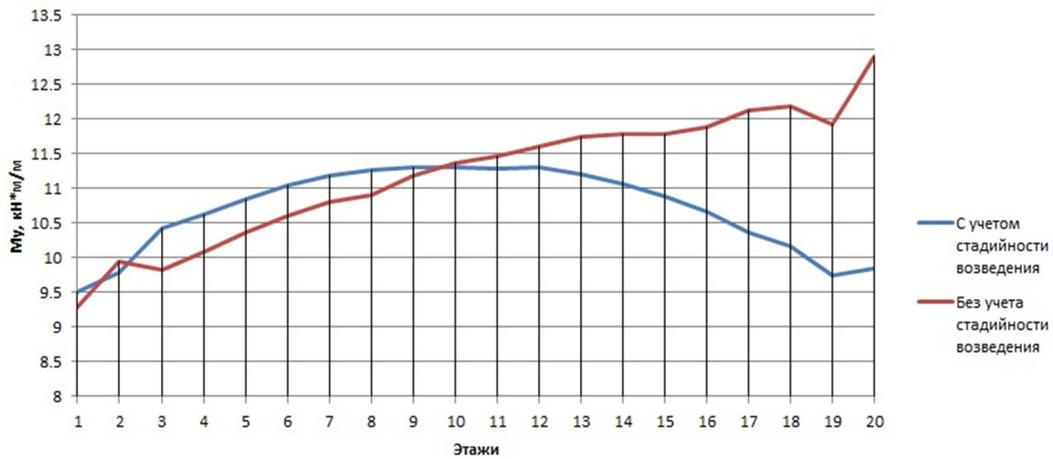


Рис. 6. Изгибающие моменты M_y в плитах 20-этажного здания с учетом и без учета стадийности возведения

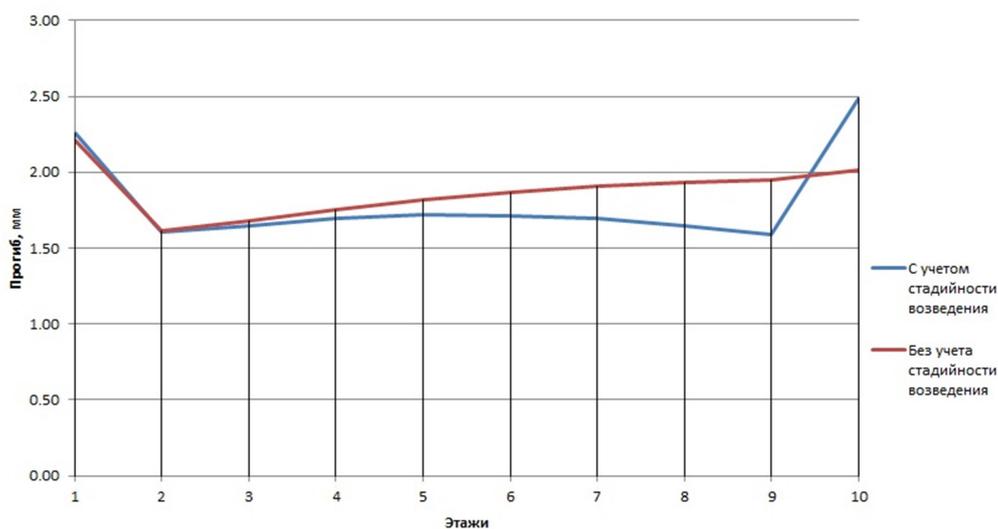


Рис. 7. Наибольшие значения прогибов в плитах 10-этажного здания с учетом и без учета стадийности возведения

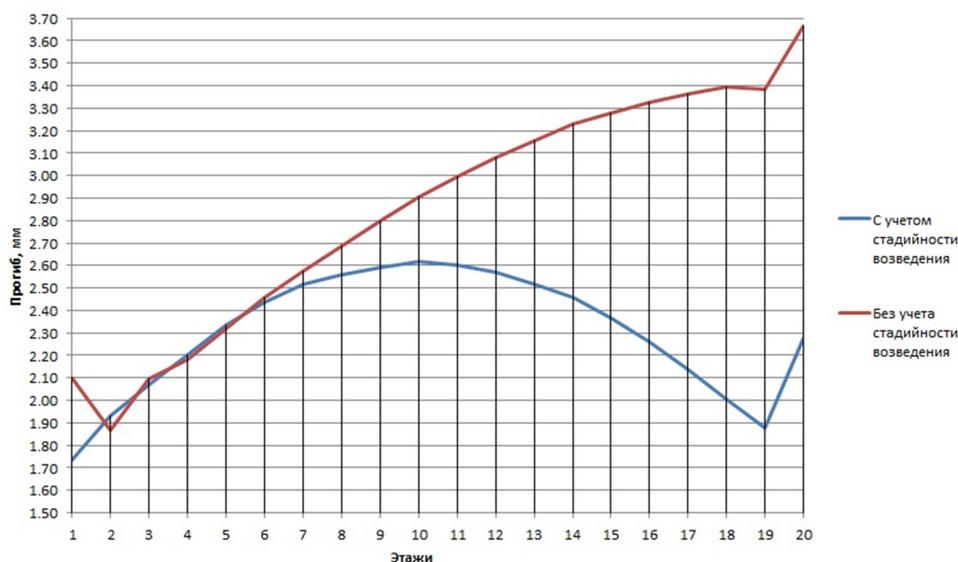


Рис. 8. Наибольшие значения прогибов в плитах 20-этажного здания с учетом и без учета стадийности возведения

Полученные значения изгибающих моментов в плитах 20-этажного здания при расчете с учетом стадийности возведения возрастают до средних этажей здания (9...12 этажи), а затем убывают. При расчете без учета стадийности возведения – только возрастают. Наибольшая разница в значении моментов наблюдается на последних этажах.

Похожая картина наблюдается и при сравнении прогибов. При расчете с учетом стадийности наибольшие прогибы достигают максимальных значений в плитах средних этажей здания (9...11 этажи). При расчете без учета стадийности возведения значения наибольших прогибов в плитах только возрастают и достигают максимальных значений на последних этажах здания.

На всех графиках зависимостей, представленных в анализе НДС плит перекрытий зданий разной этажности, наблюдается одна и та же тенденция: значения исследуемого фактора резко возрастают на последнем этаже здания. Этот факт можно объяснить тем, что пли-

та покрытия имеет меньшее защемление в точках сопряжения с колоннами из-за отсутствия колонн верхнего этажа.

В результате расчета колонн каркаса были получены числовые значения продольной силы N , а также изгибающих моментов M_y и M_z . На рис. 10...11 представлены графики зависимостей данных силовых факторов при вариантах расчета с учетом и без учета стадийности возведения для десятиэтажного здания.

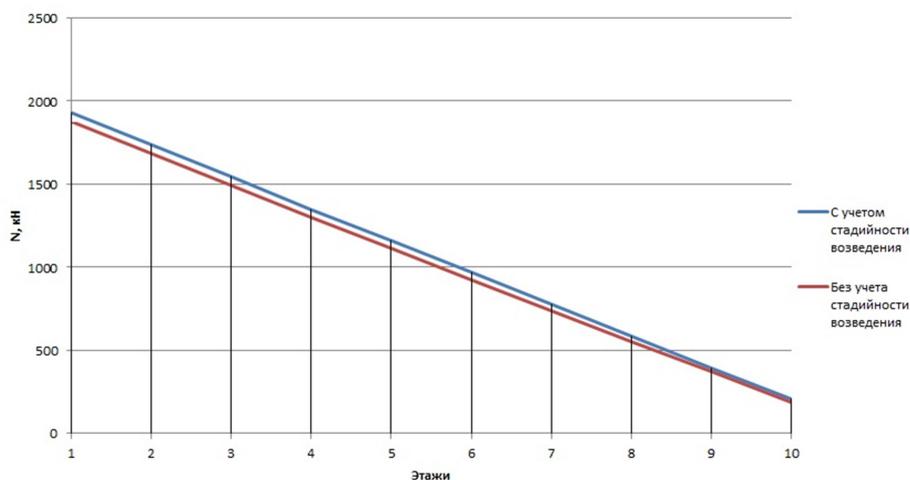


Рис. 9. Наибольшие значения продольной силы N в колоннах 10-этажного здания

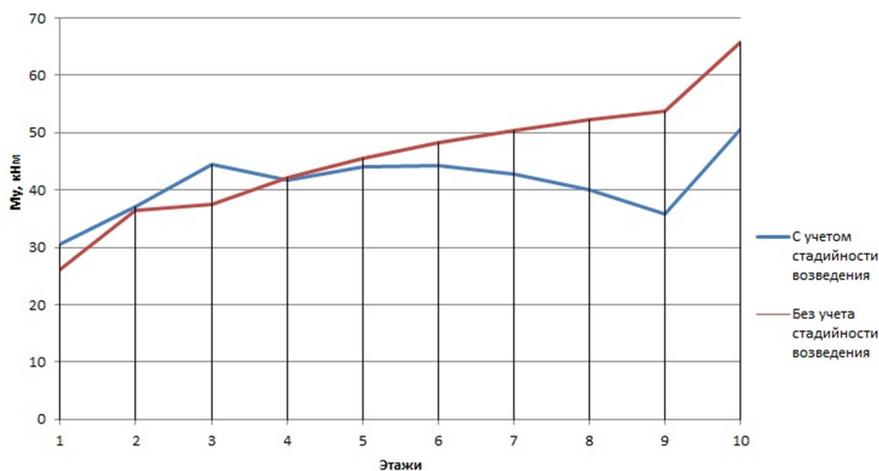


Рис. 10. Наибольшие значения изгибающего момента M_y в колоннах 10-этажного здания

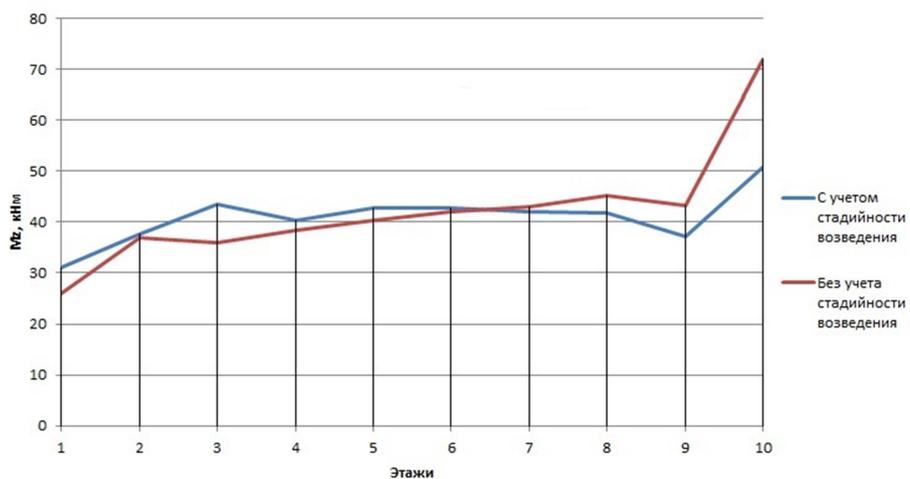


Рис. 11. Наибольшие значения изгибающего момента M_z в колоннах 10-этажного здания

Анализ НДС колонн здания в 20 этажей проводился аналогично десятиэтажному зданию. Стоит отметить, что наибольшая разница в определении исследуемых силовых факторов наблюдается также на последних этажах, но отклонения в результатах больше, нежели в десятиэтажном здании. На рис. 12...14 представлены графики зависимости продольной силы N и изгибающих моментов M_y , M_z в колоннах в 20-этажном здании с учетом и без учета стадийности возведения.

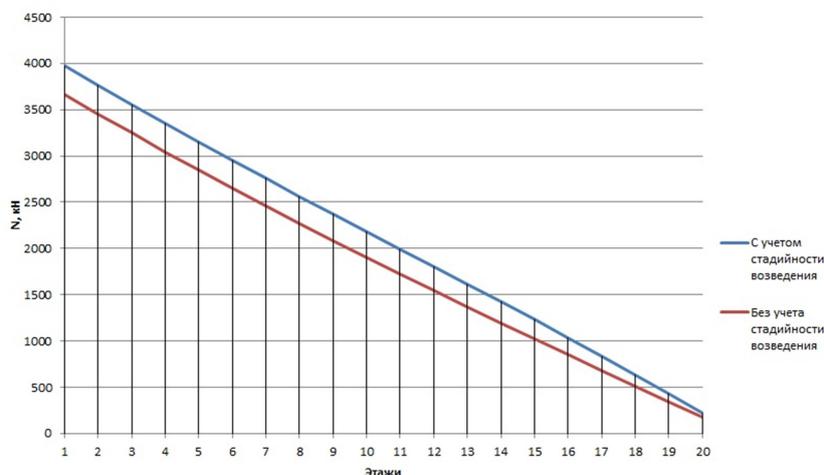


Рис. 12. Наибольшие значения продольной силы N в колоннах 20-этажного здания

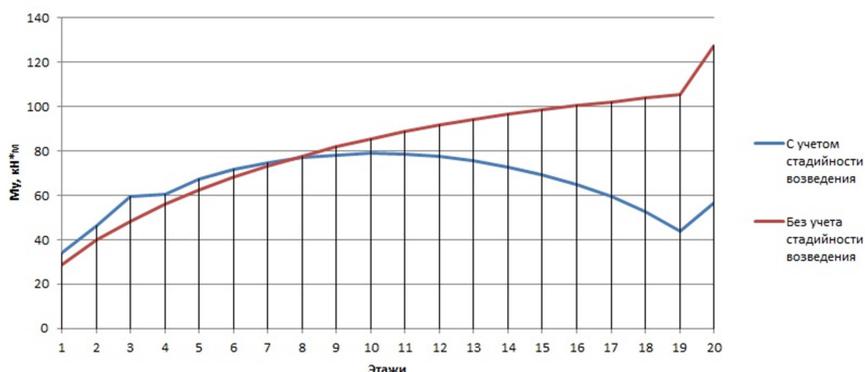


Рис. 13. Наибольшие значения изгибающего момента M_y в колоннах 20-этажного здания

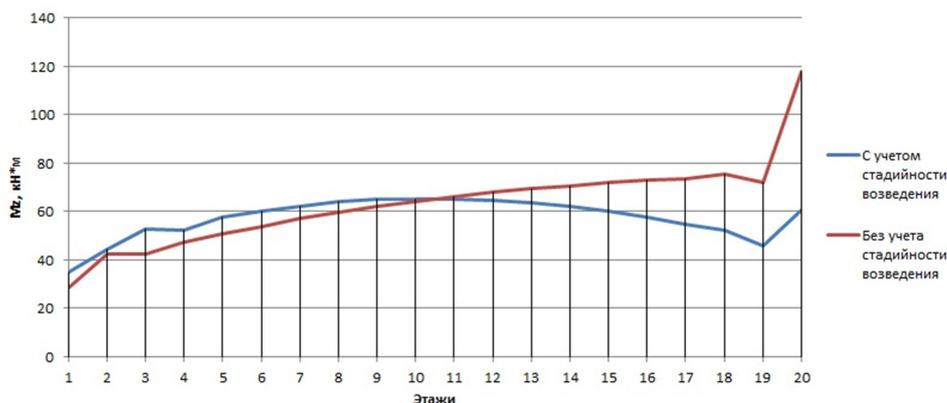


Рис. 14. Наибольшие значения изгибающего момента M_z в колоннах 20-этажного здания

Подбор арматуры в элементах каркаса проводился с помощью подключаемого модуля БЕТОН в программном комплексе SCAD Office. Предварительно были составлены комбинации загрузок и расчетные сочетания усилий (PCY) согласно требованиям [1].

Для расчета армирования колонн были заданы следующие характеристики:

- расстояния до центра тяжести арматуры: $A_1 = 4,5$ см; $A_2 = 4,5$ см (рис. 15);
- коэффициент расчетной длины: $KLy=KLz=0,8$;
- случайный эксцентриситет: $E_{ay} = E_{az} = \frac{1}{30} h$;
- модуль армирования: стержень 3D;
- класс арматуры: продольной - А400; поперечной – А240.

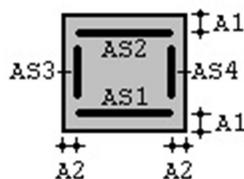


Рис. 15. Схема армирования колонн

Максимальный диаметр углового стержня принят равным 32 мм; максимальный процент армирования 3 %.

После расчета с учетом и без учета стадийности возведения для 20-этажного здания было произведено сравнение массы рабочей арматуры в колоннах по каждому этажу при двух вариантах расчета. Результаты приведены в табл. 1.

Таблица 1

Масса рабочей арматуры в колоннах

Номер этажа	С учетом стадийности, кг	Без учета стадийности, кг	Разница, %
1	2187,81	1983,29	10,31
2	1869,29	1690,8	10,56
3	1554,26	1446,96	7,42
4	1381,82	1361,28	1,51
5	1361,28	1361,28	0,00
6	1317,83	1297,35	1,58
7	1276,03	1276,03	0,00
8	1050,53	1037,62	1,24
9	1045,83	1045,83	0,00
10	1045,83	1045,83	0,00
11	1163,99	1063,39	9,46
12	988,66	984,86	0,39
13	974,79	974,79	0,00
14	974,79	974,79	0,00
15	986,99	1002,17	1,51
16	709,44	657,7	7,87
17	707,91	723,84	2,20
18	698,97	723,84	3,44
19	698,97	852,62	18,02
20	709,05	1127,36	37,11
Итого:	22704,07	22631,63	

Результаты подбора арматуры имеют существенные расхождения на первых и последних этажах здания. При учете стадийности возведения мы получаем увеличенное арми-

рование колонн на 1...3 этажах и некую экономию на 18...20 этажах. Без учета стадийности возведения – наоборот. В целом по данному расчету можно судить о том, что общее количество арматуры в колоннах примерно одинаково, имеется лишь качественная разница в ее распределении по этажам здания.

Для расчета армирования в плитах были приняты следующие характеристики:

- расстояния до центра тяжести арматуры: $A_1 = A_2 = A_3 = A_4 = 3,5$ см (рис. 16);
- класс арматуры: продольной - А400; поперечной – А240.

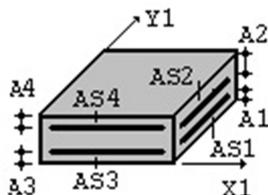


Рис. 16. Схема армирования плит перекрытия

Анализ результатов расчета плит перекрытий проводился для ячейки, ограниченной разбивочными осями 1,2 и В, Г. В табл. 2 приведены значения требуемой площади арматуры по данной ячейке плиты перекрытия всех этажей при двух вариантах расчета для 20-этажного здания, а также разница между ними.

Таблица 2

Разница в требуемой площади арматуры в ячейке плиты с учетом и без учета стадийности возведения

Номер этажа	Без учета стадийности, см ²	С учетом стадийности, см ²	Разница, %
1	433,04	431,96	0,25
2	438,85	430,49	1,90
3	444,44	440,34	0,92
4	448,2	448,54	0,08
5	451,69	446,87	1,07
6	456,38	450,4	1,31
7	452,29	449	0,73
8	462,77	460,34	0,53
9	462,28	459,93	0,51
10	458,25	462,04	0,83
11	462,7	462,64	0,01
12	463,45	462,23	0,26
13	456,94	461,51	1,00
14	460,35	462,64	0,50
15	453,26	455,1	0,41
16	466,09	467,38	0,28
17	457,68	465,4	1,69
18	459,4	461,68	0,50
19	461,79	460,84	0,21
20	372,65	385,02	3,32

По полученным данным разницы в требуемых площадях арматуры можно судить о том, что армирование плит междуэтажных перекрытий будет очень близко и разница, которая имеется при армировании колонн, будет отсутствовать.

Выводы

1. Наибольшие значения изгибающих моментов M_y , M_z в колоннах с учетом монтажа возрастают до средних этажей здания, а затем убывают. Без учета монтажа – только возрастают ($\Delta M_{zmax}=57,55\%$, $\Delta M_{ymax}=139,31\%$).
2. Значения продольной силы N в колоннах каркаса с учетом стадийности возведения больше, чем без ее учета. Наибольшая разница $\Delta N_{max}=20,09\%$ достигается на 20 этаже здания.
3. Значения изгибающих моментов M_x , M_y и прогибы в плитах с учетом монтажа возрастают до средних этажей здания, а затем убывают. Без учета монтажа – только возрастают. ($\Delta M_{xmax}=12,12\%$; $\Delta M_{ymax}=22,26\%$; $\Delta Z_{max}=316,08\%$).
4. Разница в армировании элементов каркаса наблюдается лишь в колоннах. Наибольшая разница в колоннах 20 этажа – 37,11 %.
5. Расчет с учетом стадийности возведения следует использовать при исследовании напряженно-деформированного состояния и подборе арматуры в элементах каркаса зданий большой этажности (более 10 этажей). До 10 этажей эффект учета монтажа незначителен.

Библиографический список

1. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* / Министерство Регионального развития РФ. – М.: 2011. – 96 с.
2. Дарков, А.В. Строительная механика: учебник / А.В. Дарков, Н.Н. Шапошников. – 9-е изд., испр. – СПб.: «Лань», 2004. – 656 с.
3. Перельмутер, А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – М.: ДМК Пресс, 2007. – 600 с.
4. Анпилов, С.М. Технология возведения зданий и сооружений из монолитного железобетона: учеб. пособие / С. М. Анпилов – М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2010. – 576 с.

References

1. Set of rules 20.13330.2011. Loading and effects. Updating wording Building norms and regulations 2.01.07 – 85* / Ministry of Region Development of RF . – М.: 2011. – 96 p.
2. Darkov, A.V. Structural mechanics text book / A. V. Darkov, N. N. Shaposhnikov. 9th issue., corr.. – StPeterburg.: «Lan», 2004. – 656 p.
3. Perelmuter, A. V. Design models of structures and their analysis possibility/ A. V. Perelmuter, V. I. Slivker. – М.: DMK Press, 2007. – 600 p.
4. Anpilov, S. M. The technology of erection of buildings and structures of reinforced concrete: tutorial / S. M. Anpilov – М.: Publisher Association building universities, 2010. – 576 p.

Ключевые слова: пространственный каркас, напряженно-деформированное состояние, опалубочная система, стадия монтажа, изополя изгибающих моментов, армирование элементов каркаса.

Keywords: space frame, deflected mode, formwork system, stage of installation, isopole bending moments, the reinforcement elements of the carcass.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ И НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ И МАТЕРИАЛОВ

УДК 624.012.36
Воронежский государственный архитектурно-
строительный университет
Канд. физ.-мат. наук, доц.
кафедры строительной механики
А.В. Резунов
Россия, г. Воронеж, тел.: 8(473)271-52-30
e-mail: irezunov@gmail.com

*Voronezh State University of Architecture and Civil
Engineering
PhD of Tech. Science. Associate Professor
of Department of Structural Mechanics
A.V. Rezunov
Russia, Voronezh, tel.: 8 (473) 271-52-30
e-mail: irezunov@gmail.com*

А.В. Резунов

ОБСЛЕДОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ПУТЕПРОВОДА ПОСЛЕ ПОВРЕЖДЕНИЯ ОДНОЙ ИЗ БАЛОК ПРОЕЗЖАЮЩИМ ПОД НЕЙ ТРАНСПОРТНЫМ СРЕДСТВОМ

Описаны результаты обследования пролетного строения из предварительно напряженного железобетона железнодорожного путепровода, расположенного на территории ОАО «Оскольский электрометаллургический комбинат» в г. Старый Оскол. Одна из балок обследованного пролетного строения была повреждена в результате удара транспортным средством. Дана оценка технического состояния дефектной балки, ее несущей способности и ремонтпригодности, выполнено испытание пролетного строения на статическую нагрузку. Изучена возможность восстановления грузоподъемности балки наклейкой углеволокнистых холстов. Приведены рекомендации по дальнейшей эксплуатации сооружения в соответствии с назначением.

A.V. Resunov

THE INSPECTION OF RAILWAY VIADUCT REINFORCED CONCRETE SPAN AFTER THE ONE OF THE BEAM DAMAGED BY THE VEHICLE PASSING UNDER IT

The results of inspection of span from post-tensioned reinforced concrete railway viaduct located on the Ltd "Oskol electric metallurgical plant" territory in the city of Stary Oskol is described in the article. One of the girders of inspected span was damaged caused by vehicle impact. There was given the assessment of defected girder technical state, its bearing capacity and maintainability. The span static load was tested. The possibility of girder load carrying ability was studied with coal fibrous canvas gluing. There were suggested the recommendation on construction further operation according to the function.

1. Краткие сведения о сооружении

Обследованное железобетонное разрезное пролетное строение является частью четырехпролетного путепровода 1982 года постройки, расположенного над двухполосной автомобильной дорогой на территории ОАО "ОЭМК" в г. Старый Оскол Белгородской области. На путепроводе размещен одноколейный рельсовый путь. Длина сооружения 52,0 м. Подмостовой габарит 4,85 м. Расчетная схема – 8,7+2x15,8+8,7. Проектная нормативная временная нагрузка – С14.

© Резунов А.В., 2015

Пролетные строения № 2, 3 состоят из двух балок с уширенной пятой, выполненных из предварительно напряженного железобетона с натяжением арматуры на упоры по т.п. серии 3.501-91, вып. 2 (инв. № 556), разработанному Ленгипротрансмостом в 1974 г. [1]. Полная длина балок 16,5 м. Объединение балок осуществлено с помощью диафрагм, расположенных над опорами.

Напрягаемая арматура балок – пучки из стальной высокопрочной холоднотянутой проволоки класса В-II диаметром 5 мм. Каждый пучок состоит из 24 проволок. Деление пучков на 4 ветви осуществляется специальными прокладками, поставленными через 1,5-2,0 м по длине пучка. Все пучки прямолинейные, имеют каркасно-стержневые анкеры конструкции МИИТ. В нижнем поясе балки располагаются 12 пучков, в полке – 2 пучка.

Балка Б2 (нумерация слева направо при взгляде с начала путепровода) пролетного строения в пролете 3 получила существенное повреждение нижней части ребра, влияющее на грузоподъемность сооружения: в середине пролета произошло разрушение бетона в вutoвой части ребра с разрывом рабочей арматуры. Причина дефекта – наезд автотранспорта.

2. Задачи обследования

Целью обследования поврежденного пролетного строения являлось [2, 3]:

- обследование технического состояния;
- оценка ремонтпригодности дефектной балки и грузоподъемности пролетного строения;
- разработка рекомендаций по дальнейшей безопасной эксплуатации сооружения.

При обследовании выполнены:

- обмеры фактических размеров балок;
- детальный осмотр места повреждения;
- нивелировка низа балок с определением строительного подъема;
- определение фактических прочностных характеристик бетона;
- измерение толщины защитного слоя бетона;
- определение глубины карбонизации и содержания хлоридов в защитном слое бетона;
- испытание пролетного строения путепровода на статическую нагрузку;
- расчет фактической грузоподъемности поврежденной балки;
- изучение возможности восстановления несущей способности балки путем наклейки холстов MS-DUR CF-Sheets.

3. Результаты обследования

Детальный осмотр дефекта показал, что разорваны 24 проволоки, т.е. полностью один пучок напрягаемой арматуры, расположенный в нижнем ряду с правого края (рис. 1).



Рис. 1. Нижний пояс поврежденной балки. Разрушение бетона с разрывом рабочей напрягаемой и конструктивной арматуры

Данный дефект по классификации [2] имеет третью категорию по долговечности ДЗ. Таким образом, техническое состояние путепровода было оценено как неудовлетворительное (2 балла).

Результаты инструментальных измерений и лабораторных анализов показали следующее:

- прочность бетона обследуемой балки больше проектной (марка М400) и соответствует классу В40;
- толщина защитного слоя бетона для рабочей ($4\div 5$ см) и конструктивной арматуры (3 см) отвечает требованиям строительных норм;
- содержание хлоридов в бетоне составляет 0,01 % к массе цемента и соответствует нормам (предельное значение 0,2 %);
- водородный показатель рН для бетона нижнего пояса составил 9,4 (минимально допустимое значение 8,3), то есть среда, в которой находится арматура, – щелочная;
- глубина карбонизации в поверхностном слое бетона составляет $5\div 6$ мм; это свидетельствует о сохранении защитных свойств поверхностного слоя бетона;
- рабочая и конструктивная арматура на участках вскрытия защитного слоя бетона не подвержена коррозии;
- дефектная балка сохранила строительный подъем, составляющий 17,5 мм (по проекту 17,4 мм).

4. Испытание пролетного строения на статическую нагрузку

Для оценки сохранности жесткостных параметров обследуемой балки было выполнено испытание пролетного строения № 3 на статическую нагрузку. В качестве испытательной нагрузки использовался маневровый тепловоз ТЭМ2УМ (наиболее тяжелая нагрузка, обращающаяся по данному сооружению) примерной массой 120 т (рис. 2). Таким образом, минимальная величина коэффициента загрузки обеспечена [3].



Рис. 2. Испытание пролетного строения на статическую нагрузку

Нивелировка низа дефектной балки показала, что ее прогиб в середине пролета от действия испытательной нагрузки составил 4,0 мм. Прогиб неповрежденной балки оказался равным 4,1 мм, что в пределах точности измерений совпадает с прогибом обследуемой балки.

Так как пролетное строение состоит только из двух балок, рельсовый путь проходит по оси сооружения, то при нахождении расчетного прогиба каждую балку можно рассматривать как отдельную шарнирно опертую балку, испытывающую плоский изгиб под нагрузкой $60\text{ т}=588,6\text{ кН}$. Расчетная схема приведена на рис. 3.

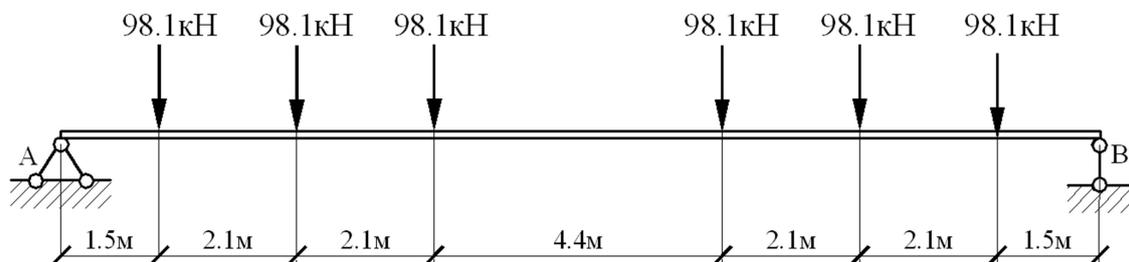


Рис. 3. Расчетная схема балки

Расчетные прогибы находятся из решения следующей краевой задачи для обыкновенного дифференциального уравнения:

$$\frac{d^2V(x)}{dx^2} = -\frac{M(x)}{E \cdot J}, \quad V(0) = 0, \quad V(\ell) = 0, \quad (1)$$

где ось x направлена от точки A к точке B , $V(x)$ – прогиб, $M(x)$ – изгибающий момент в сечениях балки, $E \cdot J = 67983\text{ кН} \cdot \text{м}^2$ – изгибная жесткость балки [1], $\ell = 15,8\text{ м}$ – расчетный пролет. Величина расчетного прогиба в середине пролета, найденная из решения задачи (1),

составляет 4,3 мм. Сравнение расчетного и опытного прогибов показывает, что поврежденная балка сохранила жесткостные параметры, заложенные при проектировании.

После снятия нагрузки балки приняли исходное положение, что свидетельствует о работе конструкций пролетного строения в упругой области.

5. Оценка несущей способности балки

Для оценки несущей способности балки найдем предельный изгибающий момент, который может воспринять балка с учетом имеющегося дефекта (разрыв одного пучка нижнего ряда рабочей арматуры), и сравним его с максимальным значением изгибающего момента от совместного действия постоянных и временных проектных нагрузок [4, 5, 7].

Расчет выполним по предельным состояниям первой группы (по условию прочности). Значения механических характеристик бетона и арматуры примем по [1, 4, 6], геометрические размеры поперечного сечения с расположением рабочей арматуры – по [1] (рис. 4), значения постоянных и временных нагрузок (класс нагрузки С14) – по [4,6], динамического коэффициента и коэффициентов надежности – по [4,6]. Соответствующие значения приведены в табл. 1, 2.

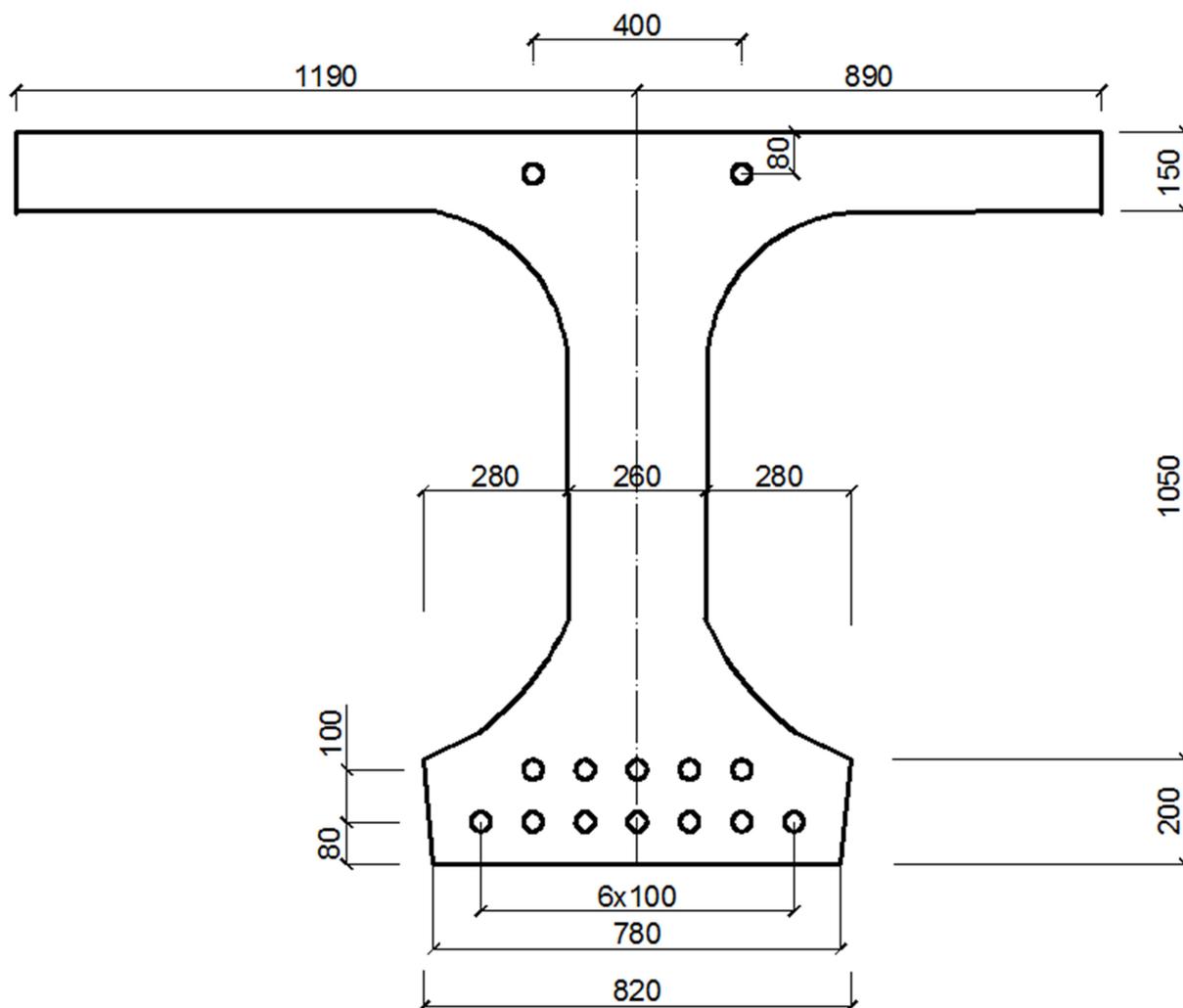


Рис. 4. Поперечное сечение балки в середине пролета

Таблица 1

Величины постоянных и временных нагрузок

Постоянные нагрузки [1,4,6]		
	Интенсивность нагрузки, т/м (кН/м)	Коэффициент надежности
Собственный вес балки	2,6 (25,5)	1,1
Вес балласта с частями пути	2,0 (19,6)	1,3
Временная нагрузка (класс С14)		
Нагрузка на одну балку	9,78 (95,94)	1,253
Коэффициент динамичности	$1 + \mu = 1 + \frac{10}{20 + 15.8} = 1.279$	

$$M_{\max} = \frac{(2.6 \cdot 1.1 + 2 \cdot 1.3 + 9.78 \cdot 1.253 \cdot 1.279) \cdot 15.78^2}{8} = 659.46 \text{ т} \cdot \text{м} = 6469.3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Высота балки: h=140 см; ширина полки: b=208 см.

Таблица 2

Механические характеристики материалов

Класс бетона В40 [4,6]	
Сжатие осевое, кГ / см ² (МПа)	205 (20)
Растяжение осевое, кГ / см ² (МПа)	13 (1,25)
Модуль упругости, кГ / см ² (МПа)	367000 (36000)
Класс напрягаемой арматуры В-II [1]	
Напряжение растяжения при эксплуатации, кГ / см ² (МПа)	9800 (961)
Остаточное сжимающее напряжение, кГ / см ² (МПа)	4100 (402,2)
Модуль упругости, кГ / см ² (МПа)	1800000 (177000)

Площадь нижних пучков: $A_n = 24 \cdot \frac{\pi \cdot 0.5^2}{4} \cdot 11 = 51.84 \text{ см}^2$.

Площадь верхних пучков: $A_b = 24 \cdot \frac{\pi \cdot 0.5^2}{4} \cdot 2 = 9.42 \text{ см}^2$.

Высота сжатой зоны: $x = \frac{9800 \cdot A_n - 4100 \cdot A_b}{205 \cdot b} = 11.01 \text{ см}$.

Высота от нижней грани до центра тяжести растянутой арматуры:

$$a' = \frac{5 \cdot 18 + 6 \cdot 8}{11} = 12.55 \text{ см}.$$

Рабочая высота сечения: $h_0 = h - a' = 127.45 \text{ см}$.

Предельный изгибающий момент:

$$M_{пр} = \left[205 \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + 4100 \cdot A_b \cdot (h_0 - 8) \right] \cdot 10^{-5} = 618.54 \text{ т} \cdot \text{м} = 6067.9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Коэффициент надежности по прочности: $k = \frac{M_{пр}}{M_{max}} = 0.94$.

Таким образом, грузоподъемность балки в настоящее время составляет [4,6]

$$q = \frac{8 \cdot M_{пр} / 15.8^2 - 2.6 \cdot 1.1 - 2 \cdot 1.3}{1.279 \cdot 1.253} = 8.96 \text{ т/м} = 87.9 \text{ кН/м}$$

или 92 % от проектной нагрузки С14.

Максимальный класс временной нагрузки, при котором обеспечена несущая способность поврежденной балки, – К=12,8.

6. Восстановление несущей способности балки наклейкой холстов MC-DUB CF SHEETS S

По желанию заказчика была рассмотрена возможность восстановления несущей способности дефектной балки наклейкой углеволокнистых холстов **MC-DUR CF SHEETS S 300/600**.

Параметры холстов:

- плотность – 300 г/м²;
- прочность на растяжение – 3860 Н/мм²;
- модуль упругости E – 242000 Н/мм²=2470000 кг/см²;
- ширина – 600 мм;
- площадь сечения A – 0,339 см²;
- относительное удлинение при разрыве ε – 1,5 %.

Будем считать, что все холсты наклеены на нижнюю поверхность уширенной пяты. Влиянием холстов на положение центра тяжести нижней рабочей арматуры (a') можно пре-

небрежь из-за малой плотности холстов. Относительное удлинение холстов примем равным относительной деформации растянутой арматуры в предельном состоянии:

$$\varepsilon_{\text{пр}} = \frac{9800}{1800000} \cdot 100\% = 0.54\% < 1.5\% .$$

Необходимое число холстов n найдем из системы уравнений

$$x = \frac{9800 \cdot A_n + n \cdot A \cdot E \cdot \varepsilon_{\text{пр}} - 4100 \cdot A_b}{205 \cdot b} ,$$

$$M'_{\text{пр}} = \left[205 \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + 4100 \cdot A_b \cdot (h_0 - 8) + n \cdot A \cdot E \cdot \varepsilon_{\text{пр}} \cdot a' \right] \cdot 10^{-5} ,$$

$$M'_{\text{пр}} \geq M_{\text{max}} = 659.5 \text{ т} \cdot \text{м} = 6469.3 \text{ кН} \cdot \text{м} .$$

Минимальное целое значение n , при котором последнее неравенство выполняется, равно 7. При этом $M'_{\text{пр}} = 6470.7 \text{ кН} \cdot \text{м} \geq M_{\text{max}} = 6469.3 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Таким образом, необходимое количество холстов, которое нужно наклеить в месте расположения повреждения исследуемой балки, равно 7. При этом следует учесть, что максимальное число холстов, приклеиваемых друг на друга, не должно быть больше 5. Поэтому два холста следует наклеить на боковую поверхность уширенной пяты балки. Это приведет к незначительному уменьшению значения $M'_{\text{пр}}$, чем можно пренебречь.

Заметим, что усиление железобетонных конструкций наклейкой углеволокнистых холстов рекомендуется использовать для конструкций, испытывающих статические или медленно изменяющиеся нагрузки. Так как исследуемая балка является частью пролетного строения путепровода, расположенного на территории металлургического комбината и не испытывающего значительных динамических нагрузок, то можно считать, что указанное ограничение выполнено.

При монтаже элементов усиления необходимо выполнить мероприятия по их включению в совместное сопротивление нагрузкам с существующими конструкциями, например, разгрузку балок до наклейки холстов от веса балласта с последующей загрузкой.

Выводы и рекомендации

Из результатов обследования балки Б2 пролетного строения № 3, находящегося в эксплуатации железнодорожного путепровода на территории ОАО «Оскольский электрометаллургический комбинат», можно сделать следующие выводы:

- ✓ вследствие удара проезжающим под ней транспортным средством балка получила дефект 3-й категории по долговечности (разрыв одного пучка нижнего ряда рабочей арматуры) [2];
- ✓ балка имеет необходимый строительный подъем;
- ✓ бетон сохранил свои пассивирующие свойства;
- ✓ жесткостные параметры балки соответствуют проектным значениям;
- ✓ несущая способность балки составляет 92 % от проектной нагрузки С14.

Для обеспечения длительной безаварийной эксплуатации путепровода рекомендуется:

- ✓ выполнить ремонт дефектной балки, восстановив проектные размеры полимербетоном;
- ✓ восстановить несущую способность балки наклейкой углеволокнистых холстов **MC-DUR CF SHEETS S 300/600**;
- ✓ устранить все дефекты, имеющиеся на конструкциях путепровода;
- ✓ работникам обслуживающей организации регулярно проводить осмотры мостового сооружения и выполнять текущие ремонтные работы.

В соответствии с приведенными рекомендациями в 2013 г. был выполнен ремонт путепровода, и он продолжает использоваться по назначению.

Библиографический список

1. Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6 м для железнодорожных мостов. Серия 3.501-91, вып. 2 "Пролетное строение длиной 16,5 м". - Л.: Ленгипротрансмост, 1974.
2. ОДМ 218.4.001-2008. Методические рекомендации по организации обследований и испытаний мостовых сооружений на автомобильных дорогах. – М., 2008. – 78 с.
3. СП 79.13330.2012. Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний. Актуализированная редакция СНиП 3.06.07-86 / Минрегионразвития РФ. – М.: ФАУ «ФЦС», 2012. – 38 с.
4. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы/ Минстрой России. – М.: ГП ЦПП, 1996. – 214 с.
5. ОДН 218.0.032-2003. Временное руководство по определению грузоподъемности искусственных сооружений на автомобильных дорогах. – М., 2003. – 118 с.
6. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84/ Минрегион России. – М., 2011. – 341 с.
7. Сафронов, В.С. Суперэлементный расчет в смешанной постановке железобетонных мостов, имеющих дефекты и повреждения/ В.С. Сафронов, А.А. Петранин, Е.Н. Петреня// Изв. высш. учеб. заведений. Строительство. – Новосибирск, 1995. - №6. - С. 103-109.

Reference

1. Prefabricated spans from prestressed reinforced concrete of 16,5-27,6 m long for railway bridges. Serial 3.501-91, issue. 2 "Spans of 16.5m long". – L.: Lengiprotransmost, 1974.
2. ОДМ 218.4.001-2008. Technique recommendations on road bridge structures investigation and testing organization. – М., 2008. – 78 p.
3. Building regulations 79.13330.2012. Bridges and pipes. Specifications of investigation and testings. Updated wording of Building norms and regulations 3.06.07-86 / Minregionrazvitiya of RF. – М.: FAU «FTzC», 2012. – 38 p.
4. Building norms and regulations 2.05.03-84*. Bridges and pipes/ Ministry of Russia. – М.: GP TzPP, 1996. – 214 p.
5. ОДН 218.0.032-2003. Temporal manual on determination of man-made structures on roads. – М., 2003. – 118 p.
6. Set of rules 35.13330.2011. Bridges and pipes. Updated wording of norms and regulations 2.05.03-84/ Minregion og Russia. – М., 2011. – 341 p.
7. Safronov, V.S. Superelemental calculation in combined statement of railway bridges having defects and damages/ V.S. Safronov, A.A. Petranin, E.N. Petrenya// News. Higher School. Building. – Novosibirsk, 1995. - №6. - P. 103-109.

Ключевые слова: путепровод, пролетное строение, балка, предварительно напряженный железобетон, напрягаемая арматура, несущая способность, строительный подъем, проектная нагрузка, прочность, грузоподъемность, изгибающий момент, напряжение, прогиб, коэффициент надежности, углеволокнистые холсты.

Keywords: viaduct, bridge span, girder, prestressed reinforced concrete, prestressing tendon, bearing capacity, camber, design loading, durability, moment of deflection, tension, kink, reliability factor, coal fibrous canvas.

Научное издание

**СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА
И КОНСТРУКЦИИ**

Научно-технический журнал

Выпуск № 2 (11), 2015

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

Подп. в печать 18. 12. 2015. Формат 60x84 1/8. Уч.-изд. л. 12,2. Усл.-печ. л. 12,3.
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