



# СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И КОНСТРУКЦИИ

Научно-технический журнал

Выпуск №1, 2010

## Учредитель

Государственное образовательное  
учреждение высшего  
профессионального образования  
Воронежский государственный  
архитектурно-строительный  
университет

## Издатель

Строительный факультет

## Главный редактор

Сафронов В.С., д.т.н., проф.

## Зам. главного редактора

Ефрюшин С.В., к.т.н., доц.

## Ответственный секретарь

Габриелян Г.Е., к.т.н., доц.

## Члены редколлегии

Борисов Ю.М., д.т.н., проф.  
Шитикова М.В., д. ф.-м. н., проф.  
Шапиро Д.М., д.т.н., проф.  
Орлов А.С., д.т.н., проф.  
Свентиков А.А., к.т.н., доц.  
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

- 7 **Ефрюшин С.В., Викулов М.А.**  
Исследование несущей способности стержневых систем, применяемых в мостостроении по методу предельного равновесия
- 16 **Сафронов В.С., Зазвонов В.В.**  
Влияние деформационных характеристик песчаной засыпки на напряженно-деформированное состояние грунтозасыпных мостов

### ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ И НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ И МАТЕРИАЛОВ

- 21 **Зазвонов В.В.**  
Усиление углепластиковыми элементами поврежденной зоны руслового рамно-консольного железобетонного пролетного строения моста
- 29 **Сафронов В.С., Зазвонов В.В.**  
Натурные статические испытания грунтозасыпного автодорожного моста со сводчатым пролетным строением из монолитного железобетона
- 39 **Синозерский А.Н., Волков А.А.**  
Влияние эксцентриситета приложения сжимающей силы на условную деформацию, соответствующую верхней границе микротрещинообразования мелкозернистого бетона 28-дневного возраста

## РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

- 42** **Ефрюшин С.В., Флавианов В.М.**  
Расчетная модель башенной градирни и ее комплексный анализ с помощью метода конечных элементов
- 52** **Свентиков А.А.**  
Параметрический поиск схемы невыгодного нагружения пространственных висячих покрытий
- 59** **Сафронов В.С., Суханова Ю.А.**  
Прочностной анализ несущих конструкций висячего трубопровода через р. Ока в г. Орел

## РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

- 65** **Сафронов В.С., Нгуен Динь Хоа, Петранин А.А., Косенко М.В.**  
Вероятностная оценка риска разрушения применяемых в мостостроении балочных систем из железобетона
- 72** **Шапиро Д.М., Тютин А.П.**  
Расчет по образованию и раскрытию трещин в стенках предварительно напряженных балок пролетных строений мостов
- 80** **Сазонов Э.В., Иванов И.Ю., Иванов Ю.В.**  
Эффективность усиления изгибаемых железобетонных элементов полимерами на основе углеродных волокон

## РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

- 87** **Петреня Е.Н., Прудских П.В.**  
Расчет неразрезных пролетных строений автодорожных мостов на вертикальные и поперечные смещения опор
- 90** **Касьянов А.А., Шапиро Д.М.**  
Оптимизация компоновки мостовых пролетных строений длиной 18, 24 М
- 94** **Петранин А.А., Тарасов А.А.**  
Исследование влияния косины на распределение усилий в плитных пролетных строениях автодорожных мостов
- 102** **Петранин А.А., Хевронин А.А.**  
Исследование напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонного пролетного строения моста через р. Дон у г. Нововоронеж при продольной надвижке

## 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.**

### Адрес редакции:

394006 Воронеж,  
ул. 20-летия Октября, 84  
Тел./факс (4732) 71-52-30  
E-mail:

По вопросам размещения статей просьба обращаться по адресу:

394006 Воронеж, ул. 20-летия Октября, 84  
главному редактору, д-ру техн. наук, проф.  
Сафронову Владимиру Сергеевичу,  
Тел./ факс (4732)  
E-mail  
зам. гл. редактора, канд. техн. наук, доц.  
Ефрюшину Сергею Владимировичу,  
Тел./ факс (4732)  
E-mail  
отв. секретарю, канд. техн. наук, доц.  
Габриеляну Грайру Егишеевичу,  
Тел./ факс (4732)  
E-mail:

Редакторы  
Аграновская Н.Н.  
Акритова Е.В.

Компьютерная верстка  
Башлыкова О.И.

Подп. в печать 00.00.2010.  
Формат 60x84 1/8.  
Усл.-печ. л. 00. Уч.-изд. л. 00.  
Бумага писчая.  
Тираж 200 экз. Заказ №

Отпечатано: отдел оперативной полиграфии Воронежского государственного архитектурно-строительного университета  
394006 Воронеж, ул. 20-летия Октября, 84

© Воронежский государственный  
архитектурно-строительный  
университет



# STRUCTURAL MECHANICS AND STRUCTURES

Scientific-Technical Journal

Issue №1, 2010

## Founder

State Educational Institute  
of Professional 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. Efrushin

## Senior Secretary

PhD G.E. Gabrielyan

## Members of editorial board

DcTech.Sc, Prof. Y.M. Borisov  
Dr of .Math Prof. M.V. Shitikova  
DrTech Sc D.M. Shapiro  
Dr 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

- 7 **S.V. Efrushin, M.A. Vikulov**  
Research of bar systems bearing capacity applied in bridge construction by method of limit equilibrium method
- 16 **V.S. Safronov, V.V. Zazvonov**  
The influence of sand filling in deformation specifications on defected mode of filled in with soil bridges

### EXPERIMENTAL AND FULL-SCALE RESEARCHES OF STRUCTURES AND MATERIALS

- 21 **V.V. Zazvonov**  
Strengthening of damaged zone of the river-bed frame-cantilever concrete bridge span by carbon-plastic elements
- 29 **V.S. Safronov, V.V. Zazvonov**  
The full-scale static examinations of highway filled in with soil bridge with the bridge arched span

39

from the monolithic reinforced concrete

**A.N. Sinozyorsky, A.A. Volkov**

The full-scale static examinations of highway filled in with soil bridge with the bridge arched span from the monolithic reinforced concrete

## DESIGN OF METAL STRUCTURES

42

**S.V. Efryushin, V.M. Flavianov**

Design model of turret cooling tower and its complex analysis by method of ultimate elements

52

**A.A. Sventikov**

Parametrical search of the scheme unprofitable loading of spatial suspended coverings

59

**V.S. Safronov, Y.A. Suhanova**

Strengthening analysis of bearing structures of suspended pipeline across the oka river in the city of orel

## Board of Trustees

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

Ltd. «Enterprise Scientific Service of Building Complex Stroynauka»  
Director **A.V. Glushkov**

Ltd. «Voronezh department Giprodornii»  
Director **A.V. Mazharov**

### Address :

84, 20-letie Oktyabrya st.  
394006 Voronezh, Russia  
Tel.: +7 (4732) 715230

## DESIGN OF FERRO-CONCRETE CONSTRUCTIONS

65

**V.S. Safronov, Nguen Ding Hoa, A.A. Petranin, M.B. Kosenko**

Fracture risk assessment applied in bridge construction beam systems made of reinforced concrete by probabilistic method

Concerning articles publication one can address:  
84,20-letie Oktyabrya st.  
Voronezh 394006, Russia  
Chief editor Dr Sc.Tech.  
Prof.  
Vladimir Sergeevich Safronov  
Tel./fax:.  
E-mail

- 72 **D.M. Shapiro, A.P. Tyutin**  
Design of cracks formation and cracks deployment in webs of bridge span prepressed beams
- 80 **E.V. Sazonov, I.Y. Ivanov, Y.V. Ivanov**  
Efficiency of strengthening bent ferro-concrete elements polymers on the basis of carbon fibres

Concerning the article placing in the journal one can address:

Deputy of Chief editor  
PhD, Reader  
Sergei Vladimirovich Efrushin  
Tel./fax::  
E-mail  
Senior secretary:  
Gabrielian Grair Egishevich  
Tel./fax::  
E-mail

Editor  
N.N. Agranovskaya

Computer Imposition  
O.I. Bashlikova

## DESIGN OF BRIDGES AND TRANSPORT STRUCTURES

- 87 **E.N. Petrenja, P.V. Prutskih**  
Design of highway bridge continuous spans on the vertical and lateral bearing shifting
- 90 **A.A. Kasjyanov, D.M. Shapiro**  
Optimization of arrangement of bridge spans with length 18, 24 M.
- 94 **A.A. Petranin, A.A. Tarasov**  
Research of slanting influence on efforts distribution in highway bridges plate spans
- 102 **A.A. Petranin, A.A. Hevronin**  
The research of steel-concrete bridge span defected mode at longitudinal launching across the river don near the town of novovoronezh

Printed: office of operated polygraphy of Voronezh State University of Architecture and Civil Engineering  
84, 20-letie Oktyabrya  
394006 Voronezh  
Russia

© Voronezh State University of Architecture and Civil Engineering



## ОТ НАУЧНОГО РЕДАКТОРА ЖУРНАЛА

В ваших руках первый номер журнала «Строительная механика и конструкции», который ориентируется на публикации результатов научных исследований преподавателей, научных сотрудников, докторантов, аспирантов и магистрантов Воронежского государственного архитектурно-строительного университета по теории сооружений, строительной механике и конструкциям. В настоящее время, когда в стране после периода спада в кризисные годы наблюдается рост в строительной отрасли, научные исследования по указанным направлениям становятся особенно актуальными.

Журнал продолжает традиции публикаций научных статей по теории сооружений и механике строительных конструкций зданий и сооружений в издаваемых длительное время во ВГАСУ сборниках и научном Вестнике ВГАСУ - серия «Современные методы статического и динамического расчета зданий и сооружений».

Большой вклад в создание и становление указанных направлений строительной науки внесли сотрудники ВИСИ (ныне ВГАСУ) проф. В.С. Костромин, проф., д.т.н. Я.Б. Львин, проф. Р. С. Шеляпин, проф., д.т.н. Н.М. Кирсанов, проф., д.т.н. А.М. Иванов, проф., д.т.н. А.Г. Барченков, проф., к.т.н. В.А. Баранов, доц., к.т.н. А. И. Ананьин и др.

Сейчас в университете успешно работают многочисленные ученики и продолжатели созданных в разное время научных школ. Благодаря их усилиям продолжаются исследования по самым разнообразным направлениям теории сооружений, функционирует докторантура, аспирантура и магистратура, работают специализированные советы по защите кандидатских и докторских диссертаций по специальностям «Строительная механика» и «Строительные конструкции».

Мы надеемся, что публикуемые в журнале научные статьи будут интересными и полезными как преподавателям, научным работникам, аспирантам, магистрантам и студентам строительных вузов и факультетов, так и инженерам, занимающимся проектированием, строительством и эксплуатацией зданий и сооружений.

Редакционная коллегия журнала «Строительная механика и конструкции» готова сотрудничать с отечественными и зарубежными учеными, специалистами по строительной механике и механике строительных конструкций для обмена научными достижениями и новейшими результатами научных исследований.

*Главный редактор журнала  
«Строительная механика и конструкции»,  
Заслуженный работник высшей школы РФ,  
член-корр. АЕ, д-р техн. наук, профессор  
В.С. Сафронов*

# СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И СОПРОТИВЛЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ

УДК 624.042+624.072

*Воронежский государственный  
архитектурно-строительный университет*

*Канд. техн. наук, доц. кафедры  
строительной механики С. В. Ефрюшин*

*Аспирант кафедры строительной  
механики М. А. Викулов*

*Россия, г. Воронеж, тел. 8(4732)92-37-69;  
email: vikulovmiha@mail.ru*

*The Voronezh State University*

*of Architecture and Civil Engineering*

*PhD of Technical Science, Lecturer of Constructional  
Mechanics Department Sergei . V. Efrushin*

*Post-graduate student Constructional  
Mechanics Department M. A. Vikulov*

*Voronezh Russia. tel.: +7(4732)923769;  
email: vikulovmiha@mail.ru*

С. В. Ефрюшин, М. А. Викулов

## **ИССЛЕДОВАНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТЕРЖНЕВЫХ СИСТЕМ, ПРИМЕНЯЕМЫХ В МОСТОСТРОЕНИИ ПО МЕТОДУ ПРЕДЕЛЬНОГО РАВНОВЕСИЯ**

Рассматривается инженерная методика определения грузоподъемности с учетом предельного состояния всего пролетного строения. Методика основана на методе предельного равновесия стержневых систем с применением линейного программирования. Она позволяет учитывать перераспределение усилий на стадии пластического разрушения и тем самым вскрыть резервы несущей способности.

S. V. Efrushin, M. A. Vikulov

## **RESEARCH OF ROD SYSTEMS BEARING CAPACITY APPLIED IN BRIDGE CONSTRUCTION BY METHOD OF LIMITING BALANCE**

Engineering technique of definition of bearing capacity in view of limiting condition of the whole span is analyzed in the article.

The technique is based on the method of limiting balance of rod system with linear programming application. It allows taking into account efforts redistribution on the stage of plastic destruction and by that to discover reserves of bearing capacity

При определении грузоподъемности некоторых мостовых сооружений оказывается, что несущая способность этих сооружений практически исчерпана, однако они эксплуатируются еще долгие годы. Этот факт свидетельствует о несовершенстве существующих методов определения грузоподъемности мостовых сооружений. Основным недостатком способа определения грузоподъемности мостового сооружения по действующим нормативным документам [1,2] является неучет перераспределения усилия в стадии предельного состояния. Другой недостаток нормативного способа заключается в невозможности оценки несущей способности мостового сооружения в целом, как многоэлементной системы, включающей в себя пролетное строение и опоры.

В работе нами апробирована схема определения грузоподъемности мостовых сооружений по методу предельного равновесия на основе решения задачи линейного программирования. Использование указанного подхода позволяет оценивать грузоподъемность с учетом совместной работы пролетного строения и опор, а также влияние различного рода дефектов на несущую способность.

Рассмотрим стержневую систему из материала с диаграммой жесткопластического тела. Задача определения параметра предельной нагрузки на основе экстремальных энергетических принципов сводится к задаче линейного программирования вида [3]:

– статическая формулировка

$$\begin{aligned} F_0 &\rightarrow \max, \\ F_0 \{S_0^+\} + E \{S_r\} &\leq \{S_0\}, \\ -F_0 \{S_0^-\} - E \{S_r\} &\leq \{S_0\}, \\ [A] \{S_r\} &= 0, \end{aligned}$$

– кинематическая формулировка

$$\begin{aligned} \{S_0\}^T (\{\dot{\theta}_r^+\} + \{\dot{\theta}_r^-\}) &\rightarrow \max, \\ [E] \{\dot{\theta}_r^+\} - [E] \{\dot{\theta}_r^-\} - [A]^T \{\dot{u}_r\} &= \{0\}, \\ \{S_0^+\} \{\dot{\theta}_r^+\} - \{S_0^-\} \{\dot{\theta}_r^-\} &= 1, \\ \{\dot{\theta}_r^+\} \geq 0, \{\dot{\theta}_r^-\} &\geq 0, \end{aligned}$$

где  $F_0$  – параметр предельной нагрузки;  $\{Se\}$  – вектор усилий упругого решения;  $\{S_r\}$  – вектор остаточных усилий;  $\{S_0\}$  – вектор предельных усилий;  $[E]$  – единичная матрица;  $[A]$  – матрица коэффициентов уравнений статики;  $\{\dot{\theta}_r^+\}$ ,  $\{\dot{\theta}_r^-\}$  – скорости деформаций;  $\{\dot{u}_r\}$  – скорости перемещений.

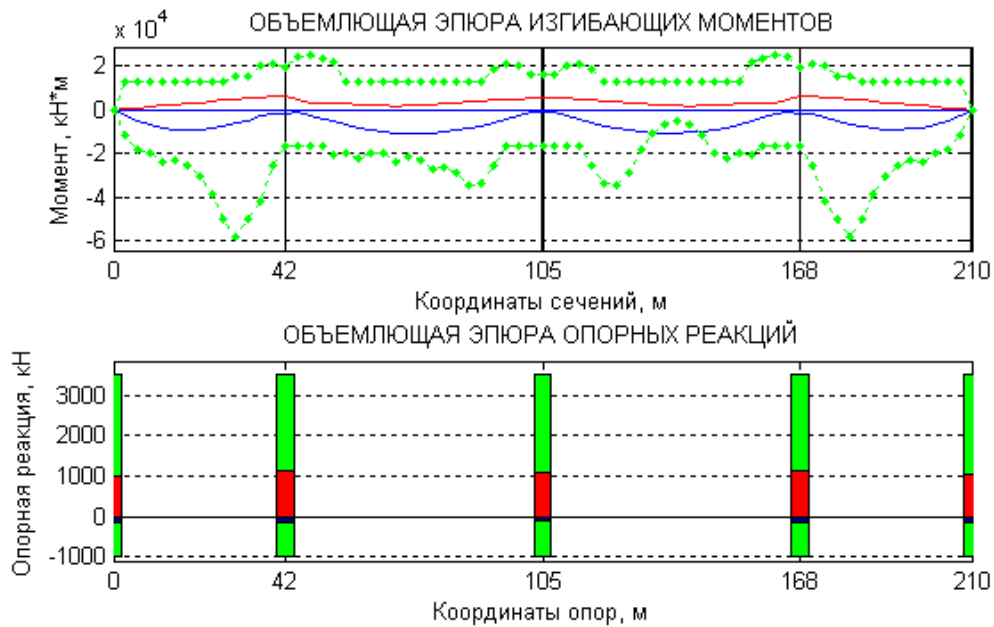
Расчет в стадии предельного равновесия, реализованный методом линейного программирования, проведен на примере плоской и пространственной расчетных схем.

В качестве примера расчета с плоской расчетной схемой выбрано неразрезное пролетное строение коробчатого поперечного сечения. Схема железобетонного моста 42 + 63 + 63 + 42 м. Моделируются дефекты в виде обрыва нижней рабочей арматуры: двух пучков в сечениях с координатами 129 и 144 м и четырех пучков в сечениях с координатами 132, 135, 138, 141 м от начала мостового сооружения. В конструкциях опор дефекты отсутствуют. Всего назначено 70 расчетных сечений.

На рис. 1 показана объемлющая эпюра изгибающих моментов от временной нагрузки, эпюра предельных моментов для временной нагрузки при наличии дефектов в пролетном строении, объемлющая эпюра опорных реакций и эпюра предельных опорных реакций для временной нагрузки. Собственный вес конструкций учитывается путем вычитания изгибающих моментов от собственного веса из значений предельных моментов, определенных по действующим нормативным документам [1].

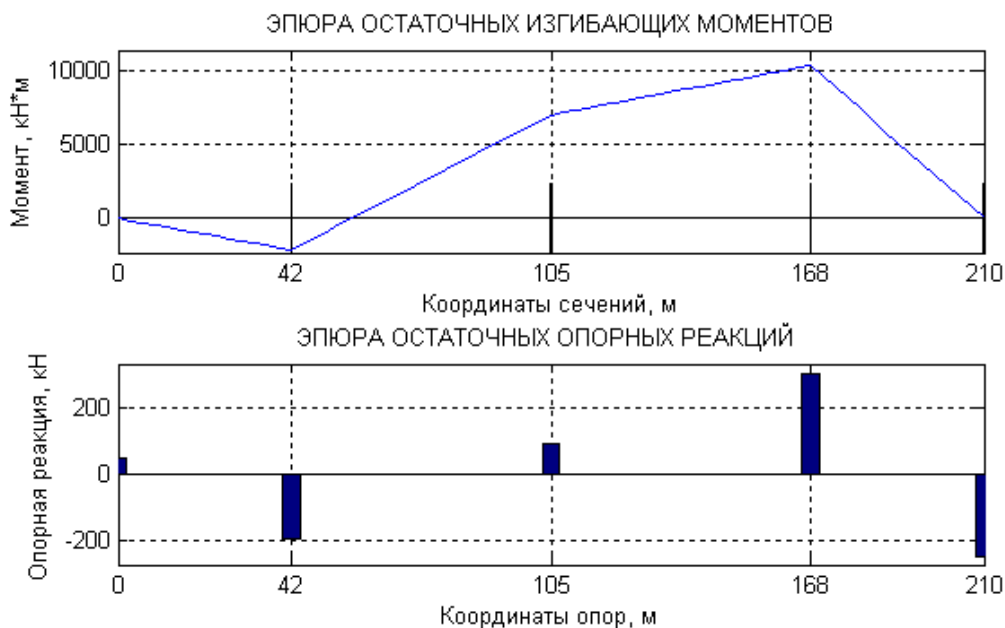
На рис. 1 представлена эпюра предельных моментов для временной нагрузки, изображенная линией с точками. В сечениях с дефектами она изменила своё очертание и пересекла объемлющую эпюру изгибающих моментов. Это означает, что в упругой стадии коэффициент грузоподъемности (отношение предельного усилия в сечении к расчетному) меньше единицы, а именно в сечения 135, 138, 141 м от начала мостового сооружения. Коэффициенты грузоподъемности соответственно равны 0,61, 0,5, 0,68. По методике определения грузоподъемности по ВСН [1], сооружение с такого рода дефектами непригодно к эксплуатации, так как коэффициент грузоподъемности меньше единицы.





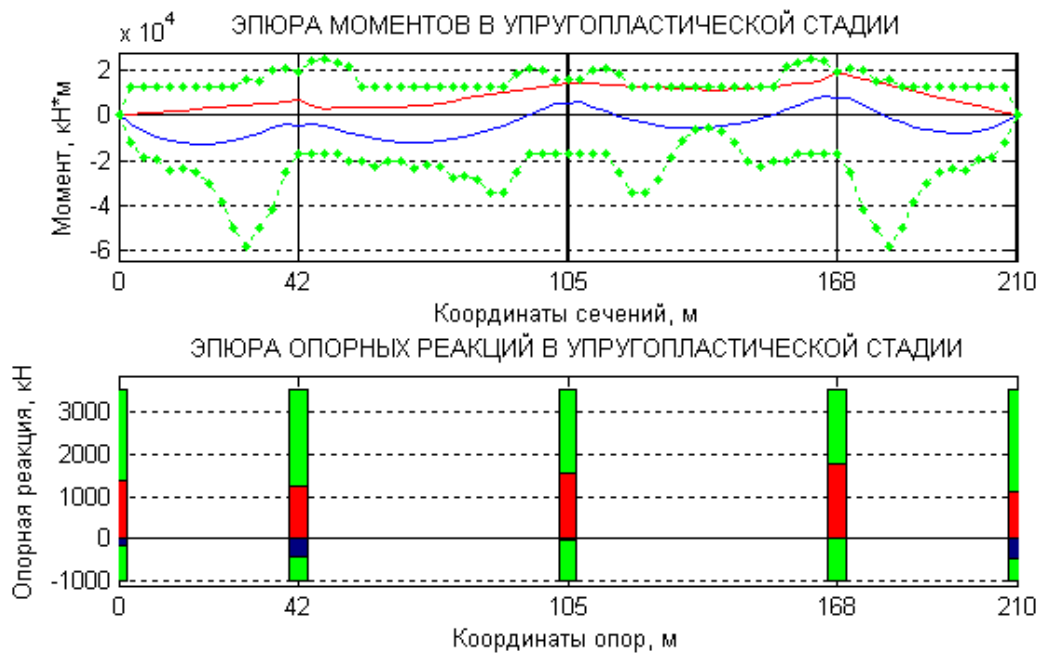
**Рис. 1.** Объемлющая эпюра изгибающих моментов и опорных реакций в упругой стадии при передвижении по пролетному строению нагрузки Н14

На рис. 2 изображена эпюра остаточных усилий (изгибающих моментов и опорных реакций), значения которых получаются в результате решения задачи линейного программирования.



**Рис. 2.** Эпюры остаточных изгибающих моментов и остаточных опорных реакций при передвижении по пролетному строению нагрузки Н14

На рис. 3 изображена объемлющая эпюра изгибающих моментов и опорных реакций в упругопластической стадии при передвижении по пролетному строению нагрузки Н14. В результате решения задачи линейного программирования получаем значение коэффициента грузоподъемности  $K_{гр}^{упл} = 1,31$ , при этом образовался частный пластический механизм с 3-мя пластическими шарнирами в сечениях с координатами 135, 138 и 141 м от начала мостового сооружения. При этом произошло перераспределение усилий. Значения объемлющей эпюры изгибающих моментов над 3-й и 4-й опорами увеличились, а над 2-й опорой – уменьшились. Растягивающие усилия во 2-й опоре увеличились, а в 3-й опоре уменьшились и увеличились сжимающие усилия. В 4-й опоре также увеличились сжимающие усилия.



**Рис. 3.** Объемлющая эпюра изгибающих моментов и опорных реакций в упругопластической стадии при передвижении по пролетному строению нагрузки Н14

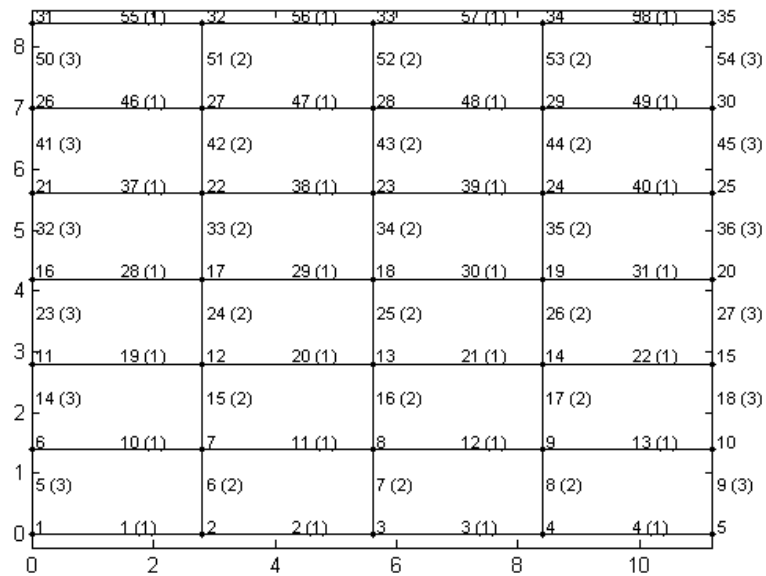
На рис. 4 показан механизм разрушения мостового сооружения при передвижении по пролетному строению нагрузки Н14. Из рисунка видно, что пролетное строение разрушается по частному механизму – частично разрушается 3-й пролет.



**Рис. 4.** Механизм разрушения мостового сооружения при передвижении по пролетному строению нагрузки Н14

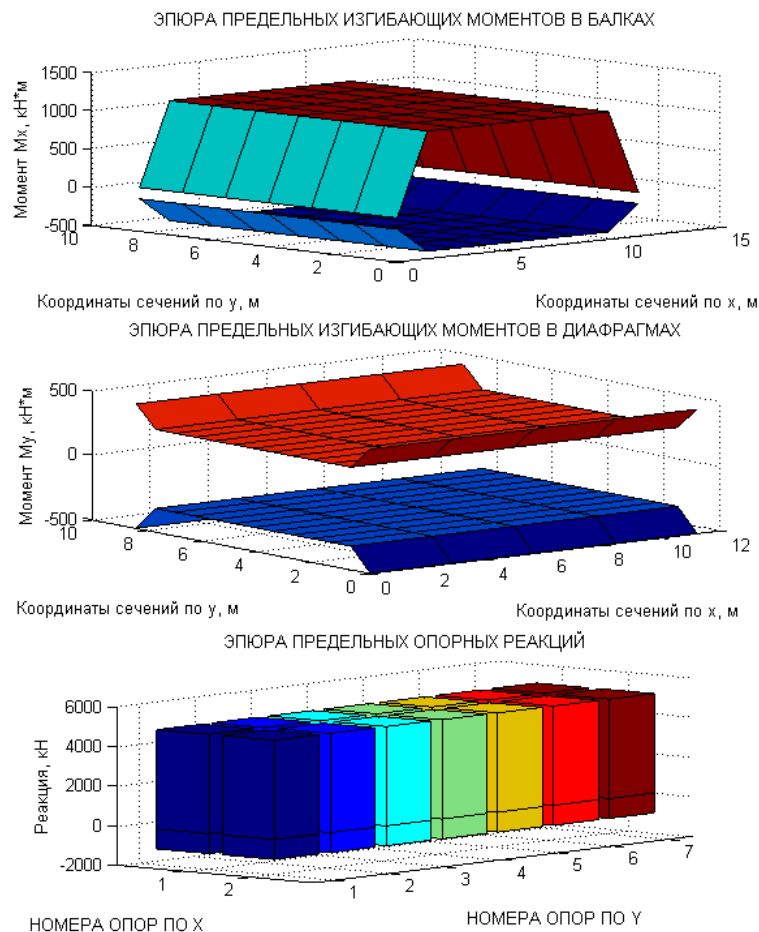
При исследовании грузоподъемности мостового сооружения, при обрыве в конструкции пролетного строения двух пучков в сечениях с координатами 129 и 144 м и четырех пучков в сечениях с координатами 132, 135, 138 и 141 м от начала мостового сооружения найдены коэффициенты грузоподъемности в упругой и пластической стадии. Они соответственно равны 0,5 и 1,31. При решении задачи по стадии предельного равновесия получаем, что конструкция с дефектами такого рода имеет некоторый запас по грузоподъемности. Разница упругого и пластического решений данной задачи составляет 162 %. Разница упругих решений в мостовом сооружении без дефекта и с дефектом составляет 304 %, а пластических решений – 77,8 %.

В качестве примера расчета с пространственной расчетной схемой выбрано пролетное строение длиной 11,2 метра, состоящее из 7 балок и 5 диафрагм. Шаг балок 1,4 метра, шаг диафрагм 2,8 метра. Расчетная схема метода конечных элементов (МКЭ) пролетного строения, на которой пронумерованы конечные элементы с их типами жесткости в скобках, а также пронумерованы узлы, показана на рис. 5.



**Рис. 5.** Расчетная схема МКЭ пролетного строения с нумерацией конечных элементов, узлов и типов жесткостей

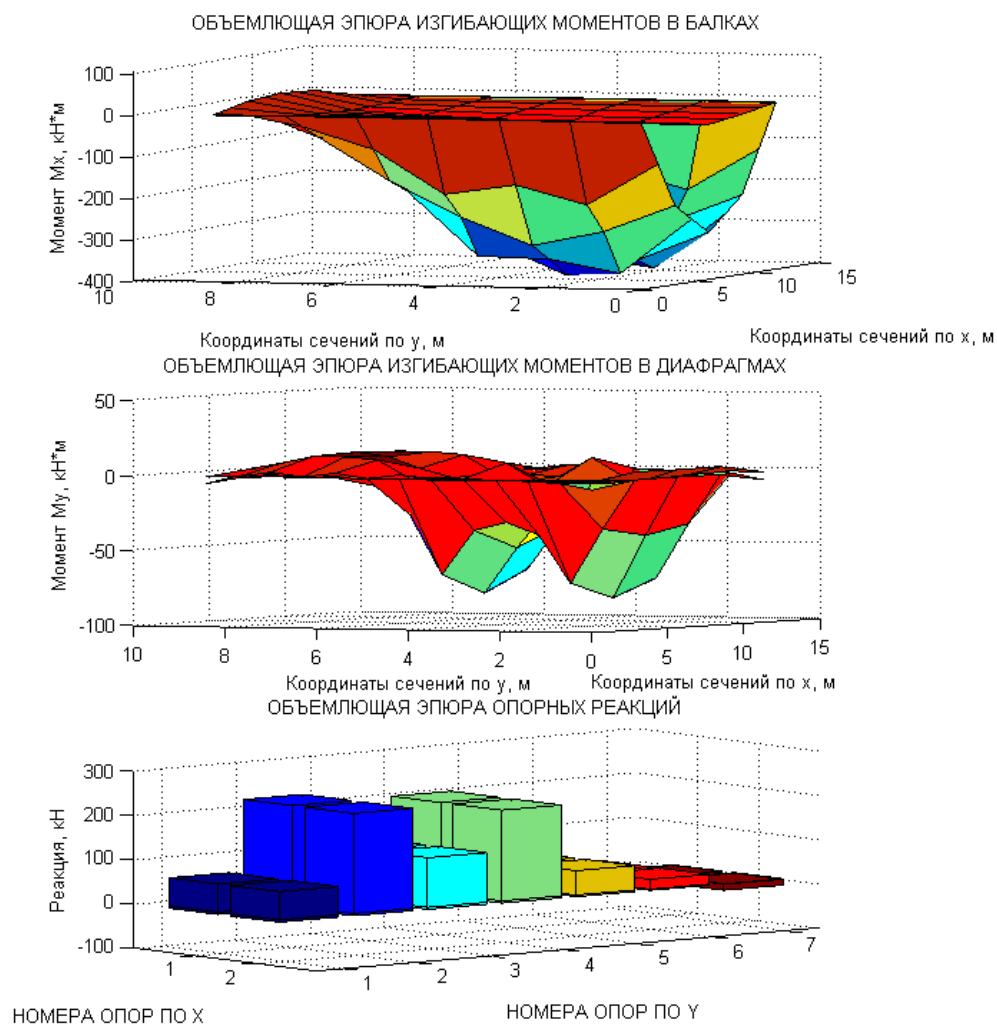
При исследовании грузоподъемности конструкции мостового сооружения без дефектов армирование по всей длине балок и диафрагм принято постоянным, кроме участков в приопорных зонах и на краю пролетного строения. Как и в случае плоской задачи, для пролетного строения найдены предельные усилия для временной нагрузки, которые изображены на рис. 6. Данные предельные усилия имеют место в том случае, если в пролетном строении отсутствуют дефекты.



**Рис. 6.** Эпюры предельных изгибающих моментов и предельных опорных реакций

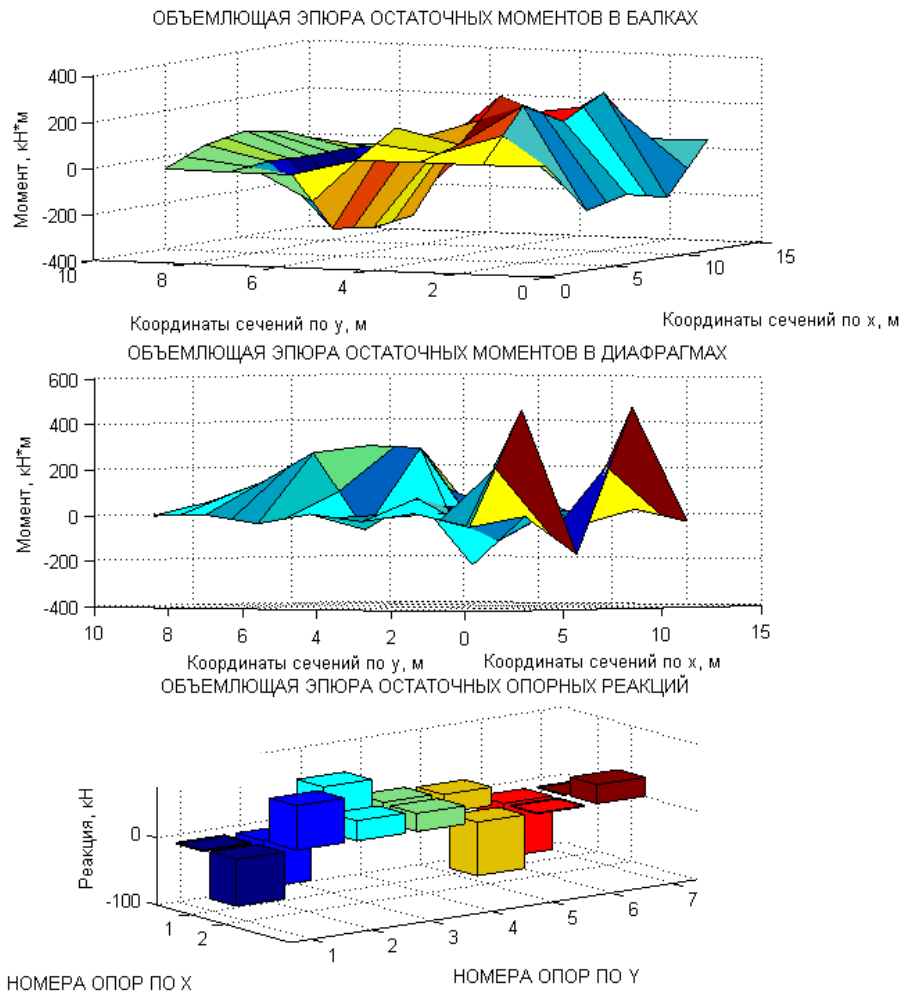
Грузоподъемность пролетного строения определялась для случая проезда нагрузки Н14 на расстоянии 1,4 метра от оси крайней балки. Объемлющие эпюры изгибающих моментов в балках и диафрагмах, а также объемлющая эпюра опорных реакций показаны на рис. 7. Объемлющая эпюра изгибающих моментов в балках имеет выпуклый вид к краю пролетного строения, по которому движется нагрузка Н14. На рис. 7 видно, что в крайней балке на другом краю пролетного строения эпюра имеет противоположный знак моментов. Объемлющая эпюра изгибающих моментов в диафрагмах имеет ярко выраженные скачки изгибающих моментов в местах балок, по которым движется нагрузка Н14. На объемлющей эпюре опорных реакций столбиками показаны величины продольных сил, возникающих в подферменниках при движении нагрузки по пролетному строению, при этом на рисунке видно, что при таком расположении временной нагрузки наиболее нагружены 2-й и 4-й ряд подферменников.

Коэффициент грузоподъемности, найденный в упругой стадии при отсутствии дефектов в пролетном строении, равен  $K_{гр}^{уп} = 2,93$ . Предельного значения достигает изгибающий момент в 3-й балке в середине пролета.



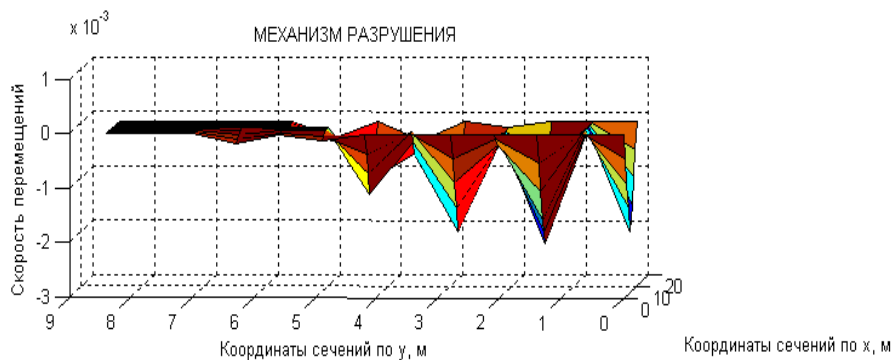
**Рис. 7.** Объемлющая эпюра изгибающих моментов и опорных реакций в упругой стадии при передвижении по пролетному строению нагрузки Н14 на расстоянии 1,4 метра от оси крайней балки

На рис. 8 изображена эпюра остаточных усилий (изгибающих моментов и опорных реакций), значения которых получаются в результате решения задачи линейного программирования.



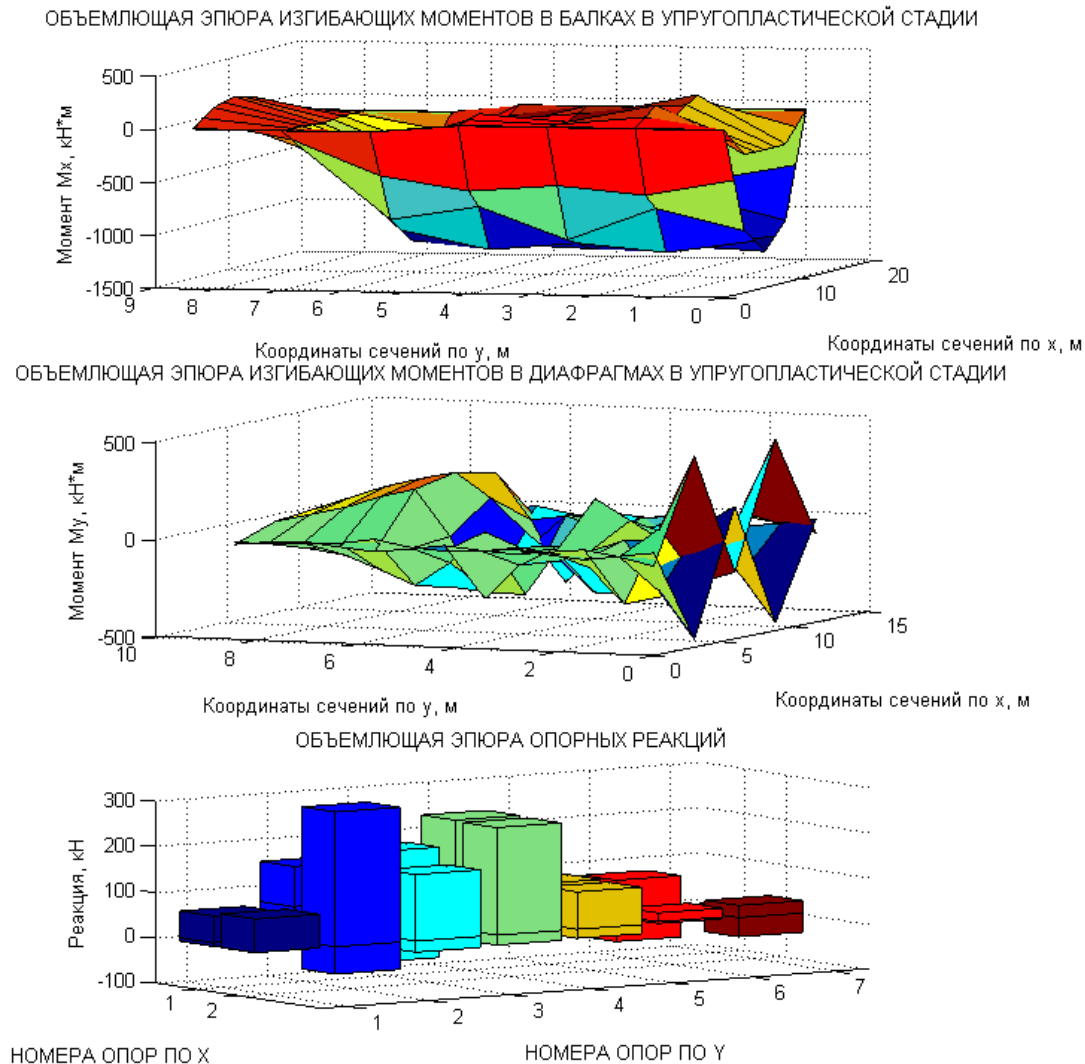
**Рис. 8.** Эпюры остаточных изгибающих моментов и остаточных опорных реакций при передвижении по пролетному строению нагрузки Н14

На рис. 9 показан механизм разрушения мостового сооружения при передвижении по пролетному строению нагрузки Н14. Механизм и порядок разрушения таков: 1) образуется пластический шарнир во 2-й балке пролетного строения, 2) одновременно образуются пластические шарниры в крайней и в 3-й балках пролетного строения, при этом диафрагмы, соединяющие крайнюю и 2-ю балки, не разрушаются, а диафрагмы, соединяющие 2-ю и 3-ю балки, впоследствии разрушатся, 3) образуется пластический шарнир в 4-й балке, 4) образуется пластический шарнир в диафрагме, соединяющей 3-ю и 4-ю балки, 5) образуется пластический шарнир в диафрагме, соединяющей 4-ю и 5-ю балки.



**Рис. 9.** Механизм разрушения мостового сооружения при передвижении по пролетному строению нагрузки Н14

На рис. 10 изображена объемлющая эпюра изгибающих моментов и опорных реакций в пластической стадии при передвижении по пролетному строению нагрузки Н14. В результате решения задачи линейного программирования получаем значение коэффициента грузоподъемности  $K_{гр}^{упл} = 3,69$ .



**Рис. 10.** Объемлющая эпюра изгибающих моментов и опорных реакций в упругопластической стадии при передвижении по пролетному строению нагрузки Н14

При исследовании грузоподъемности мостового сооружения без дефектов в конструкциях пролетного строения и опор найдены коэффициенты грузоподъемности в упругой и упругопластической стадии; они соответственно равны 2,93 и 3,69. При решении задачи по стадии предельного равновесия получаем запас по грузоподъемности, по сравнению с упругим решением задачи, 26 %.

### Выводы

Таким образом показано, что применение методики определения грузоподъемности с помощью решения задачи линейного программирования позволяет вскрыть резервы несущей способности дефектной и бездефектной системы, моделирующей работу мостового сооружения.

## Библиографический список

1. ВСН 32-89 Инструкция по определению грузоподъемности железобетонных балочных пролетных строений эксплуатируемых автодорожных мостов.
2. ВСН 36-84 Инструкция по определению грузоподъемности сталежелезобетонных балочных пролетных строений автодорожных мостов.
3. Чирас, А. А. Строительная механика: Теория и алгоритмы: учеб. для вузов / А. А. Чирас. – М.: Стройиздат, 1989. – 255 с.

## References

1. VSN 32-89 «Recommendation for definition of bearing capacity of reinforced-concrete beam spans of highway bridges ».
2. VSN 36-84 « Recommendation for definition of bearing capacity of steelferro-concrete highway bridge spans».
3. A. A. Chiras. Structural mechanics: Theory and algorithms: Textbook for High schools. – М.: Stroyizdat, 1989. – 255 p.

**Ключевые слова:** несущая способность, стержневые системы, предельное равновесие, линейное программирование.

**Keywords:** bearing capacity, bar systems, limit equilibrium, linear programming.

УДК

*Воронежский государственный  
архитектурно-строительный университет  
Д-р техн. наук, проф. кафедры  
строительной механики В. С.Сафронов  
Аспирант кафедры  
строительной механики В. В. Зазвонов  
Россия, г. Воронеж, тел. 8(4732)71-52-30;  
e-mail: vladimirzazvonov@yandex.ru*

*Voronezh State University  
of Architecture and Civil Engineering  
Dr of Technical Science, Professor of Constructional  
Mechanics Department V. S. Safronov  
Post-graduate of Constructional Mechanics  
Department V.V. Zazvonov  
Voronezh, Russia tel.:+7(4732)715230  
e-mail: vladimirzazvonov@yandex.rue-mail*

В. С.Сафронов, В. В. Зазвонов

### **ВЛИЯНИЕ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ПЕСЧАНОЙ ЗАСЫПКИ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ГРУНТОЗАСЫПНЫХ МОСТОВ**

Путем конечно-элементного моделирования изучается влияние параметров песчаной засыпки – величины модуля деформации, угла внутреннего трения, коэффициента Пуассона, сцепления грунта и угла дилатансии на НДС железобетонного сводчатого пролетного строения грунтозасыпного сооружения

V. S. Safronov, V. V. Zazvonov

### **THE INFLUENCE OF SAND FILLING IN DEFORMATION SPECIFICATIONS ON THE STRESS-STRAINED STATE OF FILLED UP WITH SOIL BRIDGES**

There is a study of the impact of sand filling in parameters, that is modulus of deformation, the angle of internal friction, the Poisson ratio, cohesion of the soil and the angle of dilatancy, on the stress stained state of concrete suspended span of the filled in with soil structure.

Существенное значение для анализа напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтозасыпных мостов является более подробное описание в расчетной схеме сооружения, выполняемого из железобетонного свода, уплотненного песком грунтовой засыпки, так как среда оказывает не только активное давление, но и сопротивляется деформациям пролётного строения и существенно влияет на его НДС.

При описании нелинейного деформирования под нагрузкой песчаной засыпки используются следующие параметры: модуль деформаций, удельное сцепление, угол внутреннего трения, коэффициент дилатансии. В настоящей статье приводятся результаты исследования в нелинейной постановке по методу конечных элементов (МКЭ) с применением программного комплекса Plaxis влияния изменчивости перечисленных выше деформационных параметров грунта на усилия и деформации сводчатых пролетных строений грунтозасыпных мостовых сооружений. В исследованиях грунтовая засыпка представлена нелинейной моделью Мора-Кулона.

В качестве объекта исследования принят построенный в 2005 году в Вологодской области по проекту автора настоящей статьи грунтозасыпный мост, параметры которого приведены в [1].



Численные расчеты выполнялись для равномерно распределенной на длине 3,8 м временной нагрузки, установленной над ключом конструкции, интенсивностью 115,5 кН/м<sup>2</sup> (рис. 1). Величина засыпки над сводом принята равной 0,75 м.

Наиболее важным фактором является модуль общей деформации грунта засыпки  $E_0$ . Его задание вызывает в настоящее время определенные трудности, связанные с существенно нелинейной работой грунта при нагружении конструкции. Диаграмма «напряжение-деформация» при нагружении нескального грунта в первом приближении отличается четырьмя упругими характеристиками: начальным модулем упругости  $E_{унач} = tg\alpha_y$ , условным пластическим модулем  $E_{пл} = tg\alpha_{пл}$ , модулем общей деформации  $E_0 = tg\alpha_0$  и модулем упругости при разгрузке  $E_y = tg\alpha_p$ . Задача усложняется тем, что указанные характеристики существенно зависят от статического давления в грунте. Величина модуля деформации грунта существенно возрастает с глубиной и зависит от меры уплотнения насыпных грунтов от действия временных нагрузок и процесса самоуплотнения в период эксплуатации. Модуль деформаций принимался дискретно равным  $E_0 = 10, 30$  и  $50$  МПа в соответствии с рекомендациями СП 50-101-2004 для различных типов песков.

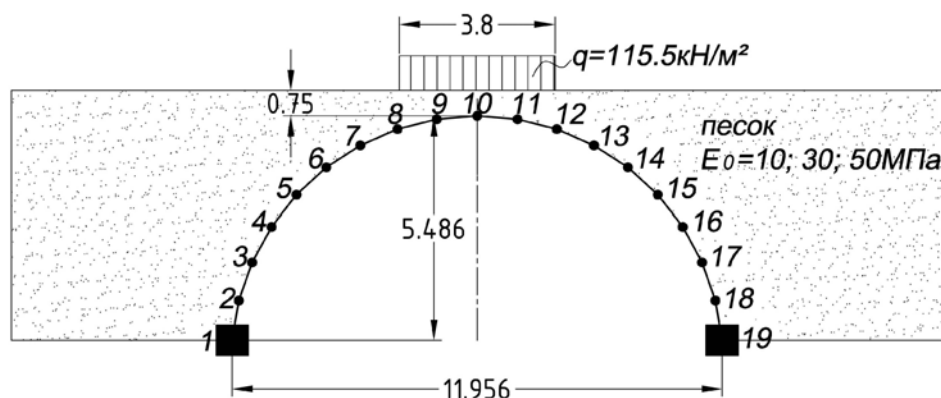


Рис. 1. Плоская расчетная схема грунтозасыпного моста

Угол внутреннего трения зависит от крупности и гранулометрического состава песка, от его пористости и в значительно меньшей степени от влажности. В исследованиях угол внутреннего трения принят с часто встречающимися средними значениями в  $30$  и  $35^\circ$ .

Коэффициент Пуассона характеризует поперечные деформации при осевых нагружениях. В исследованиях коэффициент Пуассона задавался в диапазоне от 0,25 до 0,35.

Удельное сцепление грунта характеризует сопротивление грунта сдвиговым деформациям. Величина удельного сцепления для песчаных грунтов засыпки принималась в диапазоне от 0,6 до 50 кПа

Влияние значения угла дилатансии грунта на НДС свода исследовалось путем его изменения в пределах от  $0^\circ \dots 6^\circ$ .

При описании расчетной модели грунтозасыпного сооружения большое значение имеют граничные условия на контакте грунтовой засыпки с несущей железобетонной оболочкой. Характер распределения касательных давлений в зоне контакта в значительной степени зависит от состояния наружной поверхности конструкции и физических свойств грунта, характеризуемых сцеплением и углом внутреннего трения. Учитывая, что поверхность железобетонного свода конструкции обладает шероховатостью, расчет конструкции будем выполнять без учета проскальзывания грунта по поверхности свода. Контактная поверхность моделировалась промежуточным слоем, имеющим конечную толщину и свойства основного материала засыпки, с введением дополнительных интерфейсных элементов внутри слоя грунта. Эти элементы улучшают трансформируемость сетки КЭ в контактной зоне, что позволяет избежать появления напряжений, не имеющих физического смысла. Связь промежуточного слоя грунта с контактными поверхностями осуществляется через узлы КЭ.

Результаты расчетов нормальных усилий и изгибающих моментов по контуру свода в зависимости от модуля деформации представлены соответственно на рис. 2 и рис. 3.

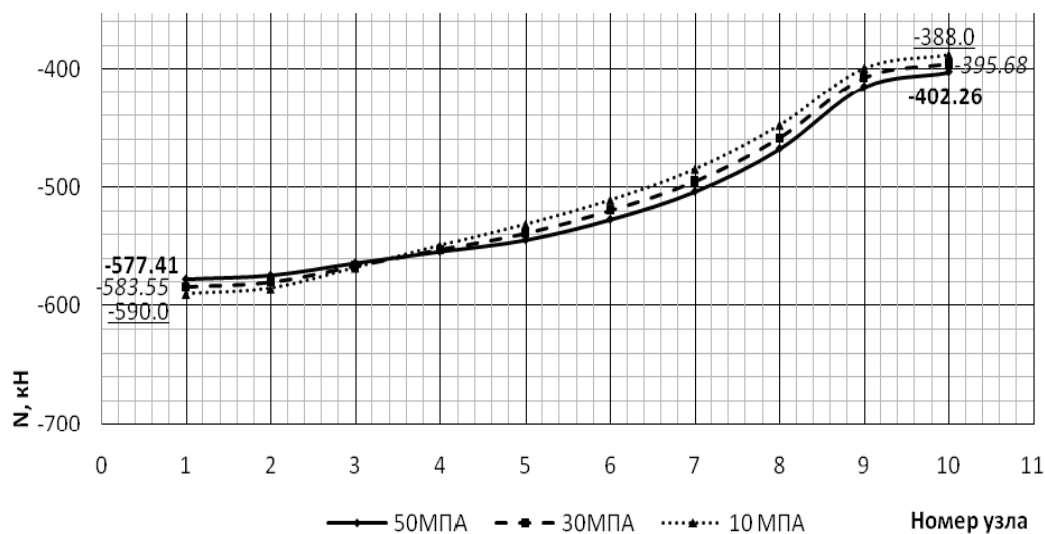


Рис. 2. Изменения нормальных усилий по длине свода при варьировании модуля деформации грунта засыпки

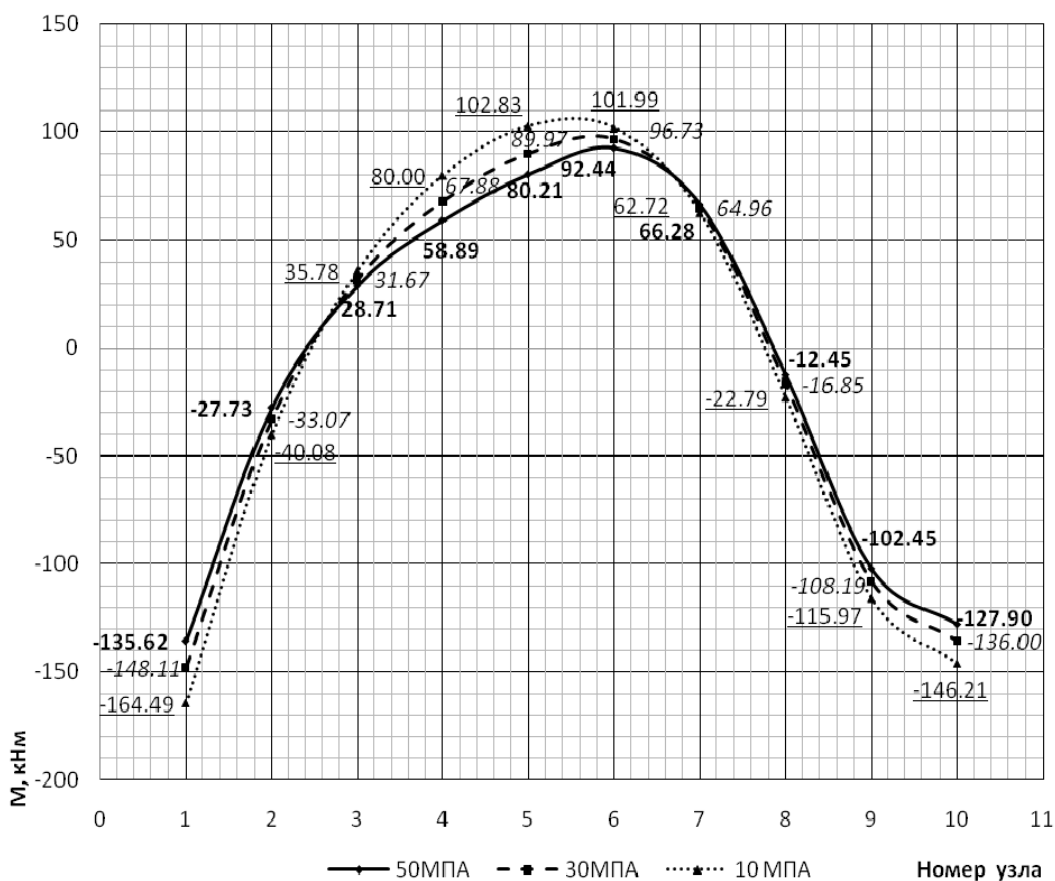


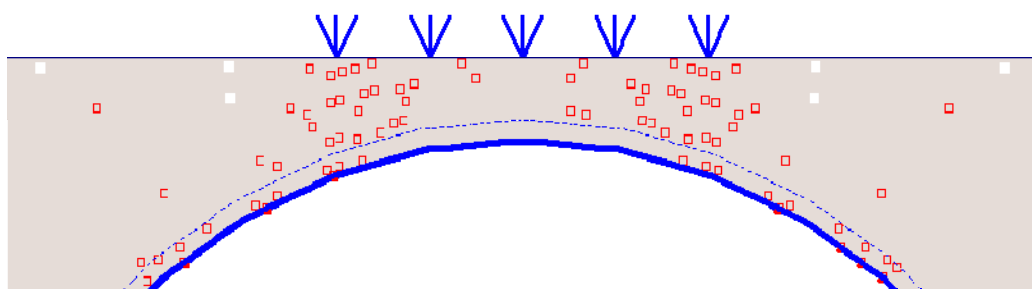
Рис. 3. Эпюры изгибающих моментов по длине свода от временной нагрузки при изменении модуля деформации грунта засыпки

Полученные по результатам расчетов внутренние усилия и деформации оболочки свидетельствуют о том, что значение модуля деформации грунтового массива существенным образом сказывается на величине изгибающего момента. При увеличении модуля деформации засыпки наблюдается снижение изгибающего момента в пяте (сечении над опорой) до 17,55 %

и в ключе (среднем сечении свода) до 12,5 %, в четверти пролета изгибающий момент увеличивается на 5,6 % (рис. 3). Влияние модуля деформации на величину сжимающего усилия менее заметно. Увеличение модуля деформации песчаной засыпки приводит к незначительному снижению сжимающего усилия в конструкции свода до 2,1 % в пяте и увеличению его в ключе на 3,6 % (рис. 2).

Влияние изменчивости других параметров песчаной засыпки – угла внутреннего трения, коэффициента Пуассона, удельного сцепления и угла дилатансии – на НДС оболочки вызывает незначительное изменение внутренних усилий в своде. При изменении угла внутреннего трения в указанном выше диапазоне изгибающие моменты и сжимающие усилия изменяются в пределах 1,5 %. При увеличении коэффициента Пуассона от 0,25 до значения 0,35 изгибающий момент в пяте уменьшается на 15 %, в ключе – на 3 %, сжимающее усилие увеличивается до 1 %. Влияние изменения удельного сцепления грунта вызывает незначительное изменение изгибающего момента до 2 % и сжимающего усилия до 6 %. Угол дилатансии грунта не вызывает значительных изменений внутренних усилий в оболочке (до 1 %).

Исследование нелинейного поведения песчаной засыпки и ее влияния на НДС оболочки при действии временной нагрузки выполнялось методом пошагового приращения нагрузки на расчетных схемах с различными модулями деформации. В исследованиях выявились зоны образования пластических деформаций в надсводной части от действия временных нагрузок на стадии эксплуатации. Результаты численных расчетов для надсводной части рассматриваемого мостового сооружения для значения модуля деформации  $E_0 = 50$  МПа представлены на рис. 4.



**Рис. 4.** Расположение пластических зон в песчаной засыпке над сводом при модуле деформации  $E_0 = 50$  МПа

Квадратами с черным контуром на рис. 4 обозначены зоны песчаной засыпки, где напряжения находятся на поверхности огибающей разрушения Кулона, а белые квадраты свидетельствуют о применении критерия усечения в области растяжения.

Следует отметить, что возникновение пластических деформаций в песчаной засыпке незначительно влияет на несущую способность конструкции железобетонного свода, так как деформации свода малы и сооружение в целом остается работоспособным.

Повторный расчет конструкции при увеличении толщины песчаной засыпки с 75 см до 100 см при  $E_0 = 50$  МПа в надсводной части показал, что конструкция песчаной засыпки способна воспринимать полную временную нагрузку интенсивностью 125 кН/м<sup>2</sup>.

## Выводы

Значение основного параметра песчаной засыпки, к которому следует отнести модуль деформации, существенным образом влияет на НДС оболочки. Изгибающие моменты в конструкции при увеличении модуля деформации снижаются в ключе до 12,5 %, в пяте – до 17,55 %, при этом в четверти пролета изгибающий момент увеличивается на 5,6 %. Увеличение модуля деформации песчаной засыпки приводит к незначительному снижению нормальных усилий в конструкции свода до 2,1 % в пяте и увеличению их в ключе до 3,6 %.

Влияние изменения дополнительных параметров грунтовой засыпки на изменение внутренних усилий в конструкции свода незначительно. При проектировании грунтозасыпных мостов рекомендуется учитывать возможное снижение прочностных и деформационных характеристик грунта вследствие повышения влажности. При этом следует проводить тщательные лабораторные исследования по определению подробных физико-механических характеристик песчаной засыпки на стадии проектирования.

При проведении расчетов арочных грунтозасыпных мостов рекомендуется осуществлять проверку по прочности окружающего конструкцию грунтового массива. При этом регламентируемая СНиП 2.05.03-84\* минимальная величина толщины засыпки над сводом, равная 0,5 м, при действующих современных нагрузках не всегда отвечает требованиям по несущей способности окружающего грунтового массива в безотпорной зоне сводов. Это приводит к неравномерным просадкам в надсводной части сооружения и появлению поперечных трещин в конструкции дорожной одежды.

При проектировании арочных грунтозасыпных мостовых сооружений, сопротивляющихся совместно с грунтовой засыпкой, необходимо учитывать, что с течением времени происходит самоуплотнение грунтов под собственным весом и проходящим транспортом. Это уплотнение грунта приводит к увеличению его модуля деформации и изменению усилий в несущих элементах сооружения. Поэтому при проектировании необходимо выполнять расчеты как для параметров свежееуложенного песка с уплотнением, так и для характеристик консолидированного грунта.

#### Библиографический список

1. Сафронов, В.С., Зазвонов, В.В. Натурные статические испытания грунтозасыпного автодорожного моста со сводчатым пролетным строением из монолитного железобетона. Статья в настоящем номере журнала.
2. Бабаскин, Ю.Г. Дорожное грунтоведение и механика земляного полотна дорог / Ю.Г. Бабаскин. – Минск, 2002. – 192 с.
3. Маслов, Н.Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов / Н.Н. Маслов. – М., 1982. – 511 с.
4. Справочное руководство Plaxis. НИП «Информатика». – СПб., 2004. – 182 с.

#### References

1. V.S Safronov., V.V. Zazvonov . Full-scale static tests of filled in with soil highway bridge with arched span from the monolithic reinforced concrete. The article in this journal issue.
2. Y.G. Babaskin Road soil science and road bed mechanics .– Minsk, 2002. – 192 p.
3. N.N Maslov. The bases of engineering geology and the mechanics of soils – Moscow, 1982. – 511 p.
4. The reference management Of Plaxis. NIP “information theory”. Saint Petersburg, 2004. – 182 p.

**Ключевые слова:** грунтозасыпный мост, железобетонный свод, песчаная засыпка, модуль деформации, угол внутреннего трения, коэффициент Пуассона, сцепление грунта, угол дилатансии

**The keywords:** filled in with soil bridge, ferroconcrete arch, sand filling, defected mode, angle of internal friction, Poisson ratio, cohesion of soil, angle of dilatancy

# ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ И НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ И МАТЕРИАЛОВ

УДК

*Воронежский государственный  
архитектурно-строительный университет  
Аспирант кафедры строительной  
механики В.В. Зазвонов  
Россия, г. Воронеж, тел. 8(4732)71-52-30;  
e-mail: vladimirzazvonov@yandex.ru*

*The Voronezh State University  
of Architecture and Civil Engineering  
Post-graduate of Constructional Mechanics  
Department V.V. Zazvonov  
Voronezh Russia, , tel. +7 (4732) 715230  
e-mail: vladimirzazvonov@yandex.ru*

В.В. Зазвонов

## **УСИЛЕНИЕ УГЛЕПЛАСТИКОВЫМИ ЭЛЕМЕНТАМИ ПОВРЕЖДЕННОЙ ЗОНЫ РУСЛОВОГО РАМНО-КОНСОЛЬНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ МОСТА**

Описываются методика и расчетное обоснование усиления углепластиковыми элементами поврежденной зоны железобетонного пролетного строения путем наклейки ламелей и холстов.

V.V. Zazvonov

## **STRENGTHENING OF DAMAGED ZONE OF THE RIVER-BED FRAME-CANTILEVER CONCRETE BRIDGE SPAN BY CARBON-PLASTIC ELEMENTS**

There is a description of system and calculated substantiation of strengthening of damaged concrete span structure zone by carbon-plastic elements by means of gluing lamellas and linens.

При обследовании русловых пролётов автодорожного моста через р. Ока на 116 км а/д М-4 ДОН (рис. 1) в стенке ребра главной балки обнаружены наклонные трещины, которые привели к снижению ее несущей способности. Для восстановления грузоподъемности моста выполнено усиление поврежденной зоны наклейкой углепластиковых ламелей и холстов. Опишем особенности принятой конструкции усиления и её расчетного обоснования.

Русловые пролеты моста выполнены в виде рамно-консольной системы. Береговые пролеты моста – балочные разрезные.

Статическая схема моста:

22,18+П22,2&K28,11\$K42,48&4(K42,24\$K42,06)&K42,24\$K32,86&K24,04\$K23,85&П22,2+14,3.

Поперечная схема – К3,15+5,2+К3,15.

Монтаж блоков русловых пролетов проводился навесным способом симметрично от опоры к шарнирам с использованием пучков из напрягаемой на бетон высокопрочной арматуры класса В II. Две главные балки русловых пролетов жестко объединены горизонтальными и вертикальными железобетонными диафрагмами. Пучки рабочей напрягаемой арматуры расположены в уровне плиты проезжей части в каналах, образуемых в бетоне заполнения.

Рамно-консольные пролетные строения мостового перехода в пролётах 3-7 представляют собой пространственную конструкцию, состоящую из 2-х железобетонных двутавровых главных балок с высотой сечения на опоре 6,16 м и в пролете 2,46 м. Поврежденный пролет №8 имеет ту же конструкцию с уменьшенными размерами. Высота балки составляет на опоре 4,68 м и в пролете 2,46 м (рис. 2 и 3). Толщина ребра у главных балок переменная, у опоры 0,76 м, в консоли 0,22 м, толщина плиты постоянна и составляет 0,15 м.



Рис. 1. Общий вид моста со стороны левого берега реки Ока

В 2002 году на мосту при проведении капитального ремонта были осуществлены работы по усилению пролетных строений углепластиковыми пластинами (ламелями) в стенках главных балок в зонах примыкания к шарнирам. Необходимость усиления была вызвана обнаруженными трещинами в стенках главных балок и коррозией металла напряженных пучков.

При повторном обследовании моста в 2009 году выявлено развитие коррозии напряженных пучков арматуры и появление новых наклонных трещин с шириной раскрытия от 0,3 до 0,7 мм в стенке ребра блока Б8 балки Б2 вблизи опоры 8 с верхней стороны (рис. 4).

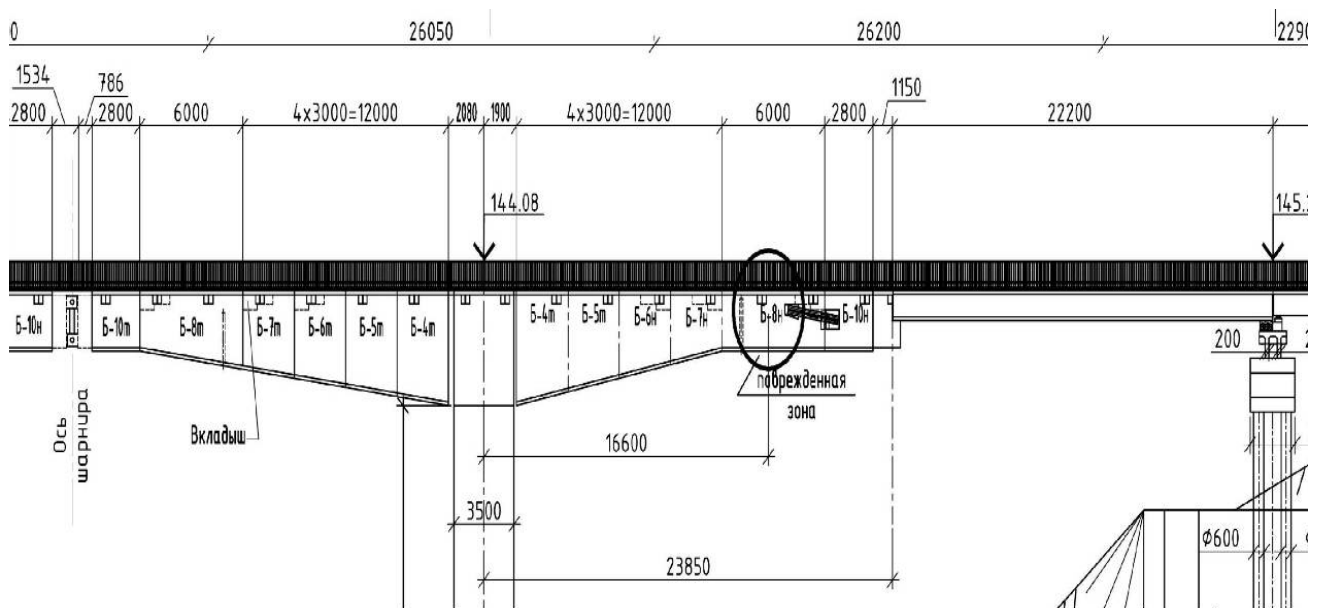


Рис. 2. Фрагмент общего вида с верхней стороны поврежденного руслового пролета

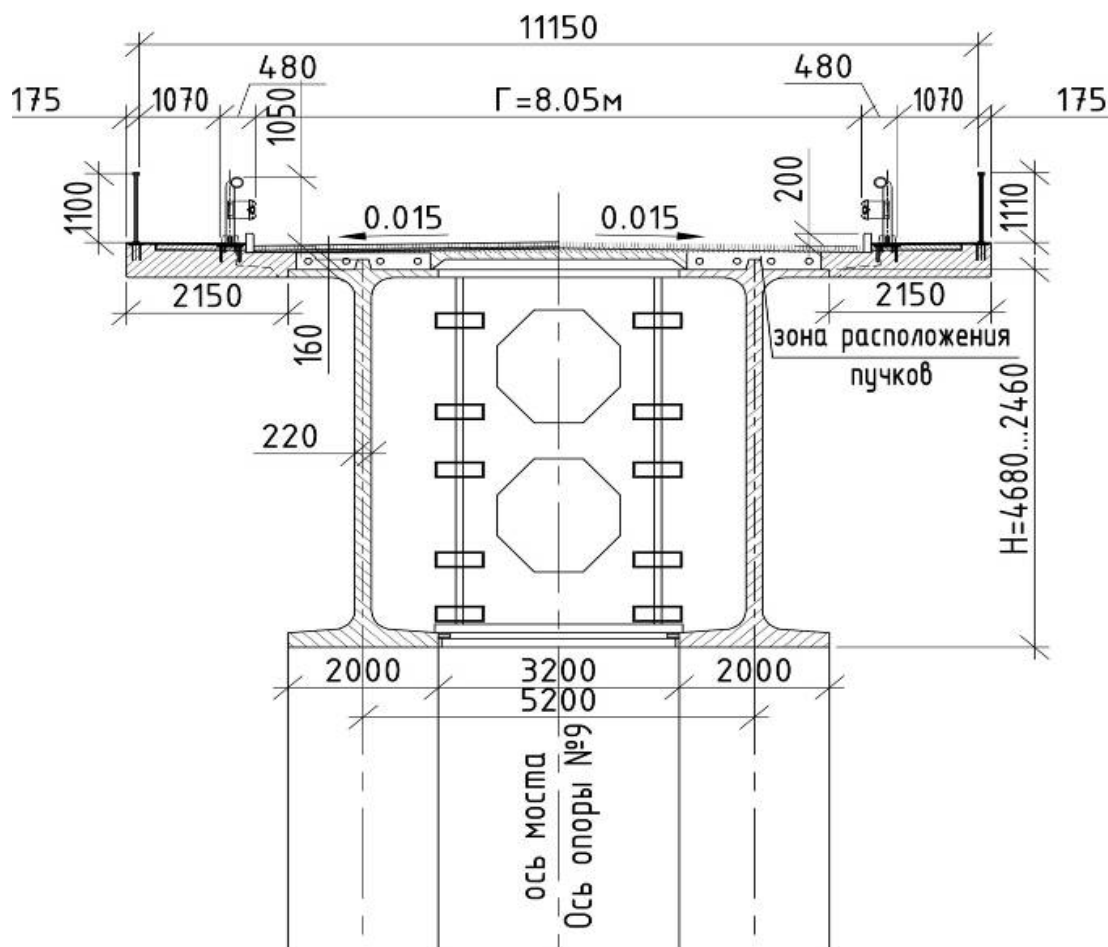


Рис. 3. Поперечное сечение поврежденного руслового пролета

Причиной прогрессирования повреждений стал существенный рост в последние годы интенсивности транспортного потока. Наличие разрушений в покрытии по всей длине проезжей части с периодически повторяющимися выбоинами глубиной до 60 мм значительно увеличило динамическое воздействие временной нагрузки на несущие элементы моста.

Выполненные расчеты в 1995 году ООО «Союздорпроект» показали, что напряженно-деформированное состояние конструкций пролетных строений соответствует действующим в период проектирования моста нагрузкам Н-18 и НК-80, нормам СН 200-62 и СН 365-67 и отвечает современным нагрузкам А 11 и НК 80, за исключением проверки стыков на сдвиг.

Выявленные наклонные трещины в ребре балки Б2, блока Б-8н, «птички» №8 свидетельствуют о возможном достижении в поперечных ненапрягаемых хомутах, выполненных из арматуры АП, предела текучести. Следует отметить, что сетка наклонных трещин в стенке балки появилась в консоли на расстоянии 16,6 м от опоры (рис. 4). В 2002 году поврежденная зона длиной 2,0 м была расположена между диафрагмой и усиленной зоной углепластиковыми ламелями. Сетка наклонных трещин начиналась от анкерной зоны усиления, развиваясь по площади ребра балки до диафрагмы. Это свидетельствовало о недостаточной несущей способности по наклонному сечению свободной длины ребра балки. За диафрагмой наклонные трещины отсутствовали, что может быть объяснено включением её в пространственную работу конструкции. Усиление моста в 2002 году проводилось при полном закрытии движения путем разгрузки несущих конструкций русловых пролетов от части постоянной нагрузки, включающей вес мостового полотна.

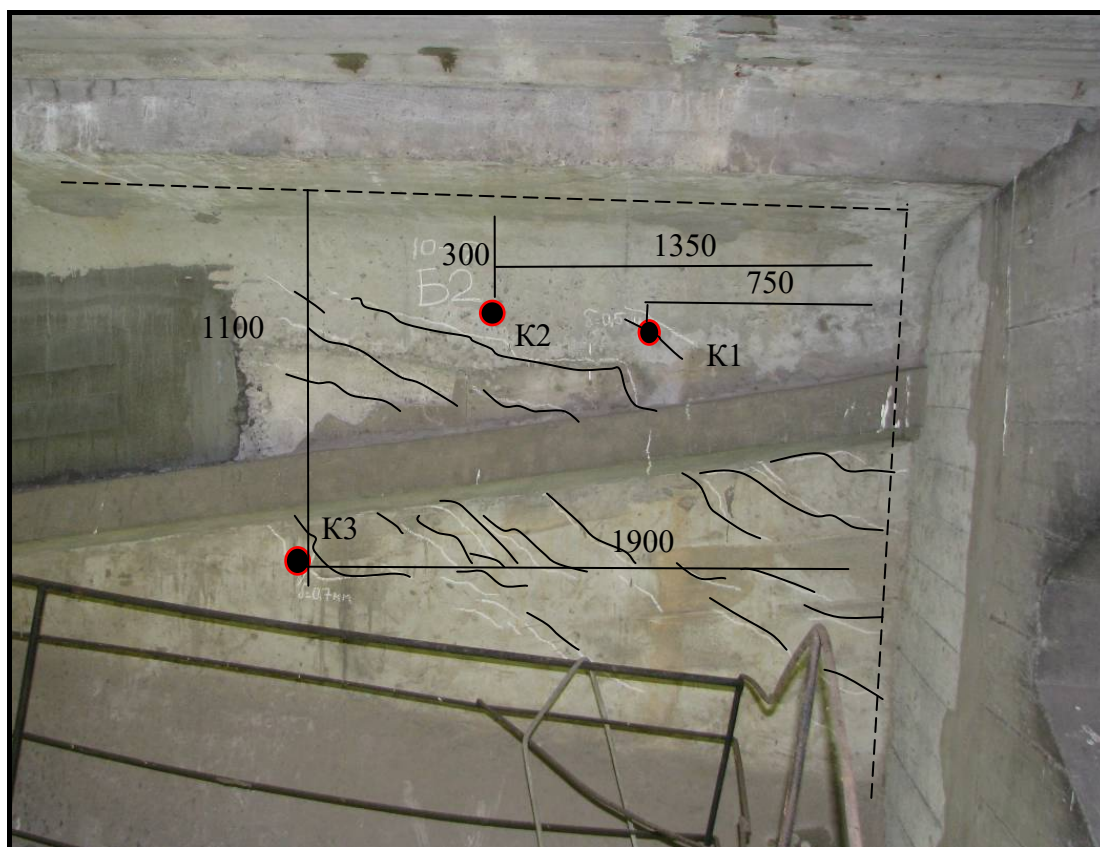


Рис. 4. Характер распределения трещин и расположение зон выбуривания кернов

Обследование поврежденной зоны пролётного строения выполнено экспертной группой специалистов с участием автора настоящей статьи в августе 2009 г. с целью определения глубины распространения трещин, их ширины раскрытия и оценки физико-механических свойств бетона. При этом выполнялись следующие работы:

- визуальный осмотр балки с регистрацией имеющихся в ней дефектов и выбором зон выбуривания;
- измерение прочности бетона балки в натуральных условиях неразрушающим методом;
- определение мест расположения стержней арматуры и толщин защитного слоя бетона;
- измерение ширины раскрытия трещин;
- отбор из конструкции кернов с помощью буровой установкой DD-160 фирмы Hilti;
- распиловка кернов на цилиндрические образцы;
- лабораторные испытания образцов бетона с определением плотности и прочности бетона на сжатие и оценку структуры.

Измерение прочности бетона в натуральных условиях производилось методом упругого отскока с помощью склерометра Шмидта по ГОСТ 22690 с корректировкой данных измерений и учётом разрушающих испытаний цилиндрических образцов.

Испытания образцов на сжатие проводились в соответствии с ГОСТ 28570, средняя плотность бетона определялась по ГОСТ 12730.1.

Толщины защитного слоя бетона определялась магнитометрическим методом с помощью прибора «Profometer-5» фирмы «Proceq» (Швейцария) с использованием положений ГОСТ 22904. По результатам освидетельствования и физико-механических испытаний отобранных кернов произведена оценка глубины распространения трещин. Выявлено, что трещины с раскрытием от 0,5 до 0,7 мм образовались в коренном бетоне балки и смыкаются на вертикальном арматурном стержне сетки ребра балки (рис. 5).





Рис. 5. Глубина распространения трещины в керне № 1

Физико-механическими испытаниями кернов выявлено, что класс бетона балки по прочности соответствует проекту и находится в диапазоне В35...В40. Толщина защитного слоя бетона до арматуры изменяется от 50 до 60 мм и является достаточной для мостовых конструкций.

Ненапрягаемые стержни поврежденного ребра представлены горизонтальной арматурой Ø 8 класса АІ и вертикальной Ø 16 класса АІІ с шагом 15...20 см.

При проведении расчетного обоснования усиления поврежденной зоны углепластиковыми элементами использовались данные расчетов усилий в элементах пролетных строений, которые были выполнены в 1995 году сотрудниками ООО «Союздорпроект». Эти расчеты показали, что максимальные усилия для принятых по нормам СН 200-62 и СН 365-67 проектных нагрузок Н-18 и НК-80 не превышают значений от временных нагрузок А11 и НК 80, которые установлены действующими нормами [1]. Исключением являются сдвиговые усилия в стыках сборных блоков составных балок.

При усилении поврежденной зоны пролетного строения (рис. 6) применены горяче-прессованные углепластиковые ленты (ламели) Sika Carbodur S1214 с параметрами, которые приведены в таблице, а также полотно марки Sika Wrap. Для анкеровки ламелей на их краевых участках предусмотрены холсты в виде приклеиваемых к бетону тканых углепластиковых полотен марки Sika Wrap 230 Сех. Наклейка полотен и ламелей выполнялась эпоксидным клеем марки SikaDur 31 со следующими основными характеристиками: сцепление с бетоном не менее 4 МПа; прочность на срез не менее 15 МПа; усадка менее 0,04 %. Все перечисленные строительные материалы сертифицированы на территории России.

Таблица

Физико-механические характеристики  
углепластиковых ламелей Sika Carbodur S1214

Модуль упругости Ел, ГПа	Прочность на растяжение R <sub>нл</sub> , МПа	Коэффициент надежности по материалу, γ <sub>т</sub>	Прочность при разрыве срл, МПа	Ширина b, м	Толщина t, мм	Площадь А, см <sup>2</sup>
165	2800	1,5	3050	0,12	1,4	1,7

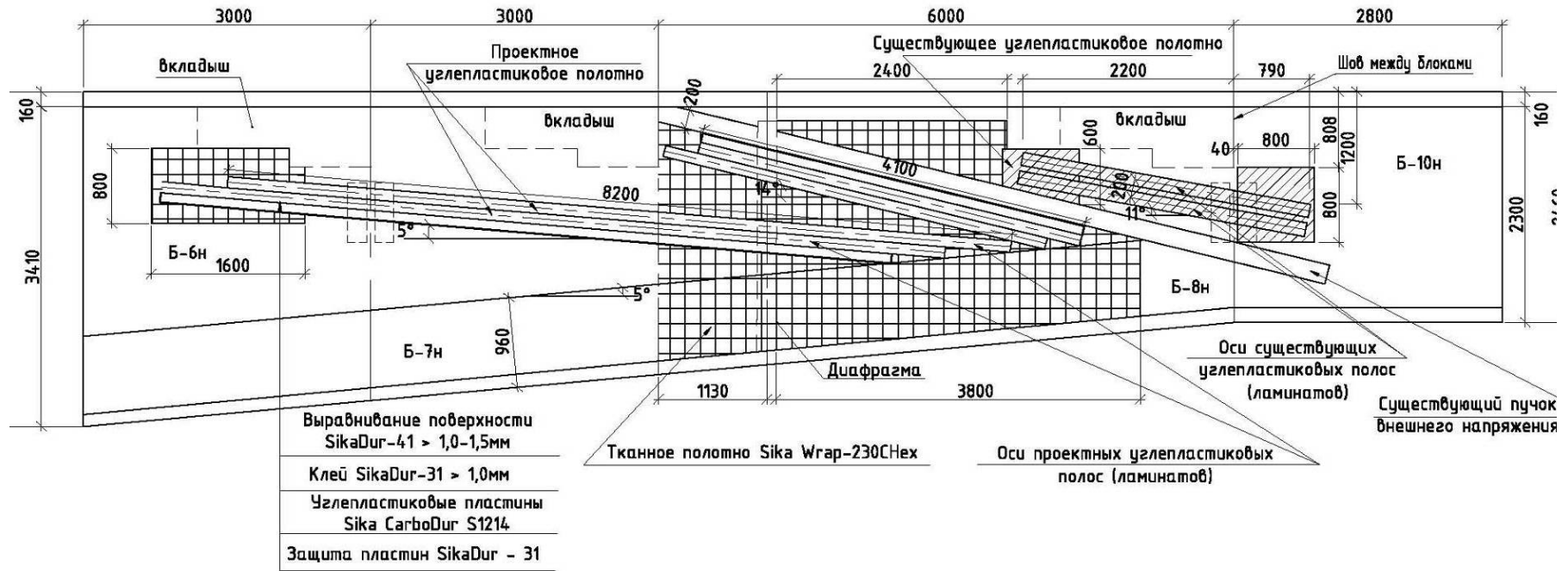


Рис. 6. Схема установки проектных углепластиковых ламелей

Расчёт усиления поврежденной зоны пролетного строения выполнялся из следующих предположений:

- ламели должны воспринимать главные растягивающие напряжения, возникающие в стенке поврежденного ребра от действия постоянных и временных нагрузок;
- в расчётах не учитывается бетон растянутой зоны;
- деформирование главных железобетонных балок подчиняется гипотезе плоских сечений;
- отсутствует относительный сдвиг между композитом и поверхностью бетона;
- деформация в клеевом составе не учитывается;
- в расчетах прочности наклонных сечений не учитывается поперечная арматура;
- деформации сжатия в бетоне не превышают 0,003;
- зависимость напряжений от деформации углепластиковых элементов усиления считается линейной вплоть до их разрушения.

Расчётное сопротивление композита принято с учетом коэффициента условий работы  $m_{дл} = 0,85$  и коэффициента надежности по материалу  $\gamma_m = 1,5$  равным  $R_{дл} = 1708$  МПа.

Напряжения от нормативных постоянных и временных нагрузок определены с учетом переменности сечения по длине конструкции на уровне центра тяжести приведенного сечения и составляют: касательные  $\tau = 2,99$  МПа, главные сжимающие  $\sigma_{г.л.сж.} = 7,85$  МПа и растягивающие  $\sigma_{г.л.р.} = 1,14$  МПа.

Угол наклона главной площадки растягивающих напряжений в сечении 1 – 1 (рис. 7) к нормальной оси определен расчетом и составляет  $45^{\circ}$ . Растягивающее усилие в поврежденном сечении, которое получено путем умножения главного растягивающего нормального напряжения на площадь ребра балки, составило  $N = 444,6$  кН (рис. 7).

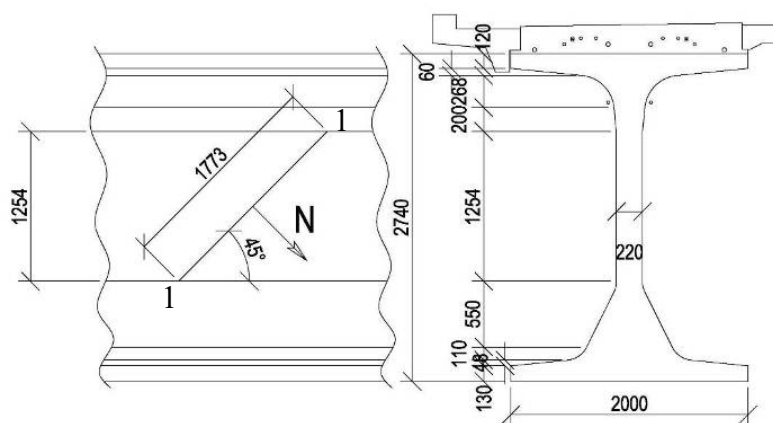


Рис. 7. Поперечный разрез поврежденного сечения

При проведении работ по внешнему армированию на боковой поверхности ребра балки растягивающее усилие составило  $N_{срс} = 1885,26$  кН.

Размещение на стесненном поврежденном участке ламелей усиления выполнено с углами наклона  $14^{\circ}$  и  $5^{\circ}$  (см. рис. 6).

## Выводы

Расчет усиления углепластиковыми ламелями поврежденной зоны показал высокую эффективность этой конструкции, способной воспринимать напряжения при нормальной эксплуатации с учетом образовавшихся трещин в балке Б2, блока Б-8н, «птички» опоры №8. При этом коэффициент запаса несущей способности сечения по образованию наклонных

трещин составил  $k_{\text{зап}} = 4$ . Усиление способно воспринимать проектные нагрузки в соответствии с [1] при соблюдении технологического регламента по усилению мостов внешним армированием. Проектом предусмотрены работы по усилению ребра балки при строгом соблюдении требования о полном закрытии движения и разгрузке пролетных строений от веса мостового полотна, что позволит включить в работу элементы усиления при эксплуатационном режиме уже на стадии загрузки пролетного строения весом мостового полотна.

Выполненные работы по усилению поврежденной зоны пролётных строений подтверждают:

- применение углепластиковых элементов сохраняет целостность сечения густоармированных частей балок без ослабления;
- по сравнению с методом усиления поврежденной зоны с помощью установки преднапряженных канатов применение углепластиковых ламелей приводит к сокращению сроков проведения ремонта, отказу от дорогостоящего оборудования по натяжению и инъектированию преднапряженной арматуры; не требует применения кранового оборудования и специальных подмостей из-за низкой массы углепластиков и простоты их наклейки.

#### Библиографический список

1. СНиП 2.05.03-84\*. Мосты и трубы/ Минстрой России. - М.:ГП ЦПП, 1996. – 214 с.
2. Рекомендации по применению композиционных материалов при ремонте железобетонных конструкций мостовых сооружений/ ФГУП «РОСДОРНИИ».- М.,2007.- 100 с.
3. Технические условия ТУ 5851-001-13613997-04. Системы усиления внешним армированием железобетонных мостов/ ООО «Зика». - М.,2004. -15 с.

#### Referances

1. Building Code 2.05.03-84\*. Bridges and pipes/ Minstroy of Russia. - M.: GP OF TSCPP, 1996. – 214 p.
2. Recommendations for composite materials application while repairing ferroconcrete bridge structures / FGUP «ROSDORNIИ». - M. 2007. – 100 p.
3. Technical specifications TU 5851-001-13613997-04. Strengthening systems by external reinforcement of ferroconcrete bridges. LLC «Zika». - M.: 2004. – 15 p.

**Ключевые слова:** рамно-консольный мост, железобетонные пролетные строения, усиление, углепластиковые ламели, углепластиковые холсты

**The keywords:** frame-cantilever bridge, ferroconcrete bridge spans, strengthening, carbon-plastic lamellas, carbon-plastic linens

УДК

*Воронежский государственный  
архитектурно-строительный университет  
Д-р техн. наук, проф. кафедры  
строительной механики В. С. Сафронов  
Аспирант кафедры  
строительной механики В. В. Зазвонов  
Россия, г. Воронеж, тел. 8(4732)71-52-30;  
e-mail: vladimirzazvonov@yandex.ru*

*Voronezh State University  
of Architecture and Civil Engineering  
Dr of Technical Science, Professor of Constructional  
Mechanics Department V. S. Safronov  
Post-graduate of Constructional Mechanics  
Department V.V. Zazvonov  
Voronezh, Russia tel.: +7(4732)715230  
e-mail: vladimirzazvonov@yandex.rue-mail*

В.С.Сафронов, В.В. Зазвонов

## **НАТУРНЫЕ СТАТИЧЕСКИЕ ИСПЫТАНИЯ ГРУНТОЗАСЫПНОГО АВТОДОРОЖНОГО МОСТА СО СВОДЧАТЫМ ПРОЛЕТНЫМ СТРОЕНИЕМ ИЗ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА**

Описываются методика и результаты статических испытаний грунтозасыпного автомобильного моста с цилиндрическим сводчатым пролётным строением из монолитного железобетона. Данные натурных измерений перемещений и деформаций пролётного строения сопоставляются с результатами расчета на основе пространственной конечно-элементной модели тонкой оболочки, находящейся в нелинейно-деформируемой среде.

V.S. Safronov, V.V. Zazvonov

## **THE FULL-SCALE STATIC EXAMINATIONS OF HIGHWAY FILLED IN WITH SOIL BRIDGE WITH THE BRIDGE ARCHED SPAN FROM THE MONOLITHIC REINFORCED CONCRETE**

Technique and results of static examinations of highway filled in with soil bridge with cylindrical arched span from monolithic reinforced concrete is described below. The data of the full-scale measurements of span shifting and deformation are compared with the calculation results based on of the three-dimensional finite-element

Мостовые сооружения со сводчатыми пролётными строениями из железобетона под насыпями автомобильных дорог в настоящее время находят применение благодаря широкому спектру конструктивных форм, простоте возведения и экономичности. Их более широкое распространение сдерживается отсутствием данных исследований напряженно-деформированного состояния (НДС) несущих элементов совместно с окружающей грунтовой средой на действие постоянных и временных нагрузок. Такие исследования необходимы при оптимальном проектировании очертания пролётных строений и опор, выборе вида и параметров расчетной схемы сооружения.

Для проведения натурных исследований НДС при статическом действии временных нагрузок на однопролётный мост, покрытый песчаной уплотненной засыпкой над арочным пролётным строением, выполнены статические испытания эксплуатируемого с 2005 года в Вологодской области на 156 км а/д А-114 «Вологда – Новая Ладога» автомобильного моста.

Данные статических испытаний сопоставляются с результатами расчетов с помощью программного комплекса Лира по методу конечных элементов (МКЭ).

Основные параметры сооружения (рис. 1), построенного по проекту ГП «РОСДОРНИИ» для временных нагрузок А11 и НК-80, являются следующими: габарит проезда по граням барьерного

ограждения – 12,15 м; свод цилиндрического очертания шириной 16 м, радиусом  $R = 6,0$  м, постоянной толщины 0,3 м; бетон класса В30, арматура в виде верхней и нижней сеток  $D = 16$  мм, с квадратной ячейкой 0,15 м; максимальная высота насыпи, считая от подошвы ригеля, – 9,0 м; минимальная толщина песчаной засыпки над поверхностью свода с учетом конструкции дорожной одежды составляет: по оси дороги – 0,67 м, у барьерного ограждения – 0,5 м.

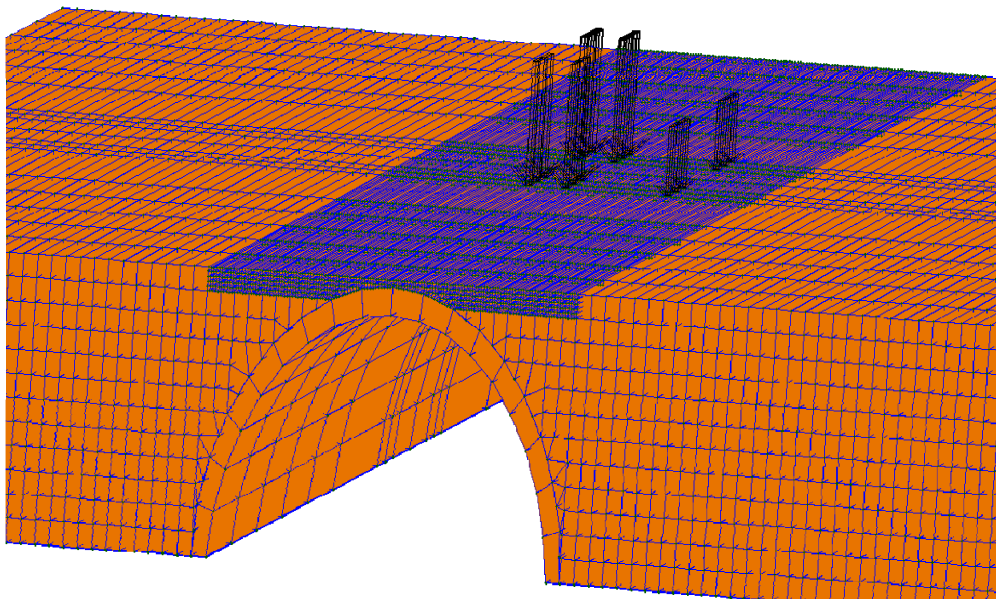


Рис. 1. Общий вид моста при статических испытаниях

В качестве испытательной нагрузки использовался трехосный автомобиль Volvo FM 400 6 x 4 общей массой 41 т с нагрузкой на заднюю тележку 312 кН и переднюю ось 90 кН. Автомобиль при испытаниях моста устанавливался по трем схемам загрузки таким образом, чтобы вызвать наибольшие усилия в трех характерных сечениях, расположенных на расстоянии  $\frac{1}{4}$ ,  $\frac{1}{2}$  и  $\frac{3}{4}$  пролета от опоры. В поперечном направлении испытательная нагрузка устанавливалась в пределах полосы безопасности на расстоянии 3,25 м от края конструкции и во втором случае по продольной оси автомобильной дороги на расстоянии 8,0 м от края конструкции. В продольном направлении средняя ось автомобиля последовательно устанавливалась над указанными выше сечениями (рис. 3).

В процессе испытания измерялись вертикальные и горизонтальные перемещения, а также продольные и поперечные деформации нижних волокон в характерных сечениях свода. Перемещения измерялись прогибомерами системы Максимова с точностью 0,01 см, а продольные и поперечные деформации наружных волокон свода – деформометрами на базе 35 см с использованием стрелочных индикаторов МИГ-1 с точностью 1 мкм. Схемы установки измерительных приборов приведены на рис. 3.

Для оценки экспериментальных данных был выполнен расчет грунтозасыпного моста по программе Лира. Для этого в программном комплексе, имеющем обширную библиотеку конечных элементов, реализована пространственная конечно-элементная расчетная схема (рис. 2) в линейной и физически нелинейной постановках. Железобетонный свод моделировался прямоугольными оболочечными КЭ. По длине окружности и по ширине свода принималось 18 элементов. Грунтовый массив в расчётах представлен объёмными КЭ в виде параллелепипедов и тетраэдров. При моделировании окружающей оболочку сплошной среды была принята модель Мора-Кулона.



**Рис. 2.** Конечноэлементная расчетная модель моста с испытательной нагрузкой

В качестве исходных данных использованы величины давлений колес автомобиля, координаты точек сил приложения нагрузок, геометрические размеры грунтозасыпной конструкции, включающие толщину и ширину свода, высоту засыпки.

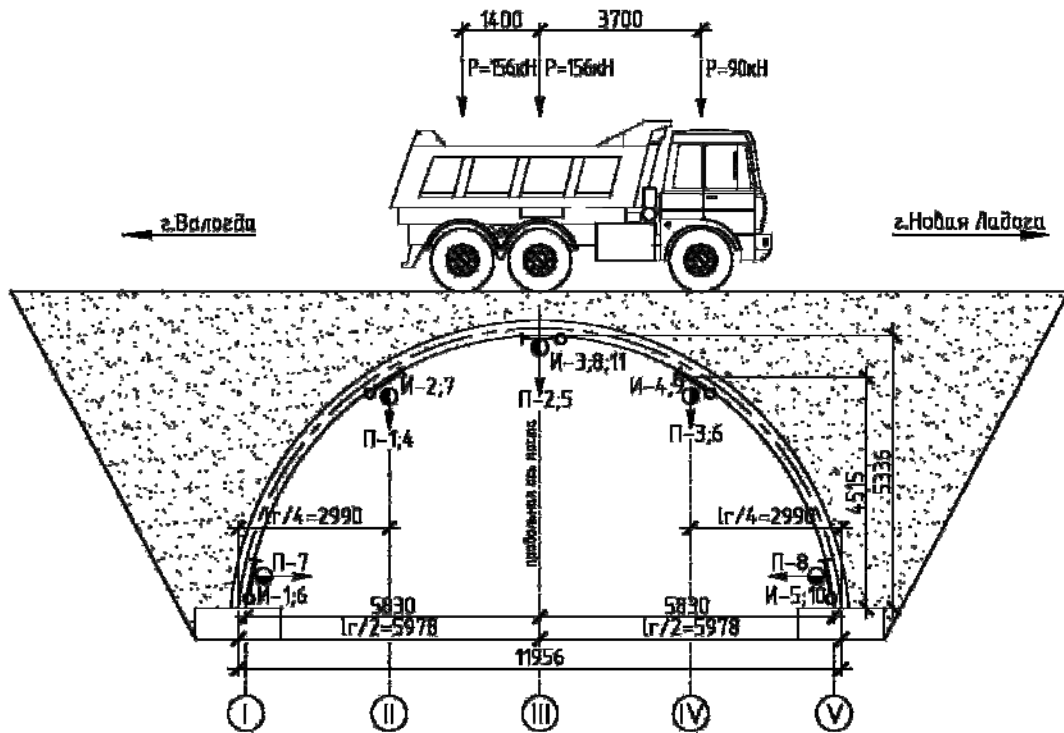
Физико-механические свойства грунтового массива приняты по результатам лабораторных исследований и полевых испытаний, сохранившимся со времен строительства. Модель грунта в расчетах требует задания пяти основных параметров: модуля деформации  $E = 22,6$  МПа, коэффициента Пуассона  $\nu = 0,3$ , сцепления  $c = 0,001$  МПа, угла внутреннего трения  $\varphi = 30^\circ$  и предельного напряжения при растяжении  $R_t = 0$  МПа.

В процессе загрузки в железобетонных конструкциях наблюдается развитие нелинейных деформаций, сильно влияющих на характер распределения усилий и деформаций в элементах конструкции. При этом материал конструкции подчиняется нелинейному закону деформирования, что тоже было решено учесть в расчетной схеме.

С целью исследования влияния физической нелинейности материала на НДС оболочки грунтозасыпных мостов параллельно проведена серия расчетов на моделях, описанных выше, с учетом физической нелинейности материала железобетонного свода. Основной материал, бетон, был принят по экспоненциальному закону (расчетная прочность) нелинейного деформирования со следующими характеристиками: модуль упругости  $E = 32500$  МПа, предельное напряжение  $\sigma(-) = -22,0$  МПа,  $\sigma(+)$  = 1,80 МПа, Характеристики армирующего материала приняты по этому же закону: модуль упругости  $E = 1,96 \times 10^5$  МПа, предельное напряжение  $\sigma(-) = -340$  МПа,  $\sigma(+)$  = 340 МПа.

Экспериментальные значения прогибов сопоставлены с расчетными прогибами в характерных сечениях оболочки и приведены на рис. 4-9. На графиках пунктирными линиями показаны измеренные при натурных испытаниях прогибы  $Z_э$ , точечными линиями – расчетные прогибы с использованием линейной расчетной схемы  $Z_p$ , сплошными линиями – расчетные прогибы по физически нелинейной расчетной схеме  $Z_{рф}$ .

На рис. 4-6 показаны изменения прогибов в поперечном сечении по 1-й схеме загрузки при расположении нагрузки вплотную к барьерному ограждению. Графики изменения прогибов в поперечном сечении по 2-й схеме загрузки при расположении нагрузки по оси дороги представлены на рис. 7-9. Анализ результатов показал, что расчетные прогибы оболочки во всех загрузках превышают опытные от 1 до 50 %.



ПЛАН

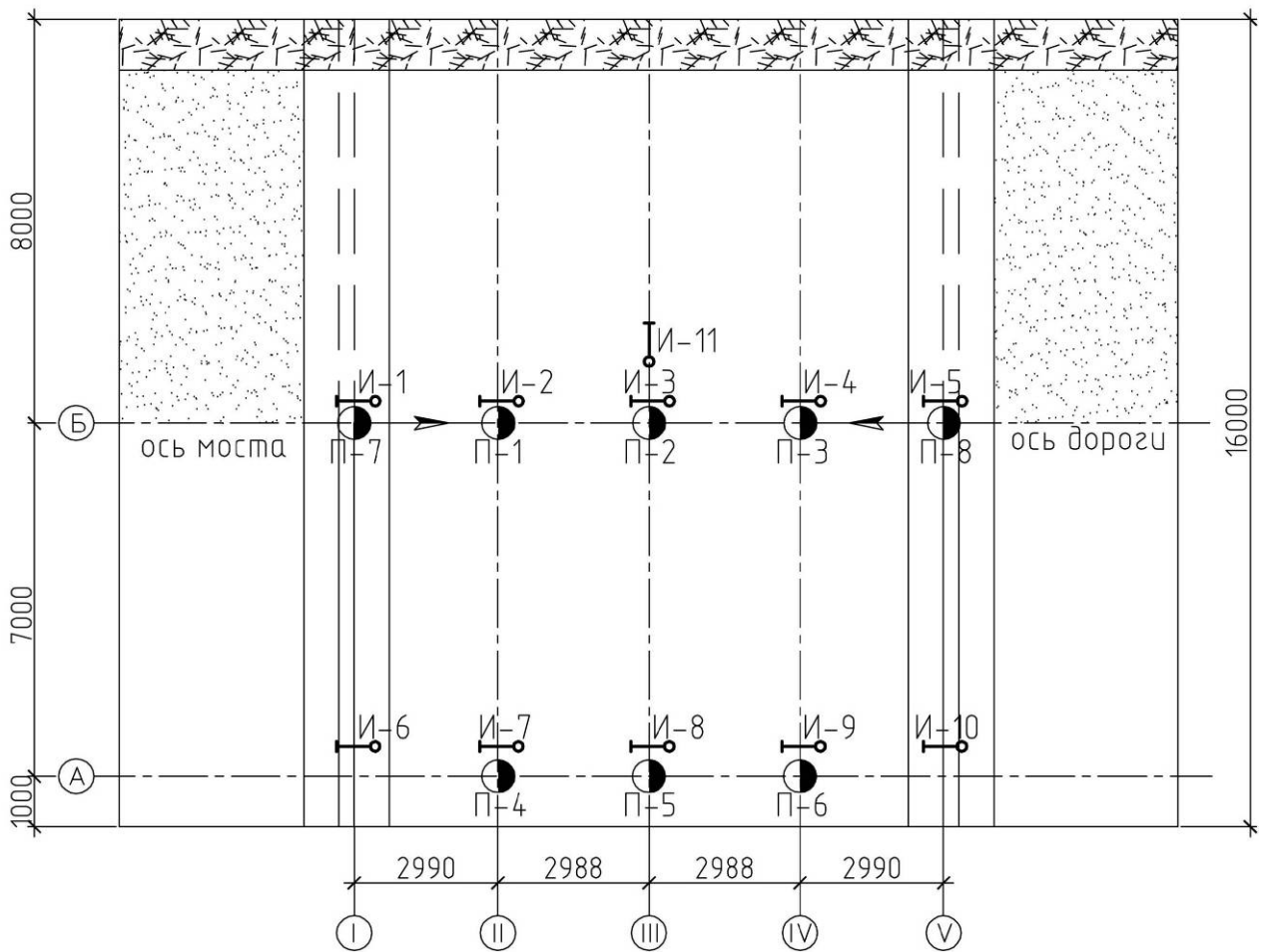


Рис. 3. Схема установки измерительных приборов



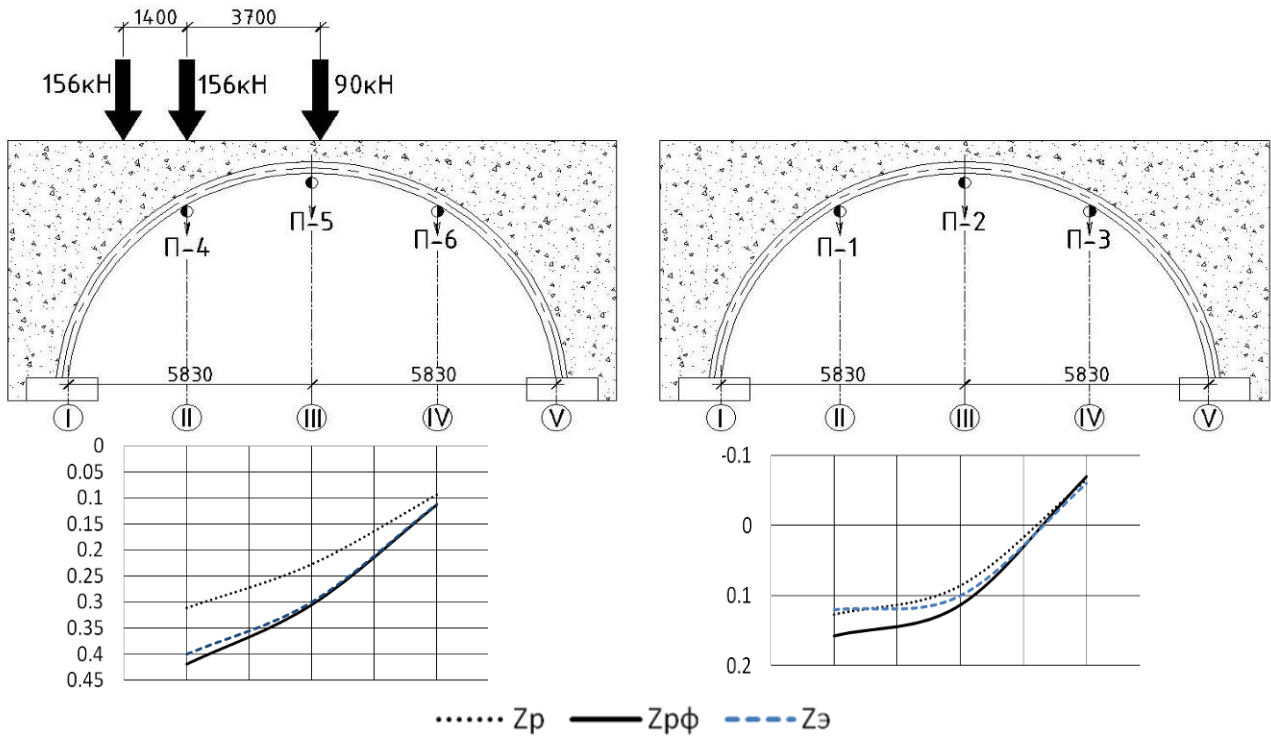


Рис. 4. Изменение прогибов поперечного сечения, мм, при загрузении сечения II

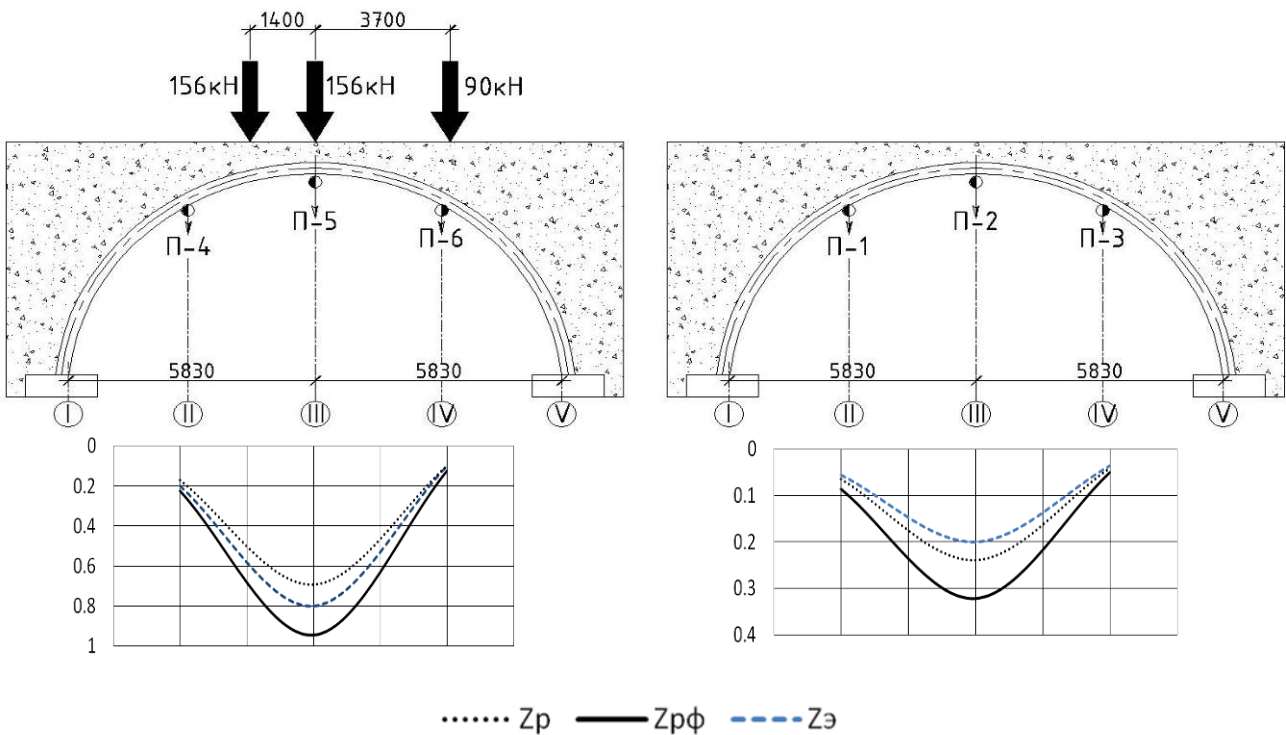


Рис. 5. Изменение прогибов поперечного сечения, мм, при загрузении сечения III

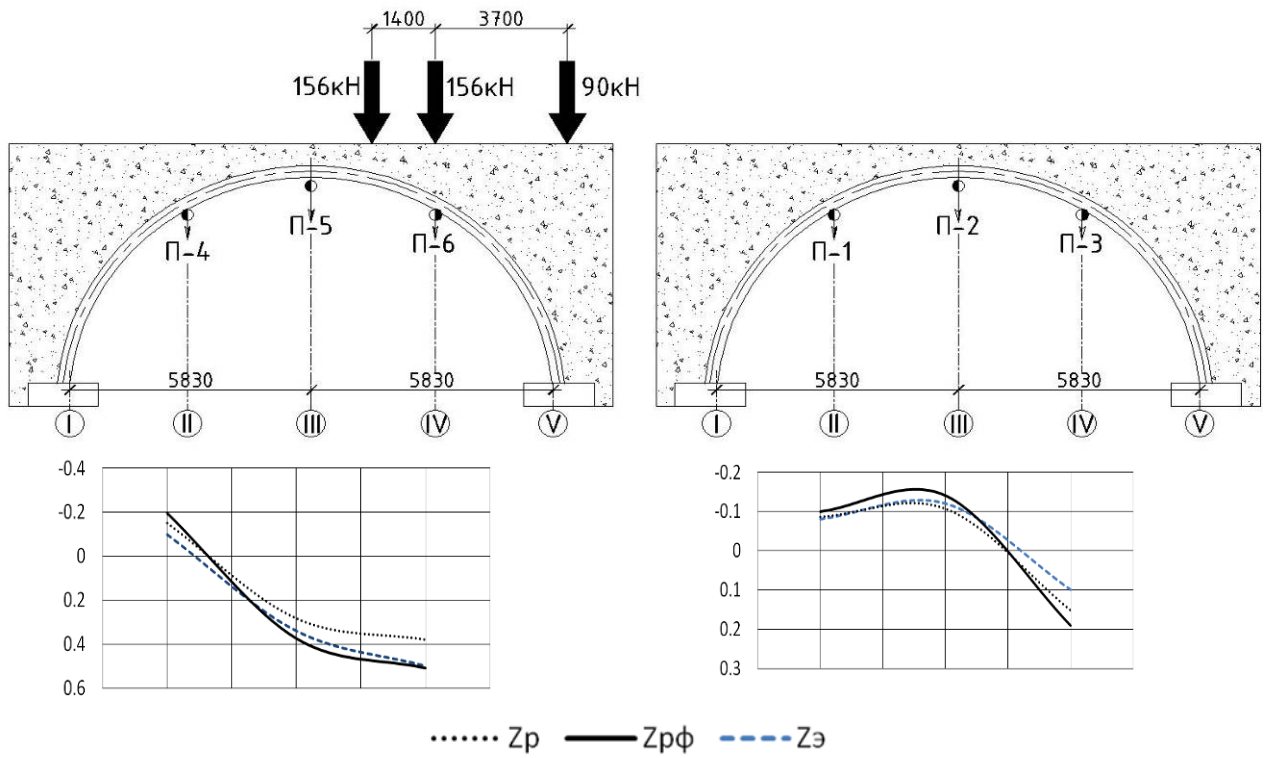


Рис. 6. Изменение прогибов поперечного сечения, мм, при загрузении сечения IV

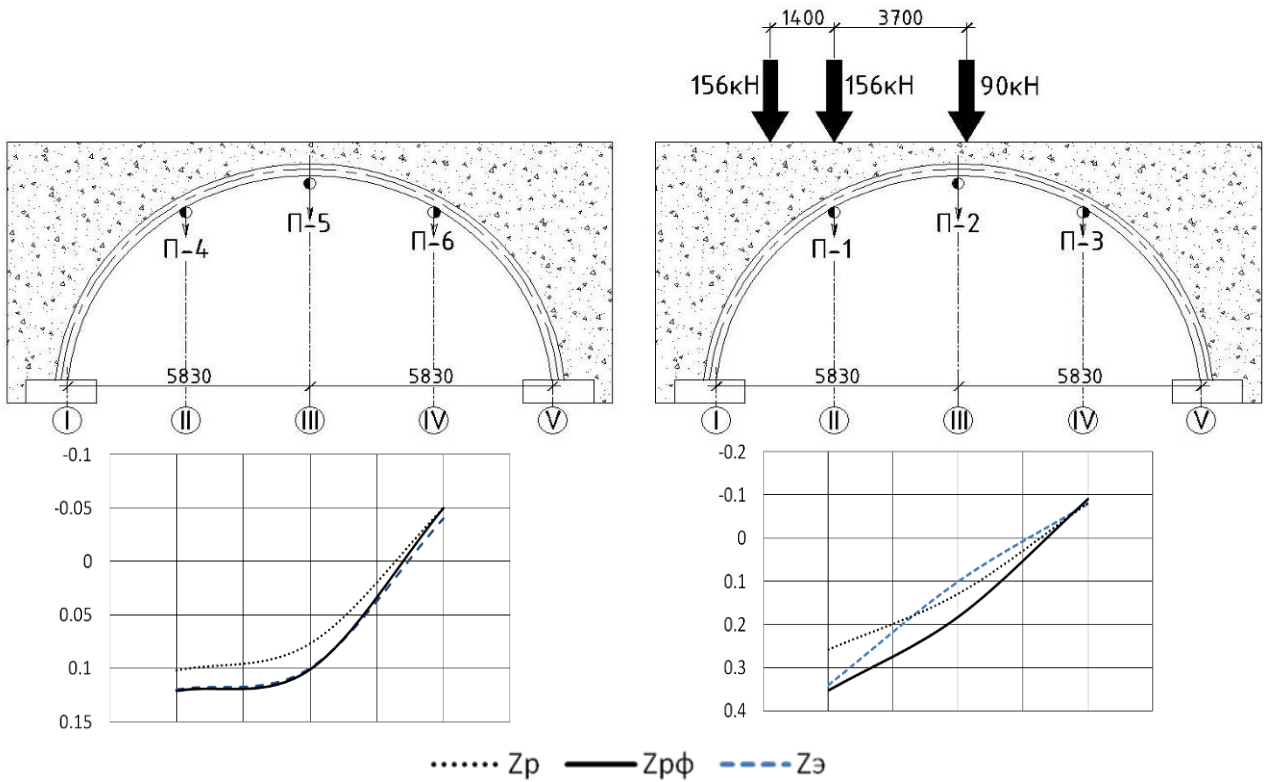


Рис. 7. Изменение прогибов поперечного сечения, мм, при загрузении сечения II

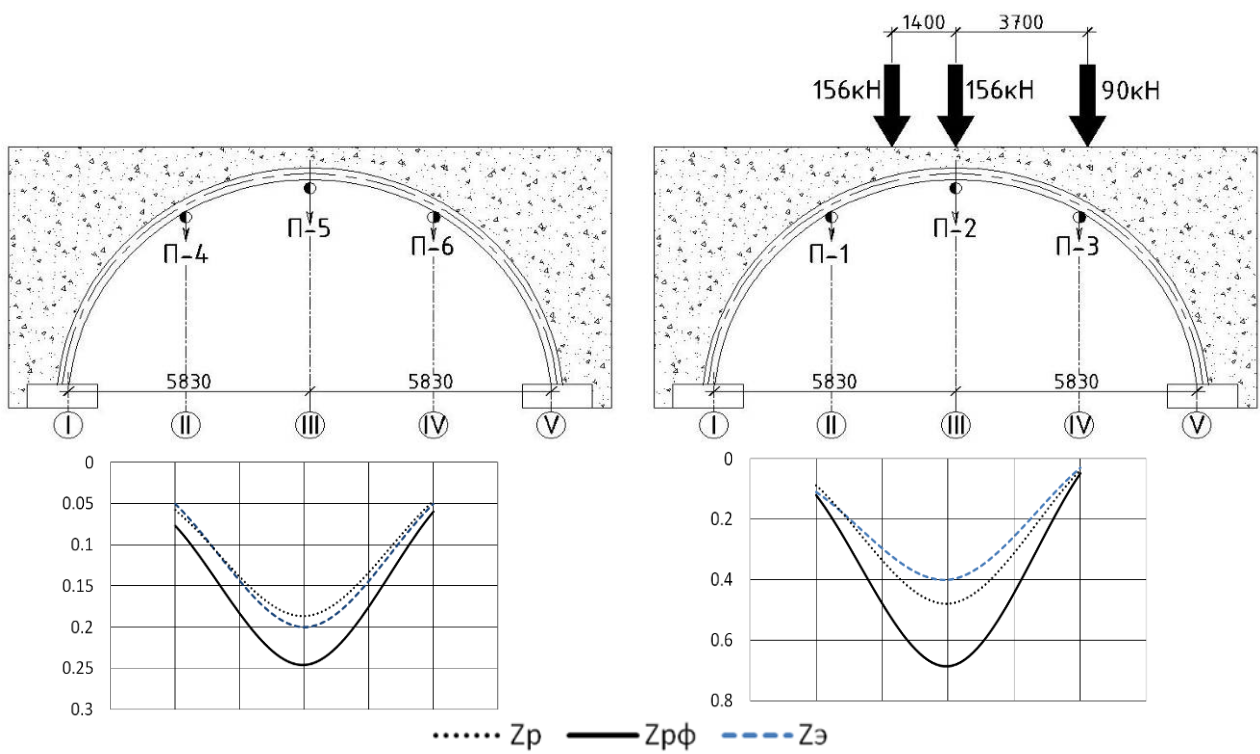


Рис. 8. Изменение прогибов поперечного сечения, мм, при загрузении сечения III

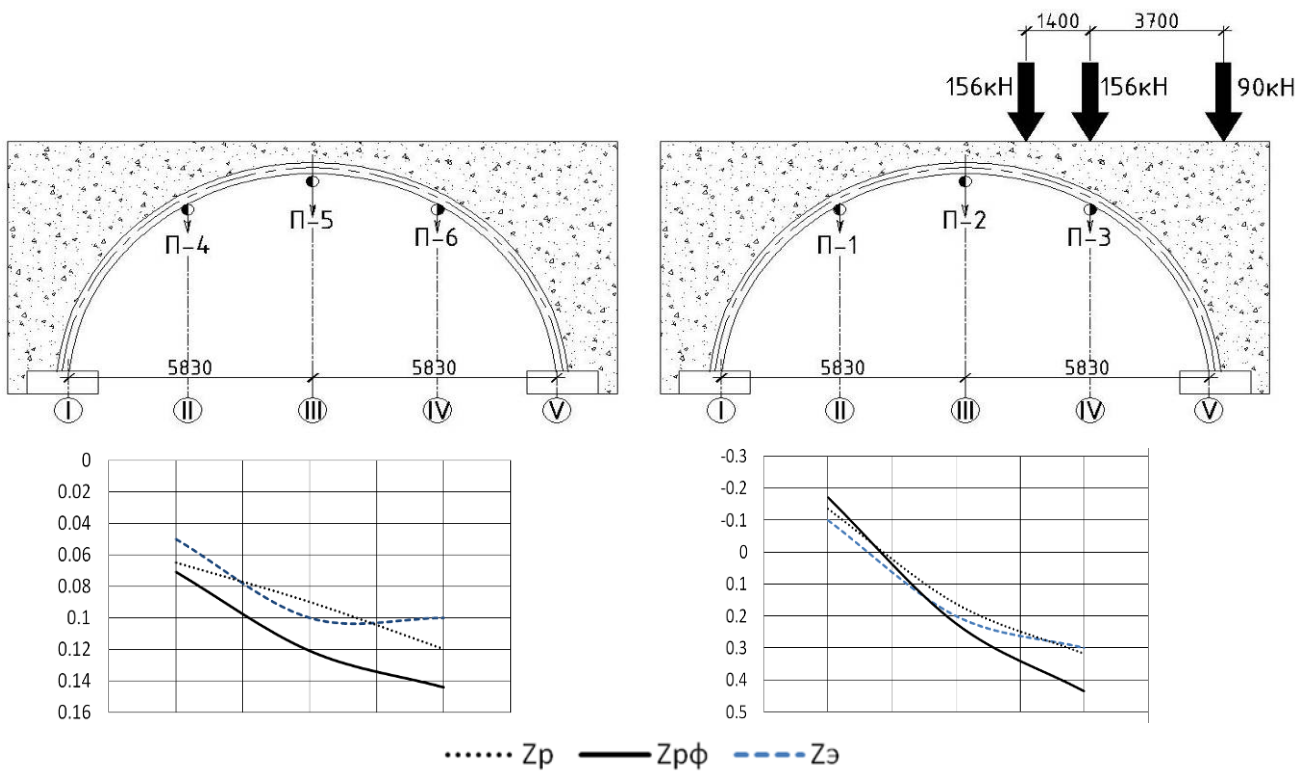


Рис. 9. Изменение прогибов поперечного сечения, мм, при загрузении сечения IV

Картина напряженного состояния в точках нижней поверхности оболочки деформируемой конечноэлементной модели с траекториями главных напряжений, полученная из расчета на испытательную нагрузку, расположенную над сечением III, представлена на рис. 10.

Величины напряжений, возникающие в нижнем слое оболочки по деформированной схеме, близки к экспериментальным, отклонение результатов расчета составляет от 5 до 30 %, тогда как при линейном расчете свода погрешность возрастает до 50 %.

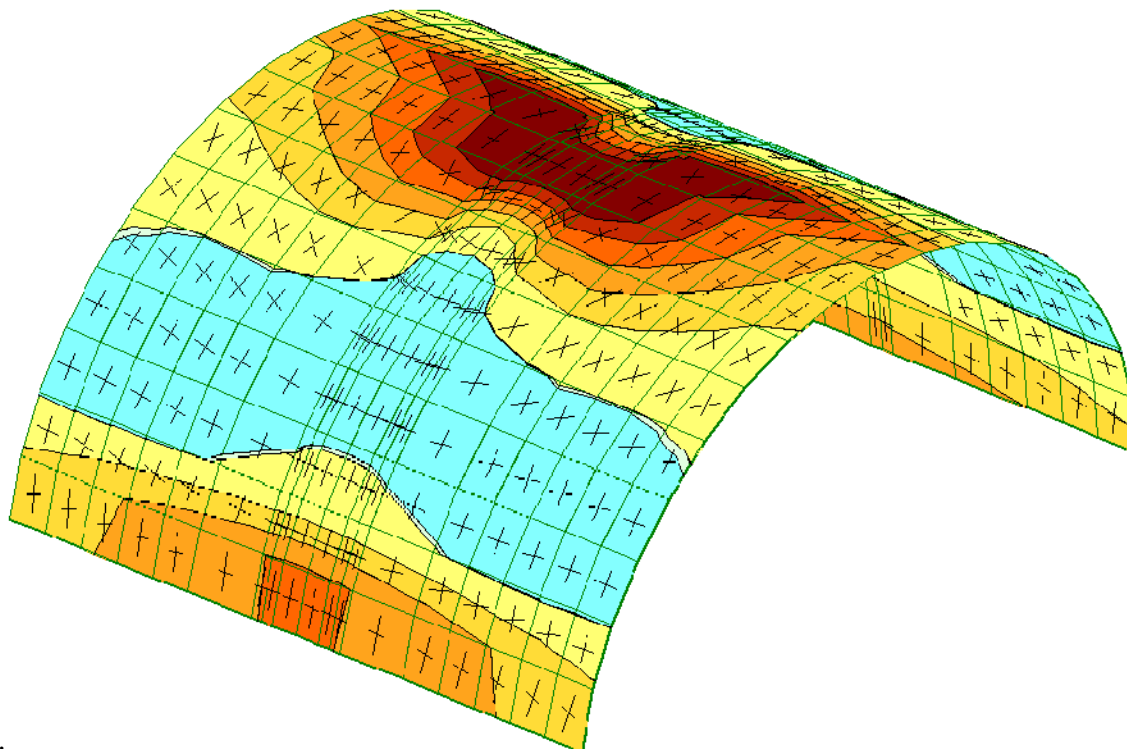


Рис. 10. Распределение главных напряжений по нижней поверхности оболочки

Распределение фибровых напряжений по ширине свода для второй схемы загрузки от испытательной нагрузки, расположенной над сечением III, представлено на рис. 11. Оно свидетельствует о том, что наиболее напряженным является замковое сечение в зоне приложения временной нагрузки. Возникновение наибольших растягивающих напряжений по длине свода в нижних волокнах замкового сечения оболочки связано с наличием безотпорной зоны.

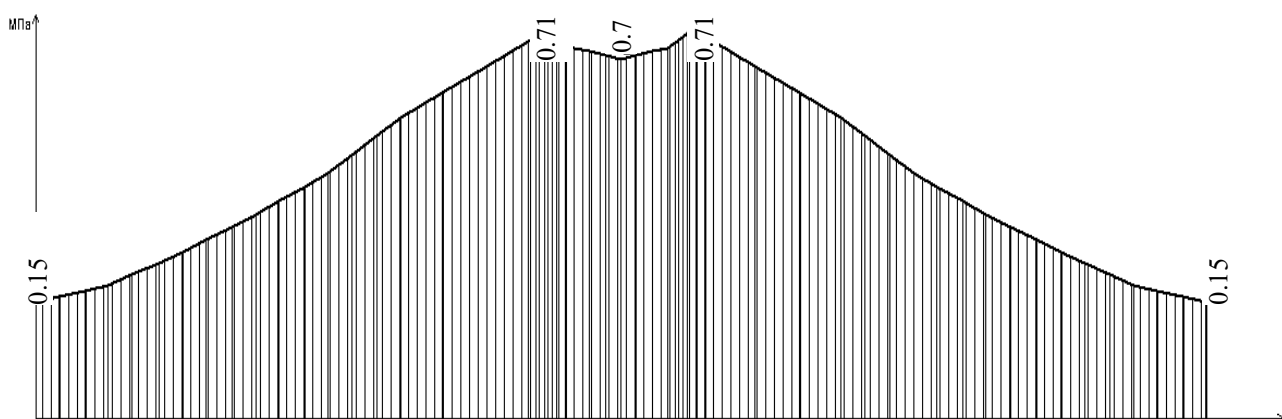


Рис. 11. Эпюра распределения главных растягивающих напряжений, МПа, в нижних волокнах по ширине свода

По первой схеме загрузки при установке нагрузки вблизи барьерного ограждения в исследуемых точках возникают максимальные растягивающие расчетные напряжения порядка 0,95 МПа, по сравнению с экспериментально полученным напряжением со значением 0,87 МПа. Во второй схеме загрузки – по оси дороги – растягивающие напряжения в местах установки индикаторов, полученные при расчете, составляют 0,247 МПа, при опытном значении 0,226 МПа. Отклонения результатов расчета от опытных данных составляют от 5 до 30 %, при этом верхняя граница отклонений ( $\approx 47$  %) в большую сторону расчетных значений наблюдается лишь в единичных случаях.

Отклонения полученных расчетных результатов от опытных можно объяснить тем, что произошел процесс неравномерного уплотнения грунта в зоне замка арки, т.е. в месте приложения нагрузки, где грунт имеет минимальную толщину. Он уплотнился в большей степени по сравнению с грунтом, расположенным по бокам арки, от действия временной нагрузки.

Необходимо отметить, что с течением времени (0,5...3 года в зависимости от степени уплотнения при возведении насыпи) происходит самоуплотнение грунтов под собственным весом и движением подвижной автодорожной нагрузки. Модуль деформации грунта при этом увеличивается, что приводит к заметному увеличению коэффициента компрессионного сжатия.

Для анализа влияния изменения модуля деформации над замком было выбрано сечение III по второй схеме загрузки. Исследование проводилось путем моделирования неоднородности уплотнения грунта толщиной 0,5 м над замковой частью свода до значения изменения модуля деформации 50 МПа.

При такой постановке задачи прогиб в характерной точке конструкции уменьшился до значения 0,456 мм, что сократило погрешность до 14 % и привело к увеличению сжимающего напряжения на 4 % до значения 0,779 МПа и увеличению растягивающего напряжения на 6 % до значения 0,289 МПа. Таким образом, изменение модуля деформации грунта над замком в большей мере повлияло на деформацию поперечного сечения, приблизив расчетные данные к истинному значению с небольшой погрешностью увеличения напряжений.

## Выводы

При расчете и проектировании работающих совместно с грунтом грунтозасыпных мостов с подъемистыми и пологими сводами необходимо учитывать, что с течением времени по периметру происходит самоуплотнение грунтов под собственным весом засыпки и движением подвижной временной нагрузки.

Данное уплотнение грунта приводит к неравномерному увеличению модуля деформации, поэтому рационально на стадии проектирования производить расчет на действие постоянной нагрузки песчаной засыпки, обращающуюся в настоящее время с характеристиками свежееуложенного грунта и перспективную нагрузку с характеристиками консолидированного грунта.

Характер уплотнения грунта в пазухах между элементами конструкций более сложный, и, как показывает опыт эксплуатации таких сооружений, происходит неравномерное уплотнение грунта над замком и грунта, расположенного по бокам.

Таким образом, сравнительный анализ опытных и расчетных данных дает удовлетворительную сходимость результатов с учетом принятых гипотез и допущений при расчетах и позволяет считать, что приведенные расчетные схемы адекватно описывают поведение оболочки по деформируемой схеме в грунтовом массиве.

Анализ результатов исследования распределения напряжений и деформаций по ширине свода позволяет отметить, что при разном расположении одного и того же транспортного средства величина напряжений в конструкции свода существенно меняется. При удалении нагрузки от края свода происходит перераспределение напряжений по ширине, что позволяет увеличить предельную массу транспортного средства при пропуске автотранспорта большой грузоподъемности.

Как показывают результаты испытания статической нагрузкой, грунтозасыпной мост на 156 км автомобильной дороги А-114 «Вологда – Новая Ладога» имеет достаточную для безопасной эксплуатации прочность и жесткость.

Рекомендуется для решения практических задач расчета при проектировании грунтозасыпных сооружений учитывать физическую нелинейность материала свода, совместное взаимодействие конструкции моста и грунтового массива засыпки, что позволит получить достоверные результаты на стадии проектирования.

#### Библиографический список

1. СНиП 2.05.03-84\*. Мосты и трубы/ Минстрой России.- М.: ГП ЦПП, 1996. – 214 с.
2. СНиП 32-04-97 Строительные нормы и правила: Тоннели железнодорожные и автомобильные. – М.: Стройиздат, 1998. – 25 с.

#### Referances

1. Building Code 2.05.03-84\*. Bridges and pipes/Minstroy of Russia. – M.: GP OF TSCPP, 1996. – 214p.
2. Building Code 32-04-97 Building standards and recommendations: Railway and highway tunnels. – M.: Stroyizdat, 1998. – 25 s.

**Ключевые слова:** грунтозасыпной мост, железобетонный свод, песчаная засыпка, напряженно-деформированное состояние, статическое испытание, нагрузка, деформации, физическая нелинейность, напряжения, прогибы

**Keywords:** filled in with soil bridge, ferroconcrete arch, sand filling, defected mode , static test, loading, deformation, physical nonlinearity, stress, sags

УДК 620.10:620.17

Воронежский государственный  
архитектурно-строительный университет  
Канд. техн. наук, проф. кафедры  
строительной механики А. Н. Синозерский  
Магистрант гр. М-16 А. А. Волков  
Россия, г. Воронеж, тел. 8(4732)74-87-62;  
e-mail: regforwork@mail.ru

Voronezh State University  
of Architecture and Civil Engineering  
PhD of Technical Science, Professor of Constructional  
Mechanics Department A .N. Sinezyorsky  
Student of gr. M-16 Magistracy A .A. Volkov  
Voronezh, Russia tel.: +7(4732)7487  
e-mail: regforwork@mail.ru

А.Н. Синозерский, А.А. Волков

### ВЛИЯНИЕ ЭКСЦЕНТРИСИТЕТА ПРИЛОЖЕНИЯ СЖИМАЮЩЕЙ СИЛЫ НА УСЛОВНУЮ ДЕФОРМАЦИЮ, СООТВЕТСТВУЮЩУЮ ВЕРХНЕЙ ГРАНИЦЕ МИКРОТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ МЕЛКОЗЕРНИСТОГО БЕТОНА 28-ДНЕВНОГО ВОЗРАСТА

Исследовано влияние относительного эксцентриситета приложения равнодействующей внешних сил на деформации верхней границы образования микротрещин в бетоне. Предложенные зависимости предполагается применять в расчётах по определению усилий, характеризующих завершение процесса зарождения микроразрушений.

A. N. Sinozerskiy, A.A. Volkov

### ECCENTRICITY INFLUENCE OF COMPRESSING FORCE APPLICATION ON CONVENTIONAL DEFORMATION APPROPRIATING TO TOP BOUNDARY OF TINY CRACKS FORMATION OF FINE-GRAINED 28 DAYS CONCRETE

Forces application on top tiny cracks formation boundary deformation in concrete has been researched. Offered dependences are suggested to use in calculations for definition of efforts characterizing completion of process of microdestructions origin.

При сжатии бетона с напряжениями  $0 \leq |\sigma| \leq |\sigma_r|$  происходит изменение объема  $\Delta V < 0$  и дифференциальный коэффициент поперечной деформации  $\nu_{\Delta} \approx \text{const}$ . В случае  $|\sigma| > |\sigma_r|$  наблюдается увеличение  $\nu_{\Delta}$  и уменьшение  $\Delta V$  соответственно до  $\nu_{\Delta} = 0,5$  и  $\Delta V = 0$  при  $\sigma = \sigma_v$ . Напряжения  $\sigma_r$  и  $\sigma_v$  характеризуют нижнюю и верхнюю границы образования микротрещин [1].

Цель проведенного исследования – предложить зависимость условной деформации  $\varepsilon_{\nu\varepsilon}$  от относительного эксцентриситета  $e_i$  приложения равнодействующей  $F$  внешних сил.

В дальнейшем сжимающие  $\varepsilon$ ,  $\sigma$  и  $F$  принимаются по модулю.

Сведения, полученные при обработке результатов испытаний на центральное и внецентренное сжатие призм квадратного поперечного сечения 0,1 х 0,1 м и длиной 0,4 м из мелкозернистого бетона в возрасте 28 суток [2], приведены в таблице.

$\dot{\theta}$	$e_f$	Усилия $F_{V_{\varepsilon}} \pm \Delta F_{V_{\varepsilon}}$ , кН	Исходные		Расчётные	
			$\varepsilon_{V_{\varepsilon}}^0 \cdot 10^6$	$k_{V_{\varepsilon}}^0$ по (2)	$k_{V_{\varepsilon}}$ по (4)	$\varepsilon_{V_{\varepsilon}} \cdot 10^6$ по (5)
1	2	3	4	5	6	7
0,3923	0,00	201,1 $\pm$ 13,7	843,69	1,000	1,000	843,69
	0,05	199,1 $\pm$ 18,7	1256,48	1,4893	1,484	1252,0
	0,10	174,6 $\pm$ 12,7	1361,30	1,6135	1,631	1376,1
	0,15	155,9 $\pm$ 12,7	1444,11	1,7117	1,702	1436,0

Здесь

$\dot{\theta} = \dot{\sigma}/\dot{\sigma}_{1,00}$  или  $\dot{\theta} = F_{V_{\varepsilon}}/b \cdot h \cdot t_v \cdot \dot{\sigma}_{1,00}$  – относительная скорость нагружения;

$\dot{\sigma}$  – скорость нагружения, МПа  $\cdot$  с $^{-1}$ ;

$\dot{\sigma}_{1,00} = 1,00$  МПа  $\cdot$  с $^{-1}$ ;

$\varepsilon = y_f/h$  – относительный эксцентриситет приложения  $\bar{F}_{V_{\varepsilon}}$ ;

$y_f$  – координата точки f приложения  $\bar{F}_{V_{\varepsilon}}$  по оси y ( $z_f = 0$ );

h – высота поперечного сечения;

$\bar{F}_{V_{\varepsilon}}$  – среднее значение усилия, соответствующего верхней границе микроразрушений, при вероятности  $p = 0,95$ ;

$t_v$  – время в секундах.

Каждый из приведенных результатов  $\bar{F}_{V_{\varepsilon}}$  определен по данным испытаний 7-8 образцов при  $\dot{\theta} = \text{const}$  и соответствующем  $e_f$ .

В исследованиях на центральное сжатие при скорости нагружения  $\dot{\theta} = 0,3923$  установлена зависимость

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

где  $E = 31390$  МПа – модуль упругости материала;

$\alpha = 15885000$  МПа,

$\beta = 2,081$  – эмпирические коэффициенты.

Сведения о деформациях  $\bar{\varepsilon}_{V_{\varepsilon}}$  при действии усилий  $\bar{F}_{V_{\varepsilon}}$  в [2] отсутствуют. Поэтому представленные в столбце 4 таблицы соответствующие этим нагрузкам наибольшие продольные условные деформации  $\varepsilon_{V_{\varepsilon}}^0$  вычислялись в результате последовательных приближений по методике авторов.

Условность  $\varepsilon_{V_{\varepsilon}}^0$  состоит в том, что зависимость (1) интегрально распространялась на всё сечение внецентренно сжатого стержня. В действительности скорости нагружений  $\dot{\sigma}_i$  зависят от координат  $y_i$  точек.

При внецентренных воздействиях возникает неоднородное напряжённое состояние. Проявляется эффект «поддерживающих напряжений». Деформации  $\varepsilon_{V_{\varepsilon}}^0$  превосходят  $\varepsilon_V^0 = 843,69 \cdot 10^{-6}$  центрального сжатия и могут быть оценены коэффициентами увеличения

$$k_{V_{\varepsilon}}^0 = \varepsilon_{V_{\varepsilon}}^0 / \varepsilon_V^0, \quad (2)$$

значения которых приводятся в столбце 5 таблицы.

В исследованиях установлено, что показатель  $k_{V_{\varepsilon}}$  является нелинейной функцией относительного эксцентриситета  $e_f$ :



$$k_{ve} = \alpha_v - \frac{\beta_v}{1 + \gamma_v \cdot \epsilon_f} \quad (3)$$

Применяя метод наименьших квадратов, получим следующие параметры:  $\alpha_v = 1,904861$ ,  $\beta_v = \alpha_v - 1 = 0,904861$ ,  $\gamma_v = 22,959471$ .

В дальнейшем принимаем

$$k_{ve} = \epsilon_{ve} / \epsilon_v^0 = 1,905 - \frac{0,905}{1 + 23,0 \cdot \epsilon_f} \quad (4)$$

и

$$\epsilon_{ve} = k_{ve} \cdot \epsilon_v^0 = \left( 1,905 - \frac{0,905}{1 + 23,0 \cdot \epsilon_f} \right) \cdot \epsilon_v^0 \quad (5)$$

с коэффициентами увеличения  $k_{ve}$  и деформациями, представленными в столбцах 6 и 7 таблицы.

### Выводы

1. Вычисленные по эмпирической формуле соответствующие верхней границе образования микротрещин деформации  $\epsilon_{ve}$  хорошо согласуются с данными о  $\epsilon_{ve}^0$  (расхождения составляют от -0,56 % до 1,09 %).

2. Предполагается применить зависимости (4) и (5) в расчётах по определению усилий  $F_{ve}$  при других  $\epsilon$  и  $\epsilon_f$ .

### Библиографический список

1. Берг, О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. / О.Я. Берг. – М: Госстройиздат, 1962. – 184 с.
2. Синозерский, А. Н. Сопротивление внецентренному сжатию в стадии простого нагружения бруса прямоугольного сечения из упруго-пластично-вязкого материала (на примере мелкозернистого бетона): дис. ... канд. техн. наук: ТН № 009733 : защищена 18.09.1974 : утв. 10.11.1976 / , ВИСИ, Воронеж, 1974. – 166 с.

### References

1. O.Y Berg. Physical basis of the theory of concrete and reinforced concrete durability. Gosstroyizdat, M.:1962 –162 p.
2. A. N Sinozersky, resistance to eccentric compression in the simple loading stage of rectangular cross-section beam from elastoplastic-viscous material (ion the example of fine-grained concrete)/: thesis for tech.sci. PhD degree, VISI, Voronezh, 1974 –166 p.

**Ключевые слова:** эксцентриситет, мелкозернистый бетон, неоднородное напряженное состояние, сжимающая сила, образование микротрещин, внецентренное сжатие.

**Keywords:** eccentricity, fine-grained concrete, non-uniformity stress state , compressing force, micro cracks formation, eccentric compression.

# РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

УДК 624.046.2+624.014

*Воронежский государственный  
архитектурно-строительный университет  
Канд. техн. наук, доц.,  
зав. кафедрой строительной  
механики Ефрюшин С.В.  
Магистрант кафедры  
строительной механики Флавианов В. М.  
Россия, г. Воронеж, тел. 8(4732)71-53-21  
e-mail: stroynauka@mail.ru*

*The Voronezh State University  
of Architecture and Civil Engineering  
PhD of Technical Science, Lecture,  
Head of Constructional Mechanics  
Department Sergei V. Efrushin  
Student of Constructional Mechanics Depart-  
ment Magistracy V.M. Flavianov  
Voronezh, Russia Tel. +7 (4732) 715321  
e-mail: stroynauka@mail.ru*

С. В. Ефрюшин, В. М. Флавианов

## РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ БАШЕННОЙ ГРАДИРНИ И ЕЕ КОМПЛЕКСНЫЙ АНАЛИЗ С ПОМОЩЬЮ МЕТОДА КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ.

Представлена расчетная модель башенной градирни в проектно-вычислительном комплексе SCAD. На основе разработанной модели выполнены оценки усилий в элементах, перемещений узлов и реакций опор, что позволило провести проверки прочности, устойчивости и гибкости конструктивных элементов в соответствии с нормативной документацией. По результатам расчетов проведены корректировки конструктивной схемы градирни и жесткостных характеристик некоторых элементов. Проведены дополнительные расчеты стального каркаса с учетом этапности возведения конструкции, аэродинамический расчет на воздействие ветрового потока.

S. V. Efrushin, V. M. Flavianov

## DESIGN MODEL OF TURRET COOLING TOWER AND ITS COMPLEX ANALYSIS BY METHOD OF ULTIMATE ELEMENTS

Design model of turret cooling tower in design-computational complex SCAD is presented in the article. On the basis of the developed model the estimation of efforts in elements, units moving and base reaction is completed. It allows testing durability, stability and flexibility of structural elements according to the standard documentation. Updates of structural scheme of turret cooling tower and rigid specification of some units have been done according to the results of design. Taking into account the phases of the designs structures, aerodynamic design on the wind flow impact the additional calculations of steel skeleton has been completed.

Проведено моделирование и комплексный расчет металлических конструкций каркаса башенной градирни. Моделирование и расчет конструкций производились в среде проектно-вычислительного комплекса SCAD. Данный комплекс оптимизирован под расчет металлических конструкций и сертифицирован для использования в проектных организациях.

Также были проведены аэродинамические расчеты несущих элементов стального каркаса башенной градирни на воздействие ветрового потока. Для моделирования ветрового воздействия были использованы специализированные проектно-вычислительные комплексы, подобные ANSYS.

На отметках -4,100 – +2,900 градирня представляет собой в плане восьмиугольник с радиусом вписанной окружности  $R = 24$  м. На отметках +2,900 – +42,500 – усеченную восьмигранную пирамиду (рис. 1).

Нормативное ветровое давление принято равным  $w_0 = 100 \text{ кгс/м}^2$ , тип местности – открытая местность тундры.

Материал конструкций – сталь марки 09Г2С с расчетным сопротивлением по пределу текучести  $R_y = 345 \text{ МПа}$ .

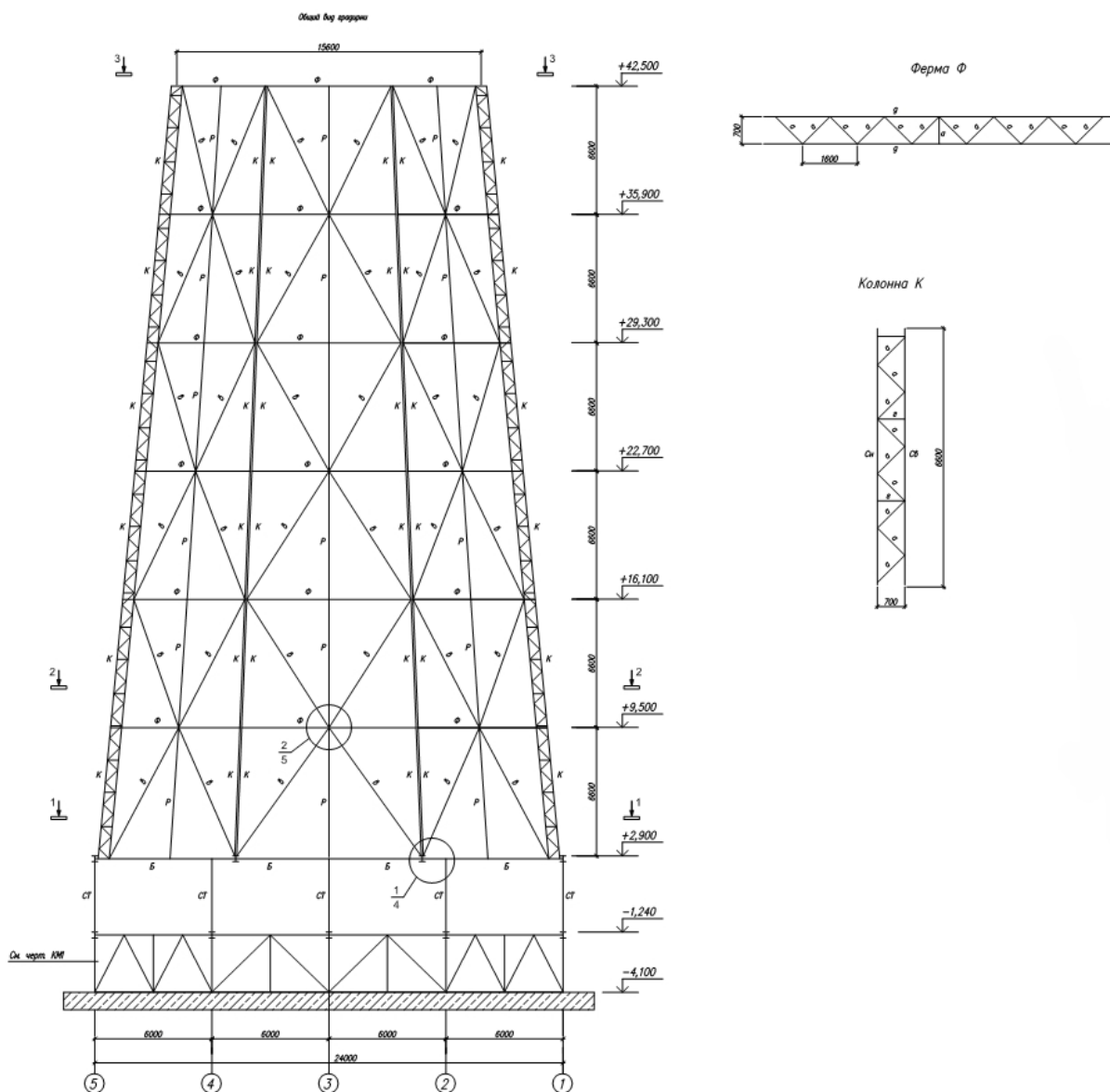


Рис. 1. Исходные данные к расчету

В качестве начальной расчётной модели была принята пространственная стержневая система, общий вид которой представлен на рис. 2.

Каждый стержневой конечный элемент (КЭ) системы имеет 12 степеней свободы, по 6 степеней свободы в узле. Модель состоит из 4288 КЭ, соединенных в 2352 узлах. Жесткостные характеристики стержней заданы в соответствии со спецификациями исходных чертежей КМ и ГОСТ. Внутренние стержни ферм колонн заданы единым составным сечением. В опорных узлах модели наложены связи, ограничивающие линейные перемещения по направлениям X, Y, Z.

В расчетной модели учтена конструкция бассейна. Заданы несущие элементы бассейна без учета листовых конструкций.



Рис. 2. Расчётная стержневая модель каркаса градирни

В расчетной модели учтены следующие нагрузки:

1. Нагрузка от собственного веса конструкций.

Собственный вес элементов каркаса рассчитан в программе SCAD на основе информации о заданных сечениях. Вес обшивки с крепёжными деталями, вес фасонок, сварных швов и болтовых соединений учитывается с помощью коэффициента.

2. Статические нагрузки от оборудования, обслуживающих площадок.

Указанные нагрузки введены в расчётную схему в виде узловой нагрузки пропорционально грузовым площадям. Узловые нагрузки приложены на соответствующих отметках сооружения. Также замоделирована нагрузка от центральной трубы коллектора.

3. Вес воды в заполненных трубах, бассейне, «мокром» водоуловителе и оросителе.

Вес воды в эксплуатационном режиме учитывается коэффициентом  $k$  нагрузки от веса оборудования. Вес воды в бассейне введён отдельным загрузением в виде узловой нагрузки.

4. Ветровая нагрузка.

Ветровая нагрузка приложена с наветренной («напор») и подветренной стороны («отсос»). Также учтена пульсационная составляющая ветровой нагрузки. В соответствии со СНиП [2] выбрана схема загрузки и поправочные коэффициенты, приведённые на рис. 3, 4.

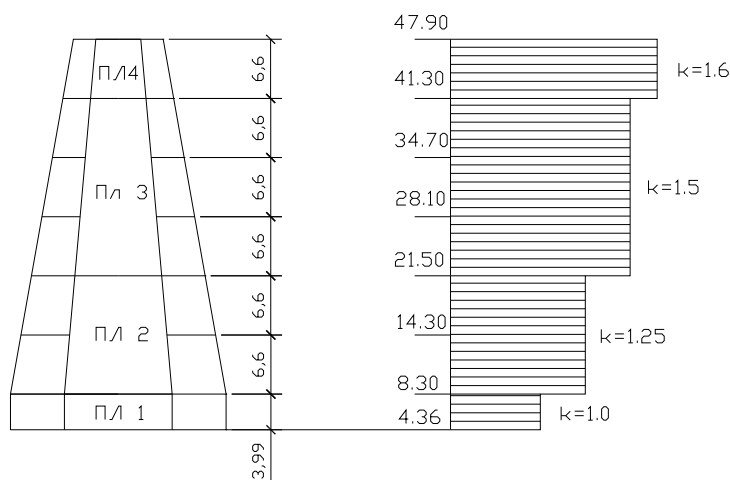


Рис. 3. График изменения коэффициента  $k$  по высоте градирни

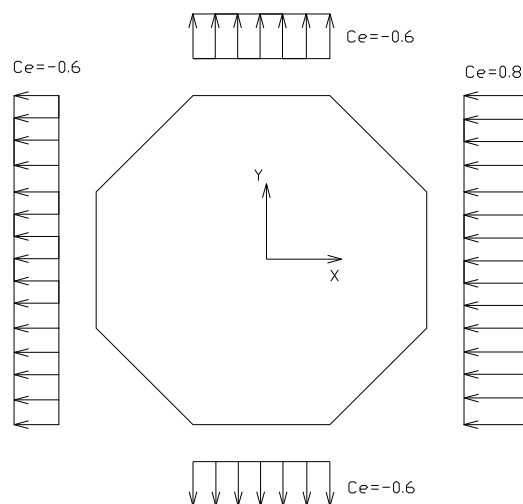


Рис. 4. Схема загрузки модели ветровой нагрузкой

Динамическая, пульсационная часть нагрузки рассчитана средствами программы SCAD. Первый период колебаний конструкций составил 0,384 с. Далее в соответствии с рекомендациями СНиП [2] был определен динамический коэффициент.

Расчет производился по 3 комбинациям загрузений. 1-я комбинация соответствует «сухому» состоянию градирни. Заполнение водой отсутствует. 2-я комбинация загрузений соответствует эксплуатационному режиму работы градирни. 3-я комбинация учитывает лишь вес металлических конструкций. Учитываемые нагрузки, а также соответствующие поправочные коэффициенты представлены в табл. 1.

Таблица 1

Расчётные комбинации нагрузок

Номер сочетания	Коэффициенты сочетания нагрузок $n_c$								
	Вес конструкций	Вес оборудования без воды	Вес оборудования с водой	Настил бассейна	Вода в бассейне	Центральная труба без воды	Центральная труба с водой	Ветер «напор»	Ветер «разгон»
1	2	0,5	-	1	-	0,66	-	1	1
2	2	-	0,76	1	1	-	1	1	1
3	2	0,5	-	1	-	0,66	-	-	-

В результате первого этапа расчётов по комбинациям 1-3 в каждом стержневом элементе были получены следующие усилия:

- продольные силы – N;
- крутящие моменты – Mк;
- поперечные силы по осям z, y – Qz, Qy;
- изгибающие моменты – My, Mz.

Таким образом получены перемещения узлов модели, максимальное из которых составило 113,84 мм для узлов кольцевой фермы верхнего пояса, расположенных с подветренной стороны.

Так же были получены значения реакций опор в соответствующих опорных узлах.

Путём анализа эпюр усилий выявлены наиболее нагруженные элементы, для которых проведены средствами постпроцессора SCAD проверки прочности, устойчивости и гибкости в

соответствии с СНиП [1]. В результате расчётных проверок определены коэффициенты использования по критериям, предусмотренным СНиП [1] (коэффициент использования, больший единицы или равный ей, означает исчерпание несущей способности или потерю устойчивости).

Анализ указанных результатов позволил сделать вывод об обеспеченности прочности и устойчивости элементов, кроме раскосов нижней части каркаса. Наибольший коэффициент использования для стойки получен для верхней части крайней стойки с подветренной стороны – 0,95.

Были выявлены следующие особенности напряженно-деформированного состояния данной конструкции.

1. Несимметричное распределение опорных реакций в плане. Различие величин реакций в симметричных опорах составило в среднем 5-10 кН. Возможной причиной данного явления является сложная работа конструкции под воздействием пульсационной составляющей ветровой нагрузки. Однако в сравнении с величиной самих реакций (до 1200 Кн) данными невязками можно пренебречь.

2. Неудовлетворительное по гибкости и устойчивости состояние связей конической части градирни. Однако в результате исследования напряженно-деформированного состояния данных элементов был сделан вывод о возможности применения к ним теории гибких связей. Таким образом, выключение некоторых элементов связей из работы вследствие их чрезмерной гибкости или потери устойчивости не приведет к нарушениям в работе или потере прочности и устойчивости конструкции в целом.

3. Необходимость корректировки исходной конструктивной схемы каркаса, а также сечений некоторых элементов каркаса.

На втором этапе расчетов были проведены корректировки конструктивной схемы градирни, жесткостных характеристик некоторых элементов, а также анализ конструкции с точки зрения технологических требований изготовления и возведения.

На рис. 5 представлена окончательная расчетная схема.



Рис. 5. Окончательная расчетная схема башенной градирни

Для данной схемы был проведен вышеописанный комплекс расчетов. Результаты окончательных расчетов позволяют сделать вывод об эффективности проведенной корректировки расчетной схемы и удовлетворении всех элементов каркаса требованиям [1] по прочности, устойчивости и предельной гибкости. Благодаря введению дополнительных раскосов по нижнему ярусу конусной части градирни, оптимизации жесткостных характеристик и более тщательному подбору прокатных профилей элементов каркас стал более жестким. Исключение из расчетной схемы верхнего яруса также оказало положительное влияние на напряженно-деформированное состояние каркаса. Уменьшился вес конструкции в целом, период первой формы колебаний от пульсационной составляющей ветровой нагрузки увеличился до 0,4304 с.

Сложность конструкции, особенности напряженно-деформированного состояния, тяжелые природные условия выявили необходимость проведения расчета каркаса градирни с учетом этапности возведения.

Расчет производился в программно-вычислительном комплексе SCAD. В данном расчетном комплексе реализованы возможности расчета напряженно-деформированного состояния на каждом из этапов возведения. Помимо этого расчетный блок «Монтаж» ПБК SCAD способен учитывать воздействие нагрузки от возводимых элементов конструкции на ранее возведенные.

В результате проведенного расчета были получены коэффициенты использования для всех элементов каркаса с учетом монтажных усилий, возникающих при возведении.

На основании анализа полученных результатов была определена оптимальная схема монтажа конструкций каркаса башенной градирни, а также оптимизированы монтажные усилия в элементах каркаса.

В соответствии с требованиями производства и организации работ по возведению исходной конструкции расчету были подвергнуты две наиболее оптимальные схемы возведения несущего каркаса башенной градирни. Особый интерес при расчете представило определение усилий в элементах связей по конической части каркаса и в элементах горизонтальных несущих ферм.

Последовательный способ монтажа конструкций предполагает 2 этапа возведения элементов стального каркаса. На первом этапе возводятся несущие элементы каркаса (вертикальные и горизонтальные фермы) на всю высоту конструкции (5 ярусов). На втором этапе в расчетное положение устанавливаются вертикальные связи по конической части каркаса. На первой стадии расчетные нагрузки от собственного веса и ветрового давления воспринимаются лишь вертикальными и горизонтальными несущими фермами.

При параллельном способе возведения несущие конструкции каждого яруса и соответствующие вертикальные связи устанавливаются в проектное положение одновременно. Таким образом, вертикальные и горизонтальные несущие фермы раскрепляются связями на каждом ярусе. Расчетные нагрузки воспринимаются как несущими элементами, так и вертикальными связями.

В расчете обеих схем учтены следующие нагрузки:

1. Собственный вес элементов стального каркаса с учетом накопления монтажных усилий.
2. Воздействие ветровой нагрузки (статическая и динамическая составляющие).

С учетом этапности возведения в каждом стержневом элементе были получены вышеописанные усилия и перемещения.

Анализ эпюр усилий выявил наиболее нагруженные элементы, для которых проведены средствами постпроцессора SCAD проверки прочности, устойчивости и гибкости в соответствии с СНиП [1]. В результате расчетных проверок определены коэффициенты использования по критериям, предусмотренным СНиП (коэффициент использования, больший единицы или равный единице, означает исчерпание несущей способности или потерю устойчивости).

Полученные результаты расчета по двум схемам монтажа позволяют сделать следующие выводы:

1. При последовательной схеме монтажа элементы каркаса не удовлетворяют большинству требований СНиП [1] по прочности, устойчивости и гибкости.

Максимальный коэффициент использования для несущих элементов каркаса составил 13,75 (наружный пояс горизонтальных несущих ферм), что недопустимо.

Максимальный коэффициент использования для элементов связей составил 2,77, что также недопустимо.

2. В соответствии с полученными коэффициентами использования для элементов каркаса при последовательной схеме монтажа, превышающими «1», возникает необходимость использования дополнительных средств раскрепления несущих конструкций. Следствием этого является усложнение и удорожание процесса возведения исходной конструкции.

3. При параллельной схеме монтажа все элементы каркаса удовлетворяют требованиям СНиП [1].

Максимальный коэффициент использования для несущих конструкций составляет 0,95, для элементов связей – 0,99.

4. При параллельной схеме монтажа не требуется большого количества вспомогательного оборудования для раскрепления возводимых элементов каркаса. Несущие конструкции и связи вступают в работу совместно на каждом возведенном ярусе.

Таким образом, параллельная схема монтажа несущих конструкций и связей является оптимальной. При данной схеме монтажа не происходит перегрузок элементов каркаса, не требуется большого количества вспомогательного оборудования.

В процессе проектирования стального каркаса башенной градирни были выявлены следующие особенности:

1. Отсутствие в СНиП [2] конкретных данных по величине ветрового давления для заданного типа местности (тундра).
2. Сложность определения аэродинамических коэффициентов для исходной конструкции.
3. Необходимость точного расчета ветрового воздействия в связи с жесткими технологическими и экономическими требованиями, предъявленными к конструкции.

В соответствии с вышеуказанными особенностями расчета было принято решение на стадии проектирования основных элементов каркаса башенной градирни принять ветровое давление в соответствии с техническим заданием равным  $w_0 = 100 \text{ кгс/м}^2$  (100 кПа). Характер приложения ветрового воздействия, а также график распределения соответствующих поправочных коэффициентов представлены на рис. 3, 4. Для уточнения произведён аэродинамический расчет с помощью специализированного программного комплекса. Основной целью аэродинамического расчета является получение графиков распределения воздушного потока вблизи несущих конструкций каркаса, получение значений ветрового давления на соответствующие элементы каркаса.

Параллельно с расчетом в ПК был произведен ручной расчет для нескольких характерных граней для последующего контроля и сравнения полученных результатов.

Основной целью данного расчета является моделирование ветрового воздействия на элементы стального каркаса. Расчетному моделированию подлежали горизонтальные несущие фермы, находящиеся под воздействием воздушного потока. Горизонтальные несущие фермы каждого яруса аппроксимированы в бесконечно жесткое кольцо высотой 2 м, находящееся в потоке воздуха. Таким образом, исходную задачу можно назвать классической задачей обтекания твердого тела потоком газа.

В модели учтены два характерных расположения исходных колец по отношению к воздействию потока. В первой схеме кольцо расположено таким образом, что поток действует во фронт одной из граней. Грань расположена под углом  $90^\circ$  к линии потока. Во второй схеме кольцо расположено так, что во фронт потока попадают две грани уступом, каждая из которых наклонена к линии потока под углом  $68^\circ$ .

Основные характеристики воздушного потока:

- скорость потока в соответствии с климатическими данными по исходному региону  $V_1 = 20 \text{ м/с}$ ,  $V_2 = 40 \text{ м/с}$ ;
- скорость  $V_1$  соответствует средне годовой скорости ветра для типа местности тундра;
- скорость  $V_2$  соответствует возможным кратковременным усилениям ветра.

В расчетной модели был учтен интервал температуры воздуха  $+20^\circ\text{C} \dots -40^\circ\text{C}$ .

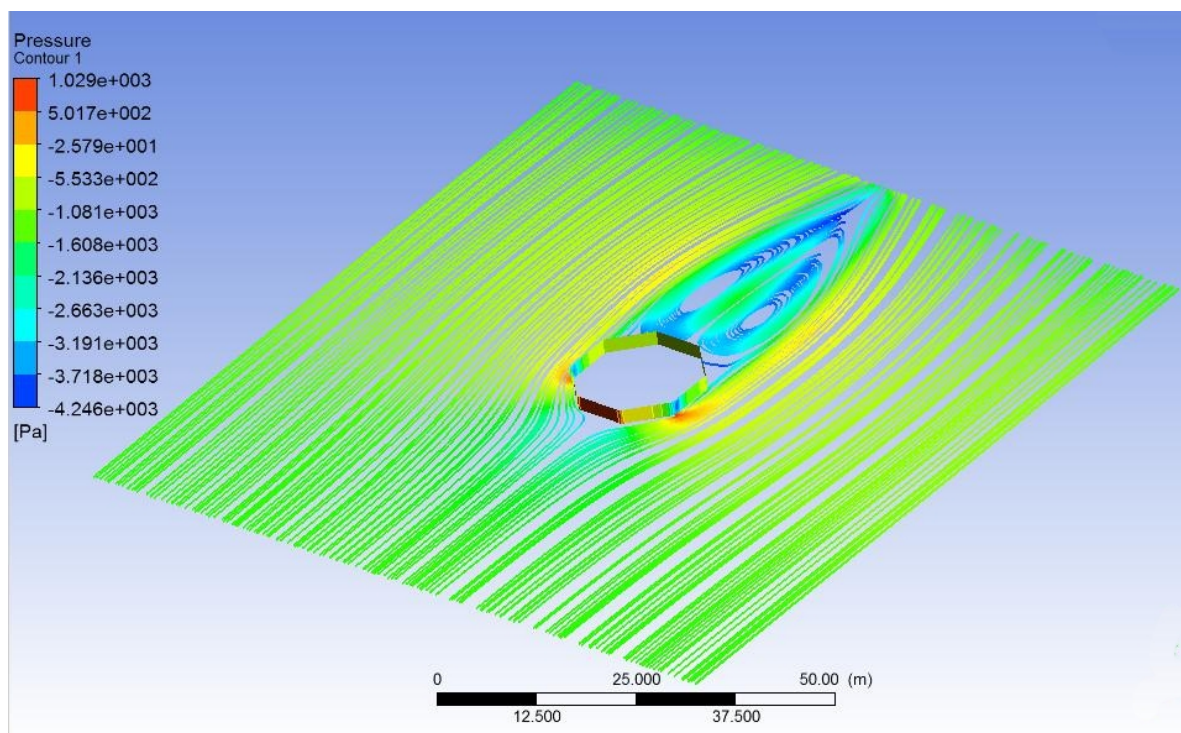
Однако варьирование величинами температуры не привело к значимым изменениям конечных результатов, из чего можно сделать вывод об отсутствии влияния температуры воздуха на характер обтекания потоком твердого тела. В дальнейшем все расчеты производились для потока воздуха с температурой  $+20^\circ\text{C}$ .

Модель представляет собой участок свободного пространства размером  $100 \times 100 \text{ м}$ . В пространство помещено расчетное кольцо, размеры которого соответствуют размерам кольца горизонтальных несущих ферм каркаса на каждом из ярусов. Пространство около расчетного кольца заполнено конечными элементами, моделирующими воздушный поток. Сетка конечных элементов также имеет специальную структуру, соответствующую задаче об

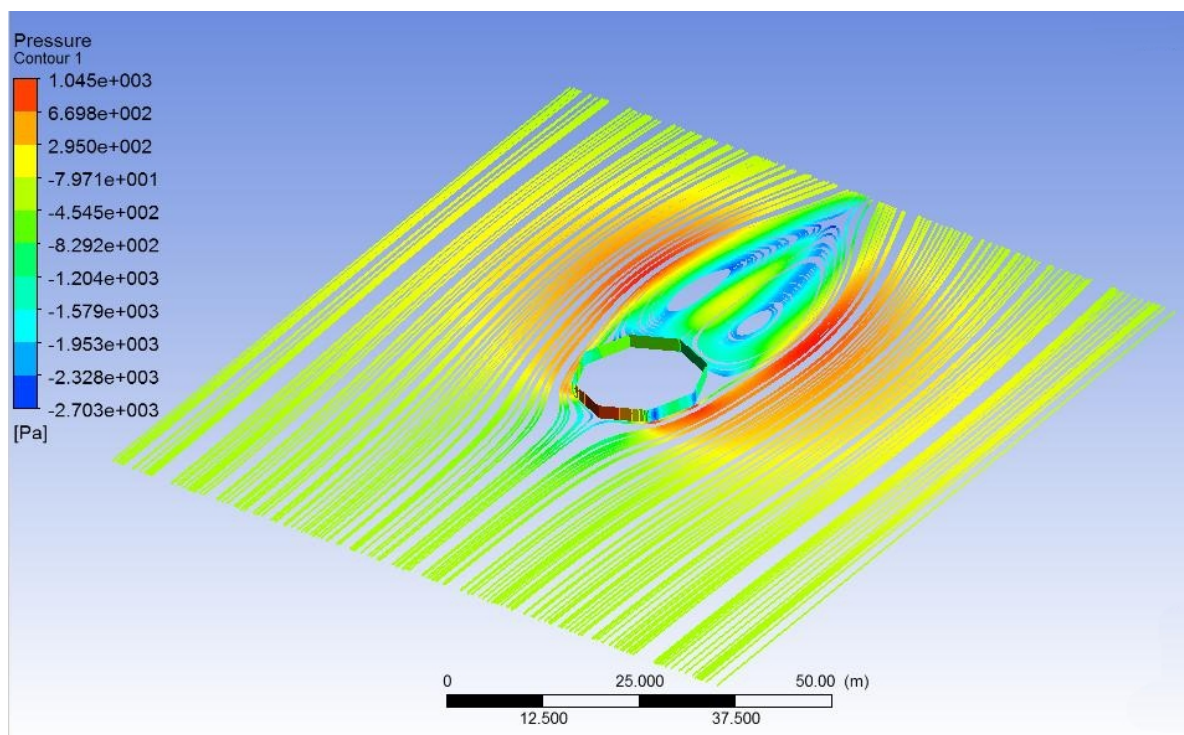


обтекании жесткого тела газовым потоком.

Ниже приведены примеры полученных распределений воздушного потока вблизи расчетного кольца и значения давления ветрового потока скоростью  $V_2 = 40$  м/с на соответствующие грани расчетного кольца.



**Рис. 6.** Расчетная схема №1. Распределения воздушного потока вблизи расчетной конструкции, значения давления ветрового потока



**Рис. 7.** Расчетная схема №2. Распределения воздушного потока вблизи расчетной конструкции, значения давления ветрового потока

В результате расчета были получены значения давления на каждую из граней соответствующих колец. Максимальные и минимальные значения приведены в табл. 2.

Таблица 2

Максимальные и минимальные значения давления на грани расчетных колец

Номер яруса (кольца)	Скорость потока $V = 20$ м/с		Скорость потока $V = 40$ м/с	
	Max p, Па	Min p, Па	Max p, Па	Min p, Па
Расчетная схема № 1				
1	282,2	-1525	1133	-6144
2	275,1	-1379	1114	-5484
3	259,6	-1140	1063	-4548
4	256,3	-1131	1039	-4436
5	259,9	-919,6	1040	-3586
6	253,2	-1040	1029	-4246
Расчетная схема № 2				
1	286,1	-813,9	1152	-3242
2	279,8	-851,9	1068	-3346
3	274,6	-901,6	1108	-3542
4	267,5	-636,3	1082	-2534
5	264,9	-668,9	1072	-2662
6	258,6	-682,4	1045	-2703

### Выводы

По результатам определения значений давления можно сделать вывод о справедливости выбранного теоретически значения ветрового давления  $w_0 = 100$  кгс/м<sup>2</sup> (1000 Па). Данная величина соответствует кратковременным порывам ветра скоростью  $V = 38,67$  м/с. Таким образом, в исходный расчет заложен достаточный запас по ветровой нагрузке.

Анализ распределения воздушных потоков вблизи конструкции показал, что выбранная схема распределения ветровой нагрузки «напор – отсос» (рис. 4) близка к реальному распределению ветрового давления. Зоны отсоса на фронтальной части конструкции достаточно малы, и ими можно пренебречь.

Исходная расчетная модель, реализованная в ПВК, подверглась всесторонней проверке на основании теории обтекания твердых тел. Характер полученных распределений воздушного потока вблизи конструкции полностью отвечает теоретическому прогнозу. Вычисленные теоретически значения давлений для фронтальной грани верхнего кольца также подтвердили справедливость расчетной модели.

### Библиографический список

1. СНиП 2.01.07-85\* Нагрузки и воздействия / Минстрой России. – М.: ГПЦПП, 1996. – 44 с.
2. СНиП II-23-81\* Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1990. – 96 с.
3. Металлические конструкции. Т. 3. / Под ред. В.В. Горева. – М.: Высш. школа, 2001. – 551 с.

4. Сливкер, В.И. Строительная механика. Вариационные основы. / В.И. Сливкер. – М.: Изд-во ФСИ, 2005. – 736 с.
5. Перельмутер, А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – М.: ДМК Пресс, 2007. – 600 с.
6. Гиргидов, А.Д. Техническая механика жидкости и газа. / А.Д. Гиргидов– СПб.: Изд-во СПбГТУ, 1999. – 395 с.

#### References

1. Building Code 2.01.07 – 85\*. Loadings and effects/ Minstroy of Russia. – М.: ГПЦПП, 1996. – 44 p.
2. Building Code II-23-81\* Steel structures/ Gosstroy of the USSR. – М: Stroyizdat, 1990. – 96 p.
3. Metal structures. Т.3. Under the edition of V.V. Gorev M: High School., 2001. – 551 p.
4. V. I. Slivker, The Constructional mechanics. Variation bases. / V. I. Slivker. – М: Publishing house FSI, 2005. – 736 p.
5. A.V Perelmuter,. Design models of constructions and possibility of their analysis. / A.V. Perelmuter , V. I. Slivker. – М: ДМК the Press, 2007. – 600 p.
6. A.D. Girgidov, Technical mechanics of liquid and gas. / A.D. Girgidov. – SPb.: Publishing house SPBG TU 1999. – 395 p.

**Ключевые слова:** расчет градирни, ветровая нагрузка, аэродинамический расчет, метод конечных элементов, монтаж

**Ключевые слова:** design, turret cooling tower, wind loading, aerodynamic design, building-up

УДК 624.072

*Воронежский государственный  
архитектурно-строительный университет  
Канд. техн. наук, доц. кафедры  
металлических конструкций  
и сварки в строительстве А. А. Свентиков  
Россия, г. Воронеж, тел. 8(4732)715230  
e-mail:*

*The Voronezh State University  
of Architecture and Civil Engineering  
PhD of Technical Science, Lecture of Department  
of Metal Structures and Welding  
A. A. Sventikov  
Voronezh Russia tel.: +7(4732)715230  
e-mail:*

А.А. Свентиков

## **ПАРАМЕТРИЧЕСКИЙ ПОИСК СХЕМЫ НЕВЫГОДНОГО ЗАГРУЖЕНИЯ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ ВИСЯЧИХ ПОКРЫТИЙ**

Рассматривается оптимизационная задача параметрического поиска схемы невыгодного нагружения пространственных висячих стержневых покрытий. Нелинейный расчет осуществляется в геометрически нелинейной постановке с учетом провисаний гибких нитей. Предложенный оптимизационный алгоритм апробирован при расчете висячего пространственного покрытия с наклонными подвесками.

A. A. Sventikov

## **PARAMETRICAL SEARCH OF THE SCHEME UNPROFITABLE LOADING OF SPATIAL TRAILING COVERINGS**

Optimization task of parametrical search of unprofitable loadings spatial trailing rod coverings scheme is under consideration. Nonlinear calculation is carried out in geometrically non-linear statement taking into consideration flexible threads sagging. Offered optimization algorithm is approved on the example of a trailing spatial covering with inclined suspension brackets.

### **Введение**

При расчете строительных конструкций с учетом их нелинейного поведения принцип независимости действия сил неприменим. Исходя из этого возникает необходимость в отыскании наиболее невыгодного нагружения нелинейно деформируемой строительной конструкции. Так как висячие системы обладают существенной геометрической нелинейностью [1, 2], то представляется актуальным рассмотрение для данных типов конструкций указанной задачи.

### **1. Формулирование поисковой задачи**

Задачу поиска схемы невыгодного нагружения висячей конструкции сформулируем в следующем виде: необходимо для заданной конструктивной формы найти такое нагружение, которое соответствовало бы экстремальному значению контролируемого параметра системы, принятого за целевую функцию.

Ввиду того что наиболее важным свойством висячих систем является деформативность конструкции, в качестве целевой функции принят максимальный прогиб балочной системы. Учитывая, что месторасположение максимального прогиба неизвестно, необходимо контролировать некоторое поле перемещений (например, вертикальные перемещения узлов балочной системы).

Математически это будет выражено следующим образом:

$$\text{MIN MIN } \left\{ f_1(\bar{x}), f_2(\bar{x}), \dots, f_m(\bar{x}) \right\} \\ \left\{ f_k \right\} \quad x \in R^n \quad (1)$$

где  $f_k$  –  $k$ -я контролируемая функция;

$m$  – количество контролируемых функций;

$\bar{X}$  – вектор варьируемых (оптимизационных) параметров;

$n$  – число варьируемых параметров.

Выражение (1) означает, что необходимо минимизировать каждую функцию, а затем из числа найденных экстремумов выбрать наименьший. Фактически это будет перебор экстремумов. Исходя из этого, данную широкую постановку задачи можно сузить до более частного случая, когда контролируется только одна функция:

$$\text{MIN } f(\bar{x}) \\ x \in R^n \quad (2)$$

Физический смысл оптимизационной задачи заключается в нахождении такой схемы загрузки конструкции, которая соответствовала бы экстремальному (наименьшему) значению контролируемого перемещения  $f$ . Группа варьируемых параметров  $X$  представляет собой систему прикладываемых сил. Фактически при поставленной задаче определяется некоторая обобщенная предельная нагрузка, так как при этом ни физические, ни геометрические компоновочные параметры строительной конструкции не изменяются. Как правило, прикладываемая нагрузка имеет некоторые пределы допускаемых значений, поэтому на задачу накладываются следующие ограничения в виде неравенств:

$$P_i^{\min} \leq X_i \leq P_i^{\max} ; \quad i = 1, 2, \dots, n, \quad (3)$$

где  $P_i^{\min}$ ,  $P_i^{\max}$  – минимально и максимально допустимые значения  $i$ -го параметра.

Ввиду того что при изучении строительных конструкций вычисление производных от перемещений (или от усилий в случае использования в качестве целевых функций), как правило, затруднено, для сформулированной оптимизационной задачи предпочтительно использование прямых методов оптимизации (без вычисления производных от целевой функции) [3, 4]. Кроме этого, отметим, что связь между целевой функцией (перемещением) и оптимизационными параметрами (прикладываемыми силами) является нелинейной и имеет неявный вид. Таким образом, поставленную оптимизационную задачу можно отнести к разряду однокритериальных, многопараметрических, нелинейных условного вида [3, 5].

Исходя из приведенных выше особенностей поставленной оптимизационной задачи, для нахождения локального экстремума использован один из методов прямого поиска – метода Хука-Дживса [3, 4].

Поиск представляет собой итерационный процесс (переход от одной точки в пространстве поиска к другой), состоящий из исследующего поиска (выбор направления следующего шага поиска) и пробных шагов по образцу (поиск в выбранном направлении). Физически точки в пространстве поиска являются некоторой комбинацией (схемой загрузки) прикладываемых сил (варьируемых параметров).

При исследующем поиске каждая координата (оптимизационный параметр) по очереди изменяется добавлением или вычитанием шага поиска с последующей проверкой условия

улучшения целевой функции. Если эта проверка выполняется, то новое значение исследуемого оптимизационного параметра запоминается. В результате исследования всех  $n$  параметров находится новая точка, в направлении которой следует продолжать поиск. В том случае, если не удастся определить направление дальнейшего поиска (новую базовую точку), выполняется уменьшение шага поиска. Поиск считается законченным, если в результате исследуемого поиска с минимально допустимым шагом не удастся найти новую базовую точку.

При поиске по образцу выполняется шаг в направлении, выбранном при исследуемом поиске. Для ускорения сходимости вводится корректировка шага поиска, зависящая от косинуса угла между двумя последними направлениями поиска. При этом новая точка поиска вычисляется по следующим формулам:

$$\overline{X_{i+1}} = \overline{X_i} + \Delta_{i+1} \cdot \overline{W_{i+1}}; \quad (4)$$

$$\Delta_{i+1} = \Delta_i \cdot K_i; \quad (5)$$

$$K_i = a^{\cos \varphi_i - \cos \varphi_0}; \quad (6)$$

$$\cos \varphi_i = \frac{\overline{A_{i-1}A_i} \cdot \overline{A_{i-2}A_{i-1}}}{|\overline{A_{i-1}A_i}| \cdot |\overline{A_{i-2}A_{i-1}}|}, \quad (7)$$

где  $\overline{X_{i+1}}, \overline{X_i}$  – векторы координат новой и текущей базовых точек поиска;

$A_i, A_{i-1}, A_{i-2}$  – базовые точки поиска на  $i$ -м,  $i-1$ -м,  $i-2$ -м шаге поиска;

$\Delta_{i+1}, \Delta_i$  – длина  $i+1$ -го и  $i$ -го шага поиска;

$\overline{W_{i+1}}$  – вектор  $i+1$ -го направления поиска;

$\varphi_i$  – угол между  $i$ -м и  $i-1$ -м направлениями поиска ( $\overline{W_i}$  и  $\overline{W_{i-1}}$ );

$K_i$  –  $i$ -й коэффициент корректировки длины шага поиска;

$a, \varphi_0$  – параметры поиска.

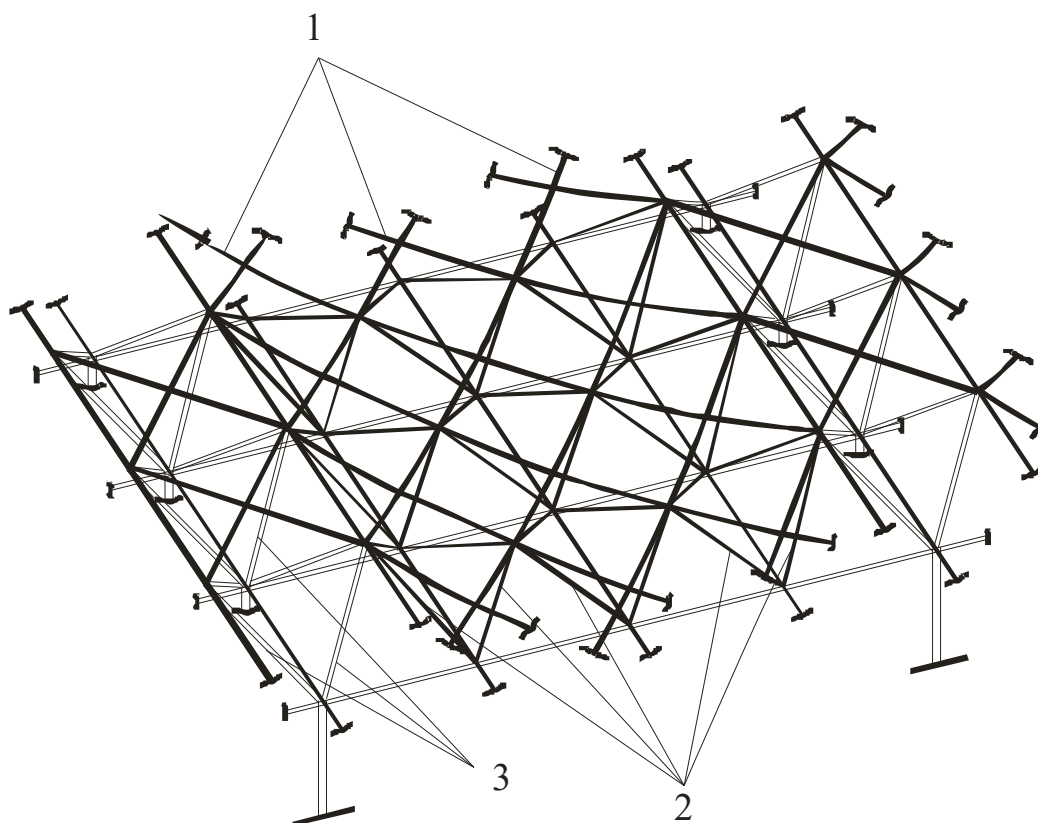
Для нахождения глобального экстремума использован метод пробных точек. Данный метод заключается в «старте» локального поиска из нескольких достаточно известных начальных точек и в последующем анализе найденных таким образом локальных экстремумов.

## 2. Поиск схем невыгодного нагружения висячих покрытий

В качестве объекта исследования принято висячее покрытие с перекрестными несущими нитями и двояконаклонными подвесками (рис. 1). Нелинейный расчет осуществлен с помощью модифицированного метода упругих решений с представлением нитей идеализированными прямолинейными стержнями [2].

Основные компоновочные параметры покрытия: пролет  $L = 60$  м, стрела провеса  $f = 9$  м ( $1/8 L$ ); высота колонн до балок жесткости  $h = 18$  м; зазор между несущими нитями и балками жесткости  $z = 1,5$  м; шаг колонн и продольных балок – 12 м; количество пролетов – 3; количество шагов колонн – 6; угол наклона оттяжек к горизонту –  $45^0$  (висячая конструкция с внешним восприятием распора); характеристика продольных деформаций  $n_0 = 5,3 \cdot 10^{-5}$  [1, 2].

В качестве варьируемых параметров принимались вертикальные узловые нагрузки балочной системы во всех трех пролетах, а за целевую функцию – поочередно вертикальные узловые прогибы средней продольной балки центрального пролета (рис. 2, г).



**Рис. 1.** Фрагмент пространственного висячего покрытия:

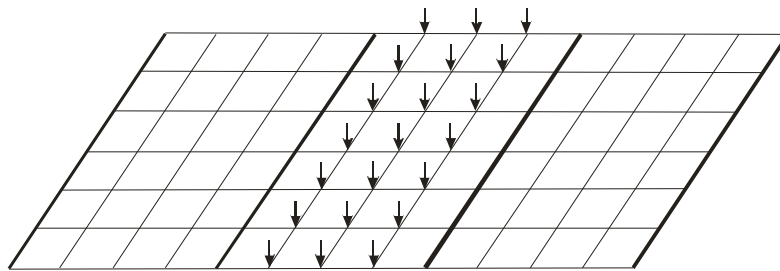
- 1 – перекрёстные несущие нити;
- 2 – наклонные подвески;
- 3 – наклонные надбалочные стойки

В результате поиска были найдены три схемы невыгодного нагружения (рис. 2, а, б, в). Отметим, что во всех схемах нагружения крайние пролеты незагружены. В таблице показано изменение схем в зависимости от интенсивности (верхнего предела) возможной нагрузки. Приведенные результаты показывают, что с увеличением временной нагрузки происходит большее по площади нагружение центрального пролета. Данное явление можно объяснить тем, что при данной схеме происходит более значительная перекачка межпролетных кинематических нагружений. Также отметим, что для изучаемых висячих покрытий более невыгодны распределенные нагружения, чем локальные (сосредоточенные) нагружения.

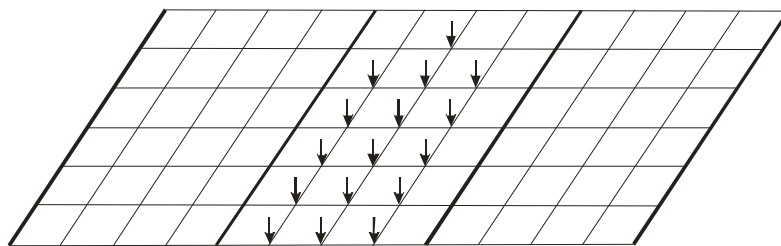
Наряду с исследованиями схем невыгодного нагружения висячих покрытий нагрузками, направленными вниз, были выполнены поисковые расчеты по определению схем нагружения с вертикальными узловыми нагрузками, направленными вверх. Данные нагружения достаточно часто встречаются при воздействии на висячее покрытие ветровой нагрузки и носят название «ветрового отсоса».

Для однопролетного висячего пространственного покрытия наиболее невыгодная схема «ветрового отсоса» представляет собой схему с практически полным равномерно-распределенным нагружением (рис. 3) за исключением угловых зон. Эти схемы имеют схожесть со схемами для плоских систем, что указывает на малое влияние данных зон на напряженно-деформированное состояние конструкций.

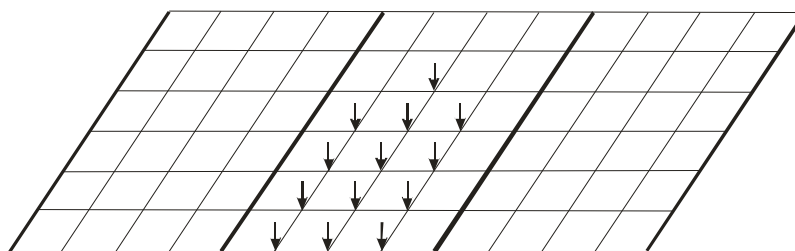
а)



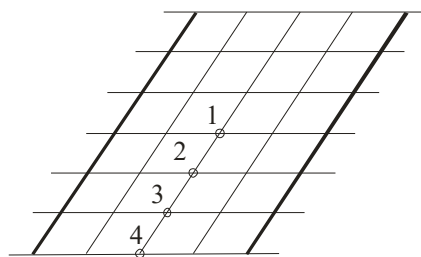
б)



в)



г)



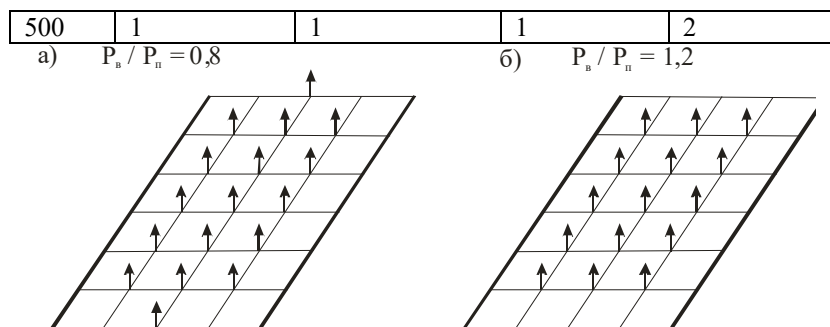
**Рис. 2.** Схемы невыгодного нагружения пространственной системы:  
а – схема №1, б – схема № 2, в – схема №3, г – центральный пролет

Таблица

Изменение схемы невыгодного нагружения от интенсивности нагрузки

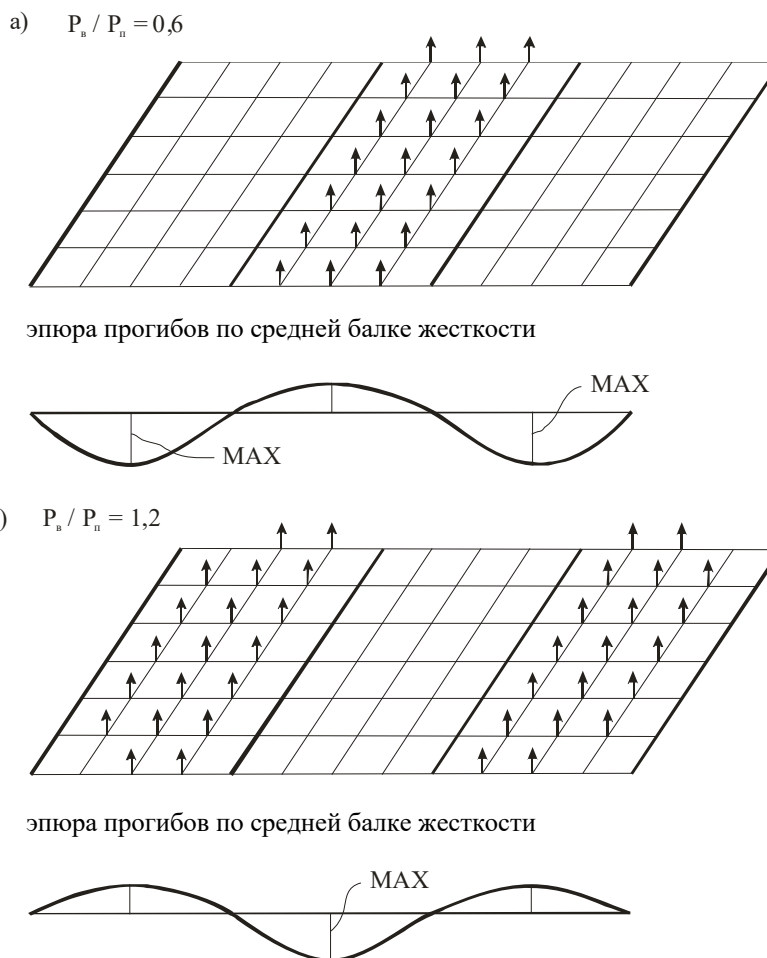
P (кН)	№ узла			
	1	2	3	4
50	1	2	2	3
200	1	1	2	3





**Рис. 3.** Схемы невыгодного нагружения «ветровым отсосом» однопролетного висячего покрытия

Для многопролетных висячих пространственных покрытий на невыгодную схему «ветрового отсоса» существенное влияние оказывает соотношение между временной и постоянной нагрузками. Установлено, что при преобладании постоянной нагрузки невыгодной является нагрузка одного центрального пролета (рис. 4, а). Данный факт объясняется тем, что при этом максимальные прогибы наблюдаются в крайних пролетах и соответственно нагружение крайних пролетов будет уменьшать прогибы конструкции. При преобладании временной нагрузки невыгодной является схема с нагружением соседних с нагруженным пролетов (рис. 4, б). Такая схема приводит к наибольшей «перекачке» межпролетных кинематических перемещений. Отметим, что так как выборочное нагружение пролетов ветровой нагрузкой практически не может быть реализовано, то при проектировании висячих покрытий наиболее целесообразно учет «ветрового отсоса» осуществлять путем нагружения одного из пролетов.



### **Выводы**

Для висячих пространственных покрытий самыми невыгодными схемами являются схемы с почти полным нагружением рассматриваемого пролета. Степень нагруженности зависит от величины предельно-возможной временной нагрузки.

При действии «ветрового отсоса» при преобладании постоянной нагрузки невыгодна схема с нагружением рассматриваемого (центрального) пролета, а при преобладании временной нагрузки – схема с нагружением смежных с рассматриваемым (центральным) пролетом.

### **Библиографический список**

1. Кирсанов, Н. М. Висячие покрытия производственных зданий./ Н.М. Кирсанов. – М.: Стройиздат, 1990. – 128 с.
2. Свентиков, А.А. Алгоритм нелинейного расчета висячих стержневых систем с управляемой сходимостью / А.А. Свентиков // Изв. вузов. Строительство. – 1997. – №12. – С. 25-29.
3. Хог, Э. Прикладное оптимальное проектирование: Механические системы и конструкции. / Э. Хог, Я. Арора. – М.: Мир, 1983. – 487 с.
4. Растрингин, Л. А. Статистические методы поиска. / Л.А. Растрингин – М.: Наука, 1968. – 376 с.
5. Рейклитис, Г. Оптимизация в технике. / Г. Рейклитис., А. Рейвинд, К. Рэгсел. – М.: Мир, 1986. – 349 с.

### **References**

- 1 N.M. Kirsanov ,Trailing covering of industrial buildings. / N.M Kirsanov – М.: Stroyizdat, 1990. – 128 p.
2. Sventikov, A.A. Algorithm of nonlinear design of rod systems with operated convergence / A.A Sventikov // High schools. Construction. – 1997. – №12. – P. .25-29.
3. Hog, E. Applied optimum designing: Mechanical systems and structures. / E. Hog, J. Arora. – М.: World, 1983. – 487 p.
- 4 L.A. Raistrigin, Statistical methods of search. / L.A. Rastrigin. – М.: Science, 1968. – 376 p.
5. Reikitis. Optimization in to mechanics. / Reikitis, Reivind, Regsel – М.: World, 1986. – 349 p.

**Ключевые слова:** пространственное покрытие, висячая конструкция, гибкая нить, оптимизация, параметр, нагрузка.

**Keywords:** spatial covering, suspension structure, flexible string, optimization, parameter, loading.

УДК 624.5+624.04(470.321)  
Воронежский государственный  
архитектурно-строительный университет  
Д-р техн. наук, проф. кафедры  
строительной механики В. С. Сафронов  
Студентка строительного  
факультета Ю. А. Суханова  
Россия, г. Воронеж, тел. 8(4732)71-52-30  
e-mail: xd1908@yahoo.com

Voronezh State University  
of Architecture and Civil Engineering  
Dr of Technical Science, Professor of Constructional  
Mechanics Department V. S. Safronov  
Student of Constructional Mechanics  
Department J. A. Sukhanova  
Russia, Voronezh, tel. +7(4732)715230  
e-mail: xd1908@yahoo.com

В.С. Сафронов, Ю.А. Суханова

### **ПРОЧНОСТНОЙ АНАЛИЗ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ВИСЯЧЕГО ТРУБОПРОВОДА ЧЕРЕЗ РЕКУ ОКА В ГОРОДЕ ОРЛЕ**

Представлены численные исследования напряженно-деформированного состояния и оценка прочности несущих элементов висячего трубопроводного перехода, запроектированного для пропуска воды с одного на другой берег реки. По разработанной нелинейной расчётной схеме с использованием вычислительного комплекса MIDAS оценивается влияние геометрической нелинейности на напряженно деформированное состояние трубопровода при совместном действии постоянных и временных вертикальных нагрузок.

V.S. Safronov, J.A. Sukhanova

### **STRENGTH ANALYSIS OF BEARING STRUCTURES OF SUSPENSION PIPELINE ACROSS THE OKA RIVER IN THE OREL CITY**

The present paper represents numerical analysis of stressedly-deformed state and estimation of strength of the cross river suspension water pipeline bearing structures. With the help of non-linear model devised by means of the MIDAS structural analysis package there is estimated the influence of geometrical nonlinearity upon stressedly-deformed state of pipeline structures during the simultaneous effect of constant and temporary vertical loads.

В настоящей работе приводятся результаты прочностного анализа несущих конструкций висячего трубопровода, построенного в г. Орле через р. Ока. Трубопровод представляет собой трехпролетную комбинированную конструкцию (рис. 1), в которой для транспортирования воды используется стальная труба диаметром 820 мм со стенкой толщиной 10 мм. Средний пролет трубопровода подвешен к стальным кабелям диаметром 70 мм, крайние шарнирно опираются на железобетонные устои пилонов и анкерные фундаменты. Концы кабелей жестко заделываются в стойки анкерных фундаментов, высота которых от ростверка равна 5 м. Величина среднего пролета – 76 м, крайних – 15 м.

Кабели несущей системы поддерживаются пилонами, которые представляют собой железобетонные стойки, соединенные распорками. Пилоны сопряжены с устоями шарнирно.

К трубопроводу в среднем пролете при помощи поперечных швеллеров крепятся конструкции технологических мостиков для передвижения обслуживающего персонала. К этим же швеллерам приварены петли для крепления подвесок.

Статический расчет трубопровода выполнялся с помощью вычислительного комплекса MIDAS, реализующего метод конечного элемента, с учетом и без учета геометрической нелинейности системы.

© Сафронов В. С., Суханова Ю. А.

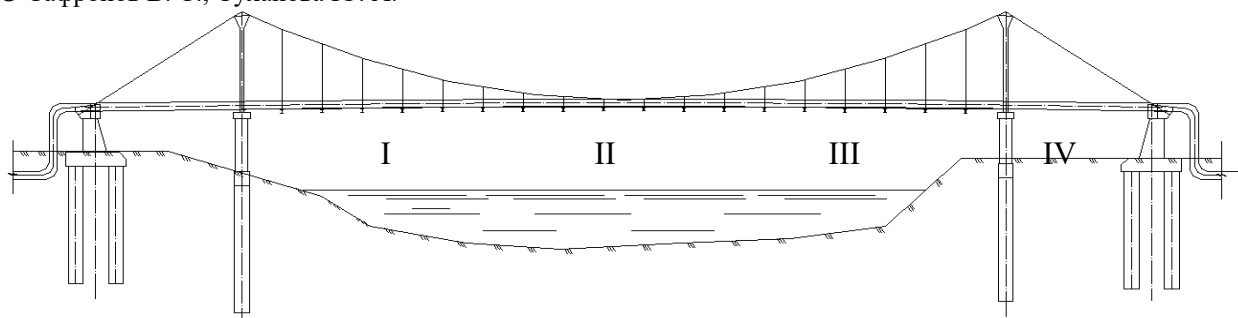


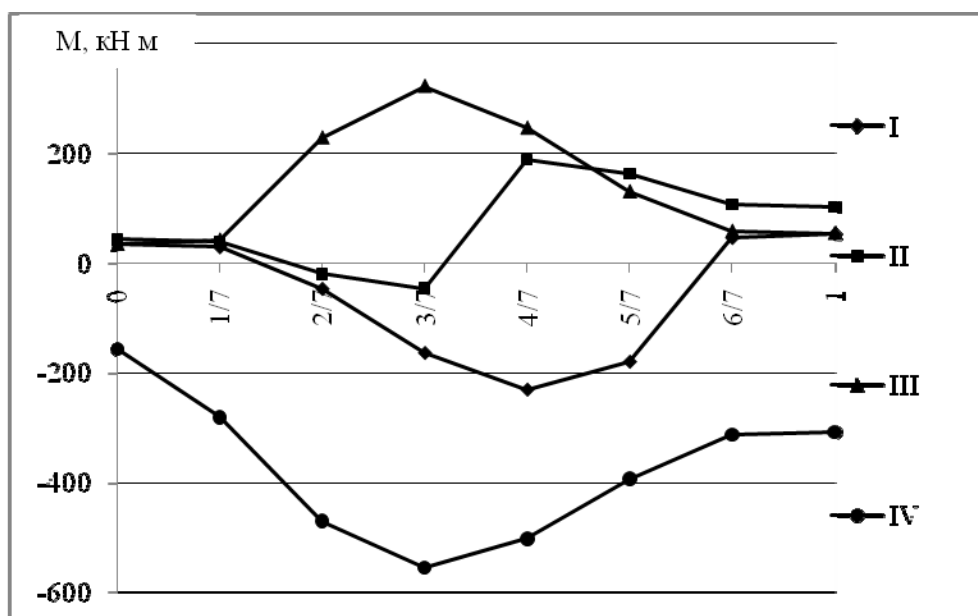
Рис. 1. Общий вид трубопровода в г. Орле через р. Ока

Для формирования расчетной схемы использовались два типа конечных элементов: линейные конечные элементы типа BEAM («балка») и нелинейные типа CABLE («кабель»). Железобетонные пилоны представлены в виде абсолютно жестких стержней, шарнирно закрепленных по концам.

Расчет проводился на основное сочетание нагрузок. В качестве постоянной нагрузки принимался собственный вес несущих конструкций и технологического мостика ( $g = 4,98 \text{ кН/м}$ ), в качестве временной – распределенный по длине вес воды, заполняющей трубопровод ( $p = 5,02 \text{ кН/м}$ ). При этом учитывалось поэтапное увеличение загружаемого участка трубопровода временной нагрузкой по  $1/7$  длины балки.

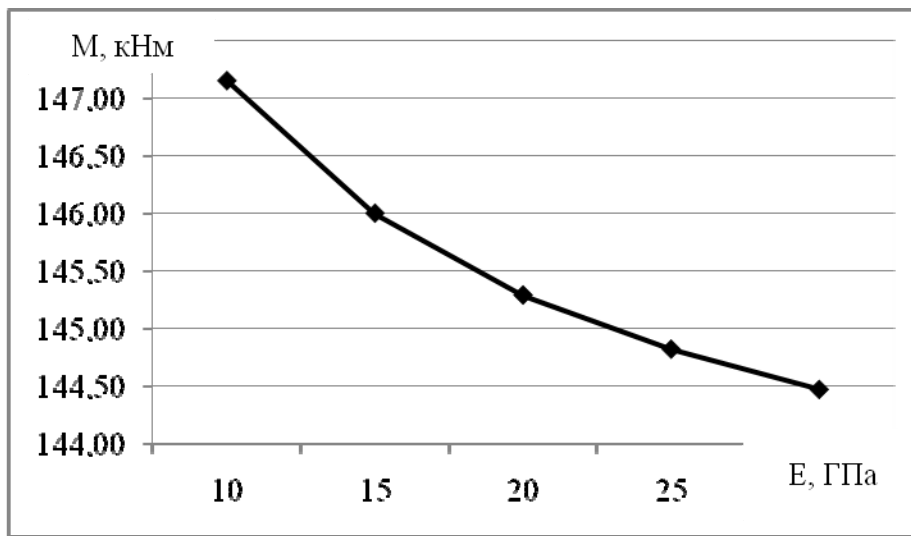
По результатам расчета были построены эпюры изгибающих моментов. На основе полученных данных сделан вывод о том, что наиболее опасными являются сечения трубопровода I, II, III и IV (см. рис. 1).

В ходе последовательного нагружения пролетного строения временной нагрузкой построены графики изменения изгибающих моментов в характерных сечениях (рис. 2). Анализ результатов показал, что наибольшие по модулю моменты возникают в сечении над устоем пилы при частичном нагружении пролетного строения, а наименьшие – в середине пролетного строения при нагружении временной нагрузкой около половины пролета.



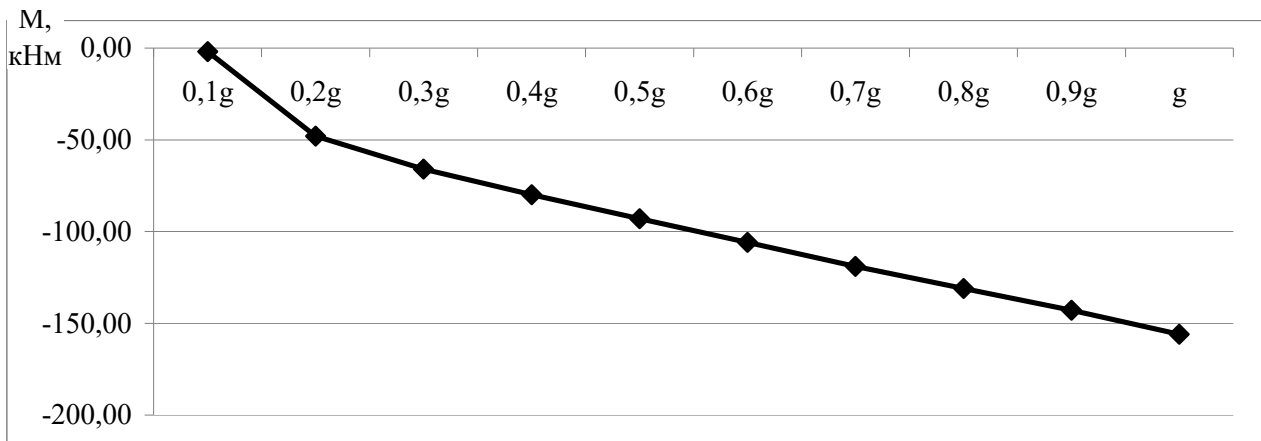
**Рис. 2.** Графики изменения изгибающих моментов в расчетных сечениях в зависимости от относительной длины загрузки трубопровода временной нагрузкой

Следует отметить, что анкерные фундаменты были представлены в расчетной схеме в виде стойки, имеющей жесткое защемление в уровне свайного ростверка. Таким образом, возможная податливость свайного фундамента в горизонтальном направлении исключается. Для того чтобы учесть ее, варьировалась жесткость стойки фундамента. Это было достигнуто путем последовательного уменьшения модуля упругости материала стойки в диапазоне от 10 до 30 ГПа. При этом изучалось изменение изгибающих моментов в середине второго пролета. Результаты этого анализа представлены на рис. 3. Из графика видно, что с уменьшением жесткости стойки анкерного фундамента изгибающие моменты увеличиваются. Однако увеличение мало и не превышает пяти процентов, следовательно, податливостью фундамента можно пренебречь.



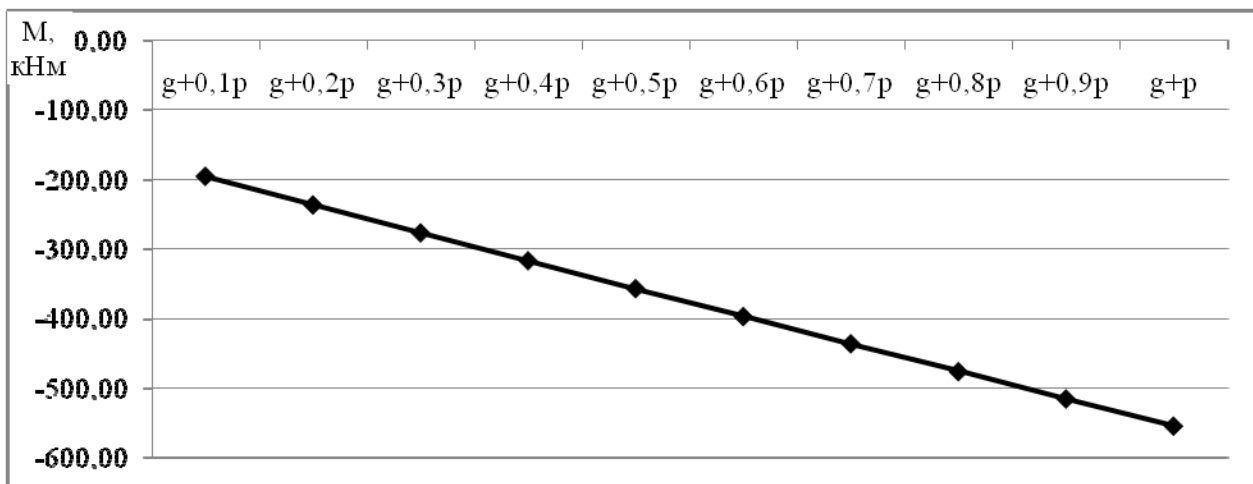
**Рис. 3.** График изменения изгибающих моментов в середине пролета в зависимости от жесткости анкерного фундамента

На рис. 4 показано изменение изгибающих моментов в сечении IV при поэтапном нагружении конструкций трубопровода постоянной нагрузкой от собственного веса с шагом 0,1 г. Из графиков следует, что изменение изгибающих моментов не является линейным лишь для первых двух этапов, а в дальнейшем характер зависимости становится близким к линейному.



**Рис. 4.** График изменения изгибающего момента в сечении над опорой (IV) при поэтапном загрузении конструкций постоянной нагрузкой от собственного веса

На рис. 5 представлена аналогичная зависимость для случая загрузения временной нагрузкой 3/7 пролета. Зависимость для всех этапов загрузения имеет линейный вид.



**Рис. 5.** График изменения изгибающего момента в сечении над опорой (IV) при поэтапном загрузении 3/7 трубопровода временной нагрузкой

На рис. 6 показано изменение прогибов в сечении II при поэтапном загрузении конструкций трубопровода постоянной нагрузкой от собственного веса с шагом 0,1 g. Из графиков следует, что изменение прогибов аналогично изгибающим моментам на рис. 4 и не является линейным лишь для первых двух этапов. Кроме того, на первом этапе перемещение имеет положительный знак, что противоречит модели деформирования конструкции. Это свидетельствует о том, что расчетные итерации на данном этапе не сошлись ввиду малости нагрузки и недостаточного натяжения конечных элементов кабеля и результаты вычислений в первом приближении нельзя считать адекватными.

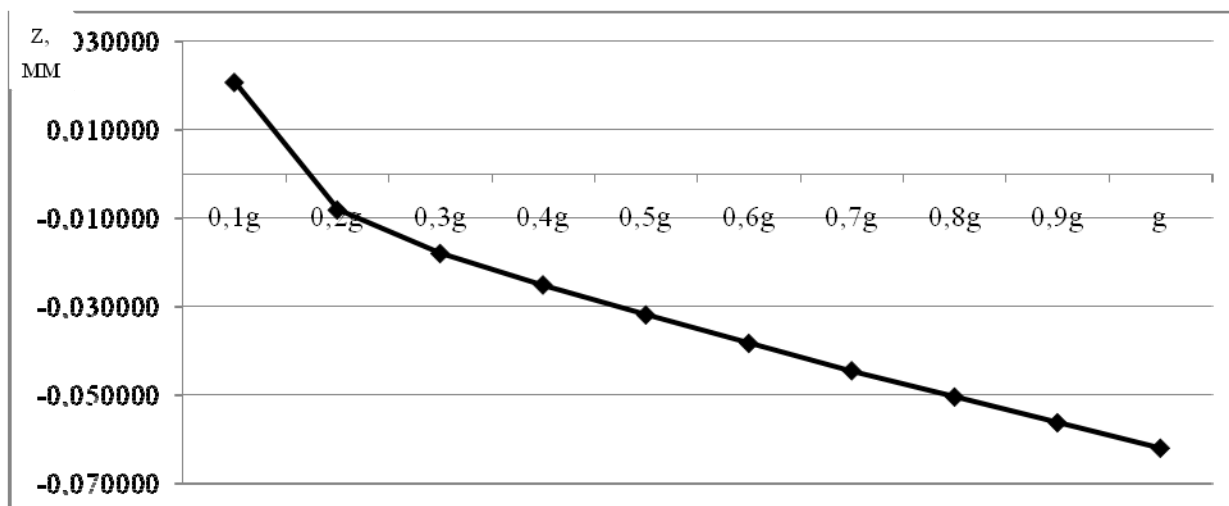


Рис. 6. График изменения прогиба в сечении II при поэтапном нагружении конструкций постоянной нагрузкой от собственного веса

На рис. 7 представлена зависимость изменения прогибов в сечении II для случая нагружения временной нагрузкой 3/7 пролета. Зависимость для всех этапов нагружения имеет вид, близкий к линейному.

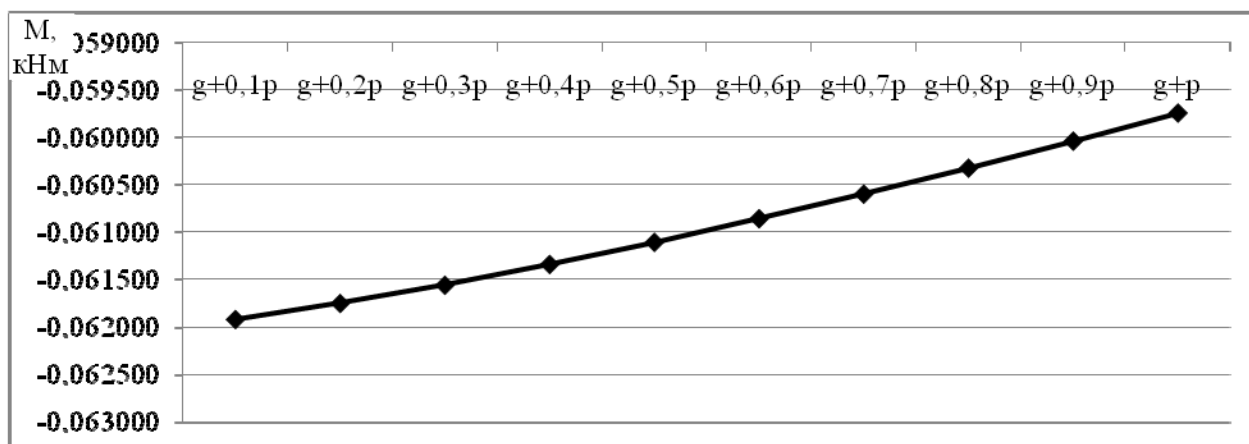


Рис. 7. График изменения прогиба в сечении II при поэтапном нагружении 3/7 трубопровода временной нагрузкой

Расчет прочности основных несущих элементов висячего трубопровода произведен по наибольшим значениям силовых факторов, действующих в характерных сечениях для случая нелинейного расчета. Результаты представлены ниже.

Таблица

Результаты расчета прочности основных несущих элементов трубопровода

Контролируемое усилие	Максимальное значение	Предельное значение	Запас прочности, %
Усилие в кабеле, кН	434,00	3555,00	88
Напряжение в пролетном строении, МПа	16,67	255,00	93
Момент в стойке анкерного фундамента, кНм	2618,00	15000,00	82

## Выводы

1. Влияние геометрической нелинейности деформирования на напряженно-деформированное состояние несущих элементов трубопровода зависит от схемы расположения временной нагрузки. При симметричных относительно среднего сечения схемах загрузки оно невелико как для изгибающих моментов, так и для перемещений и не превышает 3...5 %. В несимметричных загрузках трубопровода влияние нелинейности является существенным, поэтому его необходимо учитывать.

2. Максимальные изгибающие моменты и перемещения сечений трубы возникают в середине и первой четверти среднего пролета при загрузке временной нагрузкой около половины основного пролёта.

3. В расчетах висячего трубопровода выявлено, что максимальные изгибающие моменты возникают в опорном сечении анкерной стойки при неполном загрузке водовода.

4. С уменьшением изгибной жесткости стойки анкерного фундамента растут изгибающие моменты и перемещения подвешенной на канатах трубы водовода. Однако это увеличение не превышает 5..7 % даже при 3-кратном изменении изгибной жесткости.

5. Прочностные расчеты для основных несущих элементов запроектированного трубопровода висячего трубопровода: несущих канатов, трубы водовода и стоек анкерного фундамента – показали, что от совместного действия постоянных и временных вертикальных нагрузок имеются резервы прочности.

## Библиографический список

1. СНиП 2.05.03-84\*. Мосты и трубы/ Минстрой России. – М.: ГП ЦПП, 1996. – 214 с.
2. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Госстрой СССР, 1996. – 75 с.
3. СНиП 2.01.07-85\*. Нагрузки и воздействия. – М.: Госстрой России, 2003.
4. СНиП II-23-81\*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 96 с.
5. Кирсанов, Н. М. Висячие системы повышенной жесткости. / Н. М. Кирсанов. – М.: Стройиздат, 1973. – 116 с.

## References

1. SNiP 2.05.03-84\*. Bridges and pipes/ Ministry of Russia. –M.: GP TCPP, 1996. – 214 p.
2. SNiP 2.03.01-84\*. Concrete and reinforced concrete structures. – M.: Gosstroy of USSR, 1996. – 75 p.
3. SNiP 2.01.07-85\*. Loads and effects. – M.: Gosstroy of Russia, 2003.
4. SNiP II-23-81\*. Steel structures/Gosstroy of Russia. – M.: TCITP Gosstroy of USSR, 1988. – 96 p.
5. N.M. Kirsanov. Suspension systems of increased rigidity/ N.M. Kirsanov - M.: Stroyisdat, 1973, - 116 p.

**Ключевые слова:** висячий трубопровод, расчет, вертикальные нагрузки, напряженно-деформированное состояние, геометрическая нелинейность, перемещения, изгибающие моменты, прочность.

**Keywords:** suspension pipeline, analysis, vertical loads, stressedly-deformed state, geometrical nonlinearity, displacement, moment of flexion, strength



## РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

УДК 624.072.3.004.121

*Воронежский государственный  
архитектурно-строительный университет  
Д-р техн. наук, проф. кафедры  
строительной механики В.С. Сафронов  
Канд. техн. наук, доц. кафедры  
строительной механики А.А. Петранин  
Канд. техн. наук, ст. преп. кафедры  
строительной механики М.В. Косенко  
Аспирант кафедры  
строительной механики Нгуен Динь Хоа  
Россия, г. Воронеж, тел. 8(4732)71-52-30  
e-mail: xd1908@yahoo.com*

*Voronezh State University  
of Architecture and Civil Engineering  
Dr. of Technical Science, Professor of Construc-  
tional Mechanics Department V.S. Safronov  
Ph. D. of Technical Science, Lecture of Construc-  
tional Mechanics Department A.A. Petranin  
Ph.D. of Technical Science, Lecture of Construc-  
tional Mechanics Department M.V. Kosenko  
Post-graduate of Constructional Mechanics  
Department Nguyen Dinh Hoa  
Russia, Voronezh, tel. +7(4732)715230  
e-mail: xd1908@yahoo.com*

В.С. Сафронов, Нгуен Динь Хоа, А.А. Петранин, М.В. Косенко

### **ВЕРОЯТНОСТНАЯ ОЦЕНКА РИСКА РАЗРУШЕНИЯ ПРИМЕНЯЕМЫХ В МОСТОСТРОЕНИИ БАЛОЧНЫХ СИСТЕМ ИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА**

Предлагается с использованием положений теории риска методика вероятностной оценки разрушения железобетонных балочных пролетных строений мостовых сооружений с учетом флуктуации по нормальным законам прочностных характеристик материалов и действующих постоянных и временных нагрузок. Приводится пример расчета для эксплуатируемого моста.

V.S. Safronov, Nguyen Dinh Hoa, A.A. Petranin, M.V. Kosenko

# FRACTURE RISK ASSESSEMENT APPLIED IN BRIDGE CONSTRUCTION BEAM SYSTEMS MADE OF REINFORCED CONCRETE BY PROBABILISTIC METHOD

Proposed using the theory of the technique of probabilistic risk assessment of fracture of reinforced concrete beam spans of bridge structures, taking into account the fluctuations of the normal laws of the strength characteristics of materials and existing permanent and temporary loads. An example calculation for the exploited of the bridge.

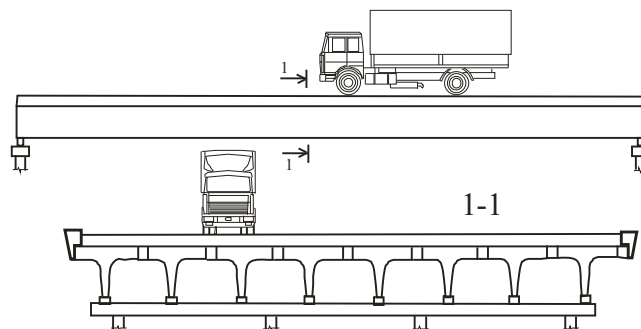
## Введение

На федеральных, региональных и городских автодорогах эксплуатируется большое количество мостовых сооружений, построенных много лет назад для пропуска регламентированных действующими тогда нормативными документами временных нагрузок. При существующей в настоящее время тенденции роста интенсивности и масс автомобилей происходит их моральное старение и увеличивается риск разрушения несущих конструкций при эксплуатации. Ситуация усугубляется появлением и развитием при длительной эксплуатации дефектов и повреждений. Актуальной становится задача оценки вероятности появления катастрофических состояний несущих конструкций мостов с учетом флуктуации прочностных характеристик материалов и действующих постоянных и временных нагрузок. В настоящей статье такая задача рассматривается применительно к железобетонным балочным пролетным строениям автодорожных мостов исходя из положений теории риска [1].

© Сафронов В.С., Нгуен Динь Хоа, Петранин А.А., Косенко М.В

В основу разработанных алгоритмов и вычислительных программ положены предложенные ранее методики вероятностного расчета риска возникновения предельных состояний в нормальном и наклонном сечениях изгибаемых железобетонных балок [2,3] с использованием конечноэлементного комплекса SERIAL-MGBD2, который ориентирован на выполнение расчетов железобетонных балочных пролетных строений автодорожных мостов с дефектами и повреждениями. В нём реализован специальный режим расчета пролетного строения с использованием пошагового смещения установленной на мосту нагрузки в поперечном направлении по отношению к продольной оси сооружения с автоматическим отбором экстремальных прогибов и усилий в балках.

Рассматриваются однопролетные разрезные балочные пролетные строения, выполненные из тавровых балок (рис. 1), объединенных между собой только по плите проезжей части (без поперечных диафрагм). Такие конструкции, которые выполняются из обычного и предварительно-напряженного железобетона, широко применяются в мостостроении. Размеры балок и их армирование, а также имеющиеся дефекты и повреждения будем считать детерминированными. Прочностные характеристики бетона и арматуры, а также постоянные и временные нагрузки являются случайными. Их разброс принимается по нормальному закону распределения с заданными числовыми характеристиками.



**Рис. 1.** Балочная система из железобетона

Из теории риска [1] вероятность  $P_F$  катастрофического состояния несущей конструкции в целом или его отдельной части равна

$$P_F = P_f \times P_{F/f}, \quad (1)$$

где  $P_f$  – вероятность возникновения первого предельного состояния в наиболее нагруженном элементе;  $P_{F/f}$  – вероятность возникновения предельных состояний в других элементах конструкции в случае реализации первого предельного состояния.

Для рассматриваемых балочных систем из  $n$  объединённых между собой балок возможно возникновение нескольких предельных состояний ( $ПС_i$ , где  $i=1,2 \dots m < 2n$ ) в нормальном вблизи середины пролета или наклонном вблизи опоры сечениях каждой из балок, пока не наступает катастрофическое состояние пролетного строения в целом или его части.

Примем в качестве  $P_f$  максимальную вероятность возникновения предельного состояния в наиболее нагруженном элементе пролетного строения:

$$P_f = \max P(ПС_i, i = 1, 2 \dots 2 \cdot n). \quad (2)$$

Вероятность  $P_{F/f}$  возникновения предельных состояний в других элементах конструкции (в случае реализации первого предельного состояния) вычислим в соответствии с теоремой умножения нескольких зависимых случайных событий таким образом:

$$P_{F/f} = P\{ПС_2 / ПС_1\} \cdot P(ПС_3 / ПС_1, ПС_2) \cdot \dots \cdot P(ПС_m / ПС_1, ПС_2 \dots ПС_{m-1}), \quad (3)$$

где  $P(ПС_m / ПС_1, ПС_2 \dots ПС_{m-1})$  – максимальная вероятность реализации  $m$ -го предельного состояния, вычисленная в предположении, что  $m-1$  предельных состояний  $ПС_1; ПС_2 \dots ПС_{m-1}$  уже произошли. Число  $m$  выбирается из условия, что последний сомножитель в выражении (3) не достиг значения близкого единице.

При приближении к катастрофическому состоянию одного из нормальных или наклонных сечений их жесткостные параметры считаются пренебрежимо малыми и вероятность возникновения следующего предельного состояния вычисляется для системы с измененными параметрами. Для исключения нормального сечения в середине пролета балки применяется используемый в ПК SERIAL-MGBD2 коэффициент ослабления изгибной жесткости нормального сечения, а для исключения наклонного сечения – коэффициент ослабления сдвиговой жесткости наклонного сечения. Численные значения этих коэффициентов при реализации описанной методики расчета принимались в пределах 0,01...0,03.

Величина риска для каждого из элементов балочной системы вычисляется с помощью централизованной функции Лапласа по следующей формуле:

$$P_f = 0,5 - \Phi(\beta), \quad (4)$$

где  $\beta$  – характеристика безопасности, равная отношению среднего к стандарту резерва прочности, вычисленного как разность максимального и предельного значений усилия.

Определение риска балочной системы выполняется поэтапно с введением после окончания каждого из этапов расчета изменений в одну из жесткостных характеристик наиболее нагруженной балки.

Предлагаемый алгоритм расчета построен по методу статистических испытаний, по которому осуществляется многократный расчет ситуаций проезда транспортного средства по пролетному строению по различным колеям движения. В расчетах используется алгоритм пространственного расчета железобетонных плитно-балочных конструкций с учетом нелинейных свойств деформирования материалов.

В каждом расчетном варианте прочностные характеристики материалов и параметры постоянной и временной нагрузок принимаются случайными, путем их генерирования на ЭВМ с помощью датчика псевдослучайных чисел по статистическим характеристикам.

Математические ожидания прочности бетона ( $m_{R_b}, \sigma_{R_b}$ ), арматуры ( $m_{R_s}, \sigma_{R_s}$ ) и нагрузок ( $m_F, \sigma_F$ ) принимались в расчетах по нормативным сопротивлениям материалов, исходя из обеспеченности  $P = 0,95$ :

$$m_F = F_n; m_{R_b} = \frac{R_{bn}}{1-1,64v_b}; m_{R_s} = \frac{R_{sn}}{1-1,64v_s}, \quad (5)$$

а среднеквадратические отклонения (стандарты) таким образом:

$$\sigma_F = \frac{F_n(\gamma_f - 1)}{1,64}; \sigma_{R_b} = v_b m_{R_b}; \sigma_{R_s} = v_s m_{R_s}, \quad (6)$$

где  $\gamma_f, v_b, v_s$  – коэффициент надежности по нагрузке и коэффициенты вариации бетона, арматуры;

$R_{bn}, R_{sn}, F_n$  – нормативные сопротивления бетона, арматуры и нормативные нагрузки.

Для выполнения вероятностного расчета риска разрушения применяемых в мостостроении балочных систем была разработана специальная программа, построенная в среде ПК SERIAL-MGBD2, MATHCAD и MACRO-VBA в MICROSOFT EXCEL.

Разработанный алгоритм и вычислительная программа использованы при оценке вероятности разрушения крайних пролетов запроектированного под временные нагрузки А11 и НК-80 автодорожного моста через балку Сурки на км 293 автодороги 1Р-119 Орел-Тамбов в Липецкой области в случае пропуска повышенных нагрузок А14 и Н-14. Эта конструкция выполнена из восьми железобетонных бездиафрагменных балок по типовому проекту СДП, вып. 56 (рис. 2) с их усилением с помощью накладной железобетонной плиты.

С целью определения фактической жесткости несущих конструкций моста и грузоподъемности сооружения было проведено испытание моста статической нагрузкой. На пролетные строения устанавливали испытательные нагрузки и измеряли перемещения и деформации в характерных сечениях и волокнах несущих элементов.

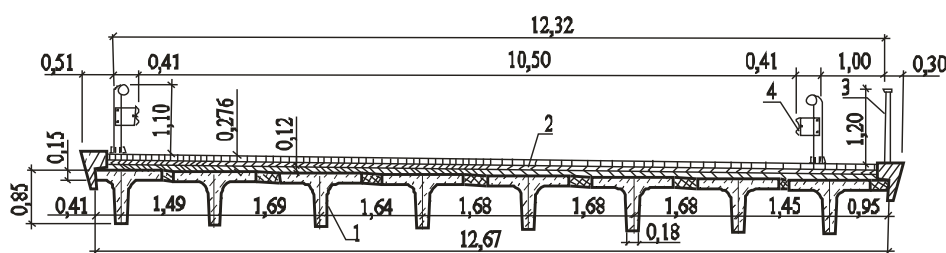


Рис. 2. Поперечное сечение пролета балочного строения:

- 1 – балка таврового сечения с обычным армированием, 2 – многослойная дорожная одежда,
- 3 – железобетонные бортики с металлическими перилами, 4 – металлические барьерные ограждения

В качестве испытательной нагрузки использовались четыре нагруженных самосвала КамАЗ-5511. Схемы установки испытательной нагрузки при статических испытаниях пролетных строений моста показаны на рис. 3.

Для оценки фактических жесткостных параметров пролетного строения моста под действием испытательной нагрузки значения измеренных при испытаниях упругих факторов (перемещений, деформаций) сопоставлены с результатами расчетов с использованием ПК SERIAL-MGBD2.

Результаты измерения прогибами и расчетов в виде графиков прогибов представлены на рис. 4. Сплошной ломаной линией на графиках показаны прогибы балок от испытательной нагрузки, штриховой линией – результаты расчетов.

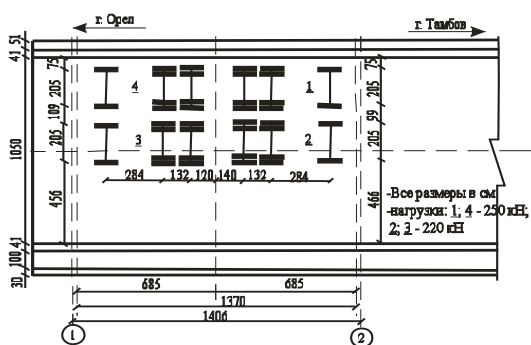


Рис. 3. Схема загрузки на пролете

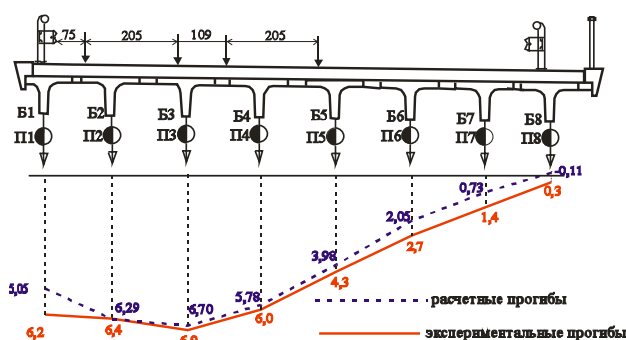


Рис. 4. Схема установки приборов и графики прогибов, мм

Расчеты риска разрушения пролетного строения от действия временных нагрузок А14 выполнены с использованием следующих значений коэффициентов вариации: для прочности бетона  $v_b = 0,135$ ; для прочности арматуры  $v_s = 0,08$ . При описании изменчивости параметров постоянных нагрузок от собственного веса и временной нагрузки также использовался нормальный закон распределения. Значения коэффициентов надежности по нагрузке принимались:  $\gamma_f = 1,1$  – для нагрузки от собственного веса балок;  $\gamma_f = 1,5$  – от покрытия проезжей части;  $\gamma_f = 1,3$  – от выравнивающего изоляционного и защитного слоев;  $\gamma_f = 1,2$  – от распределенной части А14;  $\gamma_f = 1,5$  – от сосредоточенной части (тележки) А14.

Для удобства представления численных результатов использован логарифмический показатель риска, который вычислялся из выражения

$$\rho_f = \lg\left(\frac{1}{P_f}\right). \quad (7)$$

Ниже описываются результаты расчета с использованием приведенной выше методики вероятности катастрофического состояния пролетного строения от совместного действия постоянных нагрузок и двух колонн автомобильной нагрузки А14. В примере расчета учтено, что в средних сечениях балок имеются повреждения, снижающие несущую способность нормальных сечений на 30 %. Учет динамического эффекта проезда осуществлялся с помощью рекомендуемых СНиП 2.05.03-84\* динамических коэффициентов.

Математические ожидания  $m_{Mu}$  и  $m_{Qu}$  соответственно предельного изгибающего момента и предельной поперечной силы и их стандарты  $\sigma_{Mu}$  и  $\sigma_{Qu}$  представлены в табл. 1 (жирным шрифтом отмечены значения предельных изгибающих моментов для ослабленных балок).

Таблица 1

Данные статистических характеристик предельных значений

	Статистические характеристики предельных изгибающих моментов (кНм) и поперечных сил (кН) в балках							
	Б1	Б2	Б3	Б4	Б5	Б6	Б7	Б8
$m_{Mu}$	1786,6	<b>1624,3</b>	<b>1613,8</b>	<b>1611,8</b>	1793,0	1777,6	1788,3	1787,4
$\sigma_{Mu}$	132,11	<b>113,95</b>	<b>106,46</b>	<b>105,70</b>	140,57	132,12	131,4	132,7
$m_{Qu}$	456,62	410,99	410,06	410,43	457,83	452,14	452,91	456,68

$\sigma_{Q_{ui}}$	35,740	33,383	32,280	34,736	38,355	36,515	34,332	32,880
-------------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

Статистические характеристики максимальных значений изгибающих моментов (кНм) и поперечных сил (кН) для всех балок после первого этапа расчетов приведены в табл. 2.

Таблица 2

Максимальные значения усилий на первом этапе расчета

	Статистические характеристики максимальных значений изгибающих моментов (кНм) и поперечных сил (кН) в балках на первом этапе (m=1)							
	Б1	Б2	Б3	Б4	Б5	Б6	Б7	Б8
$m_{M_{\max}}$	916,44	1024,1	1123,5	1128,0	1091,9	923,64	741,03	646,56
$\sigma_{M_{\max}}$	79,580	113,24	137,21	141,24	130,29	97,360	60,570	50,190
$m_{Q_{\max}}$	235,17	251,21	273,50	271,42	266,71	222,52	193,45	183,67
$\sigma_{Q_{\max}}$	17,460	21,240	24,680	24,480	23,960	18,840	15,450	15,700

Вычисленные значения логарифмического показателя риска разрушения нормальных и наклонных сечений балок для четырех этапов вероятностного расчета показаны в табл. 3.

Таблица 3

Поэтапные значения расчетного риска разрушения нормальных и наклонных сечений балок пролетного строения

Номер этапа	Показатели риска разрушения нормальных ( $\rho_f^M$ ) и наклонных ( $\rho_f^Q$ ) сечений балок								
		Б1	Б2	Б3	Б4	Б5	Б6	Б7	Б8
Первый (m=1)	$\rho_f^M$	8,07	4,03	2,62	<b>2,52</b>	3,90	7,01	10,48	10,49
	$\rho_f^Q$	7,89	4,57	3,41	3,27	4,92	7,94	10,45	10,62
Второй (m=2)	$\rho_f^M$	9,44	3,39	<b>0,84</b>	-	1,63	6,81	10,49	10,49
	$\rho_f^Q$	7,02	3,55	2,86	6,50	3,58	5,61	8,82	10,18
Третий (m=3)	$\rho_f^M$	6,33	<b>0,44</b>	-	-	0,70	5,43	10,49	10,49
	$\rho_f^Q$	5,85	2,64	6,68	6,98	2,49	4,93	8,67	10,39
Четвертый (m=4)	$\rho_f^M$	0,46	-	-	-	<b>0,00</b>	4,16	10,49	10,49
	$\rho_f^Q$	3,20	6,44	7,54	6,07	1,82	4,52	9,09	10,44

Из данных, приведенных в табл. 3, следует, что наименьшее значение на втором этапе имеет показатель риска разрушения нормального сечения балки Б3 ( $\rho_f^M=0,84$ ). Для следующего, третьего этапа расчета необходимо исключить из работы нормальное сечение балки

Б3. На этом этапе разрушение происходит в нормальном сечении балки Б2 ( $\rho_f^M = 0,44$ ), при этом на четвертом этапе следует исключить нормальное сечение балки Б2. Результаты четвертого этапа показали, что нормальное сечение балки Б5 разрушается неизбежно ( $\rho_f^M = 0$ ). Поэтому расчет прекращается после возникновения четырех предельных состояний. Окончательная величина риска разрушения всей балочной системы составила  $P_F = 0,0001585$ , то есть показатель риска  $\rho_F = 3,8 > 3$  - допустимый уровень риска [1].

Графически зависимость показателя риска на всех этапах расчета показана на рис. 5.

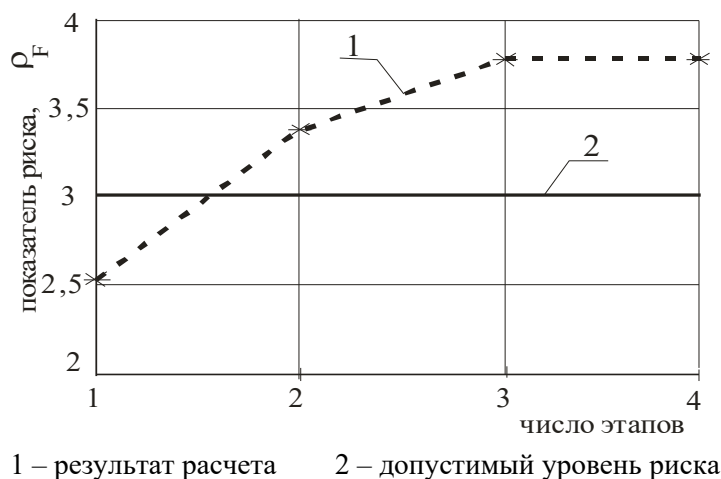


Рис. 5. Зависимость показателя риска от выбранного числа этапов расчета

Из рис. 5 очевидно, что после первого этапа, когда учитывается одно предельное состояние, показатель риска меньше допустимого значения. На последних этапах расчета, в котором учитывается поддерживающее влияние рядом расположенных балок, показатель риска увеличивается, что отвечает уменьшению вероятности разрушения конструкции. Окончательное значение логарифмического показателя риска оказывается больше максимально допустимой величины. Это является основанием для того, чтобы пропускать сверхпроектные нормативные нагрузки А14 без усилия пролетного строения.

## Выводы

1. Предлагаемая методика позволяет определить вероятность риска разрушения применяемых в мостостроении балочных систем с учетом перераспределения усилий между балками.
2. Расчет с помощью разработанной программы позволяет оценить работоспособность балочной системы с дефектными и поврежденными балками на действие сверхпроектных нагрузок с учетом разброса прочностных характеристик материалов и действующих нагрузок.

## Библиографический список

1. Сеницын, А.П. Расчет конструкций на основе теории риска/ А.П. Сеницын. – М.: Стройиздат, 1985. – 304 с.
2. Сафронов, В.С. Вероятностная оценка риска возникновения предельных состояний в нормальных сечениях железобетонных балок / Сафронов В.С., Нгуен Динь Хоа. // Материалы международного конгресса: наука и инновации в строительстве – SIB – 2008. – Т. 3. – Воронеж 2008. – С. 296-301.

3. Сафронов, В.С. Вероятностная оценка риска возникновения предельных состояний в наклонных сечениях железобетонных балок/ Сафронов В.С., Нгуен Динь Хоа // Тез. докл. 64-й науч. конф. ВГАСУ. – Воронеж, 2009.

#### References

1. A. P Sinitsin,. Design of structures based on the theory of risk/ A.P. Sinitsin. - М.: Stroiyzdat, 1985. - 304 p.
2. V. S Safronov, Nguyen Dinh Hoa. Probabilistic risk assessment of limit states in normal sections of reinforced concrete beams/ V.S. Safronov, Nguyen Dinh Hoa // Material of International congress: Science and innovation in construction - SIB–2008. Т. 3- Voronezh, 2008. - P. 296-301.
3. V. S Safronov, Nguyen Dinh Hoa. Probabilistic risk assessment of limit states appearance in sloping sections of reinforced concrete beams/ V.S. Safronov, Nguyen Dinh Hoa// In journal “Thesis report of 64-th Scientific conference of VGASU”. - Voronezh, 2009.

**Ключевые слова:** вероятностная оценка, мост, балочное железобетонное пролётное строение, разрушение, предельное состояние, армирование, нормальное сечение, наклонное сечение.

**Keywords:** probabilistic estimate, risk, limit state, reinforcement, normal section, sloping section, beam system.

УДК 624.046:624.21

*Воронежский государственный  
архитектурно-строительный университет  
Д-р техн. наук, проф.  
кафедры строительной  
механики Д.М. Шапиро  
Аспирант кафедры строительной  
механики А. П. Тютин  
Россия, г. Воронеж, тел. 8(4732)71-52-30  
e-mail: davshap@mail.ru*

*The Voronezh State University  
of Architecture and Civil Engineering  
Dr of Technical Science, Professor  
of Constructional Mechanics  
Department D.M. Shapiro  
Post-graduate student of Department  
of Constructional Mechanics A. P. Tyutin  
Voronezh Russia , tel+7 (4732) 715230  
e-mail: davshap@mail.ru*

Д. М. Шапиро, А. П. Тютин

#### **РАСЧЁТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ И РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН В СТЕНКАХ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЁННЫХ БАЛОК ПРОЛЁТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ**

Разработан способ уточнения расчёта главных, касательных напряжений и раскрытия наклонных трещин в стенках железобетонных предварительно напряжённых балок с использованием МКЭ. Предложения авторов позволяют повысить строгость расчётов и уточнить армирование балок поперечной арматурой.

D. M. Shapiro, A. P. Tyutin

#### **DESIGN OF CRACKS FORMATION AND CRACKS DEPLOYMENT IN WEBS OF BRIDGE SPAN PREPRESSED BEAMS**



The way of estimation definition of the main touching stresses and deployments of inclined cracks in webs of ferro-concrete prestressed beams using МКЭ is developed. Authors' proposals allow to raise design accuracy and to specify reinforcing of beams by cross-section armature.

В составе расчётов по предельным состояниям предварительно напряжённых железобетонных пролётных строений предусмотрены проверки по предельным состояниям второй группы, связанные с определением экстремальных напряжений в бетоне стенок балок. К таким проверкам относятся ограничения главных растягивающих и наибольших касательных напряжений следующими соотношениями (СНиП 2.05.03-84\* [1]):

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

где  $\sigma_{mc}$ ,  $\sigma_{mt}$  – главные сжимающие и растягивающие напряжения в бетоне в проверяемой точке сечения;  $\tau_b$  – касательные напряжения в бетоне, состоящие из напряжений от поперечной силы ( $\tau_q$ ) и кручения ( $\tau_t$ );  $R_{b.mc2}$ ,  $R_{bt.ser}$  – расчётные сопротивления бетона осевому сжатию (на стадии эксплуатации) и растяжению;  $R_{b.sh}$  – расчётное сопротивление бетона скалыванию при изгибе;  $m_{b6}$  – коэффициент, принимаемый равным 1,0 при отсутствии поперечного обжатия.

Кроме того, в составе расчётов стенок определяется раскрытие наклонных трещин в зависимости от главных растягивающих напряжений  $\sigma_{mt}$  на уровне центра тяжести сечения (п. 3.107\* СНиП 2.05.03-84\*).

Главные напряжения  $\sigma_{mc}$ ,  $\sigma_{mt}$  определяются по известной формуле

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

© Шапиро Д. М., Тютин А. П.

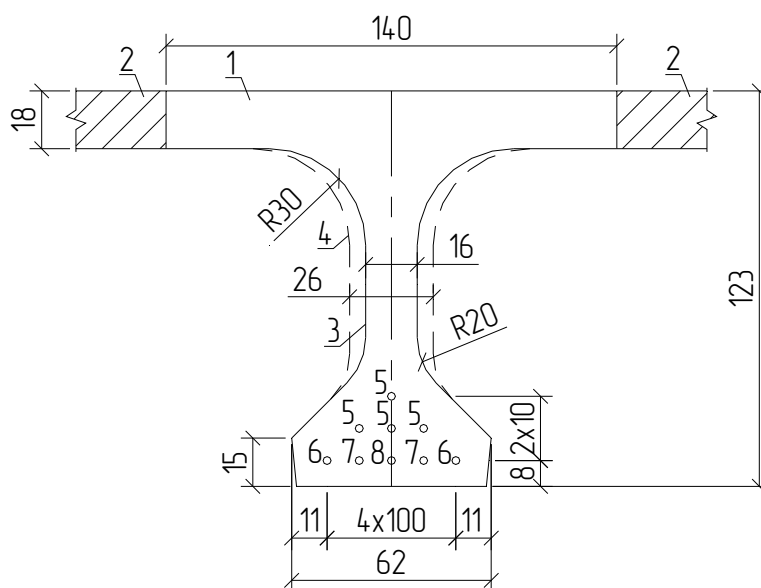
где  $\sigma_{bx}$ ,  $\sigma_{by}$  – нормальные напряжения в бетоне на вертикальных и горизонтальных площадках от внешней нагрузки и усилий в напрягаемой арматуре с учётом потерь.

В настоящей статье рассматриваются условия выполнения и способ уточнения указанных проверок при расчётах предварительно напряжённых балок двутаврового сечения пролётных строений длиной 12–24 м с высотой сечения 123 см по широко применяемым проектам серии 3.503.1-81 института Союздорпроект (1981–2003) [2]. Поперечное сечение и технические характеристики балок представлены в табл. 1 и на рис. 1. Шаг балок принимается в пределах от 1,96 до 2,40 м в зависимости от условий компоновки пролётных строений и временных нагрузок.

Таблица 1

Техническая характеристика балок пролётных строений длиной 12÷24 м

Длина балок расч. пролет, м	Класс бетона высокопр. арматуры	Площадь сечения высокопр. арматуры $A_s$ , см <sup>2</sup>	Длина балок расч. пролет, м	Класс бетона высокопр. арматуры	Площадь сечения высокопр. арматуры $A_s$ , см <sup>2</sup>
12,0/11,4	В35/ В	18,84	21,0/20,4	В35/ В	37,68
15,0/14,4	В35/ В	23,55	24,0/23,4	В40/ В	42,39
18,0/17,4	В35/ В	28,26			



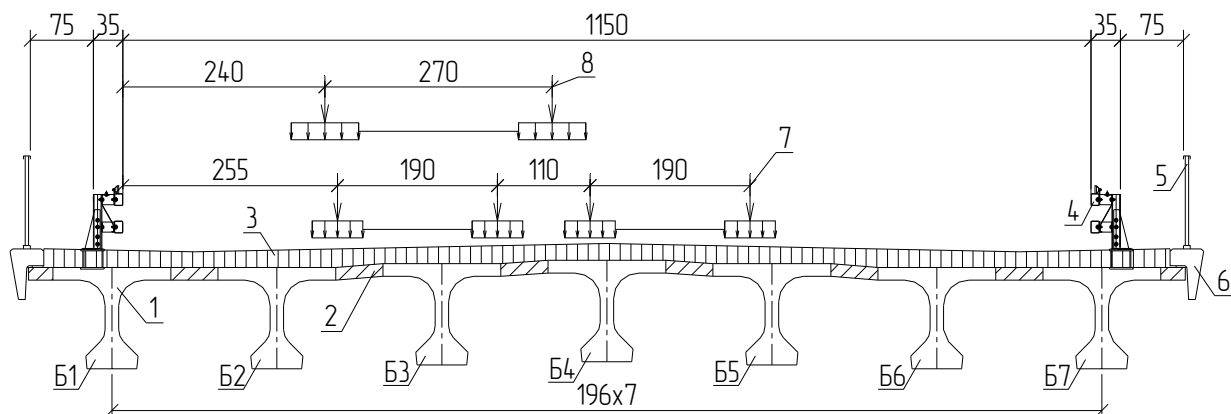
**Рис. 1.** Поперечное сечение двутавровой балки длиной 24 м:  
 1 – сборная балка заводского изготовления;  
 2 – швы омоноличивания с соседними балками;  
 3 – границы стенки в середине пролёта;  
 4 – то же на приопорном участке балки длиной 1,5 м;  
 5, 6, 7, 8 – пучки высокопрочной арматуры 24 Ø 5В длиной соответственно 23,3, 18,6, 15,0, 8,8 м, натянутые симметрично относительно середины балки

В нормах СНиП 2.05.03-84\* отсутствуют положения, устанавливающие места по высоте сечения площадок (точек), на которых проверяются условия (1). В СНиП 2.03.01-84 [3] выполнение аналогичной проверки [формула (141)] предусматривается в двух точках: в центре тяжести сечения и в местах примыкания сжатых полок к стенке элемента таврового и двутаврового сечений. Эти же точки приняты для выполнения указанных проверок в предварительно напряжённых балках в проектах [2]. Фактически в сечениях балок на рис. 1 обе указанные точки (в центре тяжести сечения и в местах примыкания сжатых полок к стенке) близко совпадают. Поэтому в дальнейших рассуждениях рассматривается только одна группа точек – в центрах тяжести сечений.

При расчётах предварительно напряжённых балок двутаврового сечения по проектам [2] вертикальные нормальные напряжения  $\sigma_{by}$  учитываются только в надопорных зонах от действия опорных реакций. На остальной части балок главные напряжения  $\sigma_{mc}$ ,  $\sigma_{mt}$  определяются без учёта напряжений  $\sigma_{by}$ , которые считаются незначительными.

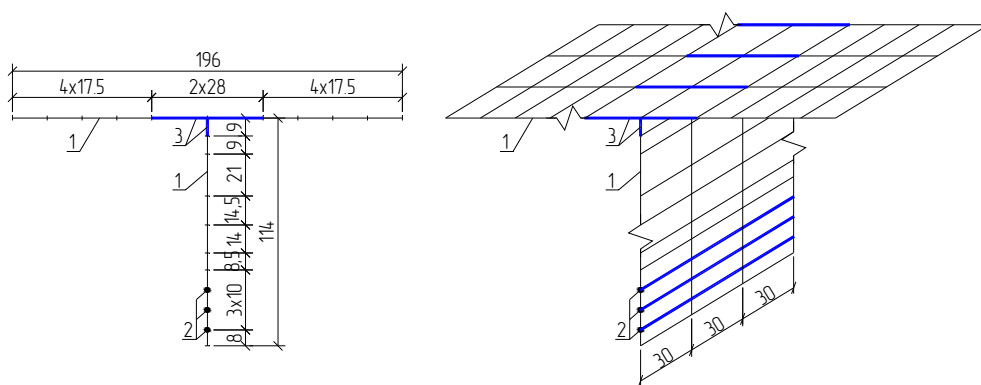
Авторами разработана автоматизированная методика расчёта, позволяющая осуществить расчёт касательных  $\tau_b$  и главных  $\sigma_{mt}$ ,  $\sigma_{mc}$  напряжений в соответствии с формулой (2) применительно к балкам пролётных строений, указанных в табл. 1, при действии постоянных и временных вертикальных нагрузок по схемам А14 и Н14 согласно ГОСТ Р 52748-2007. Ниже приводятся результаты расчётов на примере балок длиной 24 м, установленных с шагом 1,96 м, в составе пролётно-строя с габаритом Г-11,5 + 2 × 0,75 на рис. 2 со схемами расположения временных нагрузок в пределах средней части мостового полотна шириной 7,5 м (без использования полос безопасности). В расчётах учитывались четыре группы напряжений: сжимающие напряжения  $\sigma_{bx} = N/A_{red}$  от сил предварительного напряжения высокопрочной арматуры  $N$  ( $A_{red}$  – приведенная площадь сечения), напряжения  $\tau_q$ ,  $\tau_b$ ,  $\sigma_{by}$  при действии постоянных и временных нагрузок. Эксцентриситеты сил предварительного напряжения и внеш-

ние изгибающие моменты не учитывались как не влияющие на главные напряжения в центрах тяжести сечений.



**Рис. 2.** Поперечное сечение пролётного строения и схемы расположения временных нагрузок А14 и Н14:  
 1 – железобетонные балки длиной 24 м,  
 2 – продольные швы омоноличивания;  
 3 – многослойная дорожная одежда;  
 4 – барьерное ограждение;  
 5 – перильное ограждение; 6 – карнизные блоки;  
 7 – расположение временной вертикальной нагрузки А14 со смещением к внешней кромке полос движения; 8 – расположение нагрузки Н14

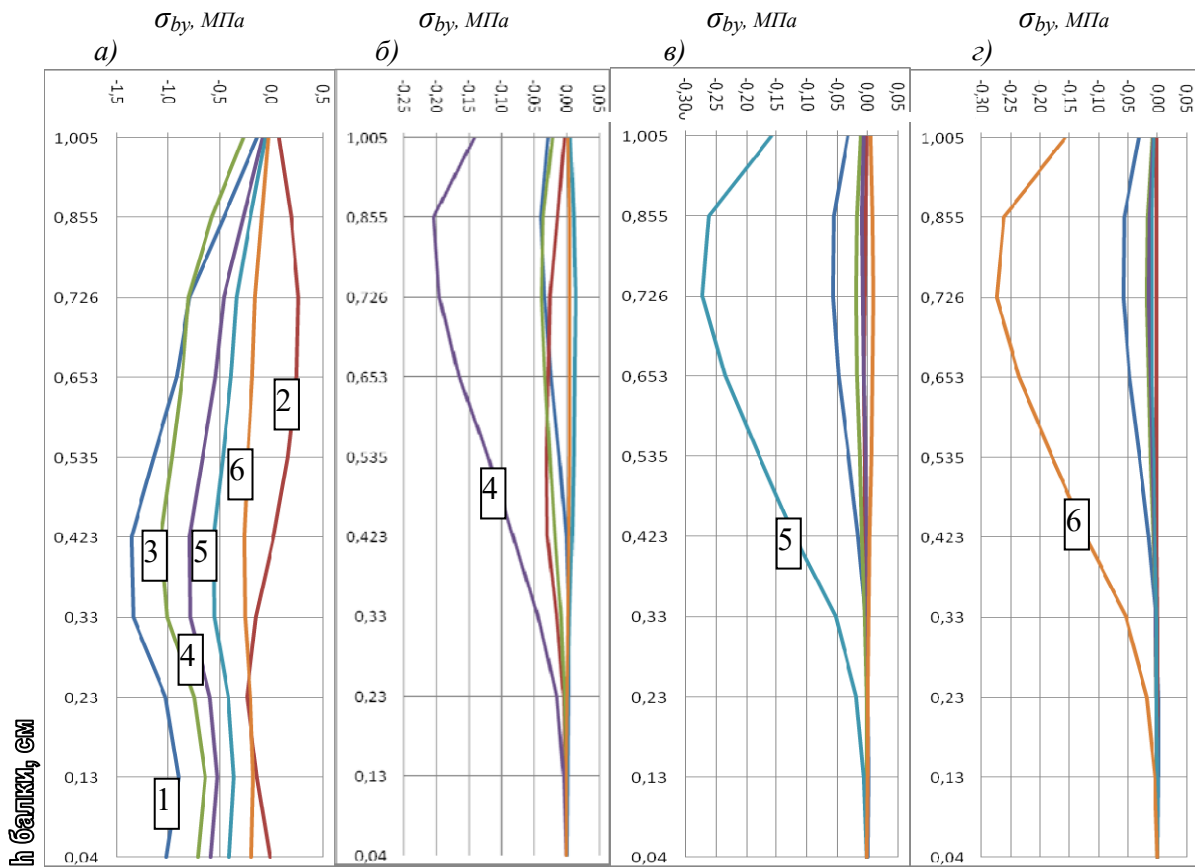
Расчёты были выполнены МКЭ с использованием расчётных схем, состоящих из пластинчатых конечных элементов (оболочек с нулевой кривизной), стержней, моделирующих пучки высокопрочной арматуры, и жёстких вставок в местах пересечения плиты и ребра. Членение балки на конечные элементы показано на рис. 3.



**Рис. 3.** Схема членения балки длиной 24 м на конечные элементы (КЭ):  
 1 – пластинчатые КЭ, 2 – стержневые КЭ, моделирующие пучки высокопрочной арматуры,  
 3 – стержневые жёсткие КЭ

Усилия от постоянных нагрузок (собственного веса и мостового полотна, натяжения пучков предварительно напряжённой арматуры) определены для одной средней балки, выделенной из состава пролётного строения. Усилия в балках от временных нагрузок определены путём выполнения пространственного расчёта, в котором расчётные схемы балок на рис. 3 объединены в общую систему. По результатам пространственного расчёта определены

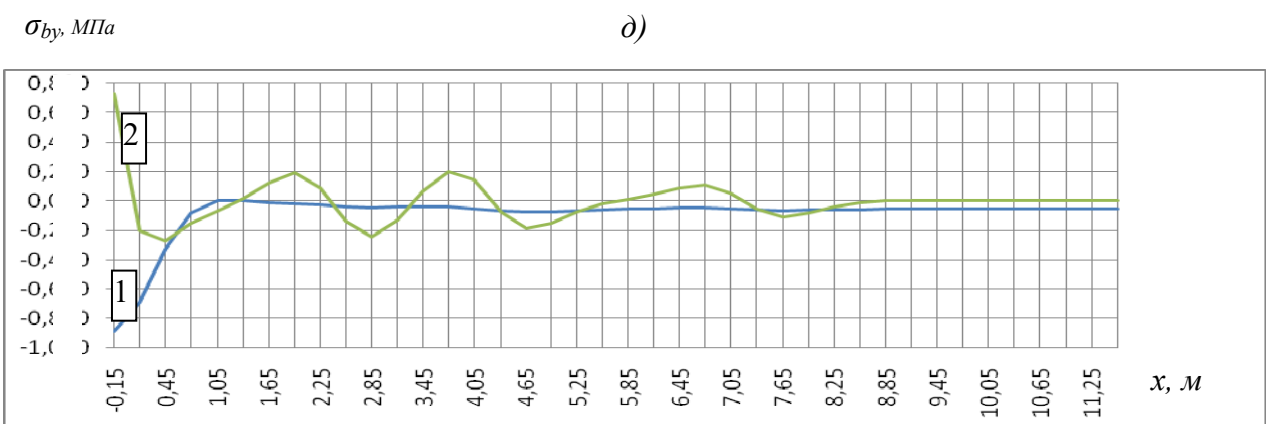
напряжения  $\sigma_{by}$ ,  $\sigma_{mc}$ ,  $\sigma_{mt}$ ,  $\tau_b$  в центрах тяжести сечений наиболее нагруженных балок Б-3 и Б-4 (см. рис. 2).



**Рис. 4.** Эпюры распределения напряжений  $\sigma_{by}$  в балке Б-3 длиной 24 м, МПа:

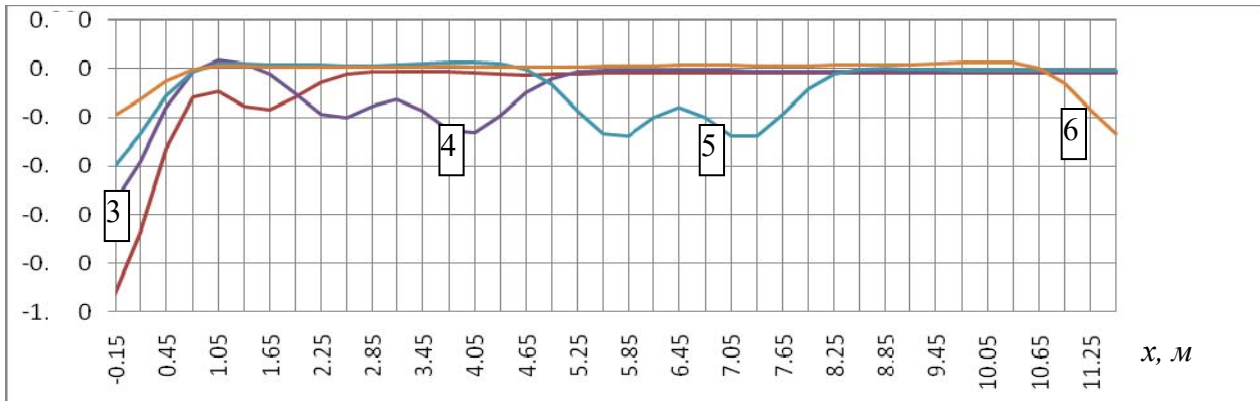
а, б, в, г – по высоте сечений балки  $x = 0; 2,4; 5,7; 11,7$  м;

1 – напряжения  $\sigma_{by}$  от вертикальных постоянных нагрузок, 2 – от предварительного напряжения арматуры, 3, 4, 5, 6 – от автомобильной нагрузки А14 при положениях первой оси тележки  $x = 0; 2,4; 5,7; 11,7$  м



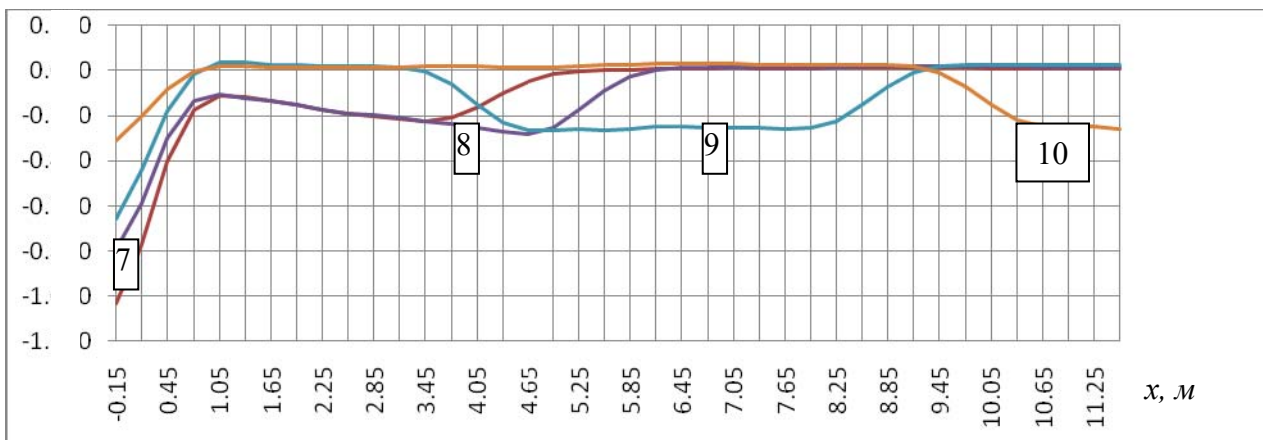
$\sigma_{by}$ , МПа

е)



$\sigma_{by}$ , МПа

ж)



**Рис. 4 (окончание).** Эпюры распределения напряжений  $\sigma_{by}$  в балке Б-3 длиной 24 м, МПа:

*д, е, ж* – по линии, проходящей через центры тяжести сечений балки;

*1* – напряжения  $\sigma_{by}$  от вертикальных постоянных нагрузок,

*2* – от предварительного напряжения арматуры,

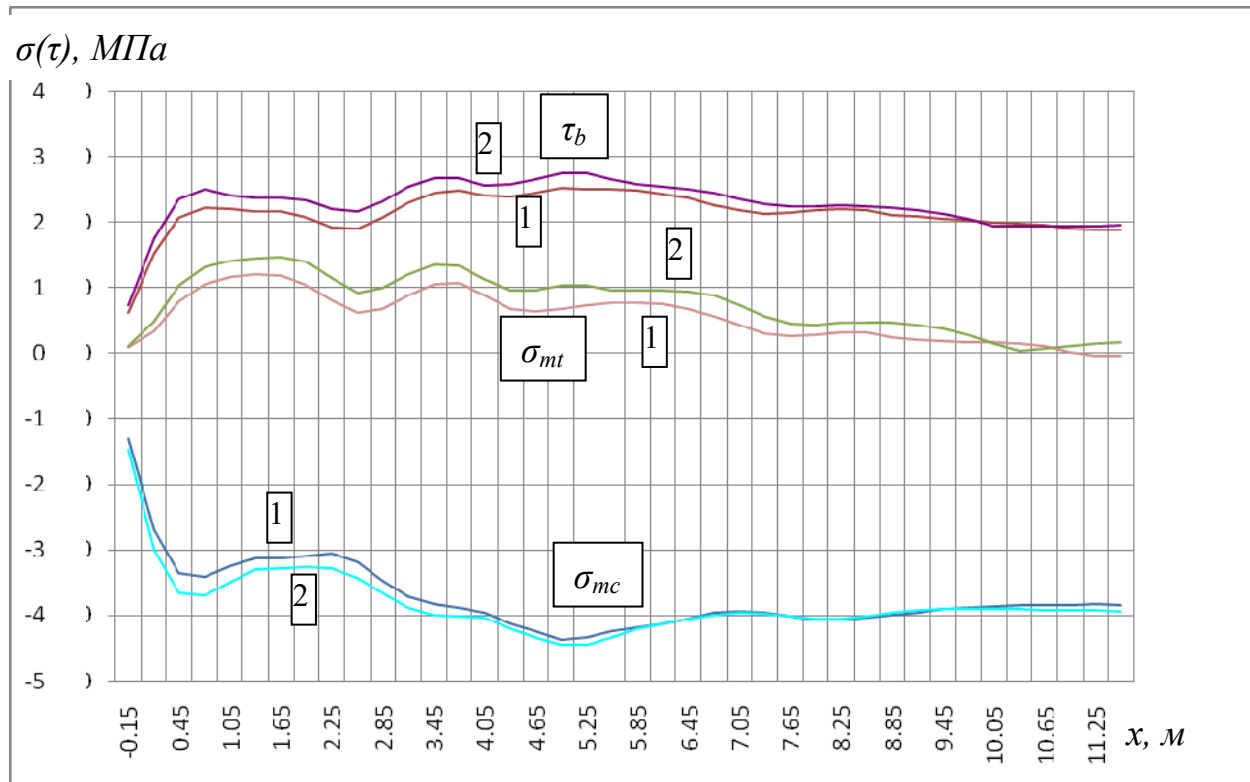
*3, 4, 5, 6* – от автомобильной нагрузки А14 при положениях первой оси тележки  $x = 0; 2,4; 5,7; 11,7$  м,

*7, 8, 9, 10* – от колёсной нагрузки Н14 при положениях второй оси  $x = 0; 2,4; 5,7; 11,7$  м

На рис. 4 показаны эпюры распределения напряжений  $\sigma_{by}$  по высоте сечений при  $x = 0; 2,4; 5,7; 11,7$  м (где  $x$  – координаты сечений, считая от оси левой опоры) и по линии, проходящей через центры тяжести сечений балки. Эпюры напряжений  $\sigma_{by}$  построены раздельно от постоянных вертикальных нагрузок, сил предварительного напряжения арматуры, временных вертикальных нагрузок А14 и Н14.

Данные на рис. 4 позволяют сделать выводы о размерах вертикальных сжимающих напряжений  $\sigma_{by}$  в центрах тяжести сечений. На основной части длины балки (не считая приопорных участков) их значения от постоянных равномерно распределённых вертикальных нагрузок находятся в пределах 0,07 МПа, от временной нагрузки А14 при расположении тележек над рассчитываемыми сечениями – до 0,29 МПа, от нагрузки Н14 при её расположении над рассчитываемым сечением – до 0,28 МПа. Неожиданным оказалось получение по расчёту в центрах тяжести сечений в зонах расположения анкеров предварительно напряжённой арматуры напряжений  $\sigma_{by}$ , которые составили  $\pm 0,2$  МПа. В целом вертикальные сжимающие напряжения  $\sigma_{by}$  в центрах тяжести сечений существенно меньше, чем нормальные горизонтальные напряжения  $\sigma_{bx} = N/A_{red}$ , значения которых находятся в пределах 2,0 ÷ 4,05 МПа, и касательные напряжения  $\tau_b$ , которые меняют свои значения от 0,80 до 2,32 МПа.

На рис. 5 приводятся главные результаты расчёта стенки по предельным состояниям второй группы: объёмлющие эпюры напряжений  $\sigma_{mc}$ ,  $\sigma_{mt}$ ,  $\tau_b$  на горизонтальной линии, проходящей центры тяжести сечений. Предельные значения главных растягивающих напряжений  $0,85 R_{bt,ser} = 1,78$  МПа, главных сжимающих напряжений  $R_{b,mc2} = 19,6$  МПа, касательных напряжений  $R_{b,sh} = 3,6$  МПа.



**Рис. 5.** Объёмлющие эпюры напряжений  $\sigma_{mc}$ ,  $\sigma_{mt}$ ,  $\tau_b$  на горизонтальной линии, проходящей центры тяжести сечений:  
 1 – для постоянных и временной нагрузок А14,  
 2 – для постоянных и временной нагрузок Н14

В табл. 2 приведены результаты расчёта стенок балок Б-2, Б-3 по раскрытию наклонных трещин в соответствии с указаниями и формулами норм [1]. При определении угла наклона (к оси балки) трещин их положение совмещалось с площадками, по которым действуют главные напряжения  $\sigma_{mt}$ .

Таблица 2

Результаты расчёта стенки по раскрытию наклонных трещин

Границы отрезков балки, считая от оси опирания $X$ , м	Толщина стенки, см	Поперечное армирование	Продольная арматура	$\sigma_{mt}$ , МПа	$\mu_p$	$A_{r,2}$ , см <sup>2</sup>	$R_r$ , см	$\psi$	$a_r$ , см
0÷1,2	26	<u>2×2Ø14АШ</u> шаг 10 см	2×(Ø14АШ– – <u>2Ø14АШ</u> ) шаг 20 см	1,41	0,015	1604	66,7	12,3	0,0043
1,2÷4,2	16÷26	<u>2×Ø12АШ</u> шаг 10 см	2×(Ø12АШ– – <u>2Ø12АШ</u> ) шаг 20 см	1,47	0,011	1266	87,3	14,0	0,0073

4,2÷7,2	16	<u>2×Ø10АШ</u> шаг 10 см	2×(Ø10АШ– <u>–2Ø10АШ</u> ) шаг 20 см	1,04	0,008	958	84,3	13,8	0,0067
7,2÷10,2	16	<u>2×Ø8АІ</u> шаг 20 см	2×(Ø8АІ– <u>–2Ø8АІ</u> ) шаг 20 см	0,56	0,003	1178	193	20,8	0,0127
10,2÷11,7	16	<u>2×Ø8АІ</u> шаг 20 см	2×Ø8АІ шаг 20 см	0,16	0,002	2054	204	21,4	0,0077

Примечание. В таблице содержатся величины, определяемые в соответствии с [1, п. п. 3.105, 3.107\*, 3.109\*, 3.110\*], со следующими обозначениями:  $\mu_p$  – коэффициент армирования;  $A_r$  – площадь наклонного сечения стенки;  $R_r$  – радиус армирования;  $\psi = 1,5 R_r^{1/2}$  – коэффициент раскрытия трещин;  $a_r$  – ширина раскрытия наклонных трещин.

### Выводы

Данные на рис. 5 и табл. 2 позволяют сделать следующие выводы:

1. Главные сжимающие напряжения не превышают величину  $0,52 R_{b.mc2}$ , что, во-первых, позволяет считать условие  $\sigma_{mc} \leq R_{b.mc2}$  заведомо выполненным и, во-вторых, принять в качестве соотношения, ограничивающего главные растягивающие напряжения,  $\sigma_{mt} \leq 0,85 R_{bt.ser}$  согласно таблице 40\* СНиП 2.05.03-84\*.

2. Требования  $\sigma_{mt} \leq 0,85 R_{bt.ser}$ ,  $\tau_b = \tau_q + \tau_t \leq m_{b6} R_{b.sh}$  выполняются во всех сечениях балок при наличии приопорных уширений стенки до 26 см длиной 1,2 м (считая от оси опирания) и переходных участков длиной 1,5 м.

3. Данные табл. 2 показывают, что размер раскрытия трещин по всей длине балки находится в пределах  $0,0043 \div 0,0127$  см, что не превышает предельную величину 0,015 см.

4. Изложенные выше положения могут быть распространены на другие балки, указанные в табл. 1. Вместе с тем эти положения выполняются не полностью применительно к балкам длиной 12, 15, 18 м, если они изготавливаются в опалубке балок длиной 24 м. По этой причине стенки балок длиной 12, 15, 18 м с одной стороны не имеют приопорных уширений и сохраняют толщину 16 см до торца. Расчёты показывают, что в этом случае в сечениях балок на удалении  $0,6 \div 1,8$  м от оси опирания главные напряжения  $\sigma_{mt}$  достигают максимума  $1,8 \div 2,3$  МПа, превышающего предельные значения  $0,85 R_{bt.ser} = 1,7 \div 1,8$  МПа, для бетона классов В35 ÷ 40.

### Библиографический список

1. СНиП 2.05.03-84\* Мосты и трубы / Минстрой России. – М.: ГП НПП, 1996. – 200 с.
2. Типовые конструкции, изделия и узлы зданий и сооружений. Серия 3.503.1-81. Пролётные строения сборные железобетонные длиной 12, 15, 18, 21, 24, 33 м из балок двутаврового сечения с предварительно напрягаемой арматурой для мостов и путепроводов, расположенных на автомобильных дорогах общего пользования, улицах и дорогах в городах// Союздорпроект, 1981 – 2003 г.г.
3. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции / ЦИТП Госстроя СССР. – М., 1989. – 88 с.

### References

1. Building Code 2.05.03-84\* Bridges and pipes / Minstroy Russia. – М.: GP NPP, 1996. – 200 p.

2. Typical designs, units and knots of buildings and erections. Series 3.503.1-81. Spans compound concrete with length of 12, 15, 18, 21, 24, 33 m from beams двутаврового flanged sections with prestressed armature for bridges and overpasses located on highways of the general using, streets and roads in cities//Soyusproect, 1981 – 2003.

3. Building Code 2.03.01-84. Concrete and ferro-concrete structures / ZITP Gosstroy of USSR. – М., 1989. – 88 p.

**Ключевые слова:** стенки балок, расчёт по образованию и раскрытию трещин, пролётные строения мостов, предварительно напряжённые железобетонные балки, главные напряжения, касательные напряжения.

**Keywords:** beams webs, design on cracks formation and deployment, bridge spans, prepressed concrete beams, the principal pressure, tangential stress

УДК 624.012.4:661.8.62

*Воронежский государственный  
архитектурно-строительный университет  
Д-р техн. наук, проф. кафедры городского  
строительства и хозяйства Э.В. Сазонов  
Магистр кафедры городского строительства  
и хозяйства И. Ю. Иванов  
Канд. техн. наук, доц. кафедры  
проектирования конструкций, оснований  
и фундаментов Ю.В. Иванов  
Россия, г. Воронеж, тел. 8(4732)71-54-00  
email: iv10955@yandex.ru*

*The Voronezh State University  
of Architecture and Civil Engineering  
Dr. of Technical Science, Professor of Urban  
Construction and Services E.V. Sazonov  
Student of Urban Construction  
and Services Magistracy I.Y. Ivanov  
PhD of Technical Science, Lecturer of  
Department of Structures, Foundations  
and Bases Design Y.V. Ivanov  
Voronezh Russia, tel. + 7(4732)715400  
email: iv10955@yandex.ru*

Э.В.Сазонов, И.Ю. Иванов, Ю.В.Иванов

**ЭФФЕКТИВНОСТЬ УСИЛЕНИЯ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ  
ЭЛЕМЕНТОВ ПОЛИМЕРАМИ НА ОСНОВЕ УГЛЕРОДНЫХ ВОЛОКОН**



Представлены результаты экспериментального изучения эффективности усиления железобетонных изгибаемых элементов полимерами на основе углеродных волокон (CFRP). Оценено влияние мощности усиления балок CFRP и уровня начального нагружения на увеличение несущей способности железобетонных балок по изгибающему моменту.

E.V. Sazonov, I.Y. Ivanov, Y.V. Ivanov

## EFFICIENCY OF STRENGTHENING BENT FERRO-CONCRETE ELEMENTS POLYMERS ON THE BASIS OF CARBON FIBRES

Results of experimental studying of efficiency of strengthening of ferro-concrete bent elements are submitted by polymers on the basis of carbon fibres (CFRP). Influence of capacity of strengthening of beams CFRP and level initial loading on increase in bearing ability of ferro-concrete beams on the bending moment is estimated.

Ремонт строительных конструкций и восстановление их несущей способности является сложной и многогранной задачей, которая актуальна для сооружений различного типа и назначения. К числу основных причин, вызывающих необходимость усиления существующих конструкций с целью сохранения, а иногда и увеличения их несущей способности, относятся изменение функционального назначения зданий с последующим увеличении нагрузок, снижение несущей способности вследствие коррозии арматуры и разрушение бетона.

Стандартные решения усиления конструкций, основанные на установке внешней арматуры, увеличении поперечного сечения сжатого бетона (с дополнительной арматурой или без нее) либо монтаже внешних стальных пластин, не всегда способны обеспечить требуемые результаты, многодельны, в некоторых случаях требуют остановки эксплуатации здания. В последние 10...15 лет за рубежом исследуются [1...3] и успешно применяются для усиления железобетонных конструкций композитные материалы на основе высокопрочных, высокомодульных и коррозионностойких углеродных волокон.

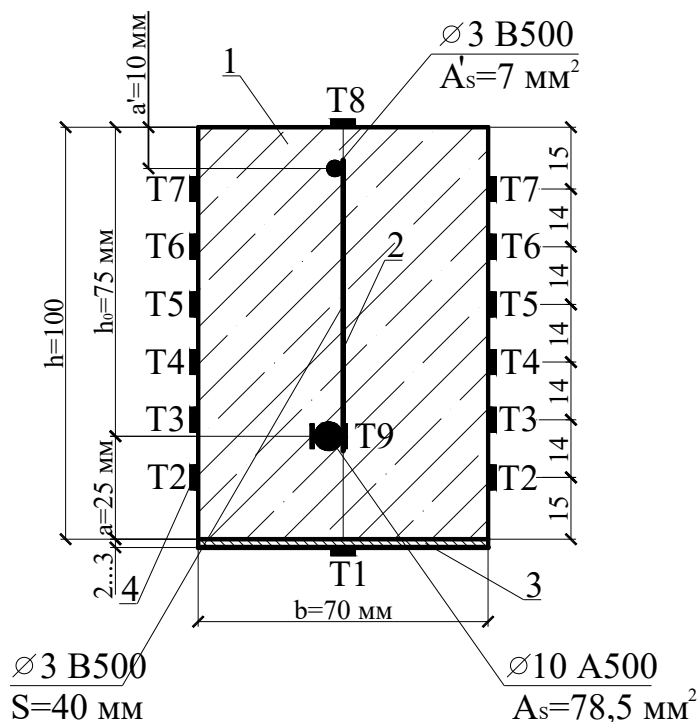
Цель работы состоит в том, чтобы оценить увеличение несущей способности изгибаемых железобетонных балок после усиления их полимерными материалами на основе углеродных волокон (CFRP – *carbon fiber-reinforced plastic*), а также влияние мощности усиления, выражаемой через коэффициент армирования CFRP –  $\mu_{car}$ , и уровня начального нагружения  $\eta_0$  в момент проведения усиления на эффективность усиления.

© Сазонов Э.В., Иванов И.Ю., Иванов Ю.В.

В соответствии с целью работы было проведено планирование эксперимента. Первый изучаемый фактор  $\mu_{car}$  варьировался на трех уровнях: один слой усиления CFRP с  $\mu_{car} = 0,00166$ ; два слоя с  $\mu_{car} = 0,00332$ ; три слоя с  $\mu_{car} = 0,00498$ . Рабочая ширина CFRP составляла 67 мм, чистая толщина холста – 0,13 мм. Второй изучаемый фактор  $\eta_0$  варьировался на двух уровнях: два слоя усиления ( $\mu_{car} = 0,00332$ ), которые выполнены при напряжениях в арматуре равных 0; два слоя усиления ( $\mu_{car} = 0,00332$ ), которые выполнены при достижении напряжений в арматуре  $\sigma_s \approx 0,7\sigma_y$ . Для реализации эксперимента с учетом контрольных балок (без усиления) и дублирования опытов в каждой точке были изготовлены десять опытных балок.

Для проведения испытаний опытных балок, поперечное сечение которых представлено на рис. 1, на изгиб была разработана и выполнена специальная установка. Расчетный пролет балок  $l_0 = 990$  мм. Нагрузка на балку передавалась от домкрата через динамометр ДОСМ-3-5 и траверсу сосредоточенными силами, приложенными в третях пролета. Для измерения прогибов устанавливались пять индикаторов часового типа ИЧ-10 на опорах, в середине пролета и в точках приложения сил. Для измерения деформаций на арматурный стержень и на поверхность бетона наклеивались тензодатчики с базой 20 мм (рис. 1, поз. 4). Для удобства регистрации образования трещин в растянутой зоне и наклейки углепластиковых холстов усиления балка располагалась в установке растянутой зоной сверху, нагрузка прикладывалась

снизу. Технология наклейки CFRP соответствовала требованиям фирмы «SIKA». Было проведено испытание пяти серий опытных элементов ЖББ, которые отличались коэффициентом армирования CFRP ( $\mu_{\text{car}} = 0,00166-0,00498$ ) и уровнем начального нагружения  $\eta_0$ . Нагружение осуществлялось ступенями ( $\approx 0,1N_U$  для контрольных балок) до разрушения. Балки, предназначенные для выявления влияния уровня начального нагружения на эффективность усиления нагружались до нагрузки, соответствующей напряжениям в арматуре  $\sigma_s \approx 0,65\sigma_y$ . После этого нагрузка фиксировалась на этом уровне и проводилось усиление образца двумя слоями углепластикового холста. Через двое суток, после полного отверждения полимерной матрицы, проводилось нагружение балки до разрушения.



**Рис. 1.** Поперечное сечение усиленной CFRP балки:  
1 – усиливаемая железобетонная балка; 2 – арматурный каркас; 3 – CFRP; 4 – тензодатчики

Прочностные характеристики бетона каждой серии балок определялись по результатам испытания контрольных кубов 100 x 100 мм на сжатие, с переходом к призменной прочности, которая для серий равнялась  $R_{b,n} = 20,70 \text{ МПа} \dots 24,35 \text{ МПа}$ . Механические характеристики арматурной стали определялись по результатам испытаний образцов арматурных стержней. Нормативное значение сопротивления растяжению  $R_{sn}$  арматуры класса А500С с обеспеченностью 0,95 равно  $R_{sn} = 510 \text{ МПа}$ , модуль упругости  $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ . Величина относительных деформаций удлинения арматуры  $\epsilon_{s0} = R_{sn}/E_o = 255 \cdot 10^{-5}$ . Механические характеристики углепластиковых холстов, изготовленных фирмой «Sika» – *SikaWrap® Hex-230C*, определялись по результатам испытаний полос из углепластиковых волокон, объединенных полимерной эпоксидной смолой фирмы «Sika» – *SikaDur®-330*, которая применялась для наклейки элементов усиления на балки. Испытания проводились в соответствии с ГОСТ 25.601-80 [4]. Чистая толщина углепластикового холста равна  $\delta_{\text{car}} = 0,13 \text{ мм}$ . Временное сопротивление CFRP, полученное в результате испытаний  $\sigma_{\text{car,u}} = 2907 \text{ МПа} \dots 3200 \text{ МПа}$ , модуль упругости углепластика  $E_{\text{car}} = 232000 \text{ МПа} \dots 249000 \text{ МПа}$ . Точные величины деформации при разрушении не были зарегистрированы. Однако максимум деформации  $\epsilon_{\text{car}} = 0,9 \%$  был зарегистрирован прибором на уровне около 0,7 от разрушающей нагрузки, т.е. прежде чем была достигнута разрушающая нагрузка. Максимальная деформация  $\epsilon_{\text{car,u}} \approx 1,3\%$  (по данным фирмы «Sika»). Диаграмма

напряжения-деформации CFRP показала линейную зависимость.

В качестве основных критериев наступления предельного состояния по прочности исследуемого элемента при использовании деформационной расчетной модели [5] принимаются условия достижения относительными деформациями сжатого бетона ( $\varepsilon_b$ ), растянутой арматуры ( $\varepsilon_s$ ) и углепластиковых холстов (CFRP) усиления ( $\varepsilon_{car}$ ) их предельных значений, т.е. вводятся ограничения в параметры деформированного состояния, которые записываются в виде условий:

$$|\varepsilon_{b,max}| \leq \varepsilon_{b,ult} = 0,00200, \quad (1)$$

$$\varepsilon_{s,y} = 0,00255 \leq \varepsilon_{s,max} \leq \varepsilon_{s,ult} = 0,025, \quad (2)$$

$$\varepsilon_{car,max} \leq \varepsilon_{car,d} = 0,013. \quad (3)$$

Предельная нагрузка при испытании опытных образцов определялась в момент достижения относительными деформациями бетона в наиболее сжатой грани сечения предельных значений деформаций  $\varepsilon_{b,ult}$ . При этом деформации в арматуре растянутой зоны превышали значение  $\varepsilon_{s,y} = 0,00255$ . При анализе деформаций было выявлено, что углепластиковые холсты (CFRP) усиления распределяют прикладываемую нагрузку с арматурой, расположенной в растянутой зоне. Снижение деформаций в стальной арматуре или увеличение нагрузки при достижении в стальной арматуре напряжений  $\sigma_s = \sigma_y$  по сравнению с контрольными балками изменяется в зависимости от мощности усиления (рис. 2) и уровня начального нагружения (рис. 3). Так, для балок с  $\mu_{car} = 0,00166$  увеличение нагрузки составило  $\approx 32\%$ , для балок с  $\mu_{car} = 0,00332 - \approx 59\%$ , для балок с  $\mu_{car} = 0,00498 - \approx 85\%$ . Для балок, усиленных после предварительного нагружения до уровня  $\sigma_s = 0,65 \sigma_y$  ( $\mu_{car} = 0,00332$ ) увеличение нагрузки составило  $\approx 27\%$ , что практически в два раза меньше по сравнению с балками, которые были усилены также двумя слоями CFRP, но перед испытанием. Таким образом, можно сделать вывод, что усиление балок CFRP позволяет отодвинуть наступление предела текучести в стальной арматуре усиливаемых балок на  $32\% \dots 85\%$  в зависимости от  $\mu_{car}$ . При увеличении уровня начального нагружения более  $20\%$  от несущей способности балки эффективность элементов усиления снижается. Аналогичные результаты получены и при анализе деформаций сжатого бетона (рис. 4). После анализа результатов эксперимента выявлено, что увеличение нагрузки при достижении предельного состояния не прямо пропорционально мощности усиления ( $\mu_{car}$ ). Интенсивность увеличения нагрузки, т.е. эффективность использования CFRP, снижается с увеличением количества слоев усиления.

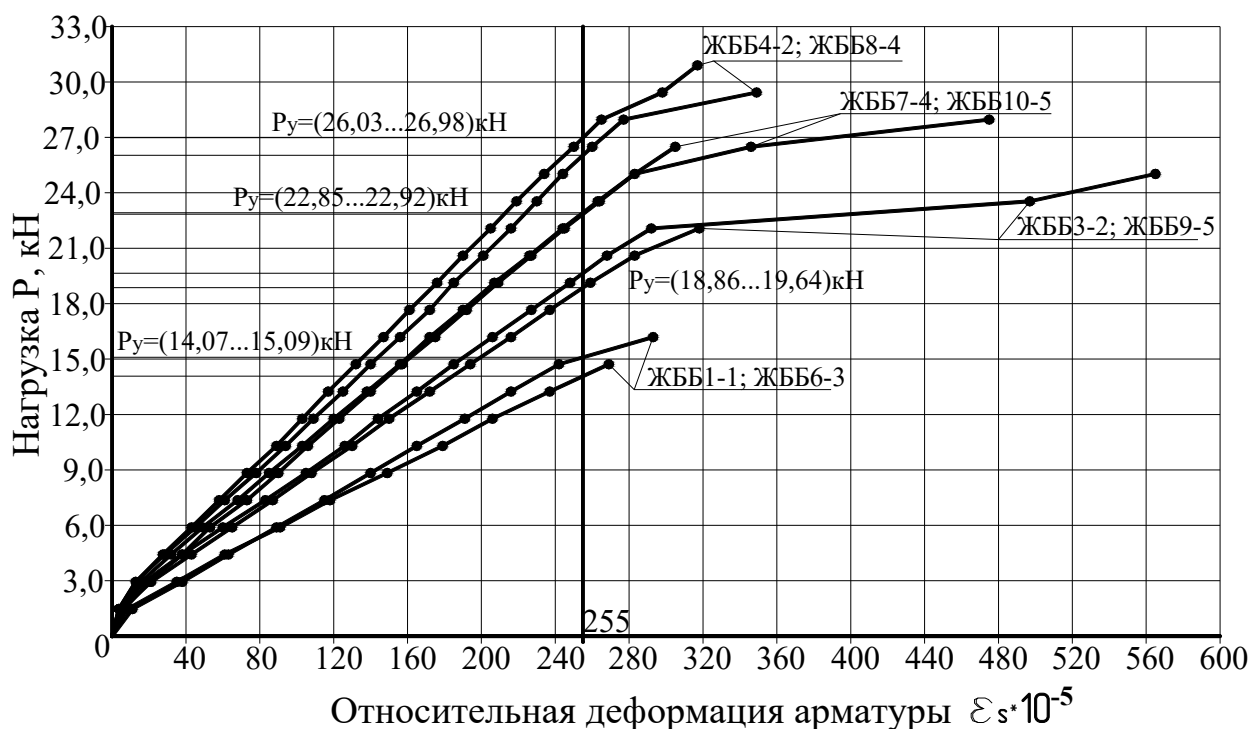


Рис. 2. Сравнительные деформации стальной арматуры опытных балок контрольной серии и балок, усиленных CFRP

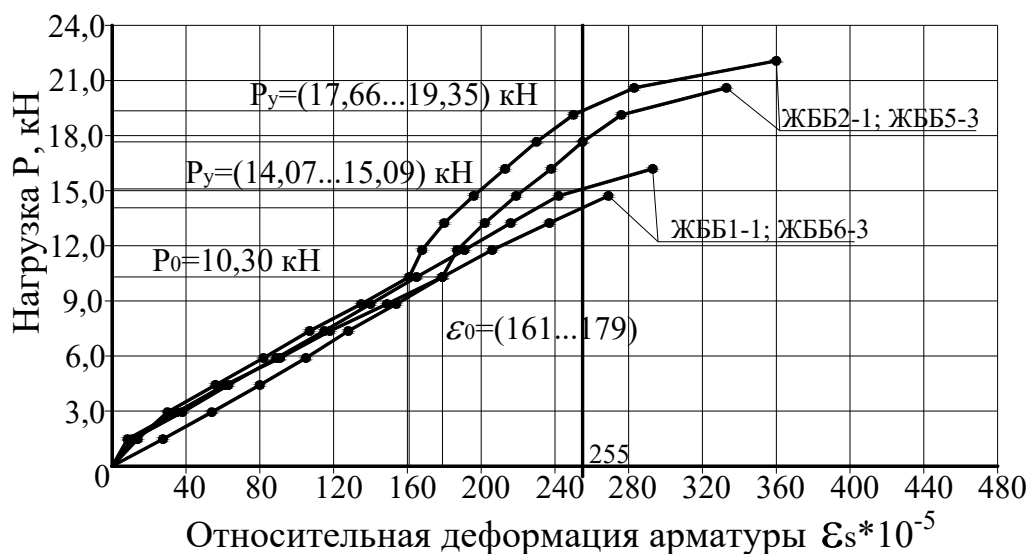


Рис. 3. Сравнительные деформации стальной арматуры балок контрольной серии и балок, усиленных после начального нагружения ( $\sigma_s \approx 0,7\sigma_y$ )

Усиление железобетонных балок углепластиковыми холстами (CFRP) приводит к увеличению изгибной жесткости балок, которая влияет на величину прогибов в стадии перед и после трещинообразования. Более существенное влияние усиления сказывается при достижении предельного состояния балок (рис. 5). Величины прогибов для усиленных балок на 40 % ( $\mu_{car} = 0,00166$ ), 69 % ( $\mu_{car} = 0,00332$ ) и 130% ( $\mu_{car} = 0,00498$ ) меньше на уровне нагрузки, соответствующей предельной для контрольных балок, и зависят от мощности усиления. Применение элементов усиления CFRP перед испытанием балок приводит к ограничению раскрытия и распространения нормальных трещин по высоте сечения. Выход нормальных трещин на боковую поверхность балок происходит при более высокой нагрузке. Увеличение нагрузки для этой стадии работы балок в зависимости от мощности усиления составляет от 33 % до 55 %,

что приводит к увеличению момента трещинообразования  $M_{cr}$ . Ограничение распространения нормальных трещин по высоте сечения приводит к некоторому относительному увеличению высоты сжатой зоны на этапе работы элемента после образования трещин.

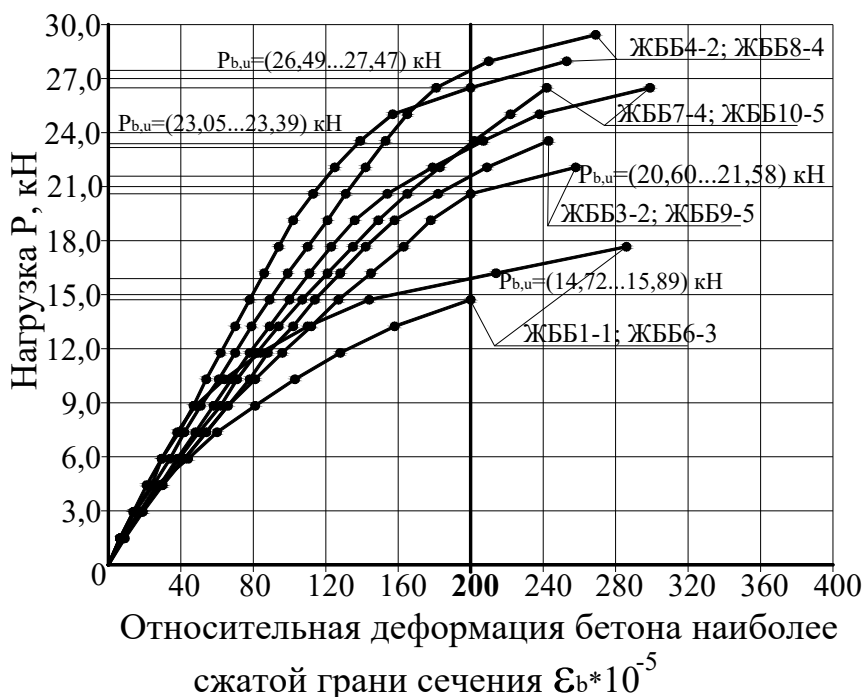


Рис. 4. Сравнительные деформации бетона наиболее сжатой грани сечения балок контрольной серии и усиленных CFRP балок

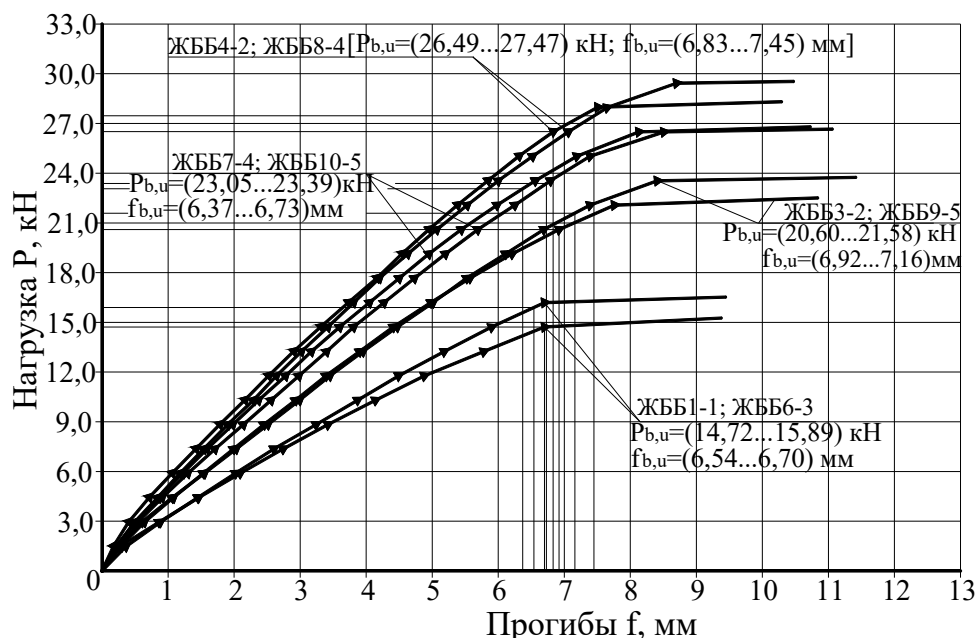


Рис. 5. Сравнительные перемещения опытных балок контрольной серии и балок, усиленных CFRP, в процессе нагружения в середине пролета

По экспериментальным данным определили напряженно-деформированное состояние балок в предельном состоянии ( $\varepsilon_b = \varepsilon_{b,ult}$ ) и несущую способность по изгибающему моменту на основе упрощенной деформационной расчетной модели сечений, нормальных к продольной оси балки, используя положения [5, 6] и:

- уравнения равновесия моментов и продольных сил в сечении, нормальном к продольной оси балки;
- уравнения, определяющие распределение относительных деформаций в бетоне и арматуре по сечению, нормальному к продольной оси балки, исходя из гипотезы плоских сечений;
- уравнения, определяющие зависимости между напряжениями и относительными деформациями бетона и арматуры, в виде диаграмм деформирования материалов.

Критерием исчерпания прочности железобетонной балки по сечению, нормальному к продольной оси, при использовании деформационной расчетной модели принимается условие достижения сжатым бетоном и (или) растянутой арматурой и (или) углепластиком (CFRP) предельных значений относительных деформаций (формулы (1...3)).

При определении изгибающего момента принимались следующие допущения:

- разбиение на конечные элементы сжатого бетона по высоте сечения не проводим;
- принимаем двухлинейную диаграмму деформирования для растянутой арматуры [5];
- для расчетного сечения выполняется гипотеза плоских сечений, в соответствии с которой относительные деформации по высоте сечения изменяются пропорционально расстоянию от рассматриваемой фибры до нейтральной оси;
- сопротивление бетона в растянутой зоне не учитываем;
- распределение напряжений в сжатой зоне бетона принимается в виде прямоугольного блока с принятием жесткопластической диаграммы деформирования бетона.

Сравнение полученных в эксперименте изгибающих моментов  $M_{b,u}^{exp}$  и изгибающих моментов  $M_{ult}$ , определенных аналитически, показали, что расхождение анализируемых величин составляет от -2,0% до +13,8% (таблица), что для железобетонных балок, учитывая ярко выраженную неоднородность бетона, можно считать удовлетворительным.

Таблица

Результаты сравнения экспериментальных и теоретических результатов

Марка балки ЖББ	Экспериментальные результаты			Теоретические значения					$M_{b,u}^{exp}/M_{ult}$
	$R_{y,}^{exp}$ кН	$R_{b,u}^{exp}$ кН	$M_{b,u}^{exp}$ кН·м	$\Delta M_b$ кН·м	$\Delta M_{sc}$ кН·м	$\Delta M_s$ кН·м	$\Delta M_{car}$ кН·м	$M_{ult}$ кН·м	
1-1	15,09	15,89	2,622	0,736	0,042	1,726	--	2,504	1,047
2-1	19,35	20,60	3,399	0,979	0,055	1,529	0,424	2,987	1,138
3-2	19,64	21,58	3,561	1,090	0,054	1,541	0,580	3,265	1,091
4-2	26,98	27,47	4,533	1,613	0,075	1,225	1,295	4,208	1,077
5-3	17,66	19,54	3,224	1,015	0,058	1,473	0,417	2,963	1,088
6-3	14,07	14,72	2,429	0,726	0,043	1,710	--	2,479	0,980
7-4	22,92	23,39	3,859	1,207	0,061	1,441	0,946	3,655	1,056
8-4	26,03	26,49	4,371	1,467	0,071	1,281	1,342	4,161	1,050
9-5	18,86	20,60	3,399	1,090	0,055	1,517	0,575	3,237	1,050
10-5	22,85	23,05	3,803	1,344	0,066	1,353	0,961	3,724	1,021

### Выводы

1. Высокие характеристики CFRP приводят к увеличению от 34,6 % до 79,5 % несущей способности балок. Увеличение несущей способности является функцией  $\mu_{car}$ .

2. Увеличение несущей способности балок, усиленных CFRP, не прямо пропорционально  $\mu_{car}$ . С увеличением  $\mu_{car}$ , т.е. количества слоев CFRP, эффективность усиления падает.

3. На эффективность применения в качестве усиления CFRP влияет уровень начального нагружения  $\eta_0$ . При увеличении  $\eta_0$  от 0 до  $\eta_0 = 0,673$  эффективность усиления балок CFRP падает на 11,3 %...15,8 %.

4. В процессе восприятия нагрузок отслоение CFRP или нарушение сцепления с бетоном обнаружено не было. При этом физического разрушения CFRP не происходило и оста-

вался резерв в деформациях CFRP.

5. При сравнении перемещений и деформаций арматуры и сжатого бетона в усиленных CFRP балках с перемещениями и деформациями в контрольных балках выявлено, что достижение предельных величин деформаций ( $\varepsilon_y$ ,  $\varepsilon_{b,ult}$ ) и прогибов происходило при более высоком уровне нагружения.

6. Проведенный поисковый эксперимент позволил выявить основные факторы, влияющие на эффективность усиления железобетонных изгибаемых элементов CFRP, такие как мощность усиления, уровень начального нагружения и класс бетона усиливаемой конструкции, а также длину элементов усиления. Следовательно, необходимо более детальное экспериментальное и теоретическое изучение влияния данных факторов.

Авторы считают своим долгом выразить благодарность региональному представителю в Воронеже фирмы «SIKA» – Юрию Денисову за техническую поддержку в проведении эксперимента.

#### Библиографический список

1. Plevris Nikolaos, Triantafillou, T. C., and Veneziano, D. (1995). "Reliability of RC members strengthened with CFRP laminates." *J. Structural Engrg.*, 121(7), 1037-1044.
2. Saadatmanesh, H., and Ehsani, M. R. (1991). "RC beams strengthened with CFRP plates I: Experimental study," *J. Struct. Engrg.*, 117(11), 3417-3433.
3. Hota V. S. GangaRao and P. V. Vijay. Bending Behavior of Concrete Beams Wrapped with Carbon Fabric. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 124, N. 1, January, 1998. pp. 3-10.
4. ГОСТ 25.601-80. Расчеты и испытания на прочность. Методы механических испытаний композиционных материалов с полимерной матрицей (композитов).- М.:Изд-во стандартов , 1980. – 14 с.
5. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры/Госстрой России, ГУП "НИИЖБ". - М.: ГУП ЦПП, 2006. - 54с.
6. EN 1992-1:2001 (Final Draft, April, 2002) Eurucode-2: Design of Concrete Structures-Part 1:General Rules and Rules for Building.-Brussels.-2002, Oktober-230p.

#### The bibliographic list

1. Plevris Nikolaos, Triantafillou, T. C., and Veneziano, D. (1995). "Reliability of RC members strengthened with CFRP laminates." *J. Structural Engrg.*, 121(7), 1037-1044.
2. Saadatmanesh, H., and Ehsani, M. R. (1991). "RC beams strengthened with CFRP plates I: Experimental study," *J. Struct. Engrg.*, 117(11), 3417-3433.
3. V. S. Hota GangaRao and P. V. Vijay. Bending Behavior of Concrete Beams Wrapped with Carbon Fabric. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 124, N. 1, January, 1998. pp. 3-10.
4. Building Code 25.601-80. Calculations and tests for durability. Methods of mechanical tests of composite materials with a polymeric matrix (composites). - М.: Publishing office of standards, 1980. - 14 p.
5. Building Rules 52-101-2003. Concrete and ferro-concrete designs without a preliminary pressure of armature/Gosstroy of Russia, State Unitary Enterprise "NIIZHB". – М.: GUP CPP, 2006. – 54p
6. EN 1992-1:2001 (Final Draft, April, 2002) Eurucode-2: Design of Concrete Structures-Part 1:General Rules and Rules for Building.-Brussels. - 2002, Oktober – 230 p.

**Ключевые слова:** железобетонная балка, усиление, полимеры на основе углеродных волокон (CFRP), деформации, несущая способность, уровень начального нагружения

**Keywords:** a ferro-concrete beam, strengthening, polymers on the basis of carbon fibres (CFRP), the deformations, bearing ability, level of initial loading

# РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

УДК 624.04:625.745.12

*Воронежский государственный  
архитектурно-строительный университет  
Канд. техн. наук, доц. кафедры строительной  
механики Петреня Е.Н.*

*Магистрант кафедры строительной  
механики Прудских П.В.*

*Россия, г. Воронеж, тел. 8(4732)71-52-30*

*e-mail: infinit00@mail.ru*

*Voronezh State University*

*of Architecture and Civil Engineering*

*PhD of Technical Science, Lecturer of*

*Constructional Mechanics Department Petrenja E. N.*

*Student of Constructional*

*Department Magistracy Prudskih P.V.*

*Russia Voronezh tel. +7(4732)71-52-30*

*e-mail: infinit00@mail.ru*

Е.Н. Петреня, П.В. Прудских

## РАСЧЁТ НЕРАЗРЕЗНОГО ПРОЛЁТНОГО СТРОЕНИЯ ЧЕРНАВСКОГО МОСТА НА ВОЗДЕЙСТВИЯ ПРИ ПОПЕРЕЧНОЙ НАДВИЖКЕ

Рассматривается прочность несущих элементов неразрезного пролётногo строения Чернавского мостового перехода на воздействия, возникающие при монтаже способом поперечной надвижки.

E.N. Petrenja , P.V.Prudskih

## CALCULATION OF HIGHWAY BRIDGE CONTINUOUS SPANS ON THE VERTICAL AND LATERAL BEARING SHIFTING

Bearing units of Chernavsky bridge work continuous span strength on the effects appearing at building-up is analyzed in the article.

При проектировании, возведении и эксплуатации автодорожных мостовых сооружений важным вопросом является оценка несущей способности неразрезных пролётных строений при вертикальном и поперечном смещении опор. В практике данные смещения могут быть вызваны различными факторами: местным или общим размывом у подошвы опор, авариями судов при столкновении с опорами, ледяными заторами в период ледосплава, применением домкратов в процессе монтажа или реконструкции сооружения.

В данной работе оценивается прочность стального пролётногo строения Чернавского моста при его вертикальном и поперечном смещении во время проводившейся в 2009 году реконструкции.

Русловая часть мостового перехода выполнена цельнометаллической, неразрезной по схеме 6 x 55 м. Главные несущие элементы представлены тремя сплошностенчатыми сварными балками переменного по длине сечения, которые объединены по верхнему поясу поперечными балками, а также горизонтальными и вертикальными связями. Конструкция проезжей части состоит из металлической ортотропной плиты, опирающейся на систему перекрёстных балок: главных и поперечных (см. рис.). Пролётное строение выполнено из низколегированной стали марок 15ХСНД и 15ХСНД-2 с расчётным сопротивлением  $R_y = 295 \text{ МПа}$ . Соединения отпавочных марок на высокопрочных болтах из стали 40Х «Селект» диаметром 22 мм.



Один из этапов реконструкции Чернавского мостового перехода заключался в перемещении пролётного строения с временных опор на капитальные. Перемещение складывалось из последовательного вертикального подъёма конструкций над временными опорами на требуемую высоту, равную 30 см, и поперечной надвижки на капитальные опоры. В проекте указывалось: производить вертикальный подъём не более чем на 10 см над каждой из временных опор, поэтому процесс подъёма разбивался на три этапа. На первом этапе пролётное строение последовательно подняли на 10 см, затем процедуру повторили ещё два раза, пока мост не был поднят на требуемую высоту. Таким образом, из-за ограничения в 10 см, наложенного проектом, вертикальный подъём сопровождался многократной переустановкой домкратов с опоры на опору, что потребовало больших временных и трудовых затрат.

Горизонтальная надвижка выполнялась с помощью толкающих домкратов, установленных на каждой опоре. Домкраты включались в работу одновременно по общей команде. Общая длина поперечной надвижки составила 16,7 м.

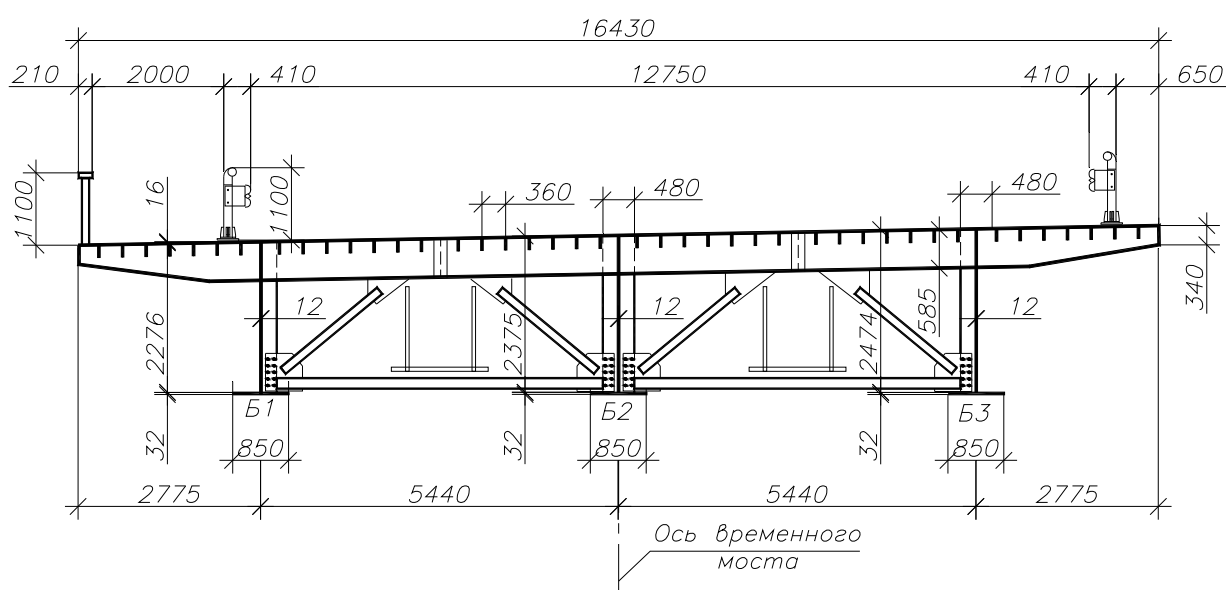


Рис. 1. Поперечное сечение русловой части Чернавского мостового перехода

Оценка прочности конструкции производилась с помощью программного комплекса Serial MGBD-3. При определении напряжённо-деформированного состояния балок была реализована модель процесса последовательного поднятия пролётного строения над временными опорами на величину равную 10 см. Напряжения определялись в верхних и нижних поясах балок в поперечных опорных и пролётных сечениях, расположенных с шагом 27,5 м по длине моста. Ввиду того что мост является симметричным в продольном направлении, достаточно было рассмотреть подъём для одной его половины.

В результате исследований было установлено, что максимальные напряжения от вертикального подъёма возникают в нижнем поясе 3-ей балки при подъёме пролётного строения над 1-ой и 2-ой временными опорами. Величина напряжений составила  $\sigma_{\Sigma \text{верт.}} = -90,3 \text{ МПа}$ , что значительно меньше расчетного сопротивления  $R_y = 295 \text{ МПа}$ . При этом доля напряжения от собственного веса конструкций составляет  $\sigma_{с.в.} = -64,8 \text{ МПа}$ , доля от вертикального подъёма –  $\sigma_{\text{верт.10}} = -25,5 \text{ МПа}$ . При выполнении расчётов рассматривался вариант подъёма пролётного строения в один этап, т.е. сразу на требуемую высоту, равную 30 см. Расчёты показали, что полные напряжения увеличиваются до  $\sigma'_{\Sigma \text{верт.}} = -145,1 \text{ МПа}$ , что также имеет

значительный запас по прочности. Таким образом, процесс подъема пролётного строения можно было производить в один этап. Это позволило бы сократить трудоёмкость и время выполнения монтажных работ.

При поперечной надвижке выполнялся расчет на случай возможного перекоса, т.е. отставания (или опережения) одного из опорных сечений от соседних на 10 см. С целью определения наиболее напряжённого состояния балок была выполнена серия расчётов, в которых учитывалось поочередно возможное отставание каждого опорного сечения. В результате было установлено, что самым неблагоприятным случаем оказалось отставание 2-го опорного сечения. При этом максимальные напряжения возникали в нижнем поясе 1-ой балки. Величина напряжений составила  $\sigma_{\Sigma op.} = -170,1 \text{ МПа}$ , что меньше расчетного сопротивления  $R_y = 295 \text{ МПа}$ . При этом доля напряжения от собственного веса конструкции  $\sigma_{с.в.} = -64,8 \text{ МПа}$ , доля от поперечной надвижки –  $\sigma_{оп.} = -105,3 \text{ МПа}$ . При величине отставания равной 20 см полные напряжения приближаются к расчетному сопротивлению. Таким образом, от возникающих в процессе поперечной надвижки перекосов могла возникнуть опасность потери прочности несущих конструкций. Поэтому данная надвижка должна сопровождаться техническим обеспечением одновременной работы домкратов, недопущением отставания или опережения отдельных опорных сечений более чем на 20 см и тщательным геодезическим контролем.

### Вывод

Полученные на примере реконструкции Чернавского моста результаты показали, что возникающие в процессе поперечной надвижки пролётного строения усилия могут значительно влиять на его несущую способность. Поэтому при выполнении подобных технологических операций должны выполняться сопровождающие расчёты.

### Библиографический список

1. СНиП 2.05.03-84\*. Мосты и трубы./ Госстрой России. – М., 1996.
2. Петранин, А.А. Руководство пользователя программным комплексом SERIAL-MGBD. /А.А. Петранин, Е.Н. Петреня; ВГАСА. – Воронеж, 2002.

### References

1. Building Code 2.05.03-84 \*. Bridges and pipes. / Gosstroy of Russia. - Moscow, 1996.
2. A A Petranin, E. N. Petrenya. Recommendation for using of software system SERIAL-MGBD. / A. A. Petranin, E.N. Petryanya VGASA, Voronezh, 2002.

**Ключевые слова:** неразрезное пролётное строение, вертикальные подъём, поперечная надвижка.

**Keywords:** continuous span, vertical lifting, cross-section launching

УДК 624.072.2

*Воронежский государственный  
архитектурно-строительный университет  
Д-р техн. наук проф. кафедры  
строительной механики  
Д. М. Шапиро  
Магистрант кафедры  
строительной механики  
А.А.Касьянов  
Россия, г. Воронеж, тел. 8(4732)71-52-30  
e-mail: davshap@mail.ru*

*Voronezh State University  
of Architecture and Civil Engineering  
Dr of Technical Science, Professor  
of Constructional Mechanics  
Department D. M. Shapiro  
Student of Constructional  
Department Magistracy  
A. A. Kasjyanov  
Voronezh Russia , tel +7 (4732) 715230  
e-mail: davshap@mail.ru*

А.А. Касьянов, Д.М. Шапиро

### **ОПТИМИЗАЦИЯ КОМПОНОВКИ МОСТОВЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ДЛИНОЙ 18, 24 м**

Содержится анализ результатов расчётов мостовых пролётных строений, собираемых из типовых железобетонных балок заводского изготовления с предварительно напряжённой арматурой. Показано, что экономически целесообразно принимать шаг балок не общим для всех длин пролётов и габаритов, а назначать по расчёту в каждом случае в зависимости от условий компоновки и площади сечения рабочей арматуры

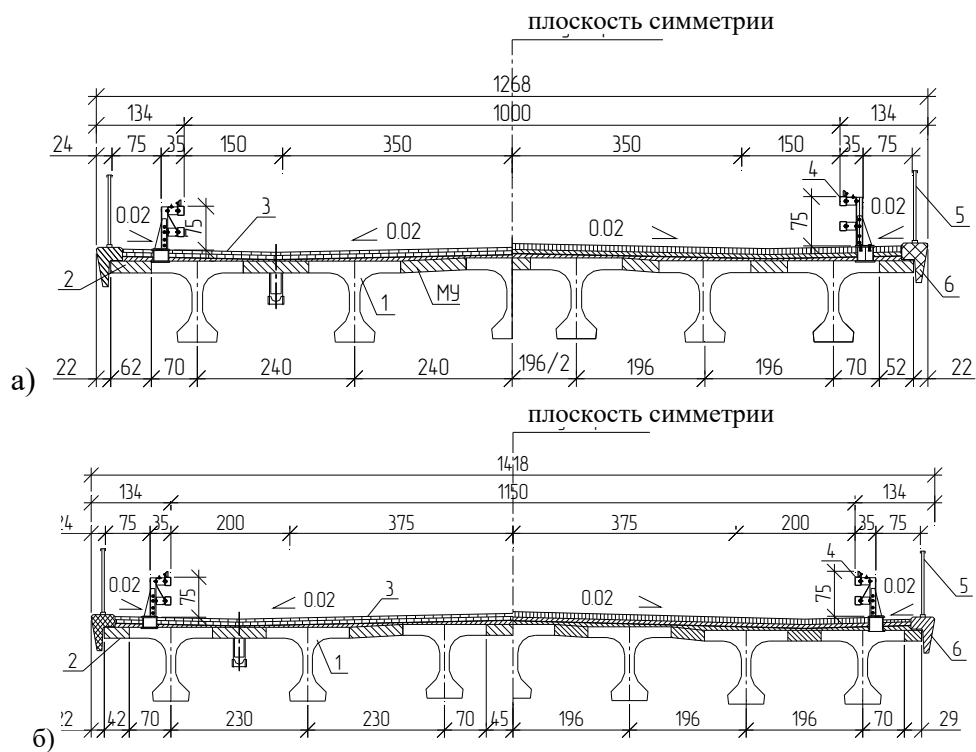
А.А. Kasjanov, D.M. Shapiro

### **OPTIMIZATION OF ARRANGEMENT OF BRIDGE SPANS WITH LENGTH 18, 24 m.**

Variants of design results of bridge spans constructed from standard ferro-concrete with prestressed armature beams of plant production are analysed in the article. It is economically profitable not to take beam steps as the same for every span length and size but in every case design them according to the arrangement conditions and sectional area of working armature.

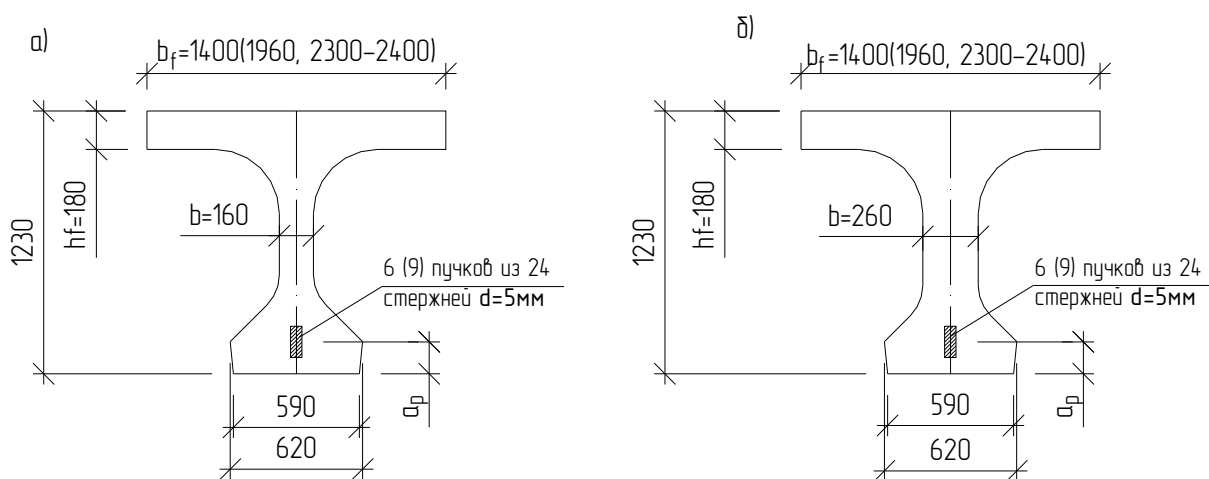
В настоящей статье сравниваются результаты расчёта двух вариантов пролётных строений длиной 18 и 24 м, состоящих из железобетонных предварительно напряжённых балок по типовому проекту серии 3.503.1-81 (Союздорпроект, 1994) [1], устанавливаемых с шагом 2,3-2,4 и 1,96 м. Варианты компоновки балок показаны на рис. 1. При выполнении расчётов рассматривались следующие пролётные строения:

- длиной 18 м (расчётный пролёт 17,4 м) с габаритом Г-10 с шагом балок 2,3 и 1,96 м;
- длиной 24 м (расчётный пролёт 23,4 м) с габаритом Г-11.5 с шагом балок 2,4 и 1,96 м.



**Рис. 1.** Поперечное сечение пролетного строения:  
 а – длиной 18 м; габарит Г10; б – длиной 24 м; габарит Г11,5;  
 1 – железобетонные балки; 2 – монолитная плита; 3 – дорожная одежда;  
 4 – барьерное ограждение; 5 – перильное ограждение; 6 – карнизный блок

Принятые в расчётах поперечные сечения балок высотой 123 см показаны на рис. 2. Класс бетона балок длиной 18 (24) м В35 (В40), рабочая высокопрочная арматура класса В – 6 (9) пучков из 24 гладких стержней диаметром 5 мм.



**Рис. 2** Поперечное сечение балок:  
 а – в середине пролета; б – в опорной зоне

Расстановка балок длиной 18 и 24 м с шагом 2,3 – 2,4 м принята в соответствии с типовым проектом серии 3.503.1-81, в котором расчётными нагрузками являются А11 и НК-80.

Расстановка тех же балок с шагом 1,96 м применяется в современных проектах в связи с переходом на новые, более тяжёлые нагрузки А14 и НК-102.8 (Н14) по ГОСТ Р 52748-2007.

Постоянные нагрузки включают вес балок, швов омоноличивания, вес многослойной дорожной одежды, барьерных ограждений, карнизных блоков и металлических перил. В качестве временных приняты указанные выше нагрузки А14 и НК-102.8. При выполнении пространственных расчётов временные нагрузки располагались в соответствии с тремя схемами согласно СНиП 2.05.03-84\*:

- 1) две полосы нагрузки А14 устанавливались со смещением к кромке проезжей части (без использования полос безопасности);
- 2) две полосы нагрузки А14 устанавливались вплотную к барьерным ограждениям;
- 3) одиночная нагрузка НК-102,8 устанавливалась со смещением к кромке проезжей части.

Кроме того, при расчётах временные нагрузки устанавливались в продольном направлении в невыгоднейшее положение для каждого сечения балок по условиям наибольших моментов и поперечных сил.

Пространственные расчёты пролётных строений выполнены МКЭ с использованием программного комплекса *LIRA*. Для расчётов была принята плитно-стержневая модель балок в соответствии со схемой по [2], где балки моделируют стержневые конечные элементы (КЭ), а плиту – плитные КЭ.

По результатам расчётов получено, что определяющими являются проверки по прочности нормальных сечений (условие  $M_{расч} \leq M_{пред}$ , где  $M_{расч}$  и  $M_{пред}$  – расчётные и предельные изгибающие моменты) и по образованию трещин (ограничению растягивающих напряжений  $\sigma_{bt}$ ) в нижнем поясе балок ( $\sigma_{bt} \leq 1,4 R_{btser}$ , где  $R_{btser}$  – расчётное сопротивление бетона при осевом растяжении). Другие проверки (в том числе проверка по прочности по поперечной силе) при имеющихся размерах сечений и армировании поперечной арматурой удовлетворяются с большими запасами и не являются определяющими.

В таблице содержатся результаты проверок сечений в серединах пролётов балок длиной 18 и 24 м по указанным выше условиям. Результаты расчётов показывают, что для пропуска нагрузок А14 и НК-102.8 балки длиной 18 м с армированием шестью пучками 24Ø5 могут быть установлены с шагом 2,4 м, а для балок длиной 24 м с армированием девятью пучками 24Ø5 необходима компоновка с шагом 1,96 м либо усиление балок при помощи смешанного армирования.

Таблица

Сравнение результатов расчёта балок пролётных строений длиной 18 и 24 м с шагом балок 2,3 – 2,4 м и 1,96 м

Длина пролётного строения, Габарит	$M_{расч}$ , кНм (шаг балок 2,3 – 2,4 м 1,96 м)	$M_{пред}$ , кНм	$\sigma_{bt}$ , МПа (шаг балок 2,3 – 2,4 м 1,96 м)	$1,4R_{bt ser}$ , МПа
18 м Г10 + 2 × 0,75	2879,0 2759,7	3248,4	2,05 1,68	2,73
24 м Г11.5 + 2 × 0,75	4398,5 4369,0	4637,6	2,99 2,68	2,94

Выполненное исследование показывает, что при проектировании пролётных строений под нагрузки А14 и НК-102.8 компоновка типовых балок по проекту 3.503.1-81 (и его более поздним версиям 1994 г.) с шагом, равным 1,96 м, не является универсальной и может определяться по индивидуальному расчёту в каждом конкретном случае в зависимости от габарита и имеющегося армирования.

## Выводы

В статье содержится анализ результатов расчетов мостовых пролетных строений, собираемых из типовых железобетонных балок. Показано, что шаг балок целесообразно назначать в каждом конкретном случае в зависимости от габарита мостового сооружения и сечения высокопрочной арматуры.

## Библиографический список

1. Серия 3.503.1-81, Союздорпроект Минтрансстрой – М., 1994. – Вып. 7,1.
2. Шапиро, Д. М. Расчёт балочных ребристых пролётных строений методом конечных элементов / Д. М. Шапиро, А. В. Агарков // Научн. вестн. Воронеж. гос. арх.-строит. ун-та. Сер. Современ. методы статического и динамического расчёта зданий и сооружений. – Воронеж, 2005. – Вып. 2. – С. 55-64.

## References

1. Series 3.503.1-81, Sojuzdorproekt Mintransstroy - Moscow, 1994. – . 7,1.
2. D. M. Shapiro, Design of beam ridge spans by final elements method / D. M. Shapiro, A.V. Agarkov //Scientific Bulletin of. Voronezh.State University of Architecture and Civil Engineering.. Modern methods of static and dynamic design of buildings and constructions. – Voronezh, 2005. – . 2. – 55 – 64 .

**Ключевые слова:** пролётные строения автодорожных мостов, типовые железобетонные двутавровые балки, расчётный анализ.

**Keywords:**

*Воронежский государственный  
архитектурно-строительный университет  
Канд. техн. наук, доц. кафедры строительной  
механики А.А. Петранин  
Аспирант кафедры строительной  
механики А. А. Тарасов  
Россия, г. Воронеж, тел. 8(4732)72-31-70;  
email: taralal@rambler.ru*

*Voronezh State University  
of Architecture and Civil Engineering  
Ph. D. of Technical Science, Lecturer of  
Constructional Mechanics A.A. Petranin  
The Post-graduate student of Constructional  
Mechanics Department Magistracy A. A. Tarasov  
Voronezh, Russia, tel.: +7 (4732)723170;  
e-mail: taralal@rambler.ru*

А.А. Петранин, А.А.Тарасов

## **ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ КОСИНЫ НА РАСПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В ПЛИТНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЯХ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ**

Рассматривается уточненный способ расчета изгибающих моментов, прогибов и поперечных сил в косых предварительно напряженных плитных пролетных строениях с использованием МКЭ. Дается оценка влияния косины на распределение усилий в плитах пролетного строения.

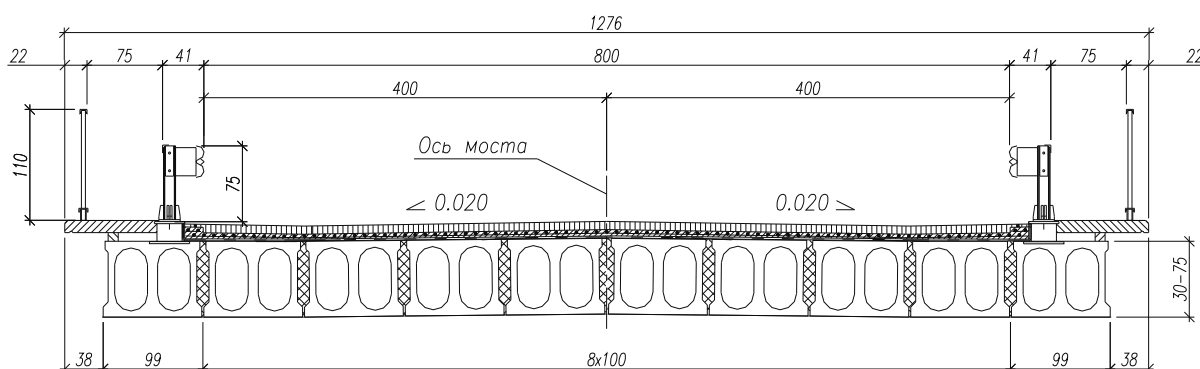
А.А. Petranin, A.A. Tarasov

## **RESEARCH OF SLANTING INFLUENCE ON EFFORTS DISTRIBUTION IN HIGHWAY BRIDGES PLATE SPANS**

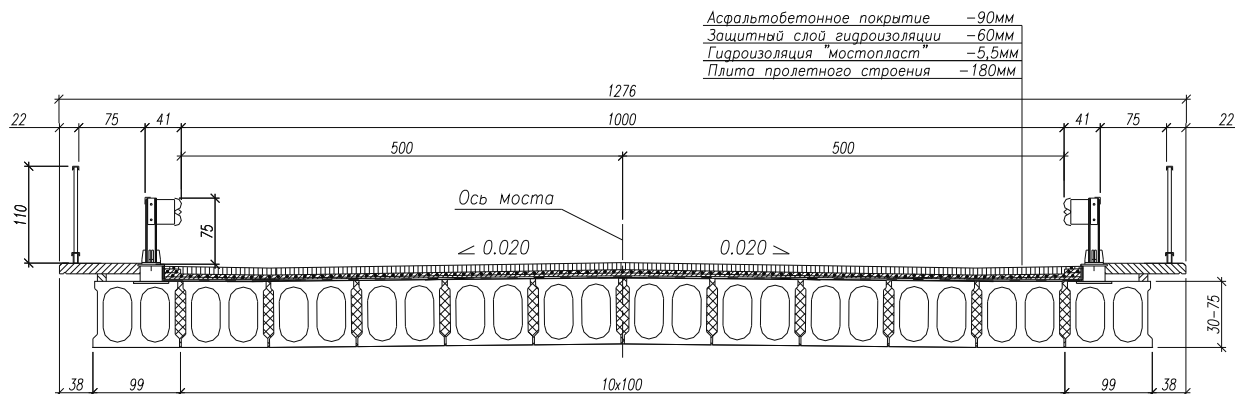
The specified design way of bending moments, deflections and cross-section forces in slanting preprestressed slab spans with the use of FEM is under analysis. The estimation of slanting influence on efforts distribution in slabs of spans is represented.

Исследовалось напряженно-деформированное состояние плитных пролетных строений по типовым проектам серии 3.503-29 и 3.503-12. Расчеты проводились по программным комплексам SERIAL и Лира.

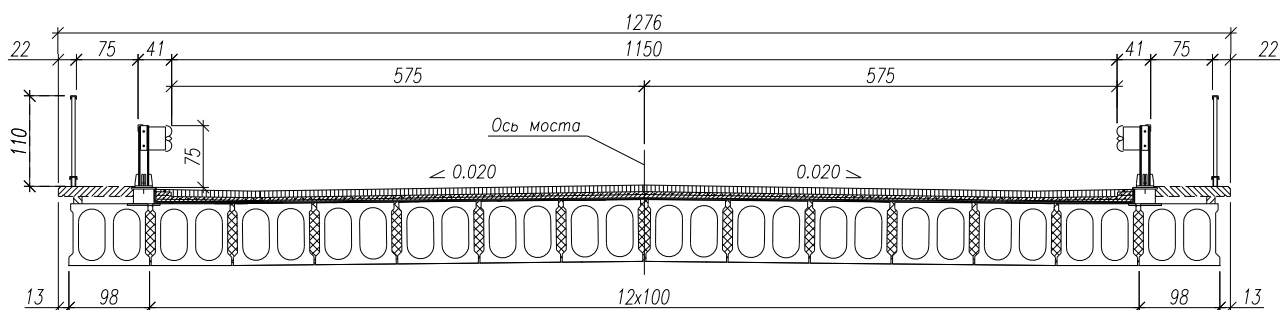
Рассматривались пролетные строения длиной 6, 9, 12, 15 и 18 м с габаритами Г8, Г10 и Г11,5 при тротуарах шириной 0,75 м (рис. 1-3) с пятью вариантами углов косины моста.



**Рис. 1.** Поперечное сечение пролетного строения с габаритом Г8



**Рис. 2.** Поперечное сечение пролетного строения с габаритом Г10



**Рис. 3.** Поперечное сечение пролетного строения с габаритом Г11,5

Нормативная вертикальная нагрузка от собственного веса плит определялась по проектным размерам и удельным весам ее элементов.

Расчет пролетного строения на нагрузки от собственного веса выполнялся в две стадии. На первой стадии прикладывались нагрузки от собственного веса плит пролетного строения, на второй стадии прикладывалась оставшаяся часть постоянной нагрузки. После заделки стыков между плитами пролетного строения плиты начинали деформироваться совместно друг с другом, поэтому косина стала оказывать влияние на распределение усилий в них.

Временная вертикальная нагрузка устанавливалась в соответствии со СНиП 2.05.03-84\* «Мосты и трубы». Класс нагрузки К принят равным 11.

Поскольку тележка НК не устанавливается на полосы безопасности, то решили для определения максимальных поперечных сил, возникающих в плитах пролетного строения, использовать сочетания нагрузок от собственного веса и временной нагрузки А11, установленных вблизи опоры на полосе безопасности, для определения максимальных изгибающих моментов в плитах временная нагрузка устанавливалась в середине пролетного строения.

Проводились исследования изменения поперечных сил, изгибающих моментов и прогибов в плитах пролетного строения от постоянной и временной нагрузок в зависимости от угла косины пролетного строения.

На рис. 4 изображены графики распределения поперечной силы в приопорном сечении в начале моста с габаритом Г8 и длиной пролета 12 м по плитам пролетного строения от временной нагрузки А11, установленной в среднем сечении пролета со сдвижкой к левому ограждению.



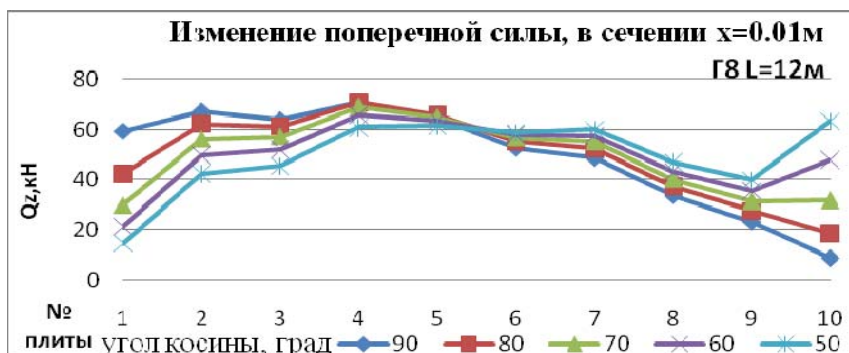


Рис. 4. Распределение поперечной силы по плитам пролетного строения в приопорном сечении в начале моста

На графиках, представленных на рис. 4, видно, что с увеличением угла косины пролетного строения от прямого ( $90^\circ$ ) до косоугого ( $50^\circ$ ) (угол косины считают между продольной осью моста и осью опор) поперечная сила в остром угле уменьшается на 75,41 % с 59,34 кН до 14,59 кН. В тупом угле поперечная сила возрастает в 7 раз с 9,02 кН до 63,208 кН.

Существенные изменения поперечной силы происходят как в плитах, над которыми установлена тележка АК, так и в стороне от неё.

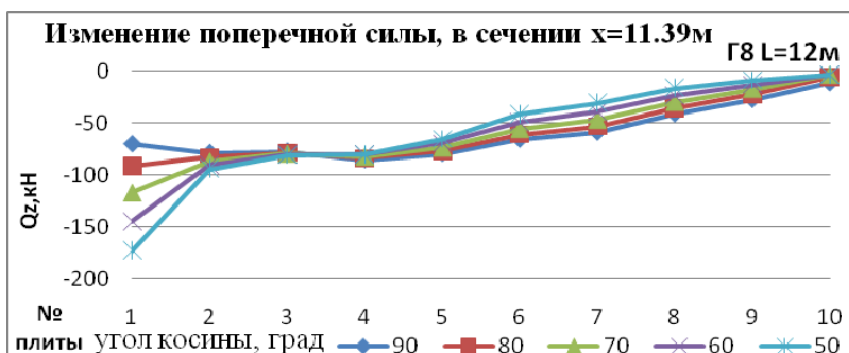


Рис. 5. Распределение поперечной силы по плитам пролетного строения в приопорном сечении в конце моста

На рис. 5 изображены аналогичные графики для сечения в конце моста. На них видно, что с увеличением косины пролетного строения поперечная сила возрастает в тупом угле в 2,4 раза с 70,39 кН до 173,44 кН.

Существенные изменения поперечной силы происходят в плитах, над которыми установлена тележка АК.

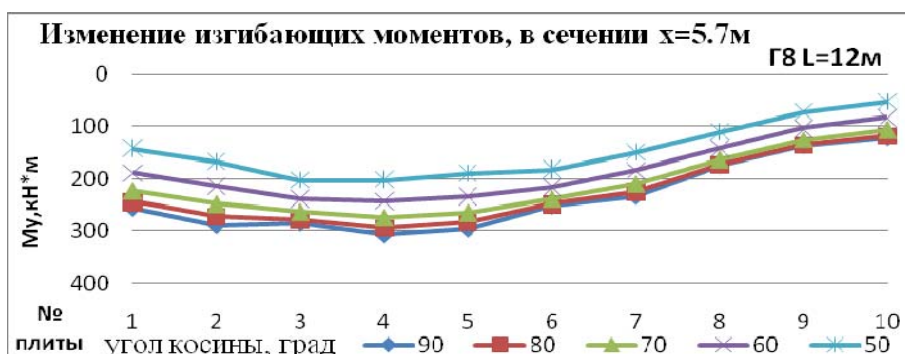


Рис. 6. Распределение изгибающих моментов по плитам в среднем сечении пролетного строения

На графиках, представленных на рис. 6, видно, что изгибающие моменты с увеличением косины пролетного строения уменьшаются во всех плитах, максимальное изменение изгибающих моментов происходит в плите № 2, где изгибающий момент  $M_u$  уменьшается на 41,9 % с 289,21 кН\*м до 168,04 кН\*м при угле косины моста 50°.

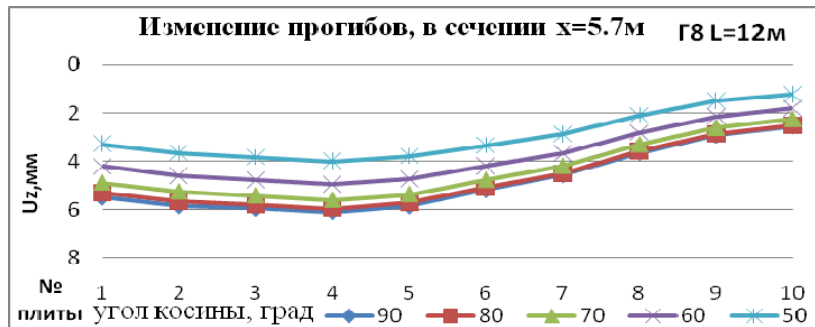


Рис. 7. Распределение прогибов по плитам в среднем сечении пролетного строения

Прогибы так же, как и изгибающие моменты, уменьшаются с увеличением косины моста, для той же плиты № 2 они уменьшились на 37,32 % с 5,83 мм до 3,65 мм.

Далее были проведены исследования влияния косины на напряженно-деформированное состояние плитных пролетных строений в зависимости от геометрических параметров мостового сооружения: длины пролета и ширины габарита.

Установлено, что с увеличением длины пролета влияние косины усиливается на поперечную силу в тупом угле крайнего несущего элемента пролетного строения до 3 раз (рис. 8), и уменьшается до 2,5 раз на прогибы и изгибающие моменты в несущих элементах пролетного строения (рис. 9, 10).

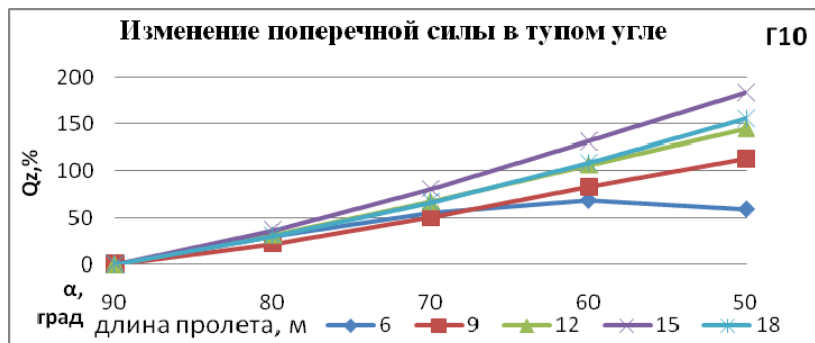


Рис.8. График относительного изменения поперечной силы в крайней плите в тупом угле пролетного строения для габарита Г10 при различных длинах пролета

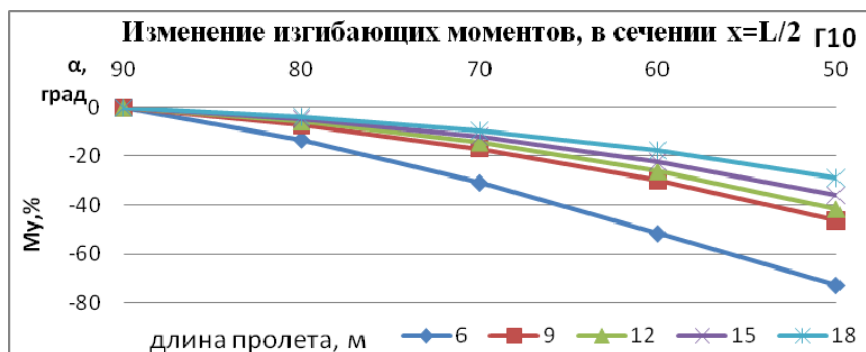
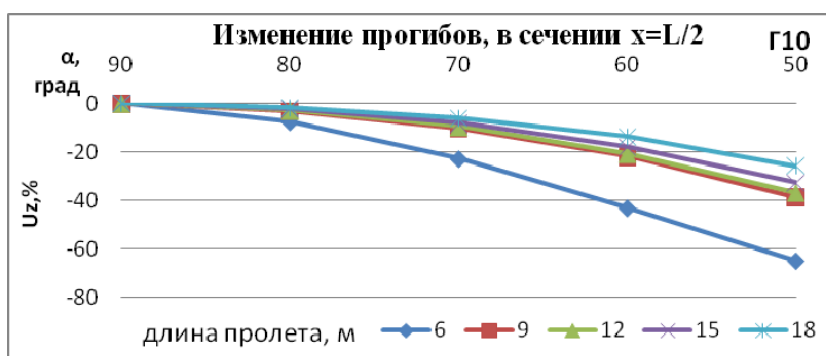
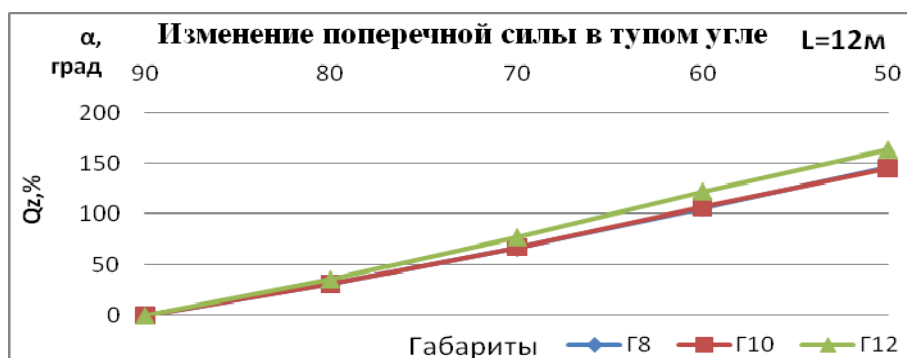


Рис.9. График относительного изменения изгибающих моментов в крайней плите пролетного строения для габарита Г10 при различных длинах пролета

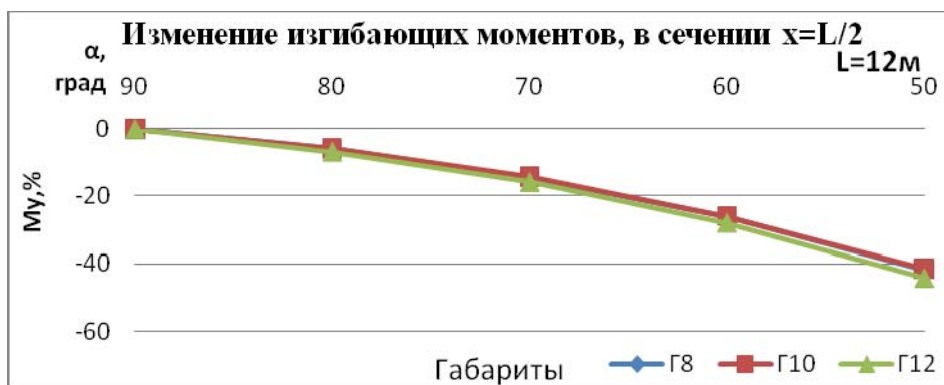


**Рис.10.** График относительного изменения прогибов в крайней плите пролетного строения для габарита Г10 при различных длинах пролета

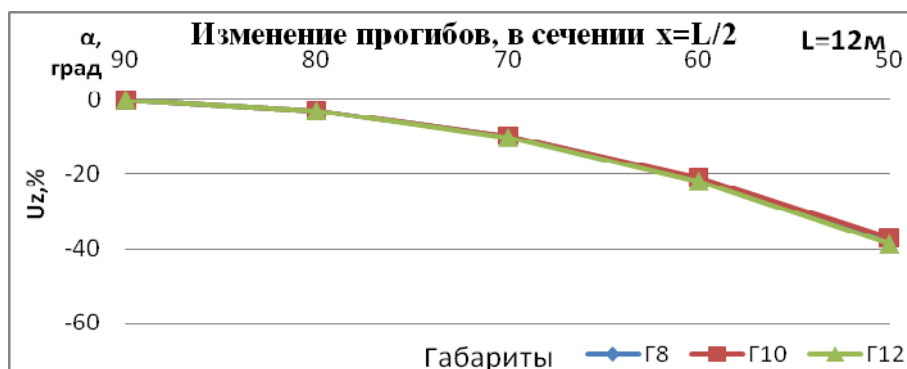
С ростом величины габарита пролетного строения растет влияние косины на поперечные силы в крайних несущих элементах плитных пролетных строений и достигает 11,5 % (рис. 11), также увеличение габарита приводит к уменьшению влияния косины на изгибающие моменты и прогибы в плитных пролетных строениях на величину до 5,3 % (рис. 12, 13).



**Рис.11.** График относительного изменения поперечной силы в крайней плите в тупом угле пролетного строения для пролетного строения длиной 12 м при различных габаритах



**Рис.12.** График относительного изменения изгибающих моментов в среднем сечении крайней плиты пролетного строения для пролетного строения длиной 12 м при различных габаритах



**Рис.13.** График относительного изменения прогибов в среднем сечении крайней плиты пролетного строения для пролетного строения длиной 12 м при различных габаритах

Результаты исследований показали, что увеличение косины моста ведет к уменьшению поперечной силы в сечении, находящемся в остром угле крайней плиты пролетного строения, для постоянной нагрузки до 17,4 %, для временной до 90,7 %. Также необходимо отметить, что с ростом косины пролетного строения возрастает поперечная сила в сечении, находящемся в тупом угле крайней плиты пролетного строения: для постоянной нагрузки на величину до 47,0 %, для временной – до 2,6 раз. Изгибающие моменты в средних сечениях плит с ростом косины пролетного строения падают на 12,9 % от собственного веса и до 72,9 % от временной нагрузки. Прогибы в средних сечениях плит так же, как и изгибающие моменты, уменьшаются с ростом косины пролетного строения на 12,9 % от собственного веса и до 65,1 % от временной нагрузки.

### Исследование распределения усилий и прогибов в монолитных и сборных плитных пролетных строениях

Рассматривались пролетные строения длиной 6 м с габаритом Г10 при тротуарах шириной 0,75 м с четырьмя вариантами углов косины моста.

Проводились исследования изменения поперечных сил, изгибающих моментов и прогибов в плитах пролетного строения от постоянной нагрузки при изменении угла косины пролетного строения для расчетных схем с монолитным и шарнирным стыками плит.

Табл. 1 отображает изменение поперечной силы Qz в крайней плите пролетного строения в приопорном сечении, находящемся в остром угле моста, при различных углах косины пролетного строения.

Таблица 1

Изменение поперечной силы Qz

Расчетная схема	Разм.	α, град.			
		90	80	70	60
с монолитными стыками	кН	25,35	21,8	18,72	16,23
	%	0	-13,99	-26,13	-35,94
с шарнирными стыками	кН	24,11	21,25	19,28	18,56
	%	0	-11,83	-19,99	-23,01

Табл. 2 содержит аналогичные значения поперечной силы Qz для приопорного сечения крайней плиты пролетного строения, находящегося в тупом угле моста.

Таблица 2

Изменение поперечной силы Qz

Расчетная схема	Разм.	$\alpha$ , град.			
		90	80	70	60
с монолитными стыками	кН	-25,35	-29,33	-33,64	-37,97
	%	0	15,68	32,69	49,77
с шарнирными стыками	кН	-24,11	-27,25	-30,04	-32,06
	%	0	13,02	24,56	32,96

В табл. 3, 4 представлены изменения изгибающих моментов и прогибов в крайней плите пролетного строения в среднем сечении моста при различных углах косины пролетного строения.

Таблица 3

Изменение изгибающих моментов Mu

Расчетная схема	Разм.	$\alpha$ , град.			
		90	80	70	60
с монолитными стыками	кН*м	37,27	35,69	31,17	24,42
	%	0	-4,25	-16,36	-34,46
с шарнирными стыками	кН*м	36,28	34,75	30,54	24,61
	%	0	-4,22	-15,81	-32,17

Таблица 4

Изменение прогибов Uz

Расчетная схема	Разм.	$\alpha$ , град.			
		90	80	70	60
с монолитными стыками	мм	1,79	1,71	1,48	1,15
	%	0	-4,59	-17,37	-35,67
с шарнирными стыками	мм	1,76	1,68	1,46	1,16
	%	0	-4,53	-16,91	-34,02

При исследовании расчетных схем с монолитным и шарнирным стыками плит выяснилось, что расчетная схема с шарнирными стыками плит снижает влияния косины на пролетное строение, т.к. изменяются жесткостные характеристики пролетного строения в поперечном направлении. Эти изменения незначительны для моментов и прогибов (в пределах 2-3 %) и более существенны для поперечных сил и уменьшают её в тупом угле до 17 %. Отметим, что в краевых участках максимальное значение изгибающих моментов смещается от середины пролетного строения к вершине тупого угла в соотношении 2/3.

Исследования плитных и плитноребристых железобетонных пролетных строений автодорожных мостов выявили, что изменение усилий и прогибов более существенно в плитных пролетных строениях, чем в плитноребристых. Это объясняется тем, что в плитных пролетных строениях продольные и поперечные изгибные жесткости сопоставимы, а в плитно-

ребристых пролетных строениях продольная изгибная жесткость гораздо выше поперечной, поэтому не происходит такого значительного перераспределения усилий между несущими элементами пролетного строения, как в плитных мостах.

### **Выводы**

Таким образом, при проектировании косых пролетных строений следует обращать внимание на величину поперечной силы в тупом угле крайних несущих элементов пролетного строения. Косина приводит к увеличению поперечной силы, и при большой косине поперечная сила может превышать предельные значения. Поэтому при проектировании и оценке несущей способности мостовых сооружений необходимо учитывать этот фактор.

### **Библиографический список**

1. СНиП 2.05.03-84\*. Мосты и трубы / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.
2. Пространственные расчеты мостов / Улицкий, Б. Е. [и др.]. – М.: Транспорт, 1967.

### **Referances**

1. Building Code 2.05.03-84\*. Bridges and pipes / Gosstroy USSR. – M.: CITP Gosstroy of the USSR, 1986.
2. Spatial design of bridges / B. Ulitsky. [etc]. – M.: Transport , 1967.

**Ключевые слова:** плитные пролетные строения, косые мосты, напряженно-деформированное состояние.

**Keywords:** slab spans, slanting bridges, deformed mode.

УДК 624.04:625.745.12

*Воронежский государственный  
архитектурно-строительный университет  
Канд. техн. наук, доц. кафедры строительной  
механики А.А. Петранин  
Магистрант кафедры строительной  
механики Хевронин А.А.  
Россия, г. Воронеж, тел. 8(4732)71-52-38  
e-mail: khevronin@yandex.ru*

*Voronezh State University  
of Architecture and Civil Engineering  
Ph.D. of Technical Science,  
Lecture of Constructional Mechanics A.A. Petranin  
Student of Constructional Mechanics  
Department Magistracy A.A. Hevronin.  
Voronezh, Russia, tel.: +7(4732)715238  
e-mail: khevronin@yandex.ru*

**А.А. Петранин, А.А. Хевронин**

## **ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПРОЛЁТНОГО СТРОЕНИЯ МОСТА ЧЕРЕЗ РЕКУ ДОН У ГОРОДА НОВОВОРОНЕЖА ПРИ ПРОДОЛЬНОЙ НАДВИЖКЕ**

Представлены результаты исследований напряжённно-деформированного состояния пролётногo строения при продольной надвижке. Оценивается влияние строительного подъёма стальных балок при расчёте пролётных строений в процессе надвижки на наряжено-деформированное состояние пролётногo строения.

**A.A. Petranin, A.A. Hevronin**

## **THE RESEARCH OF TENSELY-DEFORMED STATE OF STEEL-CONCRETE BRIDGE SPAN AT LONGITUDINAL LAUNCHING ACROSS THE RIVER DON NEAR THE TOWN OF NOVovoronezh**

The results of researches of tensely-deformed state of span at longitudinal launching are represented. The impact of steel beams construction lifting at spans design during the process of launching on span tensely-deformed state is estimated.

Целью работы является исследование напряжённно-деформированного состояния сталежелезобетонного пролётногo строения при продольной надвижке. Объектом исследования является построенный автодорожный мост через реку Дон с неразрезными пролётными строениями.

Пролётные строения в поперечном сечении имеют две главные сплошностенчатые металлические балки (рис. 1). Неразрезная система образуется соединением отпавочных марок балок длиной 10,5 м на высокопрочных болтах. Балки объединены по верхнему поясу железобетонной плитой проезжей части и связаны между собой системой вертикальных и горизонтальных связей. Продольная схема моста: 42 + 42 + 63 + 42 м. Стальные балки собираются на берегу на стапеле для последующей надвижки (рис. 2). На стапеле стальным балкам придают строительный подъём. Для осуществления надвижки устраивают накаточный путь по береговым и русловым опорам в виде закрепленных на них роликов, находящихся в одном уровне, и железнодорожного рельса, прикрепленного к балкам пролётногo строения.

Для снижения усилий в надвигаемых балках, уменьшения расчётного пролёта при надвижке, плавного въезда на опору и съезда с неё, а также для предотвращения опрокидывания пролётногo строения в процессе надвижки к стальным балкам крепят лёгкие металлические фермы: аванбек спереди и арьербек сзади. Величину подъёма стрелы аванбека определяют в расчётном положении в пролёте длиной 63 м (рис. 3), когда конец аванбека находится над 8-й опорой, но еще не опирается на неё. Выдвигаемая часть конструкции с аванбеком работает как консоль под нагрузкой от собственного веса. Подъем стрелы аванбека равен прогибу от собственного веса консольной части надвигаемого пролётногo строения.

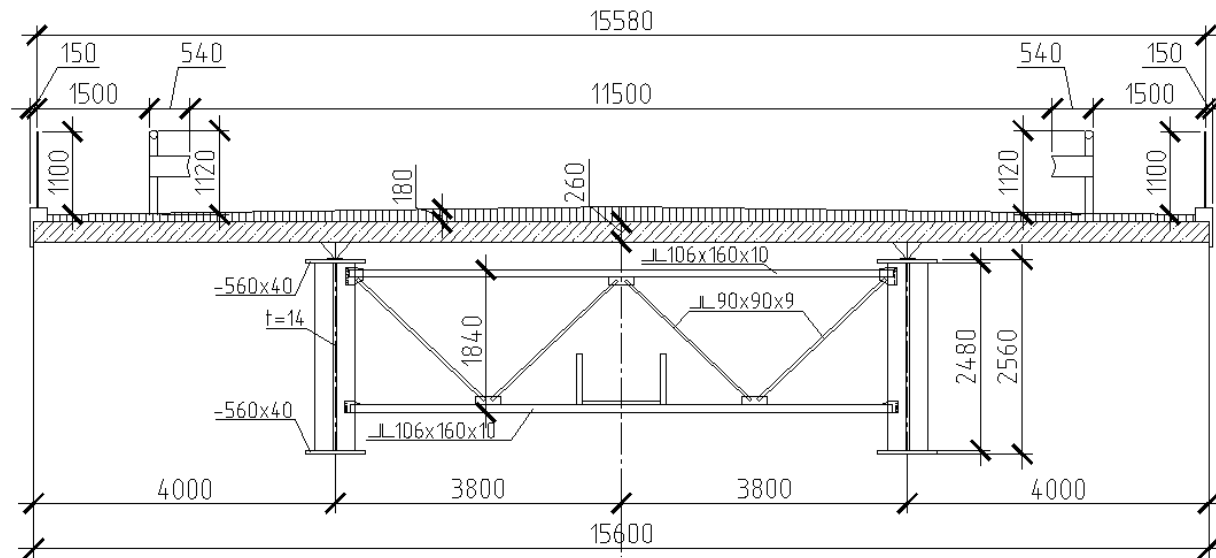


Рис. 1. Поперечное сечение сталежелезобетонного пролётного строения на расстоянии 1/4 пролёта в первом пролёте

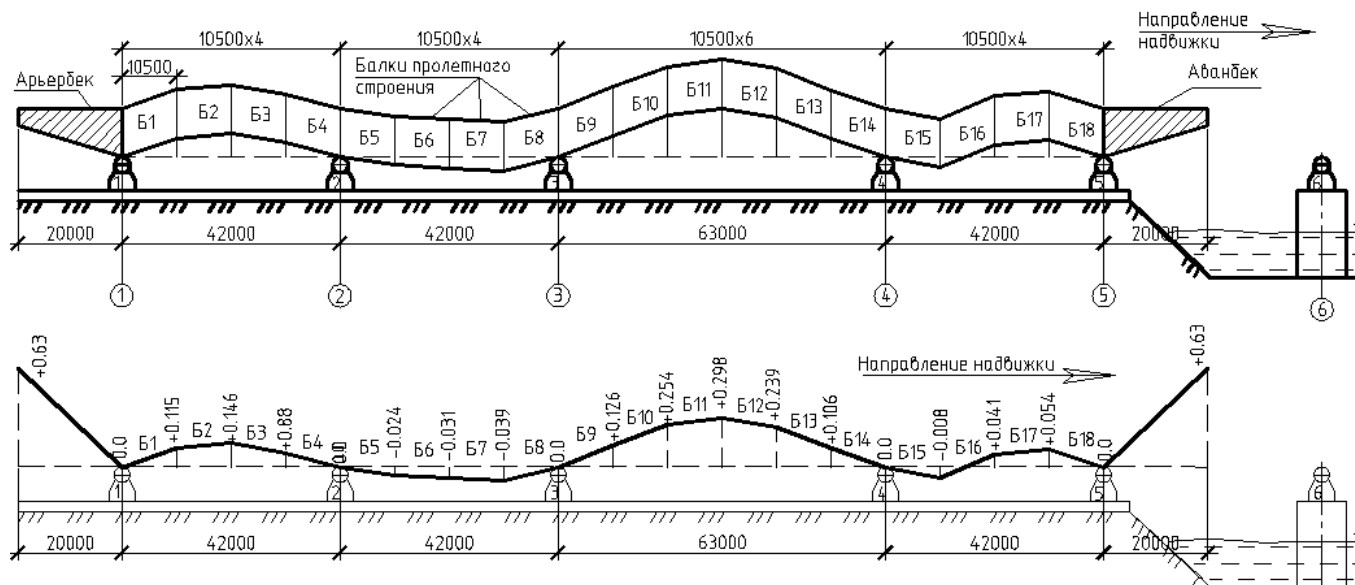


Рис. 2. Расположение отправочных марок балок на стапеле и строительный подъём стальных балок



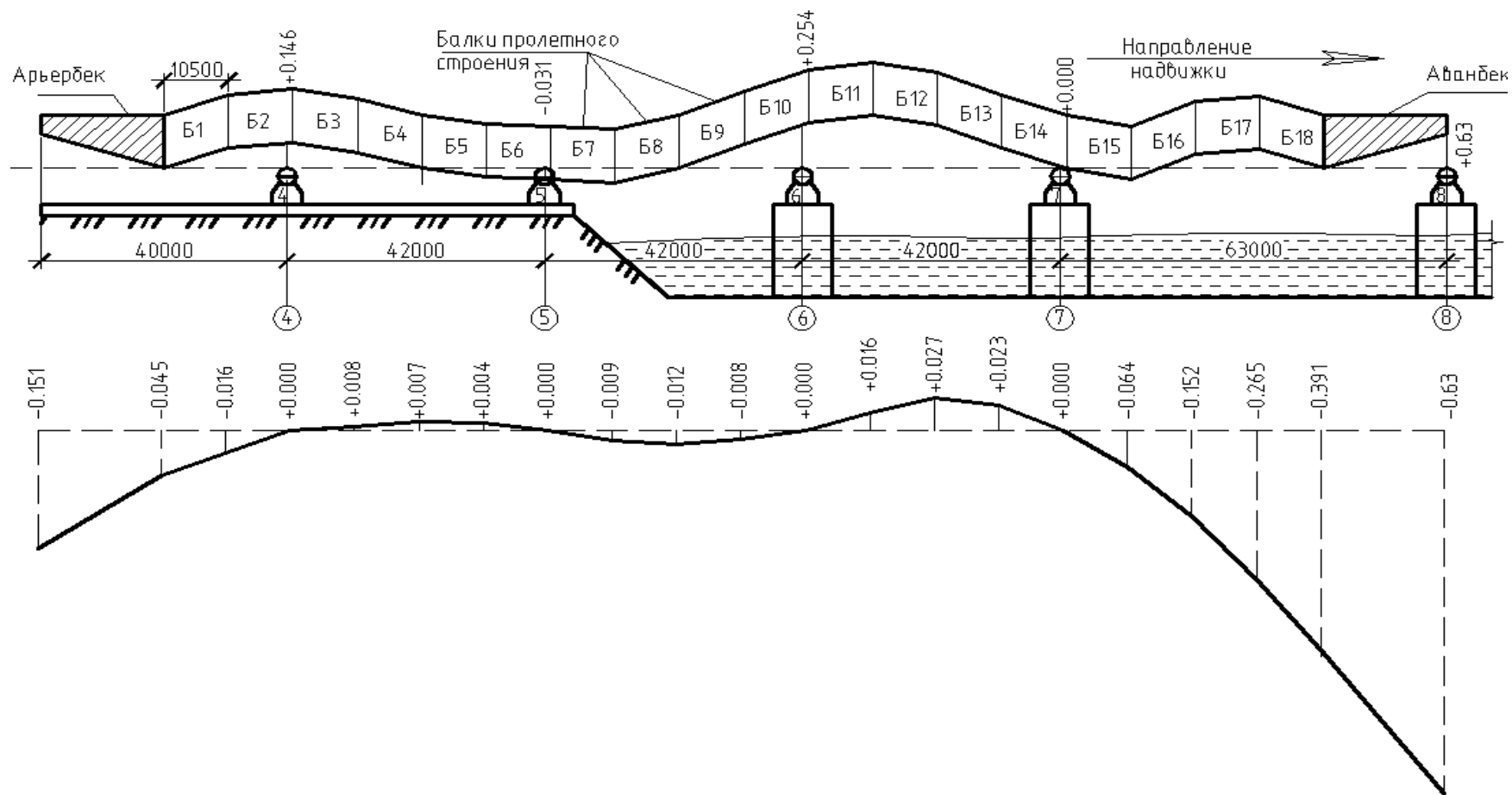


Рис. 3. Расчётное положение пролётного строения при вычислении высоты подъёма стрелы аванбека

Расчёт стальных балок на нагрузку от собственного веса выполнялся для ряда последовательных смещений пролётного строения. Величина смещения (шага надвижки) принималась равной 10,5 м в соответствии с длиной отправочной марки. Расчётными считались поперечные сечения стальных балок, расположенные вдоль пролётного строения на расстоянии 10,5 м друг от друга. На каждом шаге вычислялись усилия, перемещения, напряжения в расчётных сечениях и реакции опор пролётного строения, при этом учитывалась односторонняя связь балок и опор.

Были выполнены два варианта расчёта стальных балок при надвижке: с учётом строительного подъёма и без учёта строительного подъёма с прямолинейными верхним и нижним поясами балок. Построены объемлющие эпюры изгибающих моментов (рис. 4) и напряжений (рис. 5) в расчётных сечениях по длине моста при надвижке, где по оси абсцисс отложены координаты расчётных сечений, по оси ординат - экстремальные значения изгибающих моментов и напряжений. Сплошной линией показаны экстремальные значения усилий и напряжений в расчётных сечениях с учётом строительных подъёмов, штриховой – без учёта строительных подъёмов.

На рис. 6, 7 изображены графики изменения вертикальных перемещений концов аръербека и аванбека. По оси абсцисс отложены шаг и полная длина надвижки, а по оси ординат – величина вертикального перемещения. Сплошной линией показаны вертикальные перемещения с учётом строительного подъёма, штриховой – без его учёта. Используя эти графики, можно осуществлять геодезический контроль за процессом надвижки, состоянием конструкции и её стыков.

Как видно из графиков на рис. 4, 5, учёт строительного подъёма балок при надвижке привёл к увеличению усилий и соответствующих им напряжений в балках пролётного строения в некоторых сечениях более чем в 2 раза. Максимальное увеличение усилий и соответствующих им напряжений при учёте строительного подъёма составило 3,6 раз. Так как надвижка стальных балок производилась без железобетонной плиты проезжей части, напряжения оказались невелики и составили 54 % от расчетного сопротивления  $R_y = 350$  МПа.

В таблице приведены величины опорных реакций R1-R9, возникающих в процессе надвижки пролётного строения. В числителе записаны значения опорных реакций при надвижке без учёта строительного подъёма, в знаменателе - с его учётом. Знак “х” соответствует случаю появления отрицательных опорных реакций, что означает отрыв балок от соответствующих опор. Знак «-» означает, что пролётное строение при данном положении в процессе надвижки не опирается на эту опору. Из таблицы видно, что учёт строительного подъёма балок вызвал существенное изменение опорных реакций пролётного строения в процессе надвижки: произошёл отрыв стальных балок от некоторых опор и значения опорных реакций, вследствие их перераспределения, на некоторых опорах возросли вплоть до 28 раз.



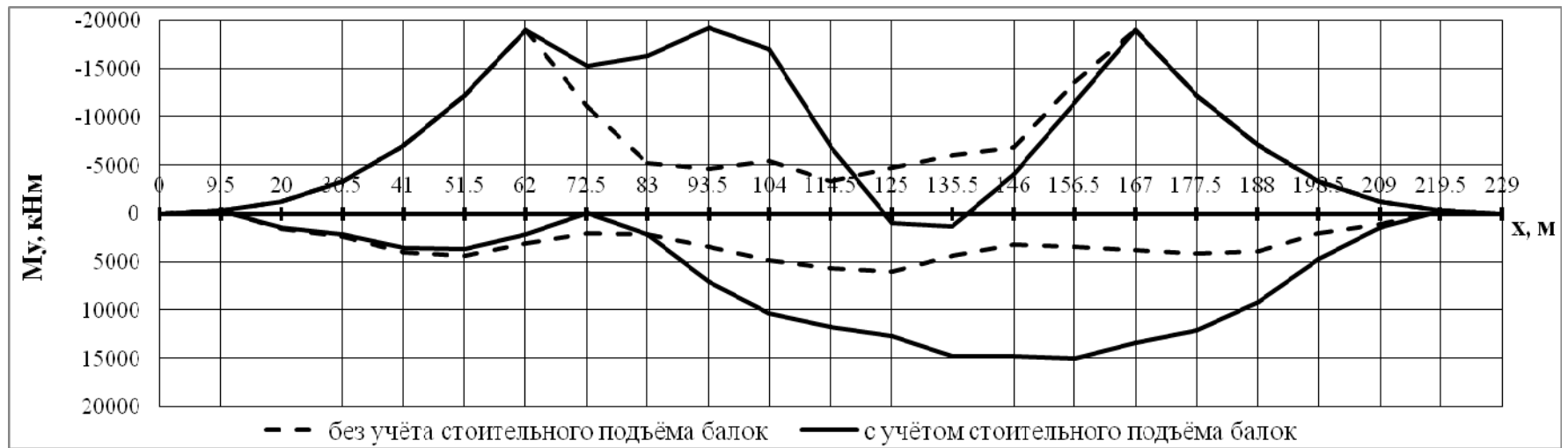


Рис. 4. Объемлющая эпюра изгибающих моментов в стальных балках пролётно строения

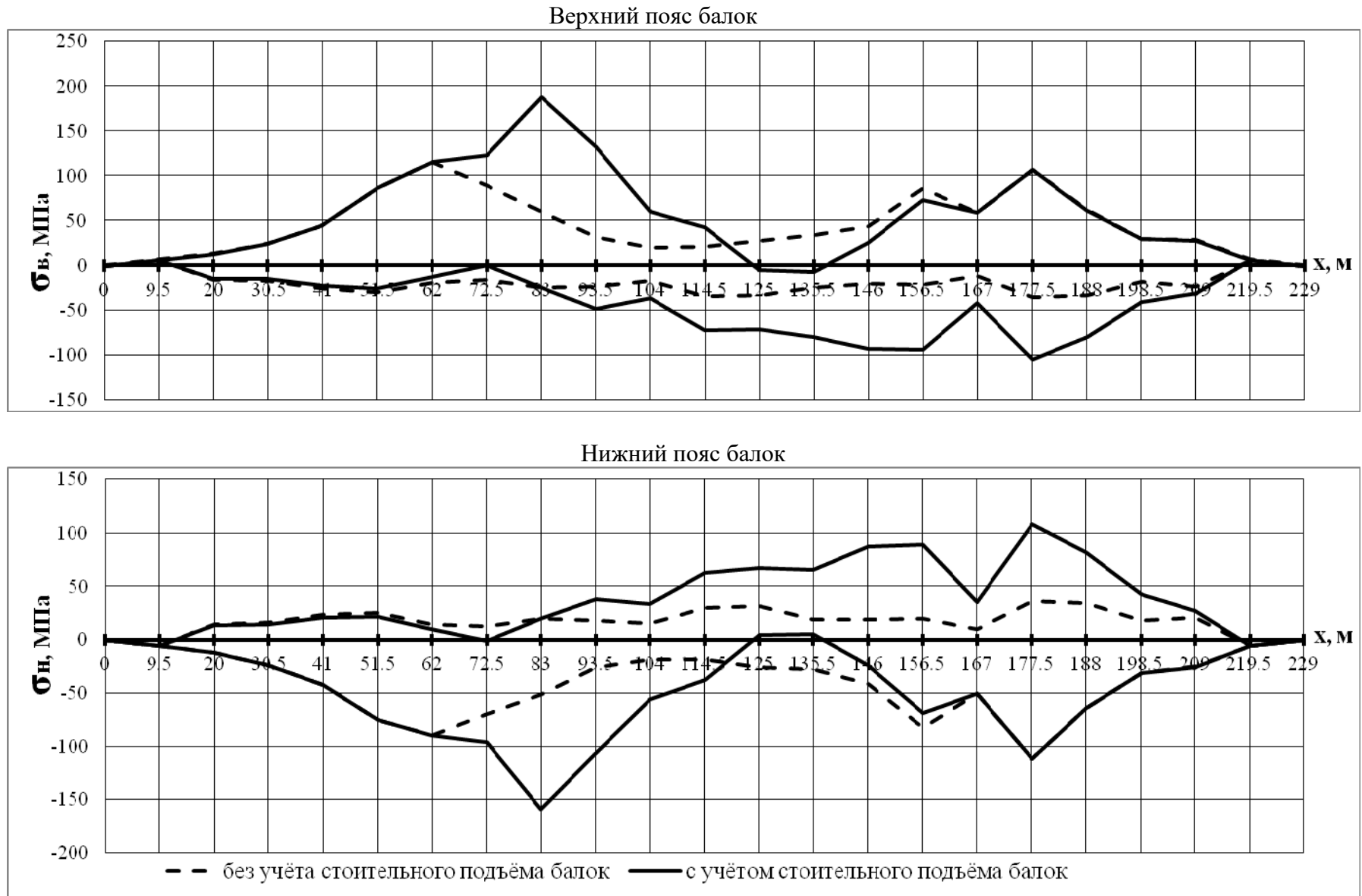


Рис. 5. Объемлющая эпюра напряжений в поясах стальных балок пролётно строения

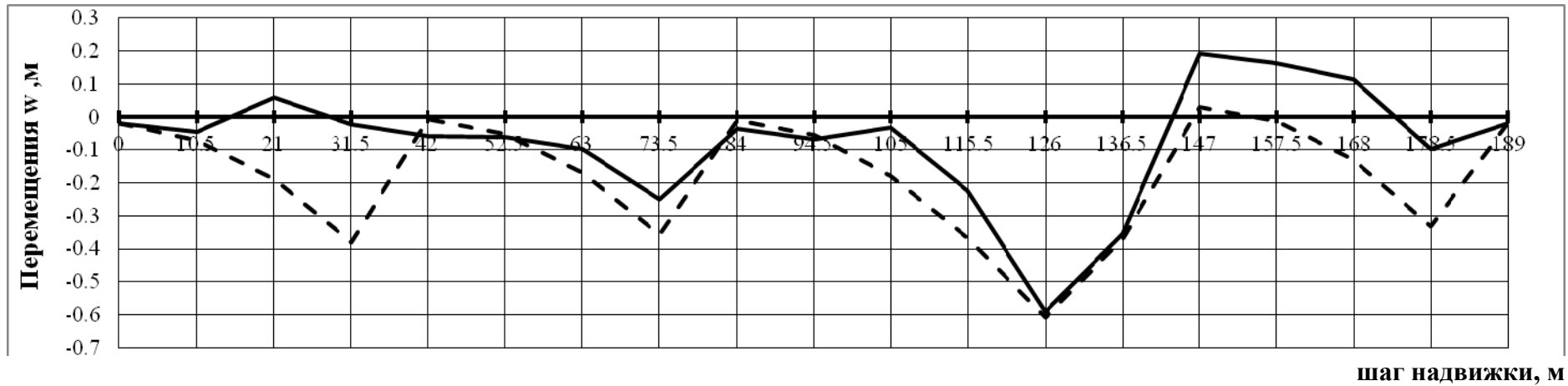


Рис. 6. Вертикальные перемещения конца аванбека при продвижке

801

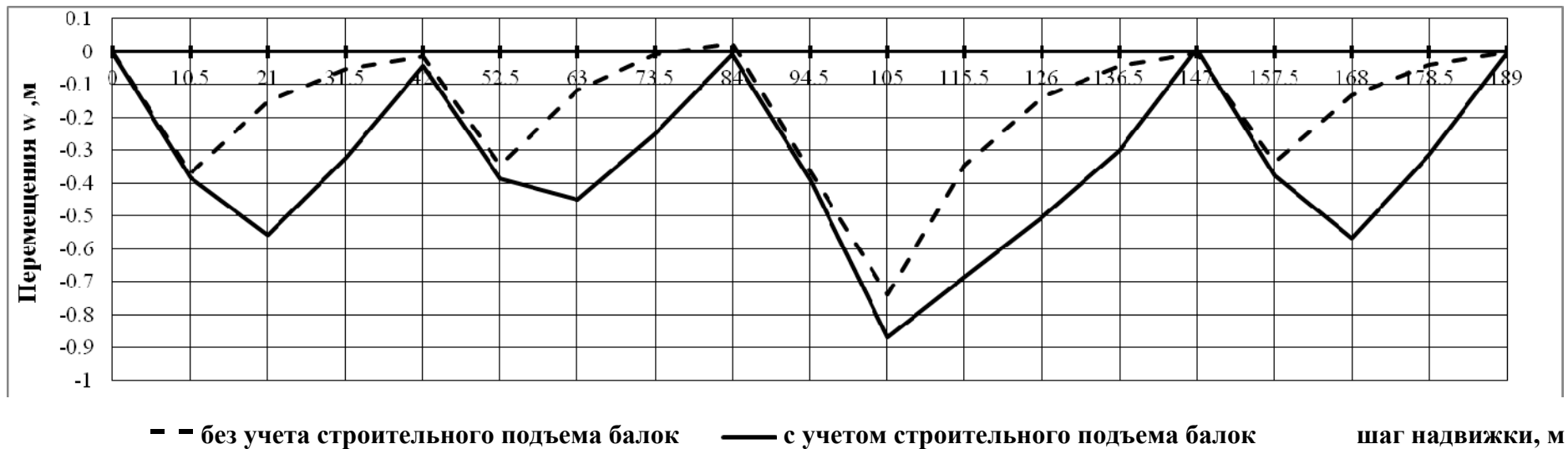


Рис. 7. Вертикальные перемещения конца арьербека при продвижке

Опорные реакции при надвигке пролётного строения, кН

Шаг, м	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9
0 м	420,62	495,82	1026,94	1041,19	317,28	-	-	-	-
	420,62	495,82	1026,94	1041,19	317,28	-	-	-	-
10,5 м	×	1118,22	553,90	1112,72	517,01	-	-	-	-
	210,28	451,75	1302,18	628,43	709,21	-	-	-	-
21 м	-	819,93	695,07	978,33	808,51	-	-	-	-
	-	527,20	1444,44	129,47	1200,74	-	-	-	-
31,5 м	-	554,73	816,07	778,57	1152,47	×	-	-	-
	-	299,20	1485,24	×	1517,41	×	-	-	-
42 м	-	349,11	828,74	1028,86	707,39	387,75	-	-	-
	-	161,58	1390,86	×	1641,56	107,85	-	-	-
52,5 м	-	×	1186,91	741,93	773,19	599,82	-	-	-
	-	×	1206,47	717,93	752,75	624,71	-	-	-
63 м	-	-	913,16	891,99	605,73	890,96	-	-	-
	-	-	793,33	1404,55	×	1103,96	-	-	-
73,5 м	-	-	699,20	934,85	443,40	1224,39	×	-	-
	-	-	610,46	1311,85	×	1379,54	×	-	-
84 м	-	-	526,32	862,59	739,76	800,98	372,20	-	-
	-	-	455,13	1288,72	×	1322,43	235,57	-	-
94,5 м	-	-	271,98	1144,23	457,62	839,40	588,63	-	-
	-	-	192,24	1515,92	×	998,39	595,30	-	-
105 м	-	-	-	1551,09	27,58	877,35	845,83	-	-
	-	-	-	1325,76	804,25	×	1171,84	-	-
115,5 м	-	-	-	1169,64	315,25	620,88	1196,08	-	-
	-	-	-	959,31	941,18	×	1401,35	-	-
126 м	-	-	-	854,77	548,29	273,95	1624,84	-	-
	-	-	-	704,79	910,24	×	1686,82	-	-
136,5 м	-	-	-	596,94	633,63	385,24	1463,43	222,61	-
	-	-	-	401,13	1145,42	×	1498,73	256,57	-
147 м	-	-	-	395,43	629,21	617,69	1140,55	518,98	-
	-	-	-	504,26	52,88	1824,69	147,17	772,86	-
157,5 м	-	-	-	×	1189,58	166,28	1221,34	724,65	-
	-	-	-	260,71	179,52	1843,89	×	1017,73	-
168 м	-	-	-	-	878,86	357,26	1077,75	987,98	-
	-	-	-	-	496,79	1538,80	×	1266,26	-
178,5 м	-	-	-	-	616,53	508,54	887,40	1289,38	×
	-	-	-	-	352,73	1297,54	187,95	1463,64	×
189 м	-	-	-	-	420,62	495,82	1026,94	1041,19	317,28
	-	-	-	-	420,62	495,82	1026,94	1041,19	317,28

## Выводы

Проведённые исследования позволили оценить напряжённо-деформированное состояние сталежелезобетонного пролётного строения при продольной надвижке. Сравнительные расчёты показали, что учёт строительного подъёма балок оказывает существенное влияние на изменение опорных реакций и усилий в пролётном строении, поэтому строительный подъём балок необходимо учитывать в расчётах при проектировании пролётных строений мостов.

## Библиографический список

1. Колоколов, Н.М. Строительство мостов: учебник/ Н.М. Колоколов, Б.М. Вейнблант. – М.: Транспорт, 1984. – 504 с.
2. Бобриков, Б.В. Строительство мостов: учебник для вузов/ Б.В. Бобриков, И.М. Русаков, А.А. Царьков. – 2-е изд., перераб. и доп.; под ред. Б.В. Бобрикова. - М : Транспорт, 1987. – 304 с.
3. СНиП 2.05.03.-84\*.Мосты и трубы/Госстрой России. – М., 1996.
4. Петреня, Е.Н. Руководство пользователя программным комплексом MostSGB3 /Е.Н. Петреня, А.А. Петранин/ ВГАСУ. - Воронеж, 2002.

## References

1. N.M. Kolokolov, Vejnblant B.M. Bridge building: textbook/ N.M. Kolokolov, B.M. Vejnblant. - M : Transport, 1984. – 504 p.
2. B.V. Bobrikov, Bridge building: textbook for instituts of higher education/ B.V. Bobrikov , I.M. Rusakov, A.A. Tzarkov. – 2-nd eition., revised and amplified.; edited by .V.Bobrikova. - M : Transport, 1987. – 304 p.
3. SNiP 2.05.03.-84\*(building regulations).Bridges and pipes./Gosstroj of Russia. – Moscow, 1996.
4. E.N. Petrenja, A.A. Petranin. User's guide for MostSGB3/ E.N. Petrenja, A.A. Petranin; VSUAC. - Voronezh, 2002.

**Ключевые слова:** строительный подъём балок, сталежелезобетонное пролётное строение, продольная надвижка, аванбек, аръербек.

**Keywords:** camber of beams, composite beam bridge, longitudinal launching, avanbek, arerbek.