



Научно-технический журнал  
Орловского государственного  
технического университета  
Издается с 2003 года.

Выходит шесть раз в год  
**№1/27 (589) 2010**  
**(январь-февраль)**

# СТРОИТЕЛЬСТВО И РЕКОНСТРУКЦИЯ

«Известия ОрелГТУ». Серия «Строительство. Транспорт»

Учредитель – государственное образовательное учреждение высшего  
профессионального образования  
«Орловский государственный технический университет»

## Редакционный совет:

**Голенков В.А.** д.т.н., проф.,  
председатель  
**Радченко С.Ю.** д.т.н., проф.,  
зам. председателя  
**Борзенков М.И.** к.т.н., доц.  
**Колчунов В.И.** д.т.н., проф.  
**Константинов И.С.** д.т.н., проф.  
**Новиков А.Н.** д.т.н., проф.  
**Попова Л.В.** д.э.н., проф.  
**Степанов Ю.С.** д.т.н., проф.

## Главный редактор:

**Колчунов В.И.** акад. РААСН, д.т.н., проф.

## Заместители главного редактора:

**Гончаров Ю.И.** д.т.н., проф.  
**Колесникова Т.Н.** д. арх., проф.  
**Коробко В.И.** д.т.н., проф.  
**Данилевич Д.В.** к.т.н., доц.

## Редколлегия:

**Бондаренко В.М.** акад. РААСН, д.т.н., проф.  
**Карпенко Н.И.** акад. РААСН, д.т.н., проф.  
**Коробко А.В.** д.т.н., проф.  
**Король Е.А.** чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.  
**Меркулов С.И.** чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.  
**Ольков Я.И.** акад. РААСН, д.т.н., проф.  
**Римшин В.И.** чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.  
**Серпик И.Н.** д.т.н., проф.  
**Турков А.В.** д.т.н., проф.  
**Федоров В.С.** чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.  
**Чернышов Е.М.** акад. РААСН, д.т.н., проф.

## Ответственный за выпуск:

**Солопов С.В.**

## Адрес редколлегии:

302006, Россия, г. Орел,  
ул. Московская, 77.  
Тел.: +7 (4862) 73-43-49;  
www.ostu.ru  
E-mail: oantc@ostu.ru

Зарегистрировано в Федеральной службе  
по надзору в сфере связи и массовых ком-  
муникаций. Свидетельство:  
ПИ № ФС77-35718 от 24 марта 2009 г.

Подписной индекс **86294** по объединенному  
каталогу «Пресса России»

© ОрелГТУ, 2010

## Содержание

### **Теория инженерных сооружений.**

#### **Строительные конструкции**

<b>Бондаренко В.М.</b> Особенности деформирования железобетона при догрузке и при разгрузке, связанные с коррозионной и энергетической диссипацией силового сопротивления.....	3
<b>Лунев Л.А., Дураков С.В.</b> Влияние топологии средних опор в двухпролетной раме на ее напряженно-деформированное состояние.....	12
<b>Иноземцев В.К., Иноземцева О.В., Стрельникова К.А.</b> Бифуркационный критерий устойчивости системы «объект – основание» на базе инкрементальной модели основания.....	16
<b>Колчунов В.И., Скобелева Е.А., Коржавых А.И.</b> К анализу деформирования и разрушения сложно напряженных железобетонных составных элементов по наклонному сечению.....	23
<b>Конин Д.В.</b> Экспериментальные исследования моделей стыков колонн с несовершенствами между фрезерованными торцами.....	29
<b>Коробко А.В., Фетисова М.А.</b> Способы решения задач поперечного изгиба трапециевидных пластинок.....	36
<b>Курбацкий Е.Н., Аунг Мо Хейн, Сан Лин Тун.</b> Распространение волн в упругой среде от точечных источников.....	40
<b>Смоляго Е.Г., Крючков А.А.</b> Экспериментальные исследования трещиностойкости сборно-монолитных изгибаемых железобетонных элементов.....	47
<b>Чупичев О.Б.</b> Модели расчета силового сопротивления поврежденного коррозией железобетонного элемента.....	55

### **Архитектура и градостроительство**

<b>Гвозков П.А.</b> Архитектурное конструирование и контроль жесткости большепролетных конструкций вибрационным методом.....	60
--	----

### **Строительные материалы и технологии**

<b>Добшиц Л.М., Ломоносова Т.И.</b> Материалы на минеральной основе для защиты строительных конструкций и повышения их долговечности.....	64
<b>Черноусов Р.Н., Черноусов Н.Н., Бондарев Б.А.</b> Исследование истираемости жестких дорожных одежд с использованием мелкозернистого сталефиброшлакобетона (СФШБ).....	69



Scientific and technical journal  
of Orel State Technical University  
The journal is published since 2003.  
The journal is published 6 times a year

**№1/27 (589) 2010**  
**(January-February)**

# BUILDING AND RECONSTRUCTION

Izvestia Orel State Technical University  
The founder – The State Higher Professional Institution  
Orel State Technical University

*Editorial council:*

**Golenkov V.A.** *Doc. Sc. Tech., Prof., president*

**Radchenko S.Y.** *Doc. Sc. Tech., Prof., vice-president*

**Borzenkov M.I.** *Candidat Sc. Tech., Assistant Prof.*

**Kolchunov V.I.** *Doc. Sc. Tech., Prof.*

**Konstantinov I.S.** *Doc. Sc. Tech., Prof.*

**Novikov A.N.** *Doc. Sc. Tech., Prof.*

**Popova L.V.** *Doc. Ec. Tech., Prof.*

**Stepanov Y.S.** *Doc. Sc. Tech., Prof.*

*Editor-in-chief*

**Kolchunov V.I.** *Doc. Sc. Tech., Prof.*

*Editor-in-chief assistants:*

**Goncharov Y.I.** *Doc. Sc. Tech., Prof.*

**Kolesnikova T.N.** *Doc. Arc., Prof.*

**Korobko V.I.** *Doc. Sc. Tech., Prof.*

**Danilevich D.V.** *Candidat Sc. Tech., Assistant Prof.*

*Editorial committee*

**Bondarenko V.M.** *Doc. Sc. Tech., Prof.*

**Karpenko N.I.** *Doc. Sc. Tech., Prof.*

**Korobko A.V.** *Doc. Sc. Tech., Prof.*

**Korol E.A.** *Doc. Sc. Tech., Prof.*

**Merkulov C.I.** *Doc. Sc. Tech., Prof.*

**Olkov Y.I.** *Doc. Sc. Tech., Prof.*

**Rimshin V.I.** *Doc. Sc. Tech., Prof.*

**Serpik I.N.** *Doc. Sc. Tech., Prof.*

**Turkov A.V.** *Doc. Sc. Tech., Prof.*

**Fyodorov V.S.** *Doc. Sc. Tech., Prof.*

**Chernyshov E.M.** *Doc. Sc. Tech., Prof.*

*Responsible for edition:*

**Solopov S.V.**

*Address*

302006, Orel,  
Street Moscow, 77  
+7 (4862) 73-43-49  
www.ostu.ru  
E-mail: oantc@ostu.ru

Journal is registered in Federal service on supervision in sphere of communication and mass communications

The certificate of registration:

ПН № ФС77-35718 from 24.03.09

Index on the catalogue of the «*Pressa Rossiï*»  
**86294**

©OSTU, 2010

## Contents

### *Theory of engineering structures.*

#### *Building units*

<b>Bondarenko V.M.</b> Features of deformation of ferro-concrete at additional load and at the unloading, connected to corrosion and power dispersion of force resistance.....	3
<b>Lunev L.A., Durakov S.V.</b> The influence of the topology the middle busses in two-span frame on its intense-deformational state.....	12
<b>Inozemtcev V.K., Inozemtceva O.V., Strelnikova K.A.</b> Bifurcation stability criterion system «object – the basis» incremental model based on grounds.....	16
<b>Kolchunov V. I., Skobeleva E.A., Korzhavyh A.I.</b> To the analysis of deformation and destruction of difficult intense ferro-concrete components on inclined section.....	23
<b>Konin D.V.</b> Experimental research of column splice models with imperfection between milled faces.....	29
<b>Korobko A.V., Fetisova M.A.</b> Ways of the decision of problems of the cross-section bend trapezoid plates.....	36
<b>Kurbatskij E.N., Aung Mo Heyn, San Lin Tun.</b> Distribution of waves to the elastic environment from dot sources.....	40
<b>Smolyago E.G., Kryuchkov A.A.</b> Experimental researches of cracking composite reinforced concrete flexible elements.....	47
<b>Chupichev O.B.</b> Models of calculation of power resistance of the ferro-concrete element damaged by corrosion.....	55

### *Architecture and town-planning*

<b>Gvozkov P.A.</b> Architectural designing and the control of rigidity of wide-span designs a vibrating method.....	60
--	----

### *Construction technologies and materials*

<b>Dobshits L.M., Lomonosova T.I.</b> The materials on the mineral basis for the protect of building constructions and the increasing of its durability.....	64
<b>Chernousov R.N., Chernousov N.N., Bondarev B.A.</b> The analysis of hard road surfacing abrasability using fine-grained steel-fibro-slag-concrete (SFSC).....	69

Journal is included into the list of the Higher Examination Board for publishing the results of theses for competition the academic degrees

УДК 624

БОНДАРЕНКО В.М.

## ОСОБЕННОСТИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА ПРИ ДОГРУЗКЕ И ПРИ РАЗГРУЗКЕ, СВЯЗАННЫЕ С КОРРОЗИОННОЙ И ЭНЕРГЕТИЧЕСКОЙ ДИССИПАЦИЕЙ СИЛОВОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ\*

*При расчете железобетонных сооружений вводится комплексный учет гистерезисной и коррозионной диссипации силового сопротивления, в зависимости от особенностей решаемых задач и режимов нагружения предлагается ориентированное применение характеристик жесткости или отпорности конструкций и рассматриваются случаи перехода напряженного состояния из устойчивого в неустойчивое.*

**Ключевые слова:** железобетон, силовое сопротивление, разгрузка, расчетная модель.

*Depending on features of decided problems focused application of characteristics of rigidity of designs is offered and cases of transition of an intense condition from steady in unstable are considered.*

**Keywords:** ferro-concrete, power resistance, unloading, settlement model.

Исследования в области диссипативной теории железобетона привели к уточнению характеристик его силового сопротивления в зависимости от особенностей энергетических процессов деформирования при нагружении и при разгрузении, а также от предыстории взаимодействия с окружающей средой.

Необходимые расчетная модель и расчетные алгоритмы базируются на следующих предположениях:

- считается, что на всех стадиях существования (догружение, разгрузение, режимная эксплуатация и т.п.) сооружения геометрически неизменяемы и находятся в состоянии устойчивого силового сопротивления [5]:

$$\frac{dL_{\Sigma}}{dt} = \alpha \cdot L_{\Sigma}^m \quad \text{при } m \geq 1, \quad (1)$$

где  $L_{\Sigma}$  – обобщенное обозначение неравновесных факторов силового сопротивления – накопления коррозионных повреждений и деформаций ползучести<sup>†</sup>.

$$\Delta L_{\Sigma} = \frac{L_{кр} - L(t)}{L_{кр}};$$

- относительный дефицит исследуемого неравновесного фактора по сравнению с наперед заданной фиксированной его величиной  $L_{кр}$  (например, по сравнению с его асимптотическим значением при  $m \geq 1$ ). Заметим, что  $L_{кр}$  находится экспериментально. Так, с увеличением интенсивности коррозионной агрессии среды  $L_{кр} = \delta_{кр}$  растет;

$$\eta = \frac{\sigma}{R_b} \text{ – уровень напряженного состояния (} \sigma \text{ – расчетное напряжение; } R_b \text{ – предел}$$

прочности бетона);  $\alpha, m$  – эмпирические параметры кинетики исследуемого фактора, зависящие от уровня действующих напряжений.

Решение уравнения (1) имеет вид:

\* Работа выполнена при поддержке гранта РФФИ №09-08-13600.

† Автор разделяет мнение Л.Д. Ландау о том, что искусственное усложнение соотношений (1) произвольным введением немотивированных дополнительных параметров непродуктивно.

$$L(\sigma) = f_m \left[ L(t_0), \alpha(\eta), m(\eta), t \right] \bar{L}_{кр}(t_0), \quad (2)$$

в частности, при  $m > 1$ :

$$f_m = 1 - \left[ L(t_0) \right]^{m-1} + \alpha \left[ m+1 \right] \left[ -t_0 \right]^{m-1}, \quad (3)$$

при  $m=1$ :

$$f_1 = 1 - \Delta L(t_0) e^{-\alpha(t-t_0)}$$

- согласно Ю.Н. Работнову, для области устойчивого силового сопротивления ( $m \geq 1$ ) вводится квазилинейная запись реологического уравнения силового состояния материала [4, 5], структурно единая для мгновенных деформаций и деформаций ползучести функция напряжений  $S$  (6), (7) [3]:

$$\varepsilon(t_0) = \frac{S(\sigma)}{E_{сп,л}(t_0)},$$

где  $E_{сп,л}(t_0) = \left[ \frac{1}{E_{МГ}} + C^0 \int_{t_0}^t \frac{\sigma}{\sigma} dC(t, \tau) d\tau \right]^{-1}$ . (4)

- временный линейный модуль деформации Н.Н. Буданова-С.Е. Фрайфельда [1].

Таким образом, (4) взаимонезависимо оценивает влияние уровня напряженного состояния и влияние режима нагружения, в частности, при  $\sigma = const$  выражение  $E_{сп,л}$  получает запись\*:

$$E_{сп,л}(t_0) = \left[ \frac{1}{E_{МГ}} + C^0 \right]^{-1} = \frac{E_{МГ}(t)}{1 + \varphi(t, t_0)},$$

где  $\varphi(t, t_0) = E_{МГ}(t) C^0(t, t_0)$ , (5)

при этом функция напряжений  $S^0 = \sigma$  записывается в виде [1, 3]:

$$S(\sigma) = \sigma S^0(\sigma),$$

где  $S^0(\sigma) = 1 + \bar{v} \left( \frac{\sigma}{R} \right)^{\bar{m}}$ ; (6)

- функция нелинейности (при растяжении и разгрузке  $S^0 = 1$ ) или альтернативно  $S(\sigma) = a \sigma^d$ ,

где  $a = \frac{1 - \bar{v}}{R_0}$ ;  $d = \frac{\ln \left( \frac{1 + \bar{v}}{1 + \bar{v}/C} \right)}{\ln C}$ , (7)

когда значение  $C$  выбирается с помощью любого из известных приемов минимизации отклонений (7) от (6).

Кстати, из (6) следует, что коэффициент обратимости полных относительных деформаций:

$$K_{об} = \frac{\varepsilon_{об}}{\varepsilon} = \frac{1}{S^0(\sigma)}. \quad (8)$$

Заметим, что эквивалентной записью реологического уравнения силового сопротивления (4) является запись:

$$\varepsilon(t_0) = \frac{\sigma}{E_{сп}(\sigma, t, t_0)},$$

\* Отметим, что записи ниже (5) используются в нормативных документах большинства стран мира, включая РФ.

где  $E_{ep}(t, t_0) = \frac{E_{ep,l}(t, t_0)}{S^0(\sigma)}$ . (9)

- предполагается, что характеристики внешней коррозионной среды неизменны во времени, а ее контакт с железобетонными конструкциями происходит по поверхности сжатой зоны; возможные коррозионные повреждения арматуры допустимо оценивать расчетным снижением площади ее сечения умножением на коэффициент  $\omega_s < 1$  ( $A_s = \omega_s A_{s,0}$ ). Схема коррозионных повреждений по высоте сечения приводится на рисунке 1.

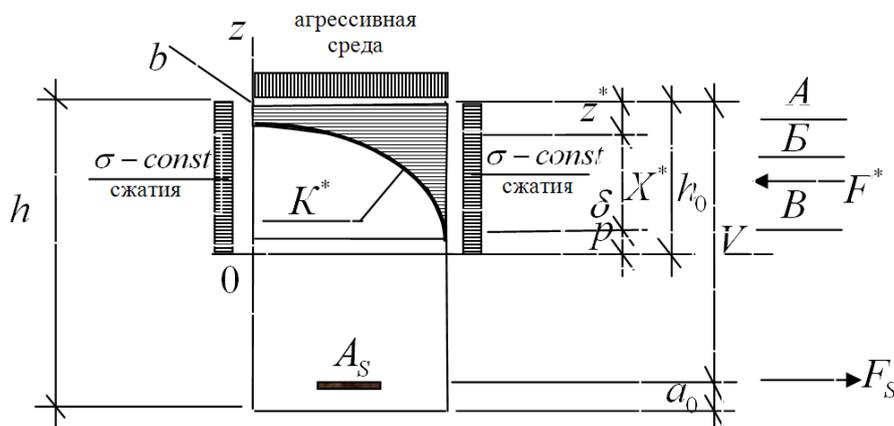


Рисунок 1 – Схема распределения коррозионных повреждений в сечении изгибаемой балки (А – зона полного повреждения ( $Z^*$ ), Б – зона частичного повреждения ( $\delta$ ), В – зона неповрежденной части сечения ( $p$ ),  $A_s$  – расчетная площадь арматуры)

Вследствие полного разрушения зоны А коррозионной среды перемещается на границу раздела зоны А и Б.

Далее вводится гипотеза об эквивалентности, которая позволяет с помощью функции повреждений  $K^*(Z)$  заменить непосредственный учет силового сопротивления зоны Б приведением его к исходным характеристикам расчетом [7].

$$K^*(z) = \sum_{i=0}^{i=2} a_i z^i,$$

где  $a_0 = 1 - \left(\frac{p}{\delta}\right)^2$ ;  $a_1 = \frac{2p}{\delta^2}$ ;  $a_2 = -\frac{1}{\delta^2}$ . (10)

$$K^* = 1 \text{ и } \left. \frac{dK^*}{dz} \right|_{z=p} = 0 \text{ при } z=p; K^* = 0 \text{ при } z=p + \delta, \quad (11)$$

что для предельного ресурса моментного силового сопротивления приводит с помощью условия равновесия всех сил на продольную ось к

$$X^* = X_1 + Z^* + \frac{1}{3} \delta,$$

где  $X_1 = \omega_s X_0$ ;  $X_0 = \frac{R_s A_{s,0}}{b R_b}$ . (12)

Условие (11) применимо в неизменном виде ко всем механическим характеристикам бетона зоны Б.

$$R^* = K^* R_b; E^* = K^* E_b; \frac{1}{C^*} = K^* \frac{1}{C^*}; K_{об}^* = K^* K_{об}, \quad (13)$$

где  $R^*$  – прочность;  $E^*$  – модуль деформации (4, 5);  $C^*$  – мера ползучести.

- учитывается, что диаграмма «напряжения сжатия – относительные деформации» при одноразовом нагружении – разгрузении образует т.н. петлю гистерезиса, площадь которой равна рассеянной при силовом деформировании энергии в единичном объеме тела  $\Delta W^*$  (рисунок 2).

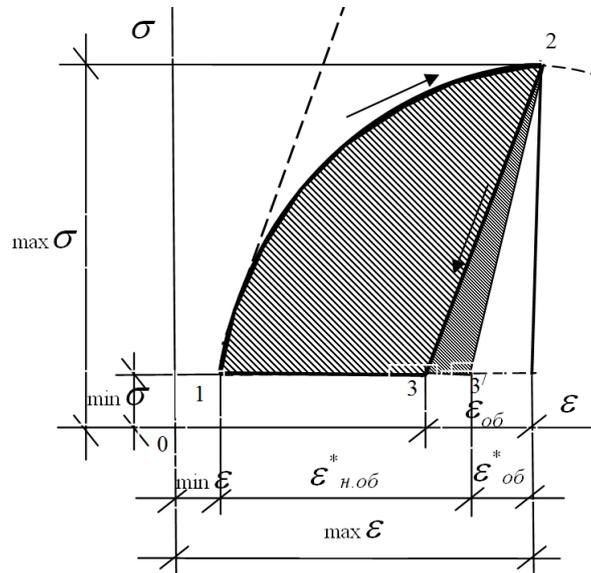


Рисунок 2 – Диаграмма « $\sigma - \varepsilon$ » петли гистерезиса  $\Delta W$  (1, 2, 3 –  $\Delta W_0$  без повреждений, 1, 2, 3 –  $\Delta W^*$  – с повреждениями)

Площадь петли гистерезиса  $\Delta W$  вычисляется как разница между  $\vec{W}$  энергией деформирования при нагружении и  $\bar{W}$  энергией деформирования при разгрузении (каждая из них равна соответствующей работе  $\vec{A}$  и  $\bar{A}$ , причем знаки  $\rightarrow$  и  $\leftarrow$  означают нагружение и разгрузение):

$$\Delta W = \vec{W} - \bar{W},$$

где  $\vec{W} = \int_{\min \sigma}^{\max \sigma} \sigma d\bar{\varepsilon}$ ;  $\bar{W} = \int_{\min \sigma}^{\max \sigma} \sigma d\varepsilon$ , (14)

откуда с учетом повреждений

$$\bar{W}^*(z) = \frac{[\max \sigma^2(z) - \min \sigma^2(z)]}{2E_{ep,l}(t, t_0)} + \frac{\bar{V}}{R_b^m} \left(1 - \frac{1}{2 + \bar{m}}\right) \frac{[\max \sigma^{2+\bar{m}}(z) - \min \sigma^{2+\bar{m}}(z)]}{K^*(z)E_{ep,l}(t, t_0)}; \quad (15)$$

$$\bar{W}^*(z) = K^*(z) \frac{[\max \sigma^2(z) - \min \sigma^2(z)]}{2E_{ep,l}(t, t_0)}; \quad (16)$$

$$\Delta W^* = [1 - K^*(z)] \frac{[\max \sigma^2(z) - \min \sigma^2(z)]}{2E_{ep,l}(t, t_0)} + \frac{\bar{V}}{R_b^m} \left(1 - \frac{1}{2 + \bar{m}}\right) \frac{[\max \sigma^{2+\bar{m}}(z) - \min \sigma^{2+\bar{m}}(z)]}{K^*(z)E_{ep,l}(t, t_0)}; \quad (17)$$

а при отсутствии повреждений  $\vec{W}$ ,  $\bar{W}$ ,  $\Delta W_0$  вычисляется по (15)-(17) при  $K^*(z) = 1$ .

$$\text{Так как } \Delta W_0(z) < \Delta W^*(z) \quad (18)$$

$$\text{и } [\Delta W^*(z) - \Delta W_0(z)] \geq 0, \quad (19)$$

коррозионные повреждения увеличивают гистерезисные потери энергии.

Построенные соотношения (15)-(17) позволяют установить относительные индикаторы диссипации энергии – коэффициент поглощения:

$$\Psi \left\langle \vec{e} \right\rangle = \frac{\Delta W \left\langle \vec{e} \right\rangle}{W \left\langle \vec{e} \right\rangle}; \Psi_c = \frac{\Delta W \left\langle \vec{e} \right\rangle}{W \left\langle \vec{e} \right\rangle}, \quad (20)$$

коэффициент неупругости  $\gamma \left\langle \vec{e} \right\rangle = \frac{\psi \left\langle \vec{e} \right\rangle}{2\pi}; \gamma_c = \frac{\Psi_c \left\langle \vec{e} \right\rangle}{2\pi}.$  (21)

Формулы (20) и (21) используются для вычисления одноименных индикаторов до появления повреждений  $\psi_0(z), \gamma_0(z)$  и после появления повреждений  $\psi^*(z), \gamma^*(z)$ , причем с ростом интенсивности повреждений значения  $\psi^*$  и  $\gamma^*$  растут.

Соответственно, общее для сжатой зоны железобетонного элемента количество энергии деформирования  $\vec{V}^*$  при нагружении и  $\vec{V}$  при разгрузке находятся интегрированием по объему элемента конструкции. Это позволяет определить количество рассеянной энергии всей сжатой зоны  $\Delta V^*$  и индикаторы поглощения  $\psi^*$  и неупругости  $\gamma^*$ . При этом влияние расстояния зоны бетона не учитывается, а арматура наделяется полной обратимостью деформаций (такое упрощение расчета считается несущественным). Теперь интегральные характеристики поглощения и неустойчивости, относящиеся к элементу в целом:

$$\Psi_{ин} = \frac{\vec{V}_b - \vec{V}_b}{\vec{V}_s + \vec{V}_s}; \Psi_{ин,c} = \frac{\vec{V}_b - \vec{V}_b}{\vec{V} + \vec{V}}; \gamma_{ин} = \frac{\psi_{ин}}{2\pi}; \gamma_{ин,c} = \frac{\Psi_{ин,c}}{2\pi}, \quad (22)$$

при  $K_{ин,об} = \frac{1}{1 + \psi_{ин,c}}; K_{ин,н.об} = \frac{\psi_{ин,c}}{1 + \psi_{ин,c}},$  (23)

где  $\vec{V}_b, \vec{V}_b, \vec{V}_s, \vec{V}_s$  – количество энергии деформирования при нагружении и при разгрузке в бетоне сжатой зоны  $V_b$  и в растянутой арматуре  $V_s$  (заметим, что  $\vec{V}_s$  и  $\vec{V}_s$  могут быть скорректированы по данным опытов).

В работе Е.С. Сорокина [9] приведены следующие экспериментальные сведения по  $\Psi_{ин,c}$  и  $\gamma_{ин,c}$  (таблица 1).

Таблица 1 – Значения коэффициентов  $\Psi_{ин,c}$  и  $\gamma_{ин,c}$  для железобетонных конструкций при поперечном изгибе

№ п/п	Конструкции	Значения $\Psi_{ин,c}$			$\gamma_{ин,c}$ средн.	Автор исследования
		от	до	средн.		
1	Рибристые железобетонные перекрытия	0,39	0,79	0,57	0,091	Е.С. Сорокин
2	То же после замоноличивания стыка	-	-	0,56	0,089	Хорт
3	Прочие железобетонные перекрытия	0,32	0,57	0,44	0,070	М. Росен
4	Железобетонные балки	0,35	0,78	0,56	0,089	Н.П. Павлюк
5	Железобетонные рамы	0,16	0,33	0,25	0,040	О.А. Савинов

Данные таблицы 1, как и следовало ожидать, зависят от граничных условий, а уровень возможных повреждений в [9] не отражен.

С помощью приведенных предпосылок определяются изменения напряженного состояния и силового сопротивления железобетонных конструкций, вносимых коррозионными повреждениями и гистерезисным рассеиванием энергии.

Применяя реологическое уравнение (4), вводя оценку нелинейности по (6) или (7), привлекая соотношения (10) и (13), принимая гипотезу плоских сечений и используя перенос диаграммы « $\sigma - \varepsilon$ », полученной при осевом сжатии (4), на построение эпюры нормальных напряжений в сжатой зоне изгибаемого железобетонного элемента, получим для зоны Б ( $p < z < p + \delta$ ):

$$\sigma(z, t) = \frac{M_0 E_{ep,l}(t, t_0) F_0(z)}{\bar{S}_{cp}^0 D_{cp}^*(t, t_0)} \quad (24)$$

или альтернативно:

$$\sigma(z, t) = \left[ \frac{M_0 E_{ep,l}(t, t_0) F_0(z)}{\bar{S}_{cp}^0 D_{cp}^*(t, t_0)} \right]^{1/d} R_b, \quad (25)$$

где  $F_0(z) = zK^* = \frac{1}{\delta^2} [z^2 - p^2] + 2pz^2 - z^3$ ; (26)

$\bar{S}_{cp}^0$  – некоторая расчетная величина средневзвешенного для сечения множителя нелинейности  $\bar{S}^0(\sigma)$ , причем:

$$F_0(\delta) \text{ при } z=0; F_0(p) = p \text{ при } z=p; F_0(p + \delta) = 0 \text{ при } z=p + \delta.$$

Очевидно, что  $\max \sigma$  и  $\max F_0$  имеют одинаковую ординату  $z_1$ , т.е.

$$\frac{dF_0(z)}{dz} = \frac{1}{\delta^2} [2z - p^2 + 4pz - 3z^2] = 0 \text{ и } z_1 = \frac{1}{3} [p \pm \sqrt{3\delta^2 + p^2}], \quad (27)$$

где  $p = X^* - (z^* + \delta)$ , а высота сжатой зоны  $X^*$  находится из условий равенства:

$$\sum F_i = 0; F_s^* = F_b^*,$$

где  $F_s^* = \omega_s A_{s0} R_s$  и  $F_b^* = \int_0^{X^*-Z^*} \sigma(z) dz$ , (28)

причем  $F_b^* = b \frac{M_0 E_{ep,l}(t, t_0)}{\bar{S}_{cp}^0 D_{cp}^*(t, t_0)} \left[ \int_0^{X^*-(Z^*+\delta)} z dz + \int_{X^*-(Z^*+\delta)}^{X^*-Z^*} F_0(z) dz \right]$  (29)

или альтернативно:

$$F_b^* = b \left[ \frac{M_0 E_{ep,l}(t, t_0)}{(1+V)R_b D_{cp}^*} \right]^{1/d} \left[ \int_0^{X^*-(Z^*+\delta)} z^{1/d} dz + \int_{X^*-(Z^*+\delta)}^{X^*-Z^*} F_0^{1/d}(z) dz \right] R_b. \quad (30)$$

Одновременно соблюдая требования  $m \geq 1 (\sigma \leq R_{b,dl})$ , что обеспечивает сохранение устойчивого состояния силового сопротивления во всех точках сечения, находим наибольший допустимый момент  $M_0 \leq M_T$ :

$$M_T \leq \frac{\bar{S}_{cp}^0 D_{cp}^*(t, t_0)}{E_{ep,l}(t, t_0) F_0(z_1)} R_{b,dl} \quad (31)$$

или альтернативно:

$$M_T = \frac{(1+V)D_{cp}^*(t, t_0)}{E_{ep,l}(t, t_0) F_0(z_1)} \left( \frac{R_{b,dl}}{R_b} \right)^d R_b. \quad (32)$$

Например, при  $p > 0$  получим:

$$z_1 = 0,557\delta; \max F_0(z_1) = 0,385\delta, \quad (33)$$

откуда  $\max \sigma(z_1) = 0,385 \frac{M_0 E_{ep,l}(t, t_0) \delta}{\bar{S}_{cp}^0 D_{cp}^*(t, t_0)}$  (34)

или альтернативно:

$$\max \sigma(z_1) = \left[ 0,385 \frac{M_0 E_{ep,l}(\delta)}{(1+V)R_b D_{cp}^*(t, t_0)} \right]^{1/d} R_b. \quad (35)$$

Соответствующую эпюру нормальных напряжений см. рисунок 3.

Отсюда находятся ограничения гарантии устойчивого силового состояния:

$$M_0 \leq 2,6 \frac{\bar{S}^0 D_{cp}^*(t, t_0)}{E_{ep,l}(t, t_0) \delta} R_{b, \delta l} \quad (36)$$

или 
$$M_0 \leq 2,6 \frac{(1 + \bar{V}) D_{cp}^*(t, t_0)}{E_{ep,l}(t, t_0) \delta} \left( \frac{R_{b, \delta l}}{R_b} \right)^d R_b. \quad (37)$$

Силовое сопротивление деформированию бетона при изменении нагрузок зависит от знака этих изменений и различно при догрузке и при разгрузке: при догрузке оно соответствует криволинейной восходящей ветви диаграммы "σ – ε" 1-2 (см. рисунок 2) и сопровождается рассеиванием энергии; при разгрузке оно соответствует линейной ветви диаграммы 2-3, а возможные сопутствующие потери энергии подсчитываются.

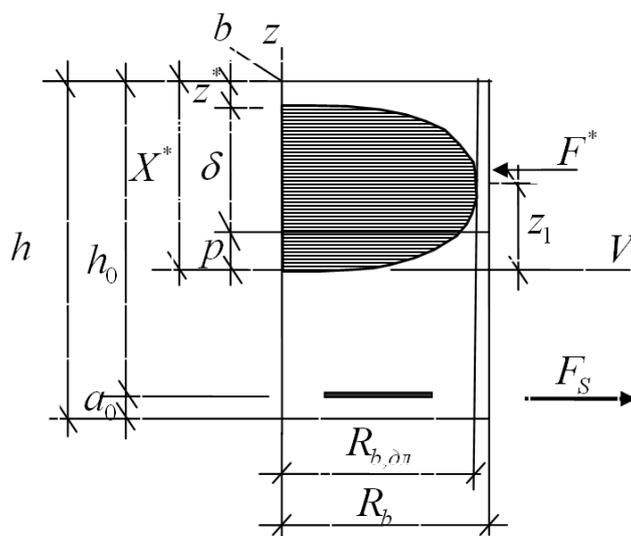


Рисунок 3 – Эпюра нормальных напряжений в сжатой зоне поврежденного коррозией изгибаемого железобетонного элемента

В связи с этим следует различать функции нелинейности и модули деформации при догрузке и при разгрузке. Полная запись временного модуля деформаций имеет вид:

$$E_{ep}(z, t, t_0) = \frac{K^*(z) E_{ep,l}(t, t_0)}{\bar{S}^0} \quad (38)$$

или при  $\sigma = const$ :

$$E_{ep}(z, t, t_0) = \frac{K^*(z) E_{Ml}(t)}{\bar{S}^0 + \varphi(t, t_0)} \quad (39)$$

причем при догрузке  $\bar{S}^0 > 1$ ; при разгрузке  $\bar{S}^0 = 1$ ; при отсутствии повреждений  $K^* = 1$ .

Характеристики силового сопротивления деформированию конструкций при догрузке и при разгрузке различны\*. При догрузке это т.н. «жесткость», при разгрузке – т.н. «отпорность». Как показано в [1], при изгибе и жесткость и отпорность отсчитываются относительно соответствующих центров изгиба (центр изгиба совпадает с центром тяжести приведенного сечения), причем при разгрузке, как и в линейной постановке задачи, центр изгиба расположен на нулевой оси нормальных напряжений:

$$D^* = D_b^* + D_s^*, \quad (40)$$

\* Отметим, что квазилинейная запись реологического уравнения силового сопротивления (4) отслеживая перемещение нулевой оси во времени за счет ползучести, не отражает раздвоение нулевых осей деформаций и напряжений [1].

где  $D^*$  – полная жесткость сечений, оцениваемая с учетом (38) или (39);  $D_b^*$  – тоже сжатой части сечения;  $D_s^*$  – тоже растянутой части сечения.

Изложенное проиллюстрируем примером назначения величины силы  $F_q$  «поддомкрачивания» балки после ее разгрузки для полного восстановления прогибов. Для простоты условно сосредоточим всю нагрузку (собственный вес, полезную нагрузку) в виде одной силы  $P$ , приложенной по середине пролета  $l$ , где находится наибольший прогиб  $\max U$  и где предполагается приложение  $F_q$ .

Полная разгрузка конструкции соответствует приложению такой же силы  $P$  противоположного знака в сечении с  $\max U$ , где  $U$  – прогиб балки.

Итак, при нагружении  $\bar{A} \langle \bar{P} \rangle = \bar{V} \langle \bar{P} \rangle = P \max U$ , при разгрузении обратимая часть деформаций соответствует  $\bar{A} \langle \bar{P} \rangle = \bar{V} \langle \bar{P} \rangle = PK_{ин.об}^* \max U$ , тогда дефицит:

$$\Delta V = \Delta A = \langle \max U - \max U_{об} \rangle \bar{P} = \langle -K_{ин.об}^* \rangle \max U \cdot P, \quad (41)$$

отсюда:

$$\Psi_{ин.с} = \frac{\Delta V}{\bar{V}} = \frac{\Delta A}{\bar{A}} = \frac{\langle -K_{ин.об}^* \rangle \max U \cdot P}{K_{ин.об}^* \max U \cdot P} = \frac{1 - K_{ин.об}^*}{K_{ин.об}^*}, \quad (42)$$

$$\text{т.е. } K_{ин.об} = \frac{1}{1 + \Psi_{ин.с}}; K_{ин.н.об} = \frac{\Psi_{ин.с}}{1 + \Psi_{ин.с}}, \quad (23)$$

где  $\bar{A}$  – работа силы  $P$  на перемещении  $\max U$ ;  $\bar{A}$  – работа противоположной силы  $P$  снятия нагрузки на перемещении  $U_{об} = K_{ин.об}^* \max U$  ( $\bar{V}$  и  $\bar{V}$  – соответствующее значение энергии деформирования балки);  $K_{ин.об}$  – интегральный коэффициент обратимости деформаций;  $K_{ин.н.об}$  – интегральный коэффициент необратимости деформаций конструкции (23);  $\Psi_{ин.с}$  – интегральный коэффициент поглощения энергии (22).

Отсюда искомая сила  $F_q$  «поддомкрачивания», т.е. «догружение» после снятия всей эксплуатационной нагрузки  $P$  (при  $\bar{D}^* = const$ ):

$$F_q = \frac{K_{ин.н.об}}{S} \frac{\bar{D}^*}{l^3} \max U, \quad (43)$$

где  $S$  – множитель, отражающий схему нагружения и влияния граничных условий. Так, для однопролетной шарнирно опертой балки с неизменной жесткостью вдоль пролета, поддомкрачиваемой силой  $F_q$  по середине пролета  $S = 1/48$ , т.е.

$$F_q = 48K_{ин.н.об} \frac{\bar{D}^*}{l^3} \max U. \quad (44)$$

Очевидно, для уточнения (44) следует учесть изменение жесткости сечений вдоль пролета, вытекающее из нелинейной постановки задачи и неравномерности коррозионных повреждений.

Отсюда следует, что временной режим для  $F_q$  влияет на жесткость  $\bar{D}^*$ , например, на основании таблицы 5.5 СП 52-101-2003 уточнение (5) может уменьшить величину  $F_q$  в несколько раз.

Таким образом, при расчете железобетонных конструкций вводится комплексный учет гистерезисной и коррозионной диссипации силового сопротивления и в зависимости от особенностей решаемых задач и режимов нагружения (устойчивое или пограничное состоя-

ние, статически неопределимые системы, устойчивость конструкций, контактные задачи) – догружение или разгружение – предлагается ориентированное применение характеристик жесткости  $\bar{D}^*$  или отпорности  $\bar{D}^*$ .

ЛИТЕРАТУРА

1. Бондаренко, В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона [Текст] / В.М. Бондаренко. – Харьков: Харьковский гос. университет, 1968.
2. Бондаренко, В.М. Инженерные методы нелинейной теории железобетона [Текст] / В.М. Бондаренко, С.В. Бондаренко. – М.: Стройиздат, 1982.
3. Бондаренко, С.В. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий [Текст] / С.В. Бондаренко, Р.С. Санжаровский. – М.: Стройиздат, 1990.
4. Бондаренко, В.М. Диалектика механики железобетона [Текст] / В.М. Бондаренко // Бетон и железобетон. – М., 2002. – №4.
5. Бондаренко, В.М. Уровень напряженного состояния как фактор структурных изменений и реологического силового сопротивления бетона [Текст] / В.М. Бондаренко, Н.И. Карпенко // Academia. Архитектура и строительство. – М.: РААСН, 2007. – №4.
6. Бондаренко, В.М. К вопросу об устойчивом и неустойчивом силовом сопротивлении железобетонных конструкций [Текст] / В.М. Бондаренко // Известия ОрелГТУ. Серия «Строительство. Транспорт». – Орел: ОрелГТУ. – 2009. – №3/23. – 9-17.
7. Бондаренко, В.М. Специфика силового сопротивления поврежденных коррозией железобетонных конструкций и новые факторы разрушения [Текст] / В.М. Бондаренко // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – М., 2009. – №4.
8. Бондаренко, В.М. О влиянии коррозионных повреждений на диссипацию энергии при силовом деформировании бетона [Текст] / В.М. Бондаренко // Бетон и железобетон. – М., 2009. – №6.
9. Сорокин, Е.С. Динамическая характеристика строительных материалов и конструкций [Текст] / Е.С. Сорокин. – М.: Стройиздат, 1972.

**Бондаренко В.М.**

Московская государственная академия коммунального хозяйства и строительства, г. Москва  
Академик РААСН, доктор технических наук, профессор  
Тел.: +7 (495) 678-32-05

ЛУНЕВ Л.А., ДУРАКОВ С.В.

## ВЛИЯНИЕ ТОПОЛОГИИ СРЕДНИХ ОПОР В ДВУХПРОЛЕТНОЙ РАМЕ НА ЕЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ

*В статье приведена топология влияния средних опор на напряженно-деформированное состояние двухпролетных рам.*

**Ключевые слова:** напряженно-деформированное состояние.

*In the article there is the topology of the influence the middle basses on the intense-deformation state in the two-span frames.*

**Key words:** the mode of deformation.

Исследования существующих двухпролетных рам [1] показывают, что традиционная конструктивная схема (рисунок б) невыгодна с точки зрения распределения внутренних усилий. Центральная ее часть нагружена больше, чем пролетные и крайние. Поэтому приходится увеличивать высоту сечения ригеля в центральной части для восприятия наибольших по величине усилий. В двухпролетной раме возможно загрузение снеговой нагрузкой только на одном пролете, что также приводит к перераспределению внутренних усилий и корректировке в подборе сечения ригеля.

Чтобы избежать указанных выше факторов, были предложены новые конструктивные схемы двухпролетной рамы, в которых T-образные опоры совмещают функцию опор с пролетным строением, что приводит к существенному перераспределению усилий в ригеле рамы от вертикальной нагрузки (рисунки 1...3).

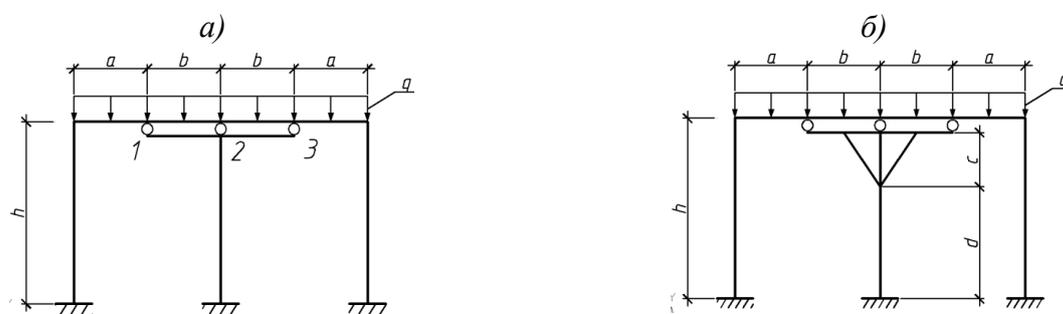


Рисунок 1 – Двухпролетная рама с T-образной опорой (а); двухпролетная рама с T-образной опорой, усиленной подкосами в средней части консоли (б)

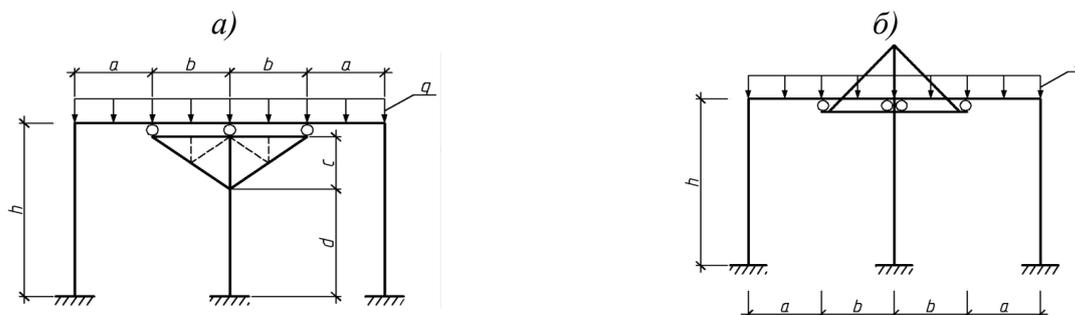


Рисунок 2 – Двухпролетная рама с T-образной опорой, усиленной подкосами по краям консоли (а); двухпролетная рама с T-образной опорой, усиленной вантами (б)

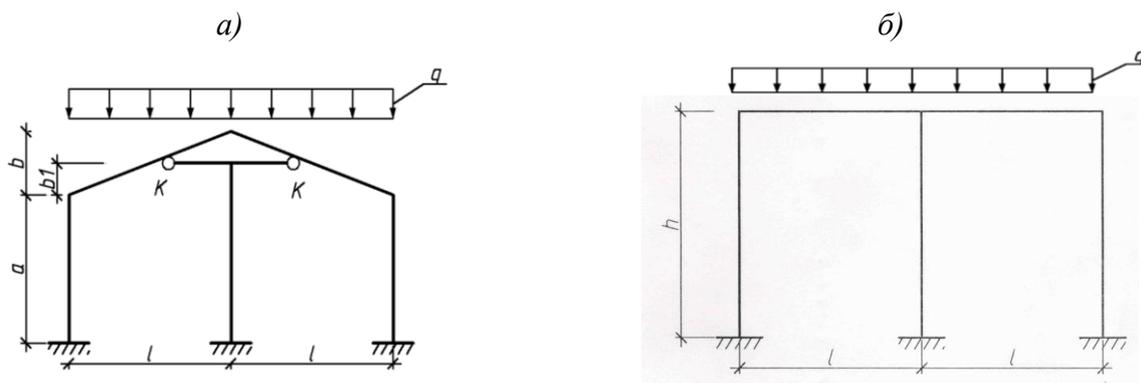


Рисунок 3 – Рама с ломаным ригелем, подкрепленная T-образной опорой (а); двухпролетная традиционная рама (б)

Алгоритмы расчета новых конструктивных форм двухпролетных рам с T-образными опорами опубликованы в работах [2, 3, 4]. На основании представленных алгоритмов расчета новых конструкций проведены их численные исследования, результаты которых свидетельствуют о существенном влиянии T-образных опор в двухпролетной раме на ее напряженно-деформированное состояние (НДС).

Отдельные результаты численных исследований НДС традиционных и новых конструктивных форм металлических двухпролетных рам с T-образными опорами изображены на рисунках 7...10 со следующими параметрами: пролет  $l_1 = 18$  м, расчетное сопротивление стали  $R_y = 245$  МПа,  $\gamma = 7,85 \times 10^4$  Н/м<sup>3</sup>,  $q+P = 7200$  Н/м,  $E = 2,1 \times 10^{11}$  Н/м<sup>2</sup>.

Рассмотрены варианты как симметричного, так и несимметричного нагружения ригеля временной снеговой нагрузкой.

На эпюрах (рисунки 4...7) номерами от 0 до 5 обозначены варианты конструктивных решений сравниваемых металлических рам: 0 – традиционная двухпролетная рама; 1 – двухпролетная рама с T-образной опорой; 2 – двухпролетная рама с T-образной опорой, усиленной подкосами по краям консоли; 3 – двухпролетная рама с T-образной опорой, усиленной подкосами в средней части консоли; 4 – двухпролетная рама с T-образной опорой, усиленной вантами; 5 – двухпролетная рама с ломаным ригелем, подкрепленная T-образной опорой.

Результаты численных исследований показали, что в элементах традиционной двухпролетной рамы возникают наиболее неблагоприятные комбинации усилий как в пролетах, так и на опорах. Соответственно, прогибы в элементах ригеля при обоих рассматриваемых вариантах нагружений имеют максимальные значения, что свидетельствует о нерациональном конструктивном решении, в первую очередь, средней опоры рамы.

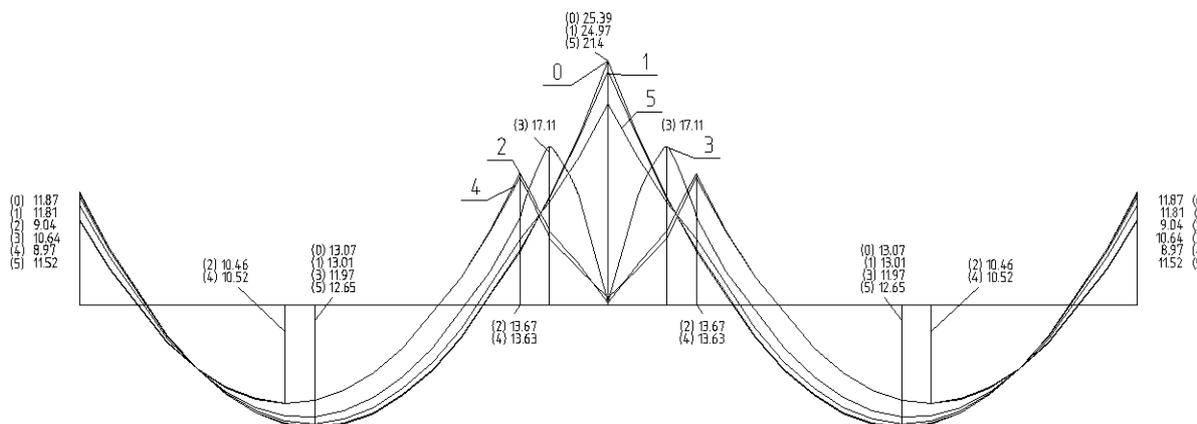


Рисунок 4 – Эпюры изгибающих моментов (Т·м) в ригеле для рамных конструкций при симметричном нагружении двух пролетов

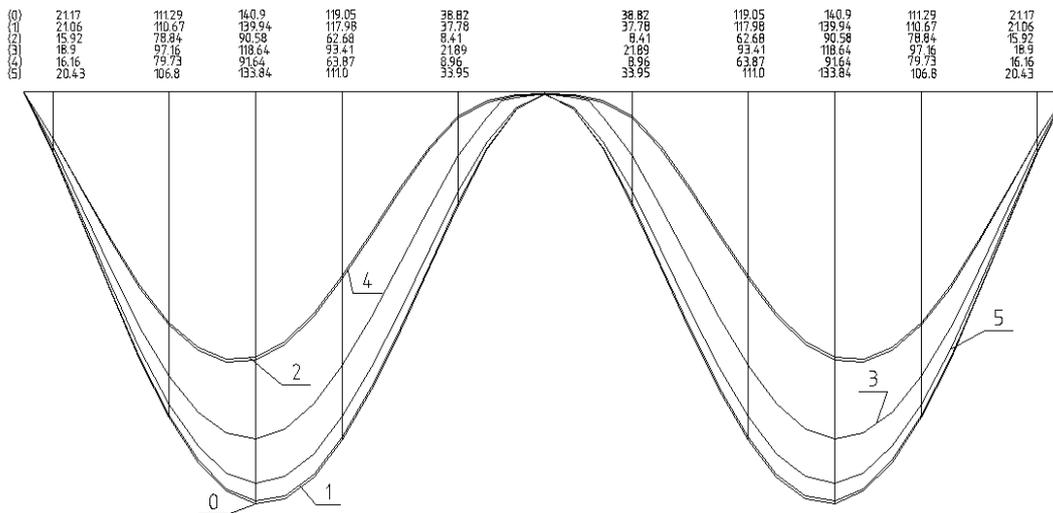


Рисунок 5 – Эпюры прогибов (мм) в ригеле для рамных конструкций при симметричном нагружении двух пролетов

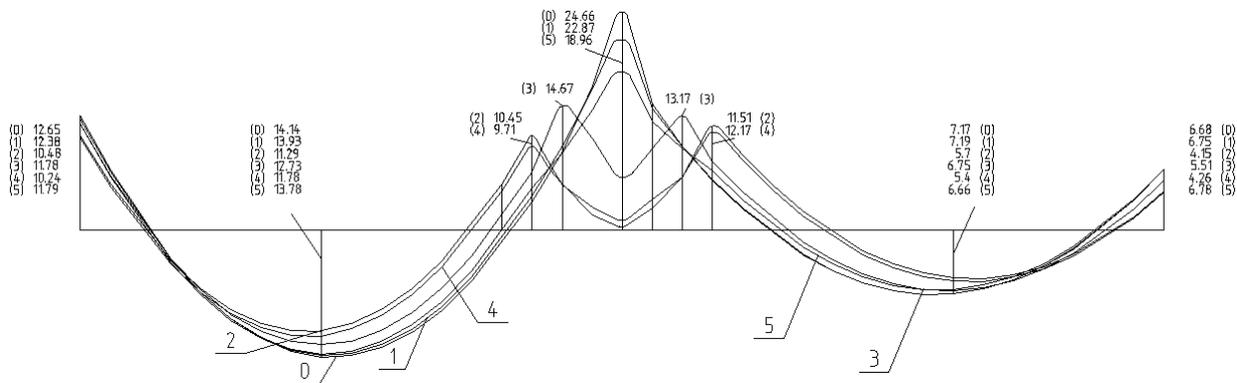


Рисунок 6 – Эпюры изгибающих моментов (Т·м) в ригеле для рамных конструкций при нагружении одного пролета временной снеговой нагрузкой

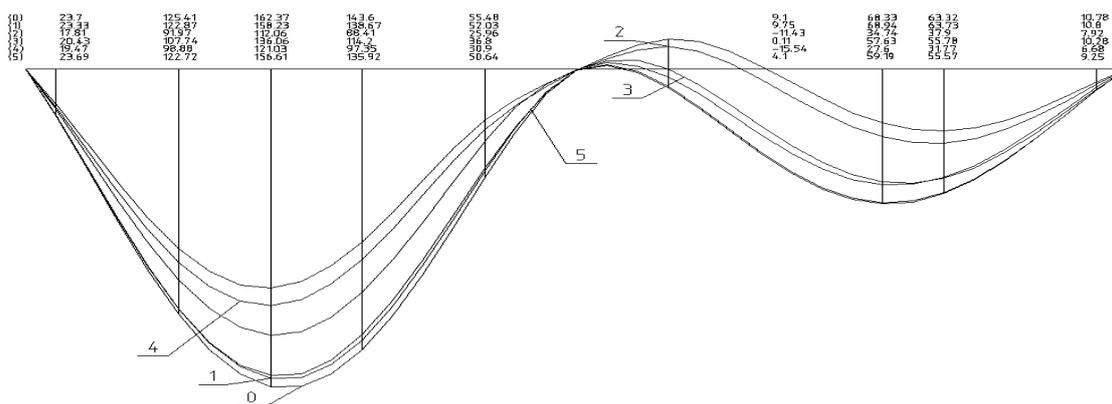


Рисунок 7 – Эпюры прогибов (мм) в ригеле для рамных конструкций при нагружении одного пролета временной снеговой нагрузкой

Анализ результатов численных исследований предлагаемых вариантов конструктивных решений двухпролетных рам показал, что самая деформируемая конструкция – двухпролетная рама с прямолинейным ригелем, подкрепленная T-образной опорой, а оптимальными конструкциями с точки зрения благоприятного распределения изгибающих моментов в

пролетах и на средней опоре являются двухпролетная рама с  $T$ -образной опорой, усиленной подкосами по краям консоли и двухпролетная рама с  $T$ -образной опорой, усиленной вантами.

**ЛИТЕРАТУРА**

1. Трофимов, В.И. Легкие металлические конструкции зданий и сооружений: Учебное пособие [Текст] / В.И. Трофимов, А.М. Каменский. – М.: АСВ, 2002. – 576 с.
2. Дураков, С.В. Напряженное состояние сплошностенчатой рамы с  $T$ -образными опорами [Текст] / С.В. Дураков, Л.А. Лунев // Эффективные строительные конструкции: теория и практика: Сборник статей V международной научно-технической конференции. – Пенза: Приволжский дом знаний, 2006. – С. 201-204.
3. Дураков, С.В. Напряженное состояние рам с  $T$ -образными опорами, усиленных подкосом [Текст] / С.В. Дураков, Л.А. Лунев // Образование, наука, производство и управление: Сборник трудов международной научно-практической конференции: В 4-х т. – Старый Оскол: ООО «ТНТ», 2006. – Т. 3. – С. 223-225.
4. Дураков, С.В. Методика расчета напряженно-деформированного состояния двухпролетных рамных конструкций с  $T$ -образными опорами [Текст] / С.В. Дураков, Л.А. Лунев // Образование, наука, производство и управление: Сборник трудов международной научно-практической конференции: Старый Оскол: СТИ МИСиС, 2007. – С. 236-238.

**Лунев Л.А.**

Старооскольский технологический институт (филиал) Федерального государственного образовательного учреждения высшего профессионального образования «Национальный исследовательский технологический университет «МИСиС», г. Старый Оскол  
Доктор технических наук, профессор  
Тел.: +7 (4725) 42-76-46

**Дураков С.В.**

Старооскольский технологический институт (филиал) Федерального государственного образовательного учреждения высшего профессионального образования «Национальный исследовательский технологический университет «МИСиС», г. Старый Оскол  
Тел.: +7 (904) 536-28-32  
E-mail: eugen555@bk.ru

ИНОЗЕМЦЕВ В.К., ИНОЗЕМЦЕВА О.В., СТРЕЛЬНИКОВА К.А.

## БИФУРКАЦИОННЫЙ КРИТЕРИЙ УСТОЙЧИВОСТИ СИСТЕМЫ «ОБЪЕКТ – ОСНОВАНИЕ» НА БАЗЕ ИНКРЕМЕНТАЛЬНОЙ МОДЕЛИ ОСНОВАНИЯ

Показана возможность сведения задачи общей устойчивости высокого сооружения на деформируемой фундаментной плите, взаимодействующей с основанием с упруго-пластическими свойствами, к классической бифуркационной проблеме поиска собственных значений (точек бифуркации решений для полного вектора перемещений деформируемой среды основания).

**Ключевые слова:** критерий устойчивости, физическая нелинейность, слой основания, высокий объект.

Possibility of data of a problem of the general stability of a high construction on the deformable base plate co-operating with the basis with elastic-plastic properties to classical problem of search of own values is shown.

**Keywords:** criterion of stability, physical nonlinearity, a basis layer, high object.

Проблема устойчивости системы «объект – основание» (рисунок 1) актуальна для объекта с высоко расположенным центром тяжести. Здесь возможно исследование устойчивости как отдельных конструктивных элементов и частей объекта, так и общей устойчивости объекта на деформируемом основании (как системы «объект – основание»). Статья посвящена исследованию общей устойчивости системы «объект – основание». Такие объекты в виде абсолютно жесткого тела встречаются среди сооружений промышленного назначения.

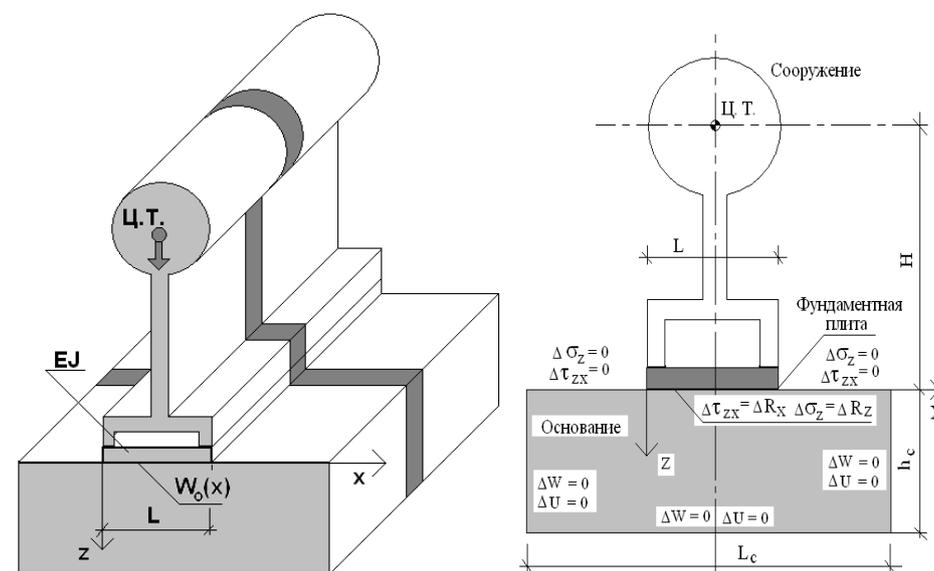


Рисунок 1 – Схема системы «объект – основание», объединяющая высокий объект, деформируемую фундаментную плиту, слой основания и граничные условия на контуре области

Высотное здание в первом приближении также можно представить как абсолютно жесткое тело с высоко расположенным центром тяжести. Максимальное упрощение описания объекта позволяет при построении системы «объект – основание» рассмотреть физически нелинейное основание, давление на которое передается через деформируемую фунда-

ментную плиту (см. рисунок 1). Покажем возможность сведения задачи общей устойчивости высокого сооружения на деформируемой фундаментной плите, взаимодействующей с основанием с упругопластическими свойствами, к классической проблеме поиска собственных значений (точек бифуркации решений для полного вектора перемещений деформируемой среды основания):

$$M \varphi = \lambda N \varphi, \quad (1)$$

Здесь  $x$  – неизвестная собственная функция;  $\lambda$  – собственное значение;  $M$  и  $N$  – линейные дифференциальные операторы с соответствующими граничными условиями.

Развитие деформационной неоднородности физически нелинейного слоя основания в процессе нагружения системы с высоко расположенным центром тяжести приводит к потере устойчивости процесса деформирования. Употребление здесь понятия «процесс деформирования» вместо понятия потери устойчивости состояния равновесия говорит о том, что определяемая бифуркационная нагрузка является «наиранней» по терминологии В.Д. Ключникова и соответствует бифуркации скорости процесса деформирования [1]. Бифуркация скорости процесса деформирования основания приводит к тому, что исходный процесс деформирования, симметричный относительно оси симметрии системы «объект – основание», перестает быть устойчивым, что и является следствием начала развития несимметричного процесса деформирования (деформаций крена объекта).

В качестве модели основания рассмотрим инкрементальную модель, следующую из фундаментальной системы уравнений механики деформируемого твердого тела, представленной в приращениях для плоской задачи:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \Delta \sigma_1}{\partial x} + \frac{\partial \Delta \sigma_{13}}{\partial z} &= 0; \\ \frac{\partial \Delta \sigma_{13}}{\partial x} + \frac{\partial \Delta \sigma_3}{\partial z} &= 0. \end{aligned} \quad (2)$$

Учет физической нелинейности основания приводит к использованию однородных линеаризованных соотношений для приращений напряжений:

$$\Delta \sigma_{ij} = E_{ij} \Delta e_{ij}, \quad (3)$$

$$\text{где } \Delta e_1 = \frac{\partial \Delta U}{\partial x}; \quad \Delta e_3 = \frac{\partial \Delta W}{\partial z}; \quad \Delta e_{13} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial \Delta W}{\partial x} + \frac{\partial \Delta U}{\partial z} \right). \quad (4)$$

Для учета взаимодействия основания и фундаментной плиты (или выделенной «балки – полоски» в условиях плоской задачи) необходимо при записи граничных условий статических уравнений плоской задачи принять условие:

$$\Delta R_z(x) = -EJ \frac{\partial^4 \Delta W(x)}{\partial x^4}, \quad (5)$$

где  $\Delta R_z(x)$  – приращение реактивного вертикального отпора на части поверхности основания, взаимодействующей с нагруженной фундаментной плитой, связанное условием равновесия «балки – полоски» с величиной ее изгибной жесткости ( $EJ$ ).

Неоднородность в уравнениях (2) (параметр нагрузки от высотного сооружения) появляется при записи граничных условий задачи изгиба «балки – полоски». Так, естественным условием для свободных краев плиты является равенство нулю приращения момента  $\Delta M = 0$  и равенство приращения перерезывающей силы  $\Delta Q$  приращению левой и правой опорных реакций сооружения на текущем шаге нагружения. Таким образом:

$$\Delta M = EJ \frac{\partial^2 \Delta W_k}{\partial x^2} = 0; \quad \Delta Q_k = -EJ \frac{\partial^3 \Delta W_k}{\partial x^3} = \Delta P_k^{0,L}, \quad (6)$$

где  $\Delta P_k^{0,L}$  – приращение левой ( $\Delta P_k^0$ ) и правой ( $\Delta P_k^L$ ) опорных реакций сооружения на  $k$ -ом шаге нагружения.

Рекуррентные линейризованные соотношения для приращений опорных реакций в (3) получаются из системы уравнений: суммы проекций вертикальных усилий на вертикальную ось, записанных согласно концепции Ф. Шенли, относительно приращений и суммы приращений моментов относительно любой из опор сооружения, записанных для его возмущенного состояния на текущем  $k$ -ом шаге нагружения. Возмущенное состояние – это наличие малого эксцентриситета центра вертикальных усилий, обусловленное разностью приращений осадок левой ( $L$ ) и правой ( $O$ ) опор сооружения, т.е. пропорциональное разности  $(\Delta W_k^L - \Delta W_k^O)$  на рассматриваемом  $k$ -ом шаге нагружения.

$$\Delta P_k^{0,L} = \frac{\Delta P_k}{2} \left( 1 \mp \frac{2H}{L^2} \sum_{n=0}^{k-1} (\Delta W_n^L - \Delta W_n^O) \right) \mp \frac{2H}{L^2} \sum_{n=0}^{k-1} \left( \frac{\Delta P_n}{2} \right) (\Delta W_k^L - \Delta W_k^O) \quad (7)$$

Здесь  $H$  – высота центра вертикальных усилий;  $L$  – ширина фундаментной плиты.

Для сведения проблемы устойчивости сооружения к задаче о собственных значениях на текущем  $k$ -ом шаге нагружения следует по терминологии, принятой в литературе [1], «заморозить» параметр шага нагружения, т.е. считать приращение  $\Delta P_k$  равным нулю.

Граничные значения для приращений функций перемещений в случае односвязной области принимаем нулевыми по всему контуру области за исключением границы поверхности основания (см. рисунок 1).

Линейризованные физические соотношения (3) основаны на экспоненциальном законе деформирования:

$$\sigma_i = \alpha \left( 1 - \exp\left(-\frac{e_i}{\beta}\right) \right) + \gamma e_i, \quad (8)$$

где  $\sigma_i$ ,  $e_i$  – интенсивности напряжений и деформаций.

Касательный модуль диаграммы деформирования равен:

$$E_k = \frac{d\sigma_i}{de_i} = \frac{\alpha}{\beta} \exp\left(-\frac{e_i}{\beta}\right) + \gamma. \quad (9)$$

Этот закон позволяет при различных значениях коэффициентов получить три вида диаграмм. Первая диаграмма соответствует линейно деформируемому материалу. При этом коэффициенты диаграммы принимают следующие значения:  $\alpha = 0$ ;  $\gamma = 10\,000$  кПа. Вторая диаграмма представляет собой экспоненциальный закон со следующими значениями параметров:  $\alpha = 100$  кПа;  $\beta = 0,01$ ;  $\gamma = 0$  кПа. Промежуточному случаю будет соответствовать экспоненциальный закон с упрочнением:  $\alpha = 70$  кПа;  $\beta = 0,01$ ;  $\gamma = 3000$  кПа. Для сравнения эти три вида диаграмм приведены на рисунке 2.

В качестве примера расчета приведем результаты решения ряда задач при следующих исходных данных:

- изгибная жесткость балочного элемента очень большая (как для абсолютно жесткого тела)  $EJ = 175 \cdot 10^7$  кН·м<sup>2</sup>;

- коэффициент, характеризующий работу упругого основания на обжатие для линейно деформируемого тела,  $k = E_0 / (h_c (\epsilon - \nu^2)) = 3333$  кН/м<sup>3</sup>;

- коэффициент, характеризующий работу упругого основания на сдвиг или срез  $r = E_0 h_c / (\epsilon + \nu)$  для линейно деформируемого тела = 4444 кН/м.

В случае нелинейно деформируемого слоя основания принимается экспоненциальный закон с упрочнением (см. рисунок 2).

На рисунке 3 приведены графики зависимости осадок сооружения от безразмерного параметра нагрузки для упругого основания и для нелинейно деформируемого основания.

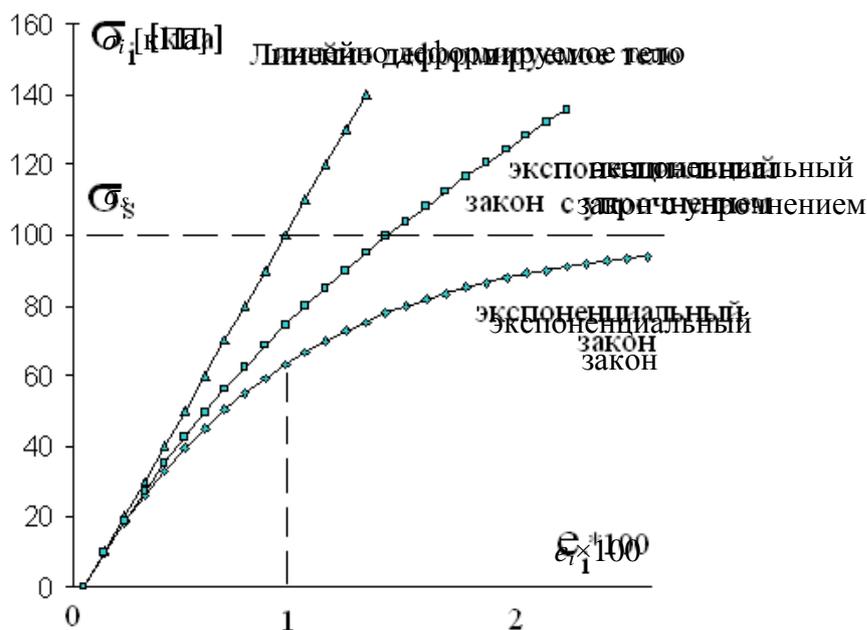


Рисунок 2

Используя концепцию упругого эквивалента системы [1], можно определить величину критической нагрузки упругого эквивалента как собственное значение линеаризованной системы уравнений модели «объект – основание». Упругий эквивалент системы – это та же система, но с неоднородными деформационными свойствами физически нелинейного материала, соответствующими текущему уровню его нагружения. При этом в пределах рассматриваемого шага нагружения материал системы считается упругим.

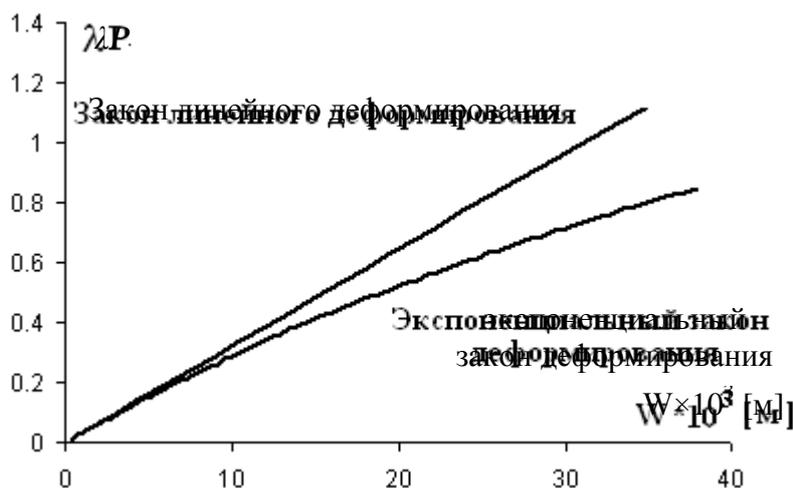


Рисунок 3 – Графики зависимости осадок сооружения от безразмерного параметра нагрузки для упругого основания и для нелинейно деформируемого основания

Дискретизация методом сеток системы дифференциальных уравнений модели «объект – основание», записанных относительно приращений компонент вектора перемещений  $(\Delta W, \Delta U)$ , приводит нас к алгебраической проблеме собственных значений (1), при этом  $(\Delta W, \Delta U)$  являются собственной функцией  $x$ . В этом случае в качестве собственного значения  $\lambda$  на  $k$ -ом шаге нагружения в (1) выступает параметр общего веса сооружения с высоко расположенным центром тяжести:

$$\lambda = \frac{2H}{L^2} \sum_{i=0}^{k-1} \left( \frac{\Delta P_i}{2} \right) = \frac{2H}{L^2} P. \tag{10}$$

Для линейно деформируемого основания критическая нагрузка упругого эквивалента является постоянной величиной и равна критической нагрузке самой системы «сооружение – основание». Для нелинейно деформируемого основания критическая нагрузка упругого эквивалента зависит от уровня нагружения системы «сооружение – основание» и снижается по мере нагружения нелинейно деформируемого основания (рисунок 4). Критическая нагрузка системы «сооружение – основание» определяется положением точки бифуркации решения, которая находится на пересечении графиков критической нагрузки упругого эквивалента системы и зависимости нагрузки от величины осадки основания.

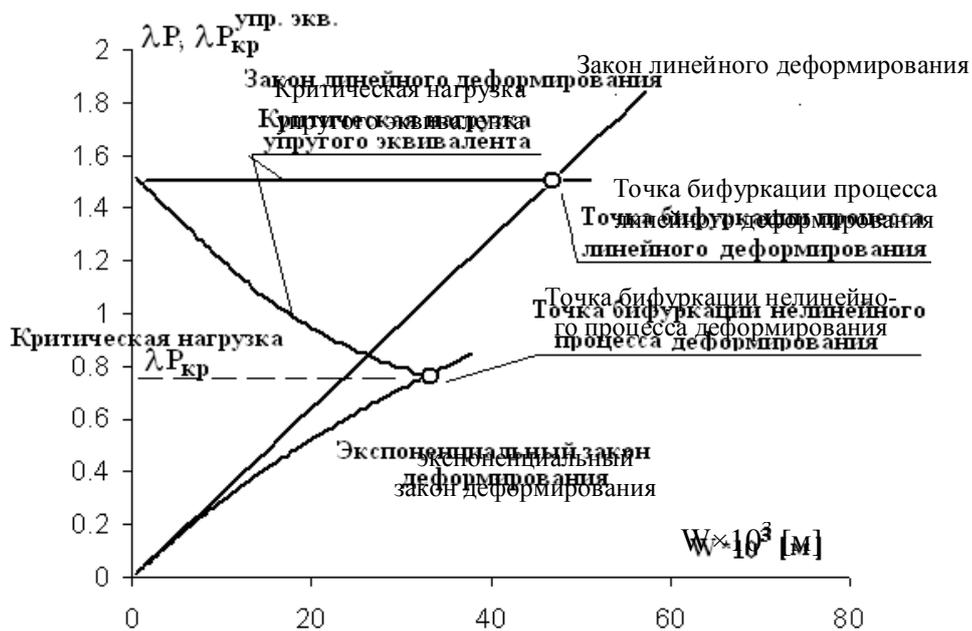


Рисунок 4

Точка бифуркации или точка ветвления решения обычно имеет место для идеализированных систем, т.е. для систем, не имеющих каких-либо несовершенств геометрии, эксцентриситетов приложения нагрузки или несимметрично распределенной неоднородности материала. Реальные системы являются не идеализированными и имеют, как правило, малые начальные несовершенства. В этом случае отклонения системы от начального положения равновесия (для упругой системы) или нарушение исходного процесса деформирования (для нелинейно деформируемой системы) проявляются несколько ранее достижения критической бифуркационной нагрузки. По мере приближения уровня нагружения системы к точке бифуркации решения отклонения от исходного состояния равновесия или от исходного процесса деформирования начинают неограниченно возрастать. Продемонстрируем это на примере расчета (рисунок 6) нелинейно деформируемого основания с экспоненциальным законом деформирования для идеализированной системы, имеющей малый начальный эксцентриситет положения центра тяжести системы. Конкретная величина малого эксцентриситета в данном случае не имеет значения. Значение имеет наличие малого эксцентриситета, вследствие чего уравнения устойчивости становятся неоднородными. Точка бифуркации при этом трансформируется в предельную точку решения (рисунок 5).

На рисунке 5 приведены графики зависимости приращений осадок опор сооружения для идеализированной системы и точка бифуркации решения. На этом же рисунке приведе-

ны графики приращения осадок опор сооружения для неидеализированной системы. Можно отметить, что при приближении уровня нагружения к критической бифуркационной нагрузке «креновые» деформации сооружения возрастают.

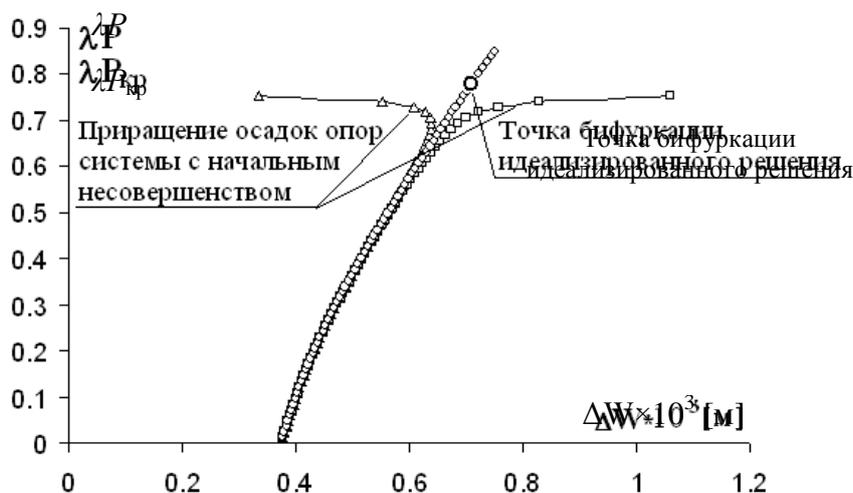


Рисунок 5 – Графики зависимости приращений осадок опор сооружения для идеализированной системы и точка бифуркации решения

Все результаты, приведенные для нелинейно деформируемого основания, получены с использованием экспоненциального закона деформирования с упрочнением. Сопоставим полученные графики зависимости приращений вертикальных перемещений от нагрузки для неидеализированной системы с аналогичными графиками, полученными для экспоненциального закона без упрочнения (рисунок 6).

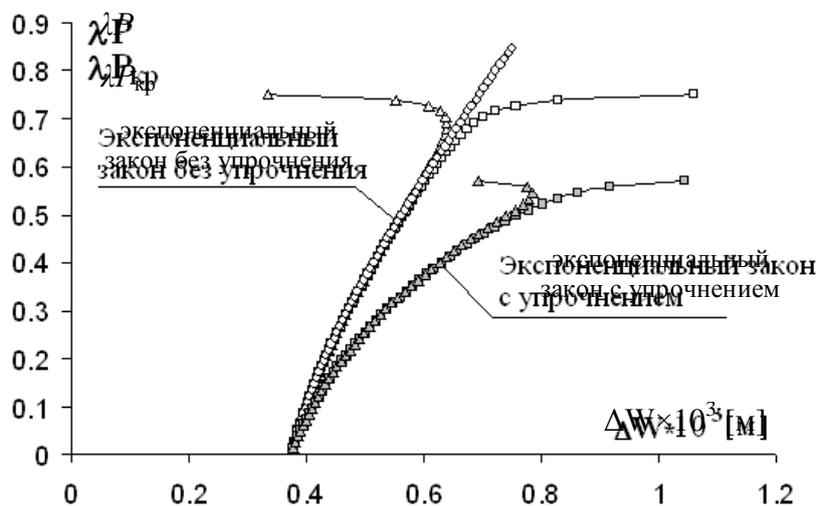


Рисунок 6 – Сопоставление полученных графиков зависимости приращений вертикальных перемещений от нагрузки для неидеализированной системы с аналогичными графиками, полученными для экспоненциального закона без упрочнения

Очевидно, что при экспоненциальном законе деформирования основания без упрочнения боковой крен сооружения развивается интенсивнее, а значение критической нагрузки снижается на 25%.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Ключников, В.Д. Устойчивость упругопластических систем [Текст] / В.Д. Ключников. – М.: Наука, 1980.
2. Иноземцева, О.В. Статическая устойчивость высотного сооружения на фундаментной плите, взаимодействующей с неоднородным основанием [Текст] / О.В. Иноземцева // Совершенствование методов расчета строительных конструкций и технологий строительства: межвуз. науч. сб. – Саратов: СГТУ, 2006. – С. 26-33.
3. Иноземцев, В.К. Общая устойчивость сооружений на неоднородном нелинейно-деформируемом основании [Текст] / В.К. Иноземцев, Н.Ф. Синева, О.В. Иноземцева. – Саратов: СГТУ, 2008. – 242 с.

**Иноземцев В.К.**

Саратовский государственный технический университет, г. Саратов  
Доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Промышленное и гражданское строительство»  
Тел.: + 7 (8452) 52-63-01

**Иноземцева О.В.**

Саратовский государственный технический университет, г. Саратов  
Доцент кафедры «Промышленное и гражданское строительство»  
Тел.: + 7 (8452) 52-63-01

**Стрельникова К.А.**

Саратовский государственный технический университет, г. Саратов  
Аспирант, ассистент кафедры «Промышленное и гражданское строительство»  
Тел.: + 7 (8452) 52-63-01  
E-mail: ksynikt@mail.ru

КОЛЧУНОВ В.И., СКОБЕЛЕВА Е.А., КОРЖАВЫХ А.И.

## К АНАЛИЗУ ДЕФОРМИРОВАНИЯ И РАЗРУШЕНИЯ СЛОЖНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СОСТАВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО НАКЛОННОМУ СЕЧЕНИЮ\*

*В работе приведены анализ и обобщения некоторых теоретических и экспериментальных исследований сложно напряженных железобетонных элементов составного сечения. Рассмотрена специфика деформирования, трещинообразования, разрушения элементов такого типа.*

**Ключевые слова:** составное сечение, железобетон, наклонное сечение, наклонная трещина, сложное сопротивление.

*In work are resulted the analysis and generalizations of some theoretical and experimental researches of difficult intense ferro-concrete elements of compound section. Specificity of deformation, formation of cracks, destructions of elements of this kind is considered.*

**Keywords:** compound section, ferro-concrete, inclined section, inclined crack, difficult resistance.

В публикациях последних лет значительное внимание уделяется исследованию железобетонных конструктивных систем с элементами составного сечения. В них главным образом изучается специфика расчета составных элементов в части учета нелинейности деформирования железобетона, податливости шва сдвига, определения момента образования трещин и формулировок критериев разрушения, в основном, применительно к нормальному сечению. Вопросы же, связанные с анализом деформирования и разрушения составных железобетонных элементов по наклонному сечению, практически не рассматривались. В этой связи представляют интерес исследования трещиностойкости и разрушения составных элементов в приопорных зонах и изучение так называемых физических моделей сопротивления РМС-2 [1].

Актуальность таких исследований подтверждается и результатами экспериментальных исследований многих авторов на железобетонных образцах сплошного, слоистого, составного сечений. Краткий обзор исследований балочных и рамно-стержневых систем, выполненных в последние годы в ОрелГТУ и некоторых других организациях, приведен в таблице 1.

Анализируя результаты приведенных экспериментальных исследований железобетонных конструкций, можно отметить следующие особенности их трещинообразования и разрушения.

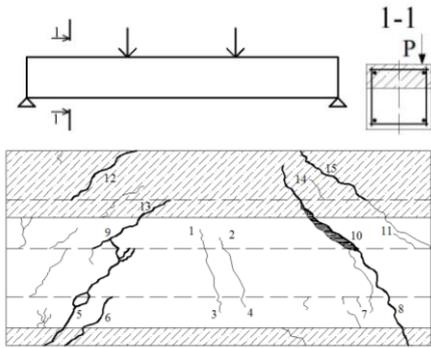
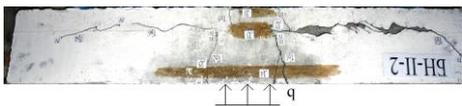
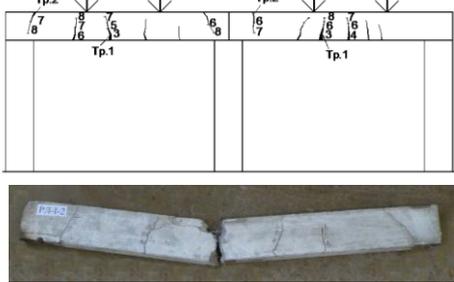
В неразрезных балках, ригелях рам образуются нормальные и наклонные трещины на приопорных участках независимо от вида нагружения и структуры сечения. В шарнирно-опертых балках составного сечения с преднапряженной арматурой отмечается наличие нормальных, наклонных трещин, а в элементах с податливым швом контакта – продольных трещин вдоль шва сдвига.

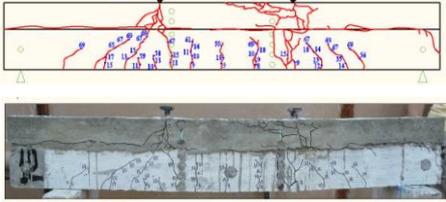
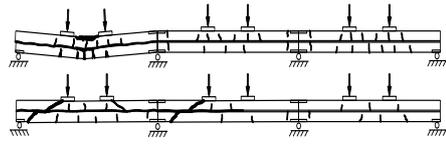
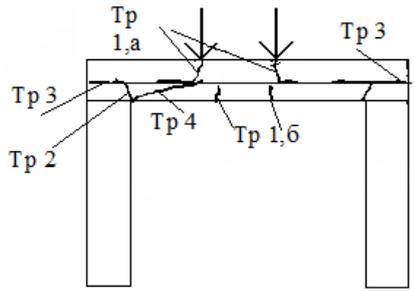
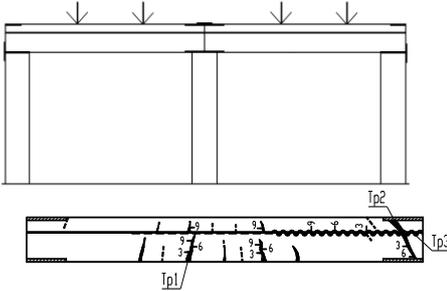
Результаты представленного анализа позволяют отметить следующее. Физическая природа и качественный характер разрушения по наклонному сечению железобетонных элементов сплошного и составного сечения близки между собой. В то же время количественные параметры, входящие в расчетные уравнения для составных элементов, например, как показали результаты исследований [2, 10], значительно отличаются от аналогичных параметров для элементов сплошного сечения. Существующие в настоящее время методики, в частности, [2, 10, 12], имеют применение лишь для испытанных конкретных типов конструкций с элементами слоистого или составного сечения. В большинстве из них не учитываются податливость шва сдвига, предварительное напряжение, состояние материалов, например, наличие коррозии

\* Работа выполнена при поддержке гранта РФФИ №09-08-13600.

онных и иных видов средовых повреждений. Хотя, как показал анализ, эти параметры существенно влияют на изгибную жесткость элемента, а значит, на деформирование, трещинообразование и разрушение конструкции. В связи с этим представляется целесообразным проведение экспериментальных исследований по уточнению влияния названных факторов на критерии прочности сложенных напряженных железобетонных составных элементов по наклонному сечению, в том числе в составе рамно-стержневых конструктивных систем.

Таблица 1 – Результаты экспериментальных исследований железобетонных конструкций с элементами сплошного, слоистого и составного сечения

№ п/п	Источ-ник	Краткое описание эксперимента			
		Конструкция образца и общий вид трещинообразования	Вид нагрузки	Тип трещин	Характер разрушения
1	[2]	<p>Сборно-монолитные железобетонные балки с домоноличиванием верхней и боковой частей сечения</p> 	<p>Нагрузка в виде двух сосредоточенных сил в третях пролета, с эксцентриситетом относительно вертикальной оси симметрии поперечного сечения образца</p>	<p>Нормальные, наклонные трещины, трещины по шву контакта бетонов, спиральная пространственная трещина при разрушении</p>	<p>Разрушение образцов по наклонному или пространственному сечению в приопорных зонах элемента</p>
2	[3]	<p>Преднапряженные железобетонные шарнирно опертые балки составного сечения из двух брусьев с различной прочностью бетона и податливым швом сдвига</p> 	<p>Распределенная нагрузка на участке 200 мм в середине пролета</p>	<p>Нормальные, наклонные трещины, трещины вдоль шва контакта брусьев</p>	<p>При низком уровне преднапряжения разрушение произошло от «текуче-сти рабочей арматуры». При высоком уровне преднапряжения – разрушение «по бетону», хрупкое раздробление бетона сжатой зоны нижнего бруса</p>
3	[4]	<p>Двухпролетные железобетонные рамы с ригелем слоистого сечения из трех брусьев различной прочности и толщиной каждого слоя 40 мм</p> 	<p>Проектная нагрузка: две сосредоточенные силы в третях пролета рамы. Запроектная нагрузка: внезапное выключение прокалиброванного соединительного элемента над средней опорой (моментной связи)</p>	<p>Нормальные и наклонные трещины в обоих ригелях</p>	<p>Лавинообразное хрупкое разрушение ригелей рам по нормальным сечениям после приложения запроектного воздействия</p>
4	[5]	<p>Преднапряженные железобетонные</p>	<p>Две сосредоточен-</p>	<p>Нормальные и на-</p>	<p>Разрушение по</p>

		<p>балки, усиленные методом наращивания сечения бетонированием</p> 	<p>ные силы в третях пролета балки</p>	<p>клонные трещины и трещины вдоль шва контакта бетонов</p>	<p>сжато к бетону усиления</p>
5	[6]	<p>Трехпролетная неразрезная балка составного сечения с податливым швом сдвига</p> 	<p>Проектная нагрузка: сосредоточенные силы в третях каждого пролета балки. Запроектная нагрузка: внезапное выключение прокалиброванного соединительного элемента над средней опорой (моментной связью)</p>	<p>Нормальные, наклонные трещины и трещины вдоль шва контакта брусьев</p>	<p>Мгновенный разрыв прокалиброванного элемента над первой промежуточной опорой и разрушение по наклонным сечениям первого и среднего пролетов</p>
6	[7]	<p>Однопролетные железобетонные рамы с ригелями составного сечения</p> 	<p>Две сосредоточенные силы в третях пролета рамы</p>	<p>Нормальные и наклонные трещины и трещины вдоль шва контакта брусьев</p>	<p>Расслоение шва контакта и последующее разрушение по наклонной трещине в нижнем бруске ригеля</p>
7	[8]	<p>Двухпролетная рама с ригелем составного сечения с податливым швом сдвига</p> 	<p>Проектная нагрузка: две сосредоточенные силы в третях каждого пролета рамы. Запроектная нагрузка: разрыв прокалиброванного соединительного элемента над средней опорой</p>	<p>Нормальные и наклонные трещины и трещины вдоль шва контакта на приопорных участках ригеля</p>	<p>Расслоение шва контакта и последующее разрушение конструкции - по шву контакта и приопорной наклонной трещине</p>

Разрушение отдельных образцов произошло по наклонному сечению. В частности, в ходе эксперимента [7] было установлено, что разрушение конструкции произошло по мгновенно образовавшейся наклонной трещине. В теоретических исследованиях такой случай разрушения с использованием соответствующих критериев прочности по наклонному сечению не анализировался. В то же время, как показали исследования авторов настоящей статьи, несущая способность образцов ригелей по наклонному сечению существенно ниже (на 35%), чем по нормальному сечению.

Для составных элементов испытанных конструктивных систем одной из характерных схем разрушения явилась схема разрушения по наклонному сечению в верхнем или нижнем бруске составного элемента, связанная с предшествующим этому разрушению расслоением

вдоль шва контакта брусьев (см. схемы №6 и 7 табл. 1). Это подтверждает то, что пренебрежение в расчете железобетонных конструкций постановкой критериев разрушения по наклонному сечению, может привести к значительной погрешности в результатах при анализе живучести рамно-стержневых конструктивных систем.

Из приведенного анализа трещинообразования и разрушения железобетонных элементов конструкций и конструктивных систем следует, что нормируемые сегодня в действующих документах критерии прочности не охватывают все возможные экспериментально установленные схемы разрушения железобетонных элементов составного и слоистого сечения.

Для решения этой задачи представляет интерес анализ методик расчета прочности по наклонному сечению наиболее изученных элементов сплошного сечения с позиций установления общих закономерностей моделей сопротивления по наклонному сечению элементов сплошного и составного сечения. Результаты такого анализа с указанием существа исходных позиций, в рамках которых построена расчетная модель, приведены в таблице 2.

Таблица 2 – К анализу расчетных моделей сопротивления железобетонных элементов сплошного сечения по наклонному сечению

№ п/п	Методика	Основные разрешающие уравнения		Особенности теории
		Критерии	Координаты опасного сечения	
1	[9]	Критерий образования наклонных трещин: $\sigma_{mt} \leq \gamma_{b4} R_{bt,ser1}$ Условия прочности: $Q \leq \varphi_{b1} R_b b h_0$ , $Q \leq Q_b + Q_{sw}$ , $M \leq M_S + M_{SW}$ .	_____	1. Совместное действие $M$ и $Q$ . 2. Учитываются пластические свойства сжатого бетона. 3. Выполняется минимизация ( $Q_b+Q_s$ )
2	[1]	Условие трещинообразования: $\varepsilon_{bt,ul} \leq \varepsilon_{bt,ul}$ , $\varepsilon_{bt,ul} = \varepsilon_x \cdot \cos^2 \varphi_1 + \varepsilon_y \cdot \sin^2 \varphi_1 + \frac{1}{2} \gamma_x \cdot \sin^2 \varphi_1$ .	$y_a = -\frac{F_1}{2F_2} + \sqrt{\left(\frac{F_1}{2F_2}\right)^2 - \frac{D^2 \cdot h}{F_2}}$ , $x_a = 0,7h \cdot \left(1 - y_a \cdot \frac{B_1}{D} \cdot H_3\right)$ , где $F_1 = D \cdot (D + h \cdot B_1 \cdot H_3 + F)$ ; $F_2 = H_3 \cdot B_1 \cdot (-D - F)$ ; $F = 0,7 \cdot h^2 \cdot A_2 \cdot \frac{k_1}{k_2} \cdot ctg^2 \cdot \varphi_a$ ); $H_3 = -\frac{k_3}{2k_2} \cdot \frac{\sin 2\varphi_a}{\sin^2 \varphi_a}$ .	Максимальный учет силовых факторов в сжатом бетоне, продольной и поперечной арматуре - учет дополнительного деформационного воздействия, вызванного нарушением сплошности материала и описываемого с приведением зависимостей механики разрушения.
3	[11]	$Q \leq 2R_{bt} b h_0^2 / c + q_{sw} c$ , $M = R_s A_s (h_0 - 0,5x) + \frac{R_s A_s c^2}{h_0 \gamma_v} + \frac{q_{sw} c^2}{2}$ .	$c = h_0 \left(\frac{2R_{bt} b}{q_{sw} + q}\right)^{0,5}$ , $x = \frac{R_s A_s (R_b - \sigma_{bz})}{b \left(\sigma_b^2 - R_b \sigma_{bz} - Q_b \beta / h_0 b\right) + \frac{\mu R_s A_s (\sigma_b \sigma_{bz} - R_b^2 + Q_b \beta / h_0 b)}{b \left(\sigma_b^2 - R_b \sigma_{bz} - Q_b \beta / h_0 b\right)}}$	Учет влияния касательных усилий в продольной арматуре на предельные значения поперечных сил и моментов, воспринимаемых наклонным сечением.
4	[10]	Критерий образования опасной наклонной трещины: $\varepsilon_\beta \leq \varepsilon_{btu} \cdot \sin \beta$ , где $\varepsilon_\beta = \varepsilon_x \sin^2 \beta + \varepsilon_y \cos^2 \beta - \frac{1}{2} \gamma_{xy} \sin 2\beta$	$x_r = C' - x_m$ , если $x_r > h$ , $\sigma_{sr} = 0$ . $x_p = a_p - C' + x_m$ , если $x_p > h$ , $\sigma_{sp} = 0$ .	Методика разработана применительно к учету специфики деформирования сборно-монолитных конструкций. Позволяет уточнить напряженное состояние в сжатом бетоне. Не учитывает податливость шва.
5	[2]	Критерий разрушения по	Рассматривается про-	Методика разработана для

	<p>пространственному наклонному сечению:</p> $Q \leq \frac{\sigma_s m A_s \left( \zeta_0 - 0,5x \right) T - R \cdot a_2}{0,5b}$	<p>пространственное наклонное сечение, учитывающее совместное действие поперечной силы, изгибающего и крутящего моментов.</p>	<p>элементов, работающих в условиях сложно напряженного состояния с кручением с изгибом. Не учитывается податливость шва сдвига.</p>
--	---	---	--

В качестве примера, подтверждающего постановку такой задачи, рассмотрим особенности напряженно-деформированного состояния модели железобетонного ригеля однопролетной рамы с расчетным пролетом 1,48 м, состоящего по высоте из двух брусьев: верхний изготовлен из бетона класса В30, нижний – из бетона класса В25. Армирование ригеля принято в виде плоских сварных каркасов с рабочей арматурой диаметром 10 мм класса А-III (А400), верхней продольной арматурой диаметром 6 мм класса А-III (А400). Поперечная арматура, а также конструктивное решение шва выполнены таким образом, что приведенный модуль сдвига шва составил  $G_0 = 10^3$  МПа.

Расчет рамы выполнен по двухуровневой расчетной схеме [13]. Расчетная схема первого уровня была представлена всей рамой, расчетная схема второго уровня – отдельным ригелем составного сечения с граничными условиями, соответствующими закреплению ригеля в узлах рамы. При нагрузке  $q = 3,2$  кН/м изгибная жесткость среднего сечения составила  $4549$  кН·м<sup>2</sup>.

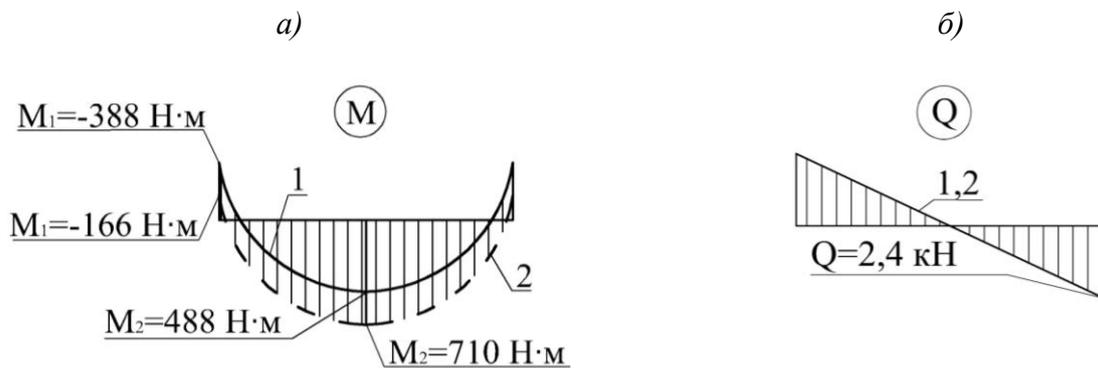


Рисунок 1 – Эпюры моментов (а) и поперечных сил (б) для железобетонного ригеля: 1 – сплошного сечения, 2 – составного сечения

Оперируя жесткостью составного ригеля, при неизменной жесткости стойки были определены расчетные усилия в сечениях ригеля (рисунок 1 а, б) и итерационным методом уточнена эпюра моментов (кривая 2) по сравнению с полученной эпюрой для железобетонного ригеля сплошного сечения (кривая 1). При этом эпюра поперечных сил осталась неизменной (рисунок 1, б). Следовательно, учет реальной изгибной жесткости составного элемента, влияя на распределение внутренних силовых факторов, позволяет уточнить местонахождение опасного наклонного сечения.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Бондаренко, В.М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона [Текст] / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов. – М.: АСВ, 2004. – 472 с.
2. Меркулов, Д.С. К выбору расчетной модели силового сопротивления железобетонных элементов при изгибе с кручением [Текст] / Д.С. Меркулов // Промышленное и гражданское строительство. – М.: ПГС. – 2009. – №10. – С. 46-47.
3. Колчунов, В.И. Экспериментальные исследования деформативности и трещиностойкости железобетонных конструкций составного сечения [Текст] / В.И. Колчунов,

Е.А. Скобелева, Н.В. Ключева, С.И. Горностаев // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2008. – №1. – С. 54-60.

4. Колчунов, В.И. Исследования живучести рамно-стержневых железобетонных конструкций с внезапно выключающимися элементами [Текст]: Тр. Общего собрания РААСН / В.И. Колчунов, Н.В. Ключева, О.А. Ветрова // Проект и реализация – гаранты безопасности жизнедеятельности. – В 2-х т. – СПб: СПб гос. архит.-строит. ун-т. – 2006. – Т.2, с. 32-41.

5. Меркулов, С.И. Анализ предложений по вопросу трещиностойкости усиленных изгибаемых железобетонных конструкций [Текст]: Материалы Международных академических Чтений 27-29 сентября 2007 г. / С. И. Меркулов, М. С. Поветкин // редкол. С. И. Меркулов (отв. ред.) [и др.]. – Курск: КурскГТУ. – 2007. – С. 99-103.

6. Ключева, Н.В. Экспериментальные исследования железобетонных балок сплошного и составного сечения в запредельных состояниях [Текст] / Н.В. Ключева, А.И. Демьянов // VII Международный научно-методический семинар «Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь». – Брест: Брестский ГТУ, 2001. – С. 167-172.

7. Шевченко, А.В. Деформирование и трещиностойкость железобетонных рам с элементами составного сечения [Текст] / А.В. Шевченко // Вестник отделения строительных наук РААСН. – М.: РААСН, 2001. Вып. 4.

8. Колчунов, В.И. Экспериментальные исследования рамно-стержневых конструктивных систем с элементами составного сечения при внезапном выключении связей [Текст] / В.И. Колчунов, С.С. Перельгин // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – М.:РУДН. – 2006. – №2. – С. 115-121.

9. Пособие к СНиП 2.03.01-84\*. Сборно-монолитные конструкции. Нормы проектирования [Текст] / Госстрой России. – С изм. от 2008-07-08, 2008-08-25. – М.: ГУП ЦПП, 2001. – 50 с.

10. Смоляго, Г.А. Методика оценки напряженно-деформированного состояния железобетонных стержневых элементов с учетом влияния поперечной силы [Текст] / Г.А. Смоляго, А.Е. Жданов, А.А. Крючков // Вестник отделения строительных наук РААСН. – Белгород, 2005. – №9. – С. 364-365.

11. Карпенко, С.Н. Построение критериев прочности железобетонных конструкций по наклонным трещинам разрушения. [Текст] / С.Н. Карпенко // Academia. Архитектура и строительство. – М.:РААСН – 2006. – №2. – С. 54-59.

12. Колчунов, В.И. Расчет составных тонкостенных конструкций [Текст] / В.И. Колчунов, Л.А. Панченко. – М.: АСВ, 1999. – 287 с.

13. Колчунов, В.И. К расчету деформативности железобетонных рам с элементами составного сечения [Текст] / В.И. Колчунов, Е.А. Скобелева, А.И. Коржавых // Academia. Архитектура и строительство. – М.:РААСН – 2009. – №4.

#### **Колчунов В.И.**

Орловский государственный технический университет, г. Орел  
Академик РААСН, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Строительные конструкции и материалы»  
Тел.: +7 (4862) 73-43-48

#### **Скобелева Е.А.**

Орловский государственный технический университет, г. Орел  
Кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительные конструкции и материалы»  
Тел.: +7 (4862) 73-43-49  
E-mail: skobelevaea77@rambler.ru

#### **Коржавых А.И.**

Орловский государственный технический университет, г. Орел  
Ассистент кафедры «Строительные конструкции и материалы»  
Тел.: +7 (4862) 73-43-49

КОНИН Д.В.

## ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ МОДЕЛЕЙ СТЫКОВ КОЛОНН С НЕСОВЕРШЕНСТВАМИ МЕЖДУ ФРЕЗЕРОВАННЫМИ ТОРЦАМИ

*Рассматриваются результаты испытания моделей стыков колонн зданий со стальными каркасами с несовершенством в виде одностороннего зазора между фрезерованными торцами с подкладкой. Предлагается методика определения эксцентриситета передачи нагрузки в стыке. Сопоставляются экспериментальные и теоретические данные.*

**Ключевые слова:** *стальной каркас, стык, фрезерованные торцы, эксцентриситет.*

*Test results of models column splices with imperfection in the form of a unilateral gap between the milled end faces using in structures with steel skeletons are considered. The definition technique eccentric loading transfers to a joint is offered. The experimental and theoretical data is compared.*

**Keywords:** *steel skeleton, splice, milled faces, eccentric.*

**Введение.** При проектировании и монтаже высотных зданий целесообразно применять стыки колонн с фрезерованными торцами с фиксирующим креплением на сварке или болтах. Целью экспериментальных исследований является установление действительного напряженно-деформированного состояния стыка с несовершенством между фрезерованными торцами в виде клиновидного одностороннего зазора под действием сжимающей нагрузки (рисунок 1). Задачами исследований является определение напряжений в элементах стыка и установление величины площадки контакта между фрезерованными торцами под действием расчетной нагрузки на стык; установление правильности принятых расчетных моделей путем сравнения расчетных и экспериментальных данных, в частности, параметров элемента, моделирующего линии относительного скольжения, при решении контактных задач в ПК ANSYS.

**Описание моделей.** Проведены испытания двух моделей стыков. Обе модели представляют собой пару поставленных друг на друга прямоугольных стальных призм размерами 150×150×380 мм (см. рисунок 1). Малые грани каждой призмы фрезеруются, причем на одной из призм модели торец обрабатывается под некоторым углом к продольной оси. Наличие уклона одного из торцов призм при совмещении их продольных осей дает односторонний зазор величиной 2,0 мм для уклона плоскости торца  $0,764^\circ$  (модель А) и 3,9 мм для уклона  $1,5^\circ$  (модель Б) соответственно. С противоположной зазору стороны ребра призм находятся в контакте. Отсюда начнет развиваться зона контактных деформаций. Образованный двумя торцами призм зазор, имеющий клиновидную форму и образующий оставляемый зазор величиной ~1,5 мм в обеих моделях, частично заполняется подкладкой из стали, аналогичной стали призм. Данный оставляемый клиновидный зазор и подкладка являются несовершенствами, влияние которых на работу стыка предполагается установить в рамках настоящей работы.

**Материалы.** В качестве материала призм и подкладок принята зарубежная листовая сталь S355 производства завода Dillinger Hutte (Германия). Нормативное значение предела текучести стали, определенное по результатам испытаний дискретных образцов, составляет 315 МПа [1]. Отметим, что призмы для модели А изготовлены из листа толщиной 150 мм, а обе подкладки и призмы для модели Б – из заготовок листа толщиной 230 мм.

**Испытательное и измерительное оборудование.** Испытания моделей на сжатие проводились при помощи вертикального гидравлического пресса MAN 1000, развивающего максимальное сжимающее усилие 1000 тс (9810 кН). Верхний и нижний столы пресса выставлены в горизонтальное положение и закреплены от поворотов, моделируя жесткое защемление испытываемой детали.

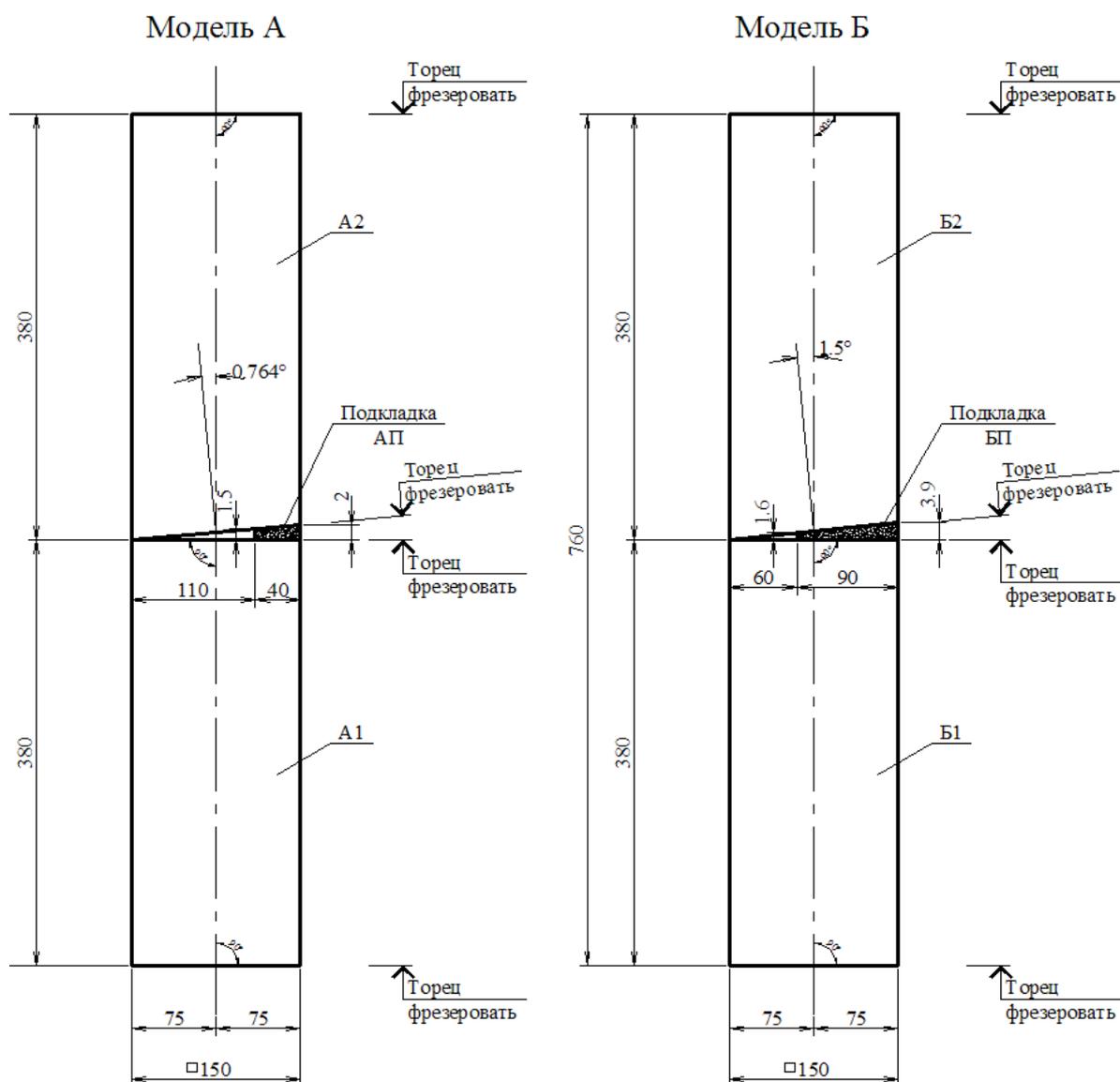


Рисунок 1 – Форма и геометрические размеры моделей

Для сбора информации с тензометрических датчиков применена система измерительной аппаратуры, позволяющая установить тензорезисторы в 80-ти точках конструкции. Примененное специальное программное обеспечение дает возможность в реальном времени производить настройку измерительного канала путем изменения параметров, проводить измерения и сохранять результаты в табличном виде в файлах MS Excel.

Напряженно-деформированное состояние стыка и развитие зоны контакта фиксировалось двумя рядами тензодатчиков с обеих сторон клиновидного зазора (рисунок 2). Кроме того, на каждой призме устанавливалось еще по 12 датчиков в двух сечениях по высоте для контроля развития деформаций и напряжений по «телу» призм. К верхнему столу испытательного пресса крепился прогибомер системы Максимова для наблюдения за общей продольной деформацией модели. После фиксации элементов в требуемом положении с взаимной центровкой и контролем параллельности продольных осей призм снимались «нулевые» отсчеты с тензорезисторов и прогибомера. Перед началом испытаний была проведена проверка работы измерительной аппаратуры пробным нагружением с последующей разгрузкой и снятием соответствующих отсчетов относительных деформаций и перемещений. Установлено, что после разгрузки показания приборов вернулись в исходное состояние, что указывало на правильную работу измерительной системы.

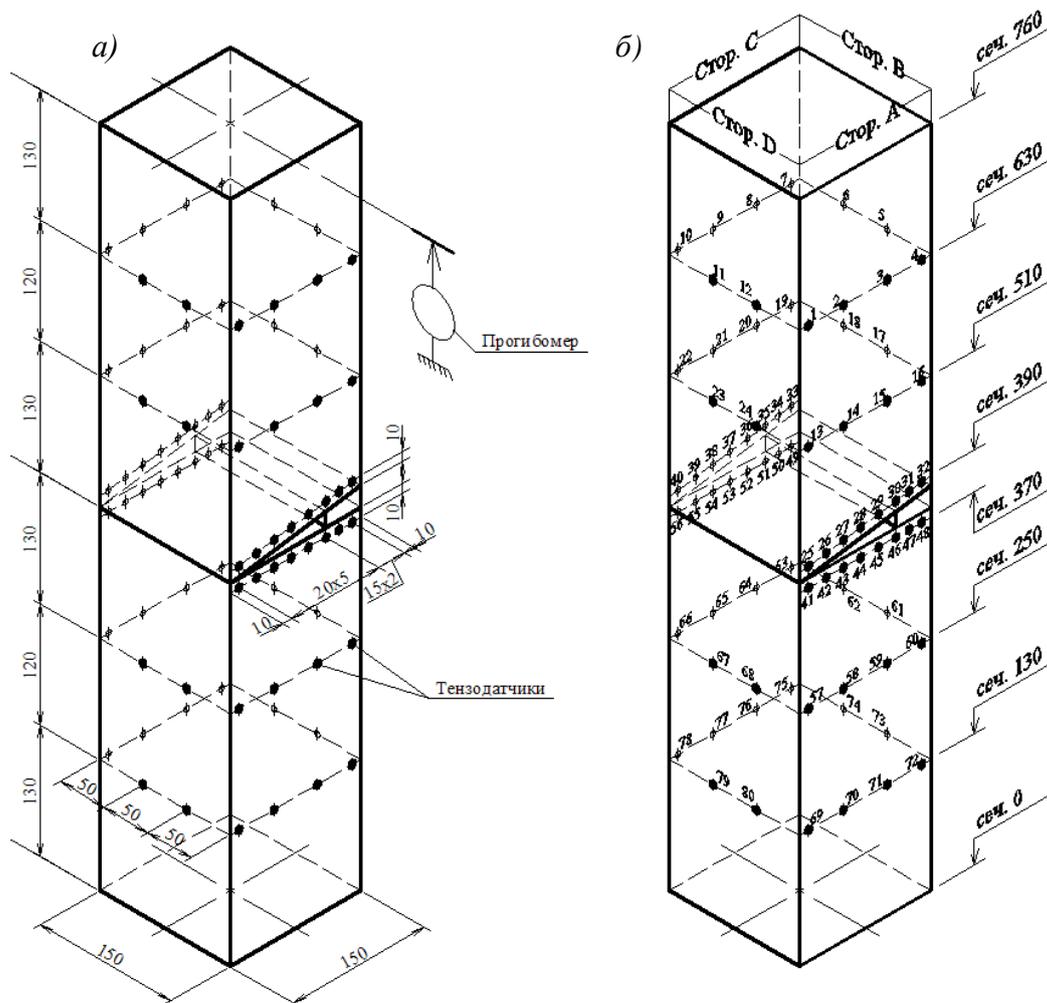


Рисунок 2 – Установка измерительной аппаратуры: а – используется 80 тензодатчиков и прогибомер Максимова; б – нумерация тензодатчиков и обозначение сторон

**Нагрузки.** Нормативная продольная сжимающая нагрузка, которую способен воспринять образец с поперечным сечением  $150 \times 150$  мм, вычисленная как произведение нормативного предела текучести стали призм и площади их поперечного сечения, равна 709 т. Нагружение образцов проводилось поэтапно по 150 т до величины 600 т, выше – ступенями по 50 т. Испытания прекращались по достижению фактического предела текучести стали по всему поперечному сечению образца, о чем свидетельствовала стабилизация передачи нагрузки. Верхний предел нагружения для модели А составил 830 т, а для модели Б – 736 т. Показания приборов фиксировались на каждом этапе нагружения. Кроме того, щупом толщиной 0,05 мм контролировался процесс закрытия зазора в стыке.

**Результаты испытаний.** Проведенные испытания дают возможность построить диаграммы зависимости укорочений от приложенной к моделям нагрузки, а затем – диаграммы относительных деформаций в зависимости от напряжений, действующих в поперечном сечении призм. Такие диаграммы для каждой модели представлены на рисунке 3. На них четко выделяются два участка: зоны упругости и пластичности. После аппроксимации участков диаграмм напряжений-деформаций линейными функциями можно установить фактические физико-механические характеристики стали рассматриваемых образцов. Так, для модели А, изготовленной из листа толщиной 150 мм, предел текучести составляет  $3295 \text{ кг/см}^2$  (при  $\varepsilon=0,00165$ ), а для модели Б из листового проката толщиной 230 мм –  $3277 \text{ кг/см}^2$  (при  $\varepsilon=0,00164$ ). Разница между пределом текучести, назначенным по результатам испытаний дискретных образцов, для такой стали в работе [1] и проведенными испытаниями составляет 4,40% и 3,88% для листового проката толщиной 150 и 230 мм соответственно. Указанные расхождения незначительны и обу-

словлены особенностями испытаний образцов на сжатие. На основании анализа полученных данных о работе материала моделей считаем допустимым использование аппроксимирующей диаграммы Прандтля, как для идеального упругопластического материала.

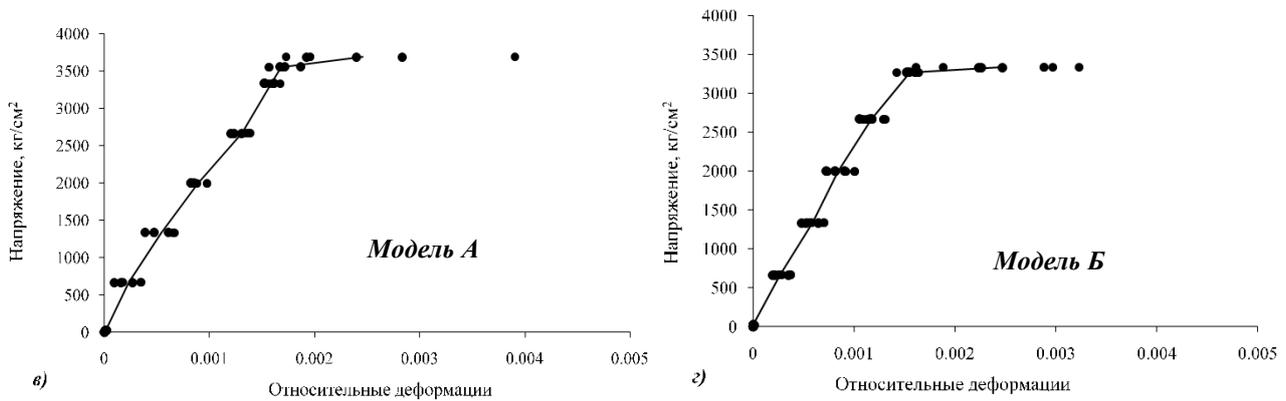


Рисунок 3 – Диаграммы «напряжения – относительные деформации»

При сравнении значений напряжений и деформаций в соответствующих точках сечений 130 и 630 (например, точки 10 и 78, 9 и 77 и т.д. – см. рисунок 2) установлено, что эти сечения, как и сечения 250 и 510, 370 и 390, находятся в одинаковом напряженно-деформированном состоянии. Осредненные эпюры напряжений по сечениям 130 и 630 представлены на рисунке 4 в виде разверток по всем четырем сторонам призм. Напряжения в зоне стыка представлены в виде эпюр на рисунке 5. Там же показаны участки стыка, где зазор между фрезерованными поверхностями не превышает 0,05 мм.

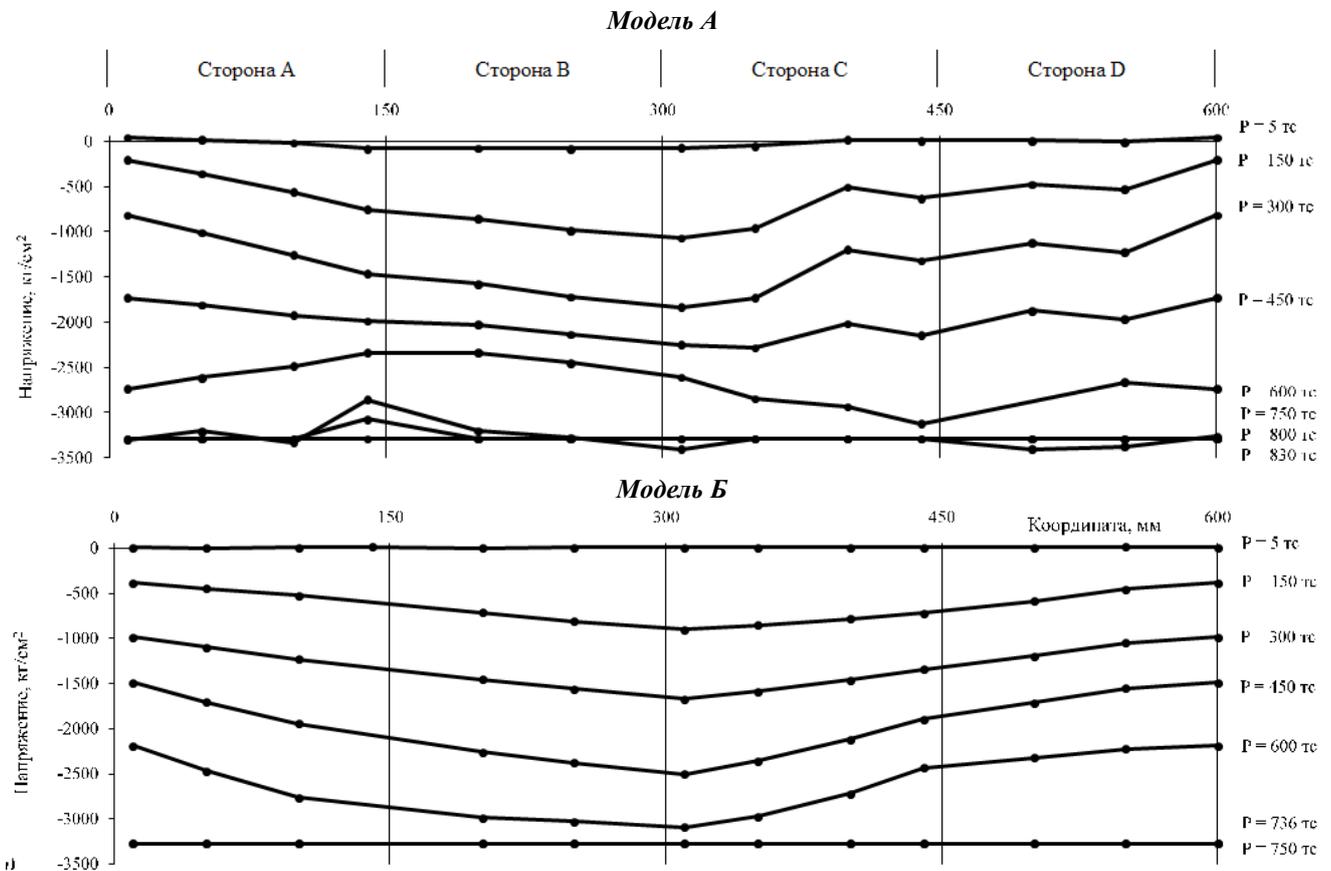


Рисунок 4 – Осредненные эпюры сжимающих напряжений по сечениям 130 и 630 (развертки)

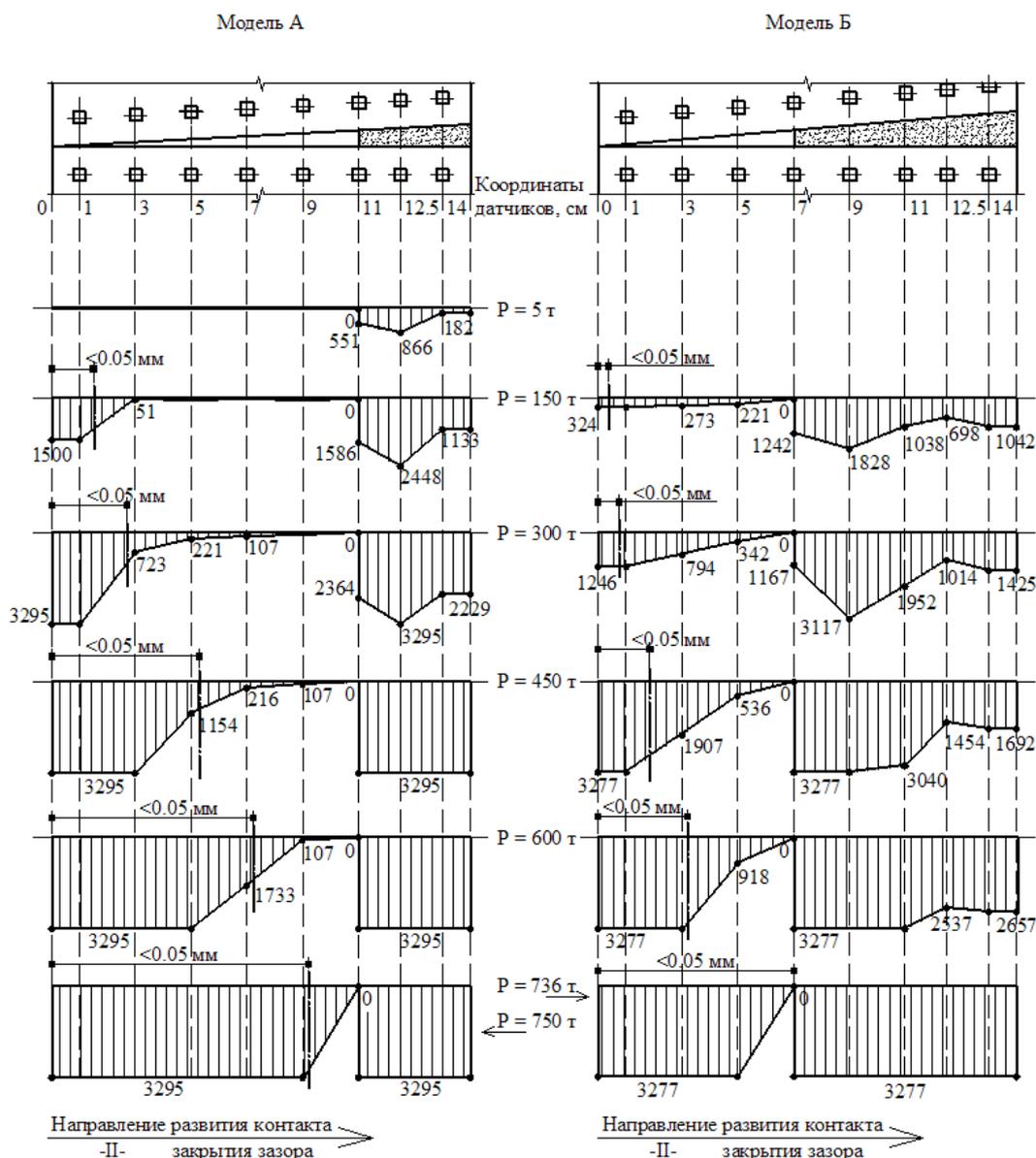


Рисунок 5 – Осредненные эпюры сжимающих напряжений ( $\text{кг/см}^2$ ) в зоне стыка (знаки «минус» не показаны). Вертикальными жирными линиями показана правая граница зоны стыка, где ширина раскрытия зазора менее 0,05 мм

Эксцентрисность передачи нагрузки в стыке может быть определена расстоянием между центром тяжести эпюры напряжений в стыке и продольной осью призмы. Участки эпюр, где измеренный зазор превышает 0,05 мм, необходимо исключать, т.к. из-за отсутствия касания по ним не происходит передачи нагрузки.

Качественным подтверждением наличия эксцентриситетов передачи нагрузки в рассматриваемых моделях является характер распределения напряжений по вертикальным поверхностям призм, представленным на рисунке 4. Об этом свидетельствует уклон эпюр при нагрузках 150 и 300 т на сторонах А и С для модели А. При небольших нагрузках (до 300 т) в модели А эксцентриситет движется от части стыка, где расположена прокладка, в сторону продольной оси стержня. При дальнейшем увеличении нагрузки (450 т и более) эксцентриситет перемещается на другую сторону сечения, где развивается контактная площадка. В модели Б положение эксцентриситета относительно продольной оси стержня меняется в пределах той части сечения, где расположена прокладка, и не переходит на сторону, где развивается контакт. Это подтверждается эпюрами напряжений на сторонах А и С, имеющими уклон в одну сторону на протяжении всей истории нагружения.

Для теоретического определения эксцентриситета в стойке предлагается устанавливать размеры контактной площадки и напряжения в подкладке по результатам численного расчета. Полагая, что нагрузка в стыке передается только через подкладку и контактную площадку, где напряжения равны пределу текучести стали, можно вычислить эксцентриситет:

$$e_{sh} = \frac{M_0}{N} = \frac{L_c R_y \left( \frac{H - L_c}{2} \right) - L_{sh} \sigma_{sh} \left( \frac{H - L_{sh}}{2} \right)}{\alpha R_y H}, \quad (1)$$

где  $L_c$ ,  $L_{sh}$  – соответственно, ширина площадки контакта и подкладки;  $R_y$  – предел текучести основного металла стойки, по которому происходит смятие;  $\sigma_{sh}$  – среднее напряжение, действующее в подкладке;  $H$  – ширина сечения исследуемой стойки;  $\alpha$  – доля от полной нагрузки, прикладываемой к системе;  $M_0$ ,  $N$  – соответственно, момент в стыке и действующая на него вертикальная сила.

Расчет конечно-элементной модели стыка производился на ЭВМ методом конечных элементов (МКЭ) с использованием ПК ANSYS в геометрически нелинейной постановке, а также с моделированием нелинейных свойств материалов. Кроме расчетов с применением диаграммы Прандтля просчитан вариант с пластическим материалом, в котором площадка текучести имеет незначительный уклон, определенный по рисунку 3. В зоне контакта деформируемых тел введен специальный нелинейный элемент, моделирующий линии относительного скольжения.

На рисунке 6 показана зависимость эксцентриситетов от величины прикладываемой нагрузки как для экспериментальных значений, так и для полученных по МКЭ с использованием формулы 1. Полученные для каждого варианта данные аппроксимированы полиномом третьей степени по методу наименьших квадратов. Максимальные эксцентриситеты, как и следовало ожидать, для всех вариантов соответствуют минимальной расчетной нагрузке 0,2 от полной. Минимальные значения эксцентриситетов для всех кривых, относящихся к модели А, соответствуют нагрузке 0,5...0,7 от полной, когда в стыке начинается интенсивное развитие зоны контакта, уравнивающей возникающие в подкладке напряжения. При нагрузке равной или приближенной к полной (0,8...1) эксцентриситеты плавно увеличиваются. Для модели Б характерно монотонное убывание величины эксцентриситета в течение всего процесса нагружения. Данное обстоятельство связано с тем, что значительная площадь прокладки не дает развиваться уравнивающей ее контактной площадке.

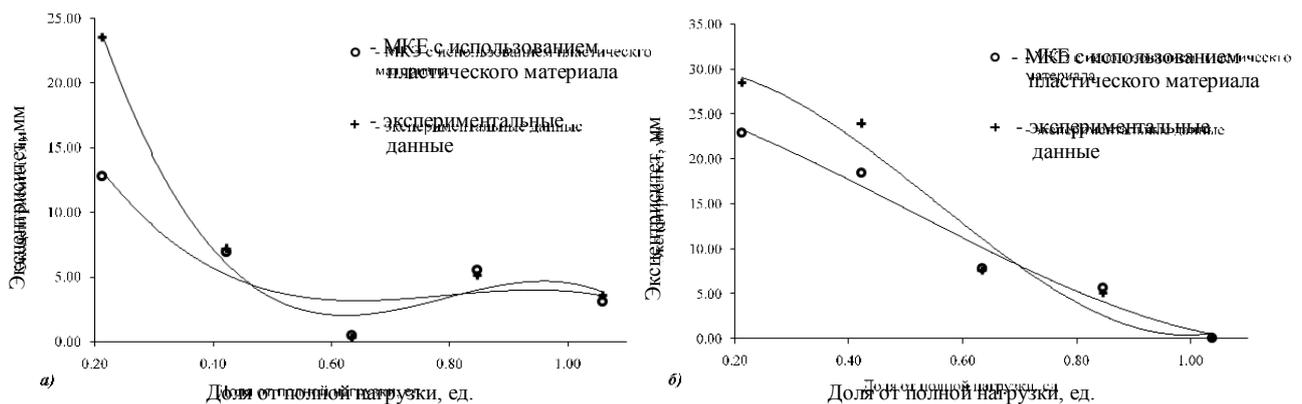


Рисунок 6 – Зависимость эксцентриситетов от величины приложенной к модели нагрузки

Анализируя результаты эксперимента и теоретического определения эксцентриситета, можно констатировать следующее. Для модели А, имеющей прокладку меньшего размера, при нагрузке 300 т разница между экспериментальными и теоретическими эксцентриситетами составляет 3%, при нагрузке 600 т – 8%, а при нагрузке 750 т – 14%. Для модели Б, имеющей прокладку большего размера, при нагрузке 300 т разница между экспериментальными и теоретическими эксцентриситетами составляет 23%, при нагрузке 450 т – 2%, а при

## Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции

нагрузке 600 т – 12%. Теоретические значения эксцентриситетов превышают экспериментальные, кроме случаев нагружения обеих моделей нагрузкой 150 т. Данное обстоятельство позволяет утверждать, что использованная методика теоретического определения эксцентриситетов с использованием МКЭ и формулы 1 дает определенный запас в диапазоне нагрузок от 300 до 736...750 т.

### Выводы

1. Сходимость результатов численных и экспериментальных исследований позволяет сделать вывод о корректности работы использованного вычислительного комплекса, достоверности результатов экспериментальных исследований и правильности принятых теоретических предпосылок и допущений, отражающих действительную работу стыка с общепринятой инженерной точностью.

2. При конечно-элементном моделировании стыков колонн с несовершенствами между фрезерованными торцами, допускается аппроксимировать диаграмму работы стали диаграммой Прандтля, как идеального упругопластического материала.

3. Полученные результаты позволяют учитывать рассматриваемое несовершенство изготовления стыков конструкций при проектировании и монтаже зданий со стальным каркасом.

### ЛИТЕРАТУРА

1. Травуш, В.И. Прокат больших толщин для высотных зданий и большепролетных сооружений [Текст] / В.И. Травуш, П.Д. Одесский, Д.В. Конин // Academia. Архитектура и строительство. – М.: РААСН. – 2009. – №1. – С. 108-114.

2. Травуш, В.И. Работа высотных зданий с применением этажей жесткости (аутригеров) [Текст] / В.И. Травуш, Д.В. Конин // Вестник ТГАСУ. – 2009. – №2. – С. 78-91.

### Конин Д.В.

ОАО «Научно-исследовательский центр «Строительство» (Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций им. В.А. Кучеренко), г. Москва

Старший научный сотрудник ЛМК

Тел.: +7 (499) 170-69-07

E-mail: konden@inbox.ru

КОРОБКО А.В., ФЕТИСОВА М.А.

## СПОСОБЫ РЕШЕНИЯ ЗАДАЧ ПОПЕРЕЧНОГО ИЗГИБА ТРАПЕЦИЕВИДНЫХ ПЛАСТИНОК

*В статье на нескольких примерах показано, что с помощью метода интерполяции по коэффициенту формы можно достаточно просто и достаточно точно определять величину максимального прогиба трапециевидных пластинок со сложными граничными условиями, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой.*

**Ключевые слова:** интерполяция, коэффициент формы, комбинированные граничные условия, трапециевидная пластинка, поперечный изгиб.

*Some examples given in the article illustrate that the value of maximum deflection of trapezoidal plates with complicated bounding conditions stressed by uniform distributed load can be defined by means of the interpolation method by the form coefficient easily and with good precision.*

**Keywords:** interpolation, the form coefficient, trapezoidal plate, cross-bending, maximum deflection.

В настоящее время одним из основных научных направлений исследований в области строительной механики по-прежнему является разработка, развитие и совершенствование методов расчета строительных конструкций, обладающих максимальной простотой, разумной точностью и возможностью получения двусторонних оценок. Одним из таких методов расчета конструкций в виде упругих пластинок является метод интерполяции по коэффициенту формы (МИКФ). В основу этого метода [1] положены изопериметрические свойства и закономерности изменения коэффициента формы области  $K_f$  при различных геометрических преобразованиях.

Коэффициент формы плоской области является количественной мерой формы области и выражается контурным интегралом:

$$K_f = \oint_L \frac{ds}{h}, \quad (1)$$

где  $ds$  – линейный элемент контура области;  $h$  – высота, опущенная из полюса, взятого внутри области, на касательную к переменной точке контура;  $L$  – периметр области.

Для трапеций произвольного вида (рисунок 1) получена формула для определения коэффициента формы [1]:

$$K_{fa} = \frac{K_1}{K} + \frac{K_1 - 2tg(\psi/2)}{1 - K} + \frac{\sqrt{\sin \alpha_1 + 1/\sin \alpha_2}}{K_1 + K 2tg(\psi/2)}. \quad (2)$$

Здесь  $K_1 = a_1/H$ ;  $K = h_1/H$ , а остальные обозначения приведены на рисунке 1.

Как показано в работе [1], коэффициент формы является геометрическим аналогом максимального прогиба пластинок  $W_0$ , нагруженных равномерно распределенной нагрузкой, и является основным аргументом при определении  $W_0$  в задачах поперечного изгиба упругих пластинок.

Сущность метода интерполяции по коэффициенту формы заключается в следующем. Выбирается геометрическое преобразование заданной пластинки с таким расчетом, чтобы в полученное множество форм пластинок входили хотя бы две, для которых известны решения, либо их можно получить каким-либо точным или приближенным методом. Эти известные решения  $(W_0)_1$  и  $(W_0)_2$  называются опорными решениями, а соответствующие им формы пластинок – опорными фигурами. Используя опорные решения и структуру формул, полученных при преобразовании интегро-дифференциальных соотношений технической теории пластинок, и приводя получаемые прогибы к одинаковой площади, можно получить следующие соотношения:

$$W_0 = \sqrt[n]{\left(\frac{K_{f1} A}{K_f A_1}\right)^n}; W_0 = \sqrt[n]{\left(\frac{K_{f1}}{K_f}\right)^n}, \quad (3)$$

$$\text{где } n = \frac{\ln \left(\frac{W_{01}}{W_{02}}\right)}{\ln \left(\frac{K_{f2}/K_{f1} \cdot A_1/A_2}{\left(\frac{W_{01}}{W_{02}}\right)^n}\right)}; n = \ln \left(\frac{W_{01}}{W_{02}}\right) / \ln \left(\frac{K_{f2}}{K_{f1}}\right). \quad (4)$$

Здесь индексы 1 и 2 относятся к параметрам двух опорных пластинок. В выражениях (3) и (4) первые из них соответствуют опорным пластинкам с различной площадью, а вторые – с равной площадью.

Графически рассмотренная аппроксимация изображена на рисунке 2, где кривая I соответствует действительным значениям  $W_0$ , а кривая II – приближенным решениям, полученным по формуле (3).

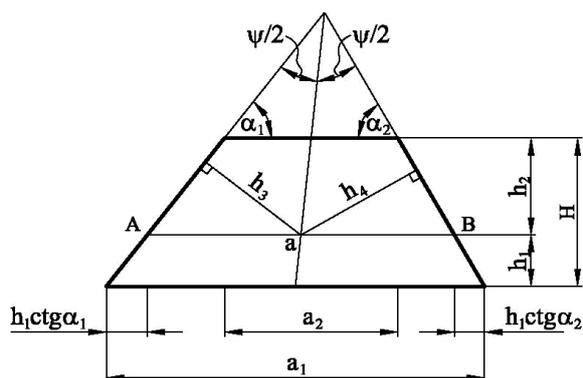


Рисунок 1 – Геометрические параметры трапеции

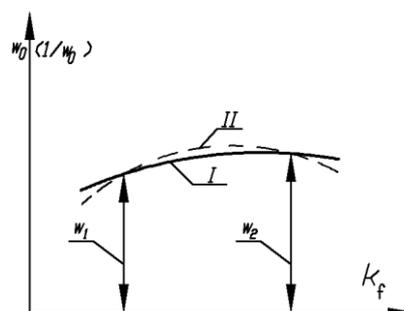


Рисунок 2 – Аппроксимация опорных решений функцией (3)

Рассмотрим трапециевидные пластинки, нагруженные равномерно распределенной нагрузкой, имеющие комбинированные граничные условия.

**Пример 1.** Рассмотрим пластинку постоянной толщины в виде равнобедренной трапеции (рисунок 3), нагруженную равномерно распределенной по всей поверхности нагрузкой. Требуется найти максимальный прогиб пластинки и оценить погрешность решений для таких пластинок с углом при основании  $\alpha = 50^\circ, 55^\circ, 60^\circ, 65^\circ$  ( $b = 3$  м;  $h = 0,8$  м;  $E = 210$  МПа).

Таблица 1 – Значения максимального прогиба пластинок в виде равнобедренных трапеций с комбинированными граничными условиями

$\alpha$	45	50	55	60	65	70
$W_0$ , мм (МКЭ)	0,1202	0,1212	0,1219	0,1149	0,1155	0,1146
1000К (МКЭ)	0,747	0,672	0,615	0,536	0,503	0,4735
$W_0$ , мм (МИКФ)	0,1202	0,1181	0,1167	0,1157	0,1151	0,1146
1000К (МИКФ)	0,747	0,6549	0,5892	0,5399	0,5011	0,4735
$A$ , м <sup>2</sup>	1,7576	1,8608	1,95	2,0284	2,1	2,165
$K_f$	13,713	13,83	14,04	14,292	14,565	14,850
$\Delta$ , %	0,00	1,81	4,45	0,7	0,35	0,00

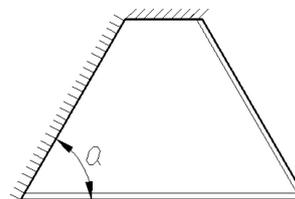


Рисунок 3 – Граничные условия равнобедренной трапеции

**Примечание:** коэффициент  $K = W_0 D / \sqrt{A^2}$

Приняв в качестве опорных пластинок в виде равнобедренных трапеций с углом  $\alpha = 45^\circ$  ( $K_{f1} = 13,713$ ) и  $\alpha = 70^\circ$  ( $K_{f2} = 14,8501$ ), с помощью МКЭ (программы «Ли́ра») найдем

для них значения максимальных прогибов:  $W_{01} = 0,1202$  мм и  $W_{02} = 0,1146$  мм (строки 1 и 2 таблицы 1). Далее, используя методику МИКФ, по формуле (3) находим искомые решения, которые также сведены в таблицу 1 (строки 3 и 4). В строках 1 и 2 приведены значения  $W_0$ , найденные с помощью МКЭ для заданных форм пластинок.

**Пример 2.** Рассмотрим пластинку постоянной толщины в виде прямоугольной трапеции (рисунок 4), нагруженную равномерно распределенной по всей поверхности нагрузкой. Требуется найти максимальный прогиб пластинки и оценить погрешность решений для таких пластинок с углом при основании  $\alpha = 50^\circ, 60^\circ, 70^\circ$  ( $b = 1,5$  м;  $h = 0,8$  м;  $E = 210$  МПа).

Приняв в качестве опорных пластинок в виде прямоугольных трапеций с углом  $\alpha = 40^\circ$  ( $K_{f1} = 10,223$ ) и  $\alpha = 80^\circ$  ( $K_{f2} = 9,4185$ ), с помощью МКЭ (программы «Ли́ра») найдем для них значения максимальных прогибов:  $W_{01} = 0,0512$  мм и  $W_{02} = 0,1546$  мм (строки 1 и 2 таблицы 2). Далее, используя методику МИКФ, по формуле (3) находим искомые решения, которые также сведены в таблицу 2 (строки 3 и 4). В строках 1 и 2 приведены значения  $W_0$ , найденные с помощью МКЭ для заданных форм пластинок.

Таблица 2 – Значения максимального прогиба пластинок в виде прямоугольных трапеций с комбинированными граничными условиями

$\alpha$	40	50	60	70	80
$W_0$ , мм (МКЭ)	0,0512	0,0907	0,1216	0,1419	0,1546
1000K (МКЭ)	1,462	2,013	2,271	2,323	2,284
$W_0$ , мм (МИКФ)	0,0512	0,0881	0,1182	0,1401	0,1546
1000K (МИКФ)	1,462	1,9557	2,2072	2,2934	2,284
$A$ , м <sup>2</sup>	0,82	0,93	1,014	1,083	1,14
$K_f$	10,3	9,558	9,292	9,423	9,073
$\Delta$ , %	0,00	2,95	2,88	1,28	0,00

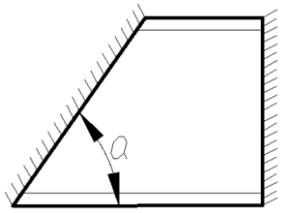


Рисунок 4 – Граничные условия прямоугольной трапеции

**Примечание:** коэффициент  $K = W_0 D / \sqrt{A^2}$

Анализ данных, приведенных в таблицах 1 и 2, показывает, что с помощью МИКФ можно с удовлетворительной точностью определять максимальные прогибы для ограниченного подмножества форм пластинок, используя в качестве аппроксимирующей функции выражение (3), неизвестные параметры которой находятся из двух известных решений для опорных пластинок, полученных с помощью какого-либо точного или приближенного метода. При этом действительная точность получаемых с помощью МИКФ решений остается неопределенной, поскольку в качестве опорных используются приближенные решения. Тем не менее, приведенный пример убедительно показывает, что коэффициент формы действительно является геометрическим аналогом максимального прогиба пластинок. Это позволяет о свойствах физической характеристики пластинки (в нашем случае – максимальный прогиб) судить по анализу поведения коэффициента формы определенного подмножества пластинок, объединенных одним непрерывным или дискретным геометрическим преобразованием.

Предложенный прием определения максимального прогиба пластинок обладает тем недостатком, что при его использовании следует получать каждый раз опорные решения для рассматриваемого подмножества пластинок.

Более универсальным будет прием предварительного построения граничных кривых  $W_0$ - $K_f$ , ограничивающих распределение всего множества максимальных прогибов для равновеликих трапециевидных пластинок. Одна из указанных границ получается из решений для прямоугольных пластинок, которые широко представлены в соответствующей справочной

литературе; другая граница получается из решений для треугольных пластинок, которые, к сожалению, недостаточно представлены в справочной и научной литературе. Поэтому для развития МИКФ к решению рассматриваемых задач требуется решить с помощью МКЭ комплекс задач, связанных с расчетом пластинок в виде равнобедренных треугольников с разнообразными граничными условиями при различных углах при вершине таких треугольников. Эта работа нами проделана и для всевозможных комбинаций граничных условий треугольных и прямоугольных пластинок построены граничные аппроксимирующие функции.

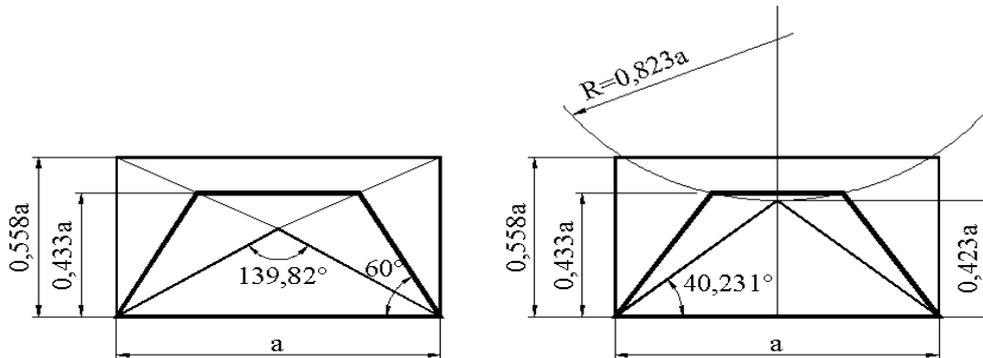


Рисунок 5 – Возможные виды геометрических преобразований трапеций к опорным фигурам

Для использования этих функций достаточно заданную трапецию преобразовать так, чтобы из нее получился прямоугольник и треугольник (опорные фигуры, рисунок 5), а далее, используя методику МИКФ и опорные решения, построить функцию  $W_0-K_f$  для всего подмножество трапециевидных пластинок, объединенных выбранным геометрическим преобразованием. Подстановкой в эту функцию значения коэффициента формы заданной трапециевидной пластинки находится ее максимальный прогиб.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Коробко, А.В. Геометрическое моделирование формы области в двумерных задачах теории упругости [Текст] / А.В. Коробко – М.: АСВ, 1999. – 320 с.

**Коробко А.В.**

Орловский государственный технический университет, г. Орел  
Доктор технических наук, профессор кафедры «Теоретическая и прикладная механика»  
Тел.: +7 (84862) 41-98-46

**Фетисова М.А.**

Орловский государственный аграрный университет, г. Орел  
Старший преподаватель

КУРБАЦКИЙ Е.Н., АУНГ МО ХЕЙН, САН ЛИН ТУН

## РАСПРОСТРАНЕНИЕ ВОЛН В УПРУГОЙ СРЕДЕ ОТ ТОЧЕЧНЫХ ИСТОЧНИКОВ

*Решается задача распространения волн в бесконечном пространстве от точечных источников различного типа: сосредоточенной силы, двойной силы без момента, двойной силы с моментом, двойной пары без момента и т.д. Для получения аналитических решений используется преобразование Фурье и асимптотические разложения. Уравнения теории упругости для упругого бесконечного пространства и полупространства представляются в обобщенных функциях. Представлены примеры диаграмм, характеризующие распространение волн от разных источников.*

**Ключевые слова:** волна, обобщенные функции, точечные источники волн напряжений.

*The problem of wave distribution from different types of point sources (single point force, double force without moment, double force with moment, double couple without moment, etc) in the infinite space is solved. The Fourier transform and asymptotic expansions are used to get analytical solutions. The theory of elasticity for elastic infinite space and half-space are presented in the form of generalized functions. The example patterns characterizing the wave distributions from different sources are presented as well.*

**Keywords:** wave, generalized function, point sources of stress waves.

### Вводные замечания

При сейсмических воздействиях и воздействиях техногенного происхождения (подземные взрывы, щитовая проходка тоннелей и др.) в грунте распространяются волны напряжений. На расстояниях, равным нескольким длинам волн, источники волн можно считать точечными, что существенно упрощает решение проблемы оценки интенсивности этих волн. Распределение напряжений и перемещений в упругой среде при распространении волн напряжений в упругой среде представляет собой сложную картину. Распределение напряжений в распространяющихся волнах зависит от вида и формы источника, от условий контакта источника со средой и свойств среды в окрестности источника.

В ограниченных средах картина распространения волн еще больше усложняется из-за отражения волн от границ.

Для оценки влияния различных факторов на характер распространения волн удобно проблему распространения волн разделить на несколько этапов.

На первом этапе рассматриваются задачи распространения волн в бесконечной среде от точечных источников различных типов:

- сосредоточенной силы;
- двойной силы без момента (две сосредоточенные силы, действующие в противоположных направлениях вдоль одной линии и приложенные на малом расстоянии  $2h$  друг от друга);
- две двойные силы без момента (двойная пара без момента), действующие под прямыми углами и лежащие в одной плоскости;
- три двойные силы без момента, действующие в трех взаимно перпендикулярных направлениях (центр расширения);
- двойной силы с моментом (пары сил);

Решение таких задач позволяет оценить влияние типов источников волн на вид и параметры распространяющихся в пространстве волн.

На втором этапе рассматриваются задачи распространения волн от точечных источников в упругом полупространстве. На этом этапе решаются задачи определения колебаний поверхности упругого полупространства от различных точечных источников волн, расположенных на разной глубине, и учета отраженных от свободной поверхности волны.

На третьем этапе можно, используя решения первого и второго этапа, определить параметры волн, распространяющихся от комбинаций точечных источников. Полученные решения

дают возможность оценить динамическое воздействие на окружающую среду при сейсмических воздействиях, а так же оценить динамические воздействия различных устройств и механизмов, используемых при проведении подземных работ. В настоящей работе решается задача распространения волн от точечных источников различного типа в бесконечном пространстве. При решении используется интегральное преобразование Фурье и обобщенные функции.

### Уравнения теории упругости в обобщенных финитных функциях

Для решения динамических задач как для бесконечного пространства, полупространства, а так же ограниченных областей представим дифференциальные уравнения движения:

$$\mu U_{j,ii} + (\lambda + \mu)U_{i,ij} - \rho \ddot{U}_j = f_j, \quad i, j = 1, 2, 3, \quad (1)$$

в обобщенных финитных функциях, полагая, что вне области  $\Omega$ , занимаемой упругой средой, все функции (перемещения и напряжения) равны нулю.

Тогда уравнение (1) можно записать в виде:

$$\begin{aligned} \mu U_{j,ii} + (\lambda + \mu)U_{i,ij} + \rho \ddot{U}_j = & \mu \left[ [U_j] \cos(n, x_i) \delta(s) \right]_{,i} + (\lambda + \mu) \left[ U_i \cos(n, x_i) \delta(s) \right]_{,j} + \\ & + \left[ \sigma_{ji} \right]_s \cos(n, x_i) \delta(s) - \rho [U_k]_{t=0} \dot{\delta}(t) + \rho [U_j]_{t=T} \dot{\delta}(t-T) - \rho [\dot{U}_k]_{t=0} \delta(t) + \rho [\dot{U}_k]_{t=T} \delta(t-T), \end{aligned} \quad (2)$$

где  $\delta_{ij}$  – символ Кронекера;  $\delta_s$  – дельта функция, сосредоточенная на границе области,  $\delta(t)$  и  $\dot{\delta}(t)$  – дельта функция и ее производная по времени.

$[U_j]_s$  и  $[\sigma_{ij}]_s$  – скачки функций  $U_j$  и  $\sigma_{ij}$  при переходе извне через границу области  $\Omega$ . Так как вне этой области эти функции равны нулю, выражения  $[U_j]_s$  и  $[\sigma_{ij}]_s$  представляют значения этих функций на границе области.

Функции  $[U_j]_{t=0}, [U_j]_{t=T}, [\dot{U}_j]_{t=0}$  и  $[\dot{U}_j]_{t=T}$  представляют собой начальные и конечные условия, т.е. перемещения и скорости точек среды при  $t=0$  и  $t=T$ .

В представленных выше и в следующих ниже выражениях используется соглашение о суммировании по повторяющимся индексам.

Введем обозначение:

$$\begin{aligned} X_j = & \mu \left[ [U_j] \cos(n, x_i) \delta(s) \right]_{,i} + (\lambda + \mu) \left[ U_i \cos(n, x_i) \delta(s) \right]_{,j} + \left[ \sigma_{ji} \right]_s \cos(n, x_i) \delta(s) - \\ & - \rho [U_k]_{t=0} \dot{\delta}(t) + \rho [U_j]_{t=T} \dot{\delta}(t-T) - \rho [\dot{U}_k]_{t=0} \delta(t) + \rho [\dot{U}_k]_{t=T} \delta(t-T) + F_j, \end{aligned} \quad (3)$$

В выражении (3) содержится информация о массовой нагрузке, о воздействии на границах среды и начальные условия. Если движение среды рассматривается на конечном интервале  $(0, T)$  времени, входят и конечные условия: функции перемещений и скоростей точек среды в момент времени  $T$ , которые представляют собой неизвестные и в используемом методе решения играют роль «констант интегрирования».  $F_j$  совпадает с  $f_j$  в области  $\Omega$  и на интервале  $(0, T)$  и равна нулю вне этой области и вне интервала.

Так как вне области все функции, представленные в финитных функциях, равны нулю, скачки функций на границе области являются граничными условиями. В зависимости от поставленных задач часть этих функций задана, другая определяется в процессе решения.

Для решения системы дифференциальных уравнений применим преобразование Фурье. Умножим левую и правую части уравнений на  $\exp[i \alpha_k x_k + \omega \tau]$  и проинтегрируем по четырем переменным:  $(x_1, x_2, x_3, \tau)$ , другими словами применим преобразование Фурье к системе уравнений (2).  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$  – параметры преобразования Фурье по пространственным координатам;  $\omega$  – частота.

Для изображений Фурье функций  $\sigma_{ij}, U_j, F_j$  введем обозначения  $\tilde{\sigma}_{ij}, \tilde{U}_j, \tilde{F}_j$ . При интегрировании используются следующие свойства преобразования Фурье:  $\frac{\partial U_i}{\partial x_j} \Rightarrow (-i\alpha_j) \tilde{U}_i$  или в тензорных обозначениях  $U_{i,j} \Rightarrow (-i\alpha_j) \tilde{U}_i$  и  $\ddot{U}_i \Rightarrow -\omega^2 \tilde{U}_i$ .

Разделим левые и правые части уравнений системы уравнений (2) на  $\mu$  и введем обозначения:

$$\gamma^2 = \alpha_1^2 + \alpha_2^2 + \alpha_3^2 \text{ и } \beta = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\mu}} - \text{отношение скорости распространения продольной волны } c_1 = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \text{ к скорости поперечной } c_2 = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}.$$

Используя принятые обозначения и применив преобразование Фурье, систему уравнений (2) в области изображений:

$$\gamma^2 - \omega^2 \beta^2 \tilde{U}_k + (\beta^2 - 1)\alpha_k \alpha_l \tilde{U}_l = \frac{\tilde{X}_k}{\mu}. \tag{4}$$

В правой части уравнения выражение  $\tilde{X}_k$  включает в себя не только силовые воздействия на среду, но и кинематические.

Решение алгебраической системы уравнений (4) можно записать в виде:

$$\tilde{U}_k = \frac{\beta^2 \gamma^2 - \omega^2 \beta^2 \tilde{X}_j - (\beta^2 - 1)\alpha_j \alpha_k \tilde{X}_k}{\rho c_1^2 \gamma^2 - \omega^2 \beta^2 \gamma^2 - \omega^2}. \tag{5}$$

Для определения перемещений необходимо выполнить обратное преобразование Фурье:

$$U_j(x_1, x_2, x_3, \tau) = \frac{1}{4\pi^2} \int_W \frac{\beta^2 \gamma^2 - \omega^2 \beta^2 \tilde{X}_j - (\beta^2 - 1)\alpha_j \alpha_k \tilde{X}_k}{\rho c_1^2 \gamma^2 - \omega^2 \beta^2 \gamma^2 - \omega^2} e^{-(x_k \alpha_k + \omega \tau)} dW, \tag{6}$$

где  $W$  означает пространство переменных  $(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \omega)$  и  $dW = d\alpha_1 d\alpha_2 d\alpha_3 d\omega$ .

Для бесконечного пространства в выражении  $X_j$  и, соответственно, в изображении этого выражения  $\tilde{X}_j$  остается только обобщенная нагрузка  $F_j$  и  $\tilde{F}_j$ .

### Распространение волн напряжений от сосредоточенной силы, действующей в бесконечной упругой среде

Методику решения задач распространения волн в бесконечной упругой среде от точечных источников с использованием преобразования Фурье и обобщенных функций от точечных источников рассмотрим на примере задачи о действии сосредоточенной силы  $F(t)$  для сравнения с известным решением Лява [1].

При действии сосредоточенной силы в начале координат в направлении оси  $x_3$  выражения (3) принимают вид:

$$X_1 = 0, X_2 = 0, X_3 = F(t)\delta(x_3) \tag{7}$$

и, соответственно, изображение Фурье:  $\tilde{X}_3 = \tilde{F}(\omega)$ .

При таких условиях выражения для компонент перемещений имеют вид:

$$U_1(x_1, x_2, x_3, \tau) = -\frac{\beta^2 - 1}{4\pi^2 \rho c_1^2} \int_W \frac{\alpha_1 \alpha_3 \tilde{X}_3}{\gamma^2 - \omega^2 \beta^2 \gamma^2 - \omega^2} e^{-(x_k \alpha_k + \omega \tau)} dW,$$

$$U_2(x_1, x_2, x_3, \tau) = -\frac{\beta^2 - 1}{4\pi^2 \rho c_1^2} \int_W \frac{\alpha_2 \alpha_3 \tilde{X}_3}{\gamma^2 - \omega^2 \beta^2 \gamma^2 - \omega^2} e^{-(x_k \alpha_k + \omega \tau)} dW, \tag{8}$$

$$U_3(x_1, x_2, x_3, \tau) = \frac{1}{4\pi^2 \rho c_1^2} \int_W \frac{\tilde{X}_3 \left[ \beta^2 \gamma^2 - \omega^2 - \beta^2 - 1 \alpha_3^2 \right]}{\gamma^2 - \omega^2 \beta^2 \gamma^2 - \omega^2} e^{-(x_k \alpha_k + \omega \tau)} dW.$$

Введем обозначение  $r = \sqrt{x_1^2 + x_2^2 + x_3^2}$ .

Используя асимптотические разложение [2] интегралов Фурье (8) и пренебрегая членами, представляющими колебания ближнего поля, получим:

$$\begin{aligned}
 U_1 &= \frac{1}{4\pi\rho r} \frac{\partial^2 r}{\partial x_1 \partial x_3} \left[ \frac{1}{c_1^2} F\left(t - \frac{r}{c_1}\right) - \frac{1}{c_2^2} F\left(t - \frac{r}{c_2}\right) \right] \\
 U_1 &= \frac{1}{4\pi\rho r} \frac{\partial^2 r}{\partial x_2 \partial x_3} \left[ \frac{1}{c_1^2} F\left(t - \frac{r}{c_1}\right) - \frac{1}{c_2^2} F\left(t - \frac{r}{c_2}\right) \right]. \\
 U_3 &= \frac{1}{4\pi\rho r} \frac{\partial^2 r}{\partial x_3^2} \left[ \frac{1}{c_1^2} F\left(t - \frac{r}{c_1}\right) - \frac{1}{c_2^2} F\left(t - \frac{r}{c_2}\right) \right]
 \end{aligned}
 \tag{9}$$

Отметим, что можно получить более полные выражения для интегралов (8). В таком случае получаются решения, полностью совпадающие с решениями Лява [1] для сосредоточенной силы в бесконечном пространстве. В настоящей работе используются асимптотические разложения, т.к. рассматриваются колебания на удалении от источников колебаний.

Вследствие симметрии перемещений и напряжений относительно оси  $x_3$  можно получить более удобные выражения, если воспользоваться сферической системой координат с осью  $x_3$ , проходящей через центр координат, обозначив  $\varphi$  угол между радиальной координатой  $r$  и положительной осью  $x_3$ .

$$\begin{aligned}
 U_r &= \frac{\cos\varphi}{4\pi\rho r c_1^2} F\left(t - \frac{r}{c_1}\right), \\
 U_\theta &= 0, \\
 U_\varphi &= -\frac{\sin\varphi}{4\pi\rho r c_2^2} F\left(t - \frac{r}{c_2}\right)
 \end{aligned}
 \tag{10}$$

Следует отметить такой интересный факт: на любом расстоянии от точки приложения силы поперечные перемещения перпендикулярные линии действия силы ( $\varphi = \pi/2$ ) превышают продольные перемещения, направленные вдоль линии действия силы ( $\varphi = 0$ ).

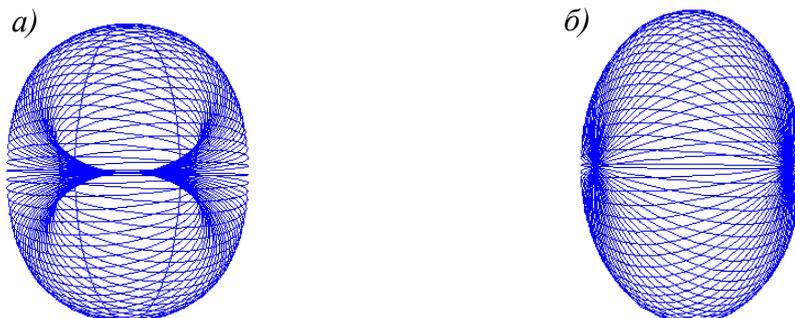
$$\frac{U_\varphi(r, \pi/2)}{U_r(r, 0)} = \frac{c_2^2}{c_1^2}.
 \tag{11}$$

Для многих горных пород с коэффициентом Пуассона  $\approx 0,25$  это отношение приблизительно равно трем. Полученная методика использована для получения функций, описывающих распространение волн от источников разного типа. Диаграммы излучений волн от таких источников представлены ниже с необходимыми пояснениями.

### Распространение волн напряжений от точечных источников разного типа, действующих в бесконечной упругой среде

Представленные ниже графики получены с использованием ПК Matlab.

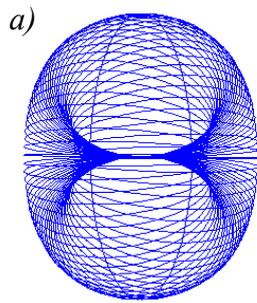
#### 1 Распространение волн от сосредоточенной силы



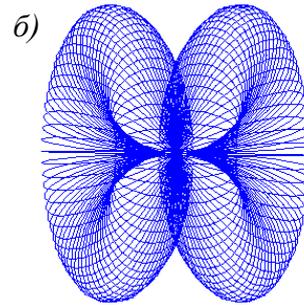
а – продольные волны

б – поперечные волны

**2 Распространение волн от комбинации двух сил (двойная сила без момента)**

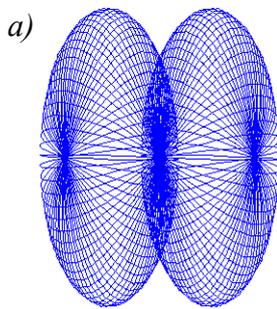


a – продольные волны

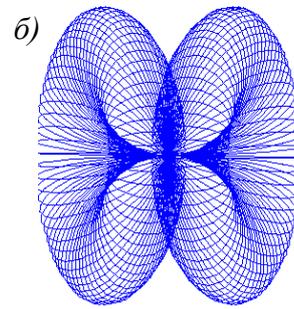
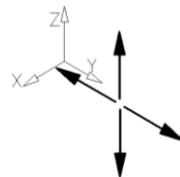


б – поперечные волны

**3 Распространение волн от комбинации двух двойной сил (две двойные силы без момента)**

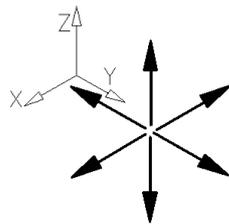


a – продольные волны

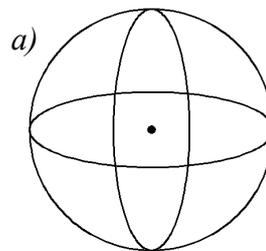


б – поперечные волны

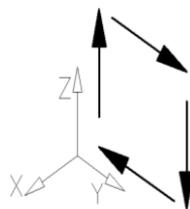
**4 Распространение волн от комбинации трех пар сил, направленных параллельно трем ортогональным осям**



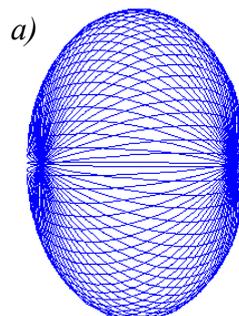
a – продольные волны



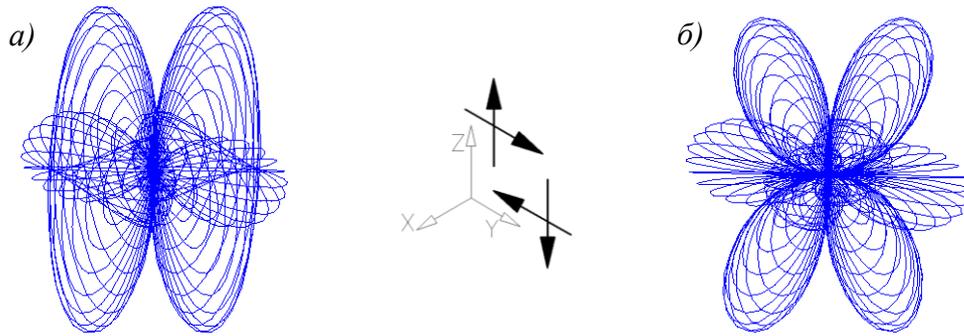
**5 Распространение волн от двух пар сил**



a – поперечные волны



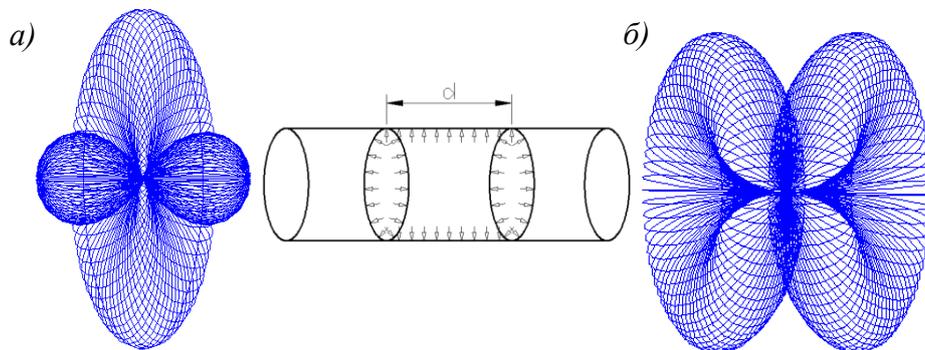
6 Распространение волн от комбинации двух пар сил без момента



а – продольные волны

б – поперечные волны

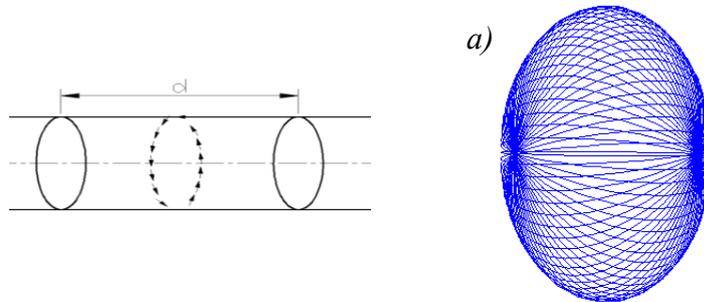
7 Распространение волн, создаваемых равномерным давлением в цилиндрической полости на участке длиной  $d$



а – продольные волны

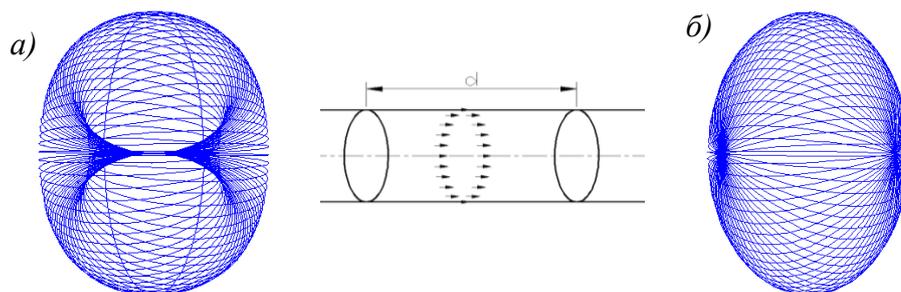
б – поперечные волны

8 Распространение волн, создаваемых касательными напряжениями, на участке контура цилиндрической полости длиной  $d$



а – поперечные волны

9 Распространение волн, создаваемых касательными напряжениями, приложенными к контуру цилиндрической полости на участке длиной  $d$



а – продольные волны

б – поперечные волны

**Заключение**

Представлены решения распространения волн напряжений в упругой среде от источников различного типа.

Точечные источники и их комбинации выбраны таким образом, чтобы они моделировали воздействие на массив грунта механизмов и процессов при щитовой проходке тоннелей.

Решения представлены в графической форме в виде диаграмм волн, распространяющихся от источников.

**ЛИТЕРАТУРА**

1. Love, A.E.H. A Treatise on the mathematical theory of elasticity. 4th ed. – New York: Dover publications Inc, 1944.

2. Мышкис, А.Д. Математика для вузов. Специальные курсы [Текст] / А.Д. Мышкис. – М., 1971. – 632 с.

**Курбацкий Е.Н.**

Московский государственный университет путей сообщения, г. Москва

Доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Подземные сооружения»

Тел.: +7 (499) 978-40-75

E-mail: usd.miit@gmail.com

**Аунг Мо Хейн**

Московский государственный университет путей сообщения, г. Москва

Аспирант кафедры «Подземные сооружения»

Тел.: +7 (499) 978-40-75

E-mail: usd.miit@gmail.com

**Сан Лин Тун**

Московский государственный университет путей сообщения, г. Москва

Аспирант кафедры «Подземные сооружения»

Тел.: +7 (499) 978-40-75

E-mail: usd.miit@gmail.com

СМОЛЯГО Е.Г., КРЮЧКОВ А.А.

## ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

*В статье приведены экспериментальные исследования трещиностойкости сборно-монолитных элементов с учетом влияния коррозии арматуры на образование и ширину раскрытия нормальных трещин.*

**Ключевые слова:** сборно-монолитные конструкции, трещиностойкость, коррозия арматуры.

*In article results of experimental researchers of cracking composite reinforced concrete elements the influence corrosion of armature in the formation and the width of the opening of normal cracks are stated.*

**Key words:** composite elements, cracing, reinforcement corrosion.

В процессе длительной эксплуатации железобетонные конструкции подвергаются систематическому воздействию различных негативных факторов. При их взаимодействии с агрессивной средой как в бетоне, так и в арматуре могут развиваться силовые и коррозионные повреждения. Их одновременное проявление может привести к значительно большим повреждениям по сравнению с суммарным итогом от отдельных воздействий. Возникновение и интенсивность развития коррозии бетона, возрастающей с повышением его неоднородности структуры и пористости, с одновременным протеканием коррозии арматуры способствует снижению несущей способности и повышению деформативности конструкций.

Обеспечение безаварийного периода эксплуатации конструкций связано с моделированием жизненного цикла срока службы, по истечению которого требуется выполнение мероприятий по их восстановлению или усилению.

При расчетах железобетонных конструкций, эксплуатируемых в условиях химически агрессивной окружающей среды, наблюдается кольматационный затухающий процесс развития повреждений со стабилизацией повреждений на некоторой глубине [1].

В нормативных документах Российской Федерации при расчете ширины раскрытия трещин исходят из сравнения ширины раскрытия трещин от действия внешних нагрузок с предельно допустимыми значениями, принимаемыми из условия обеспечения сохранности арматуры и ограничения проницаемости конструкций. Однако зачастую критические значения ширины раскрытия трещин наступают раньше запроектированного периода безопасной эксплуатации конструкций, поскольку не было учтено совместное действие проектной нагрузки и возможное развитие коррозионных процессов, протекающих в арматуре и бетоне.

Вследствие сложности моделирования коррозионных процессов во времени [2] методы прогнозирования долговечности и безопасности железобетонных конструкций по предельным состояниям II-ой группы нуждаются как в теоретическом, так и экспериментальном обосновании.

Для разработки методики расчета по образованию и ширине раскрытия трещин и изучения особенностей их напряженно-деформированного состояния с учетом вышеизложенных проблем были проведены экспериментальные исследования сборно-монолитных изгибаемых стержневых элементов.

Перед началом экспериментальных исследований ставились следующие задачи:

- экспериментальное подтверждение деформационного критерия трещинообразования;

- экспериментальная оценка трещиностойкости сборно-монолитных конструкций при варьировании различных параметров;
- выявление характерных особенностей образования и раскрытия трещин с определением основных параметров, таких как расстояние между трещинами, деформаций в растянутом бетоне и арматуре;
- моделирование коррозионных процессов в арматуре за счет уменьшения площади продольной рабочей арматуры.

В качестве опытных образцов использовались однопролетные шарнирноопертые балки пролетом  $l=1200$  мм, нагруженные двумя сосредоточенными силами в пролете. Размеры сечений балок, интенсивность армирования, пролеты среза принимались после анализа результатов предварительных расчетов балок таким образом, чтобы выявить наиболее яркое влияние варьируемых параметров на трещиностойкость конструкций.

Основные параметры балок приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Параметры опытных балок

Шифр балок	Компоновка сечения		Процент продольного армирования	Класс «монолитного»/ «сборного» бетонов	Пролет среза, мм
	сборное	сборно-монолитное			
10СБЗ	×		0,98	B15/B15	400
10СБЗк	×		0,98	B15/B15	400
10СМЗ		×	0,98	B25/B45	400
10СМ4		×	0,98	B25/B45	300
18СМЗ		×	3,175	B25/B45	400
18СМ4		×	3,175	B25/B45	300
10СМЗ(КМА)		×	0,98	B25/B45	400
18СМЗ(КМА)		×	3,175	B25/B45	400

Балки составного сечения [СМ, СМ (КМА)] выполнялись с горизонтальным членением составляющих бетонов. При этом зона контакта принималась посередине высоты сечения. В составных балках всех серий в качестве бетона сборной части и монолитной части серии СМ применялся тяжелый бетон на крупном заполнителе – гранитном щебне. Учитывая, что потребность строительства в крупном заполнителе удовлетворяется не в полной мере, весьма перспективным направлением рассматривалось возможное использование в монолитной части образца местного заполнителя – кварцитопесчаника вскрышных пород Лебединского ГОКа.

Совместность работы сборного и монолитного бетонов обеспечивалась путем выпуска из сборного элемента поперечных стержней каркасов и естественной шероховатости незаглаженного бетона сборного элемента. Расчет зоны контакта производился по [3].

В процессе испытаний оценивалось влияние на напряженно-деформированное состояние соотношения прочности составляющих бетонов, площади пролетной растянутой арматуры, величины пролета среза. Такие факторы как свойства арматуры, профиль, форма и размеры сечения, скорость нагружения принимались постоянными.

При изготовлении каркасов применялась стальная горячекатанная арматура класса А400 периодического профиля диаметром 8, 10, 18 мм. Арматурные каркасы для исключения термического влияния сварки выполнялись вязаными и состояли из рабочих стержней соответствующего диаметра, конструктивной арматуры и хомутов.

Конструкция и схема армирования опытных образцов приведена на рисунке 1.

Для испытания балок была запроектирована и изготовлена специальная установка, в качестве силового элемента которой использовались гидравлические домкраты с ручным нагнетанием масла в систему.

Общий вид испытаний показан на рисунке 2.

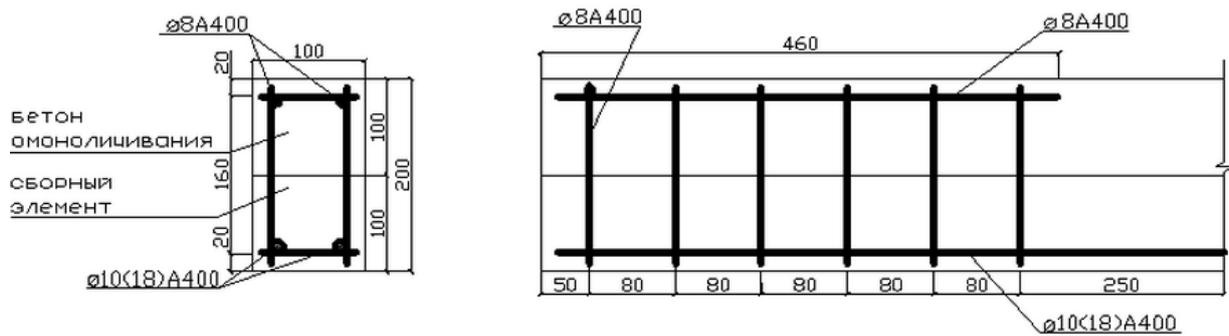


Рисунок 1 – Конструкция и схема армирования опытных образцов



Рисунок 2 – Общий вид испытаний

В процессе испытаний контролировались усилия, передаваемые на балку, определяемые по манометру силовой установки и дублируемые по тензорезисторам, наклеенным на тяжи (тарировались по образцовому динамометру ДОС-5). Схема расстановки приборов показана на рисунке 3.

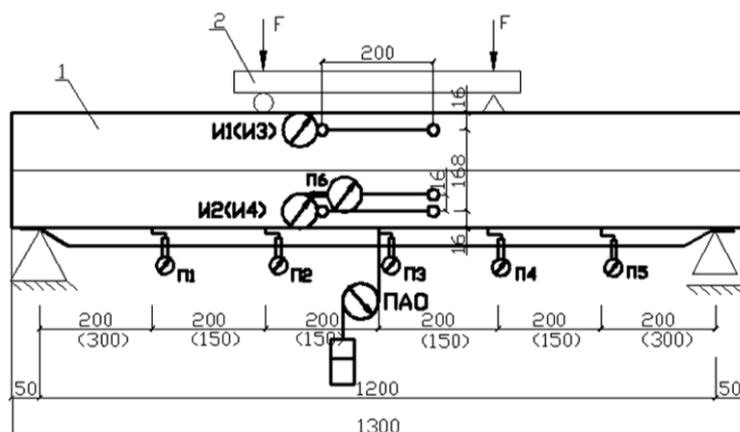


Рисунок 3 – Схема расстановки приборов: 1 – железобетонная балка; 2 – траверса; П1-П5 – индикаторы часового типа (0,01 мм); И1-И4 – индикаторные головки (0,001 мм); ПАО – прогибомер Аистова (6-ПАО)

Продольные деформации бетона определялись по данным механических тензометров (0,001 мм) с базой измерения 200 мм и дублировались тензорезисторами с базой 50 мм, арматуры – тензорезисторами с базой 20 мм, прогибы балок – индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм и прогибомерами системы Аистова (0,01 мм). Схема наклейки тензорезисторов приведена на рисунке 4.

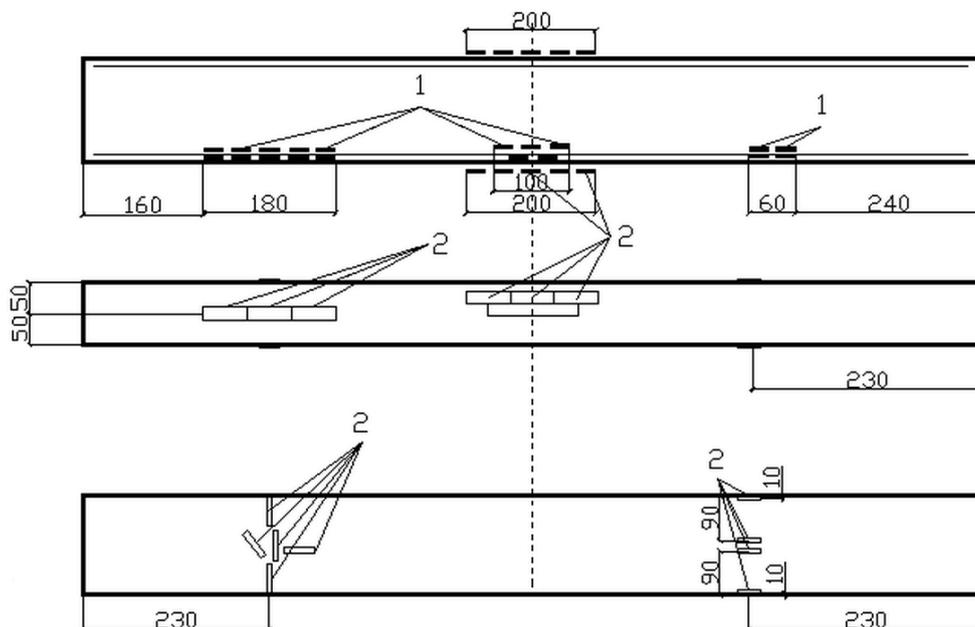


Рисунок 4 – Схема наклейки тензорезисторов (поперечная арматура условно не показана): 1 – датчики на арматуре; 2 – датчики на бетоне

Также на каждом этапе загрузки вплоть до уровня нагрузки, равного 0,87 от разрушающей, с помощью микроскопа МПБ-2 измерялась ширина раскрытия нормальных и наклонных трещин, фиксировалась схема их развития. Получение данных в запредельных состояниях балок стало возможным благодаря использованию оптического метода исследования конструкций – фотографирования цифровой камерой показаний манометра силовой установки, всех механических приборов, попадавших в кадр.

Всего было испытано восемь серий по три образца в каждой.

Для оценки напряженно-деформированного состояния сечений опытных образцов, возникающего до начала испытаний, предусматривалось наблюдение за деформациями усадки бетона балок при помощи механических приборов. Одновременно определялись и деформации свободной усадки стандартных образцов – бетонных призм.

Нагружение балок производилось ступенями. Величина приращения нагрузки на каждой ступени составляла до образования трещин 0,05 от разрушающей, после образования трещин – 0,1. После каждой ступени нагружения делалась выдержка для снятия отсчетов по приборам и тензорезисторам, измерялась ширина раскрытия нормальных и наклонных трещин в месте их пересечения с продольной растянутой и поперечной арматурой.

Момент образования нормальных трещин определялся визуально и сопровождался скачками в показаниях тензорезисторов и тензометров, а также шириной раскрытия трещин 0,01-0,02 мм.

Опытные данные деформаций растянутого бетона, соответствующие образованию нормальных трещин, приведены в таблице 2.

Учитывая, что для бетона ведущим и определяющим трещиностойкость фактором является его предельная растяжимость, существенный интерес представляет ее определение экспериментальным путем. Для балок всех серий ее величина изменялась в интервале  $(23,8-32,0) \cdot 10^{-5}$ .

Таблица 2 – Результаты испытаний сборно-монолитных образцов

Шифр образца	Номер образца в серии	Класс монолитного бетона	$\frac{M_{crc}^{op}}{M_{ras}^{op}}$	Экспериментальный момент появления первой трещины, $M_{crc}^{op}$ , кН·м	Деформации растянутого бетона, предшествующие образованию трещины $\varepsilon_{bt} \cdot 10^5$	Нагрузка, соответствующая образованию 1-й нормальной трещины, кН	Деформации арматуры в сечении с трещиной, соответствующие образованию трещины, $\varepsilon_{st} \cdot 10^5$
1	2	3	4	5	6	7	8
10СМ3	1	В25	0,39	4,8	29,6	12,0	26,5
	2		0,30	3,6	25,1	9,0	24,0
	3		0,30	3,6	28,4	9,0	24,7
10СМ4	1	В25	0,24	3,0	28,2	10,0	24,9
	2		0,28	2,9	28,0	9,6	29,2
	3		0,31	2,9	32,0	9,6	27,4
18СМ3	1	В25	0,18	4,4	26,8	11,0	21,6
	2		0,19	5,0	26,0	12,5	21,8
	3		0,19	4,5	26,4	11,25	21,0
18СМ4	1	В25	0,20	3,75	28,7	12,5	21,3
	2		0,18	3,75	27,1	12,5	21,7
	3		0,19	3,75	24,2	12,5	19,2
10СМ3 КМА	1	В25	0,33	4,0	28,2	10,0	
	2		0,27	3,5	27,8	8,75	
	3		0,32	4,0	28,0	10,0	
18СМ3 КМА	1	В25	0,21	4,5	30,6	11,25	
	2		0,21	4,5	28,1	11,25	
	3		0,18	4,0	23,8	10,0	

Выполненные исследования позволяют отметить, что диаграмма деформирования бетона при растяжении имеет два участка (рисунок 5) с разными углами наклона к оси деформаций. Для первого участка характерна упругая работа бетона, для второго – проявление пластических свойств бетона. Излом диаграммы деформирования связан также с нарушением сплошности бетона вследствие образования и развития в нем микротрещин.

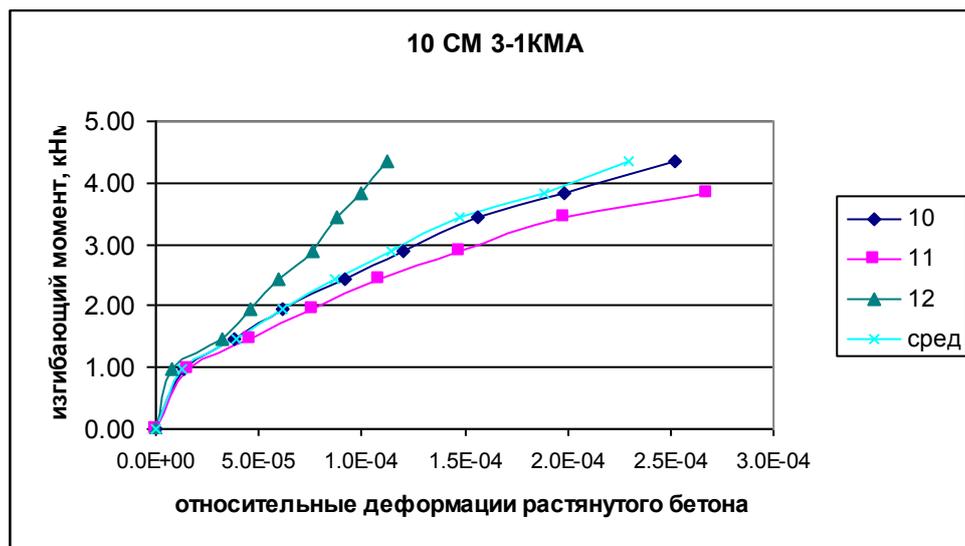


Рисунок 5 – Диаграмма « $M-\varepsilon_{bt}$ » для балки 10СМ 3-1КМА

С учетом задач, поставленных при проведении экспериментальных исследований, был выполнен анализ полученных результатов.

В балках серии 10СМ3 и 18СМ3 момент трещинообразования составил соответственно 0,33 и 0,19 от разрушающего, а в балках серий 10СМ3 КМА и 18СМ3 КМА – 0,31 и 0,20, что свидетельствует о возможности применения кварцитопесчаника в монолитном бетоне сборно-монолитных конструкций, т.к. снижение трещиностойкости не превышало 10%.

Моделирование коррозии арматуры производилось изменением диаметра продольной рабочей арматуры с 18 до 10 мм.

В балках серии 10СМ3 усилие трещинообразования составило 10,0 кН (снизилось на 15% по сравнению с 11,5 кН в балках серии 18СМ3). Уменьшение усилия трещинообразования в балках серии 10СМ4 по сравнению с балками серии 18СМ4 составило 28%, а в балках серии 10СМ3 КМА и 18СМ3 КМА – 13%. Вследствие уменьшения площади поперечного сечения арматуры почти в три раза снижение трещиностойкости не превышало 28%, что свидетельствует о незначительном влиянии коррозии арматуры на трещиностойкость конструкций.

На рисунке 6 приведены схемы образования и развития нормальных и наклонных трещин. По мере нарастания нагрузки первыми появляются нормальные трещины в зоне между сосредоточенно приложенной нагрузкой, затем наклонные трещины по обеим сторонам приопорных участков. По мере увеличения нагрузки трещины развиваются в сторону контакта бетонов. В эксплуатационной стадии нормальные трещины доходят до плоскости контакта бетонов.

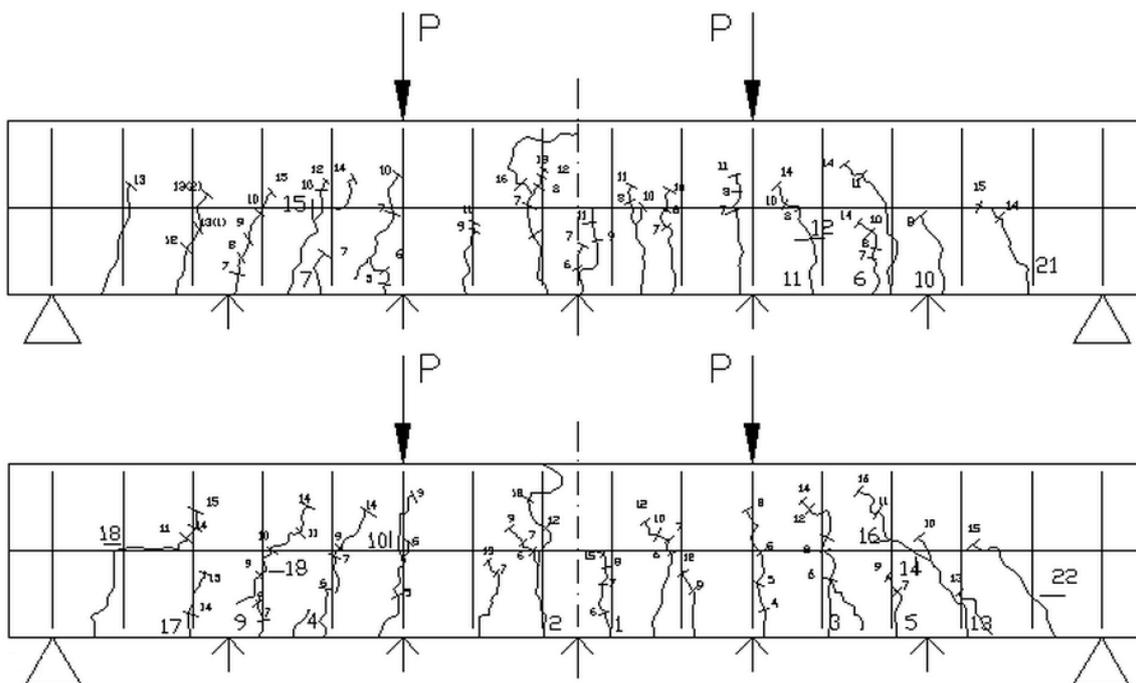


Рисунок 6 – Схема образования и развития трещин для балки 10СМ 3-1КМА

На основании проведенного анализа можно отметить, что первоначально после образования трещин расстояние между ними носит случайный характер и по мере увеличения нагрузки происходит образование новых трещин. В дальнейшем для эксплуатационной стадии наблюдается процесс стабилизации расстояний между нормальными трещинами.

Анализ исследования ширины раскрытия трещин и параметров, влияющих на ее величину, проводился с учетом поставленных целей о моделировании коррозионных процессов в арматуре на стадии эксплуатационных нагрузок с целью прогнозирования долговечности и безопасной эксплуатации конструкций по данному предельному состоянию.

На рисунках 7, 8 приведены деформации продольной арматуры в балках 10СМ 3-1 и 18СМ 3-1 соответственно.

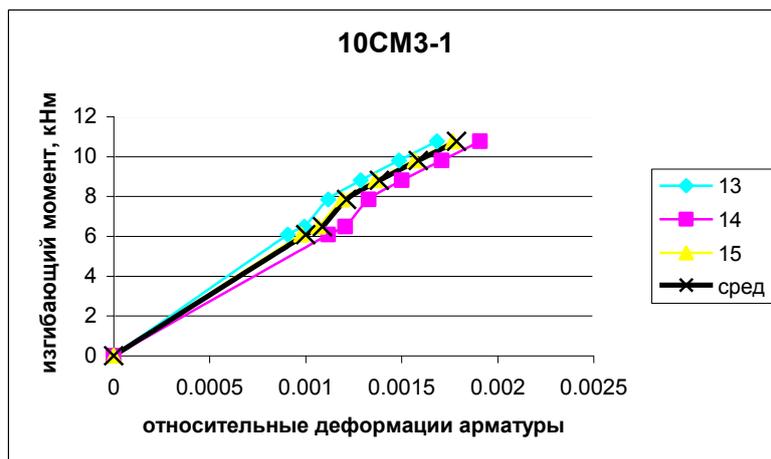


Рисунок 7 – Деформации продольной арматуры балки 10СМ3-1

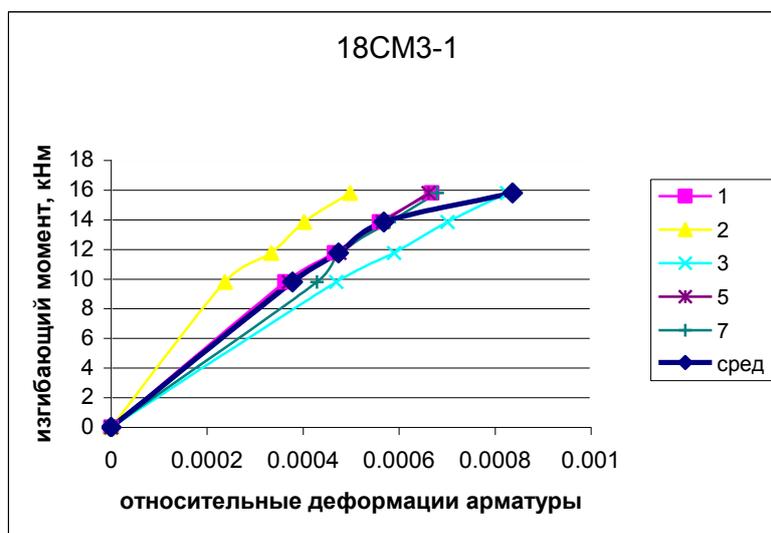


Рисунок 8 – Деформации продольной арматуры балки 18СМ3-1

Для оценки степени влияния коррозии арматуры на ширину раскрытия нормальных трещин на рисунках 9, 10 приведены зависимости ширины раскрытия нормальных трещин для балок серий 10СМ4-1 и 18СМ4-1; 10СМ3-1 и 18СМ3-1 от внешней нагрузки.

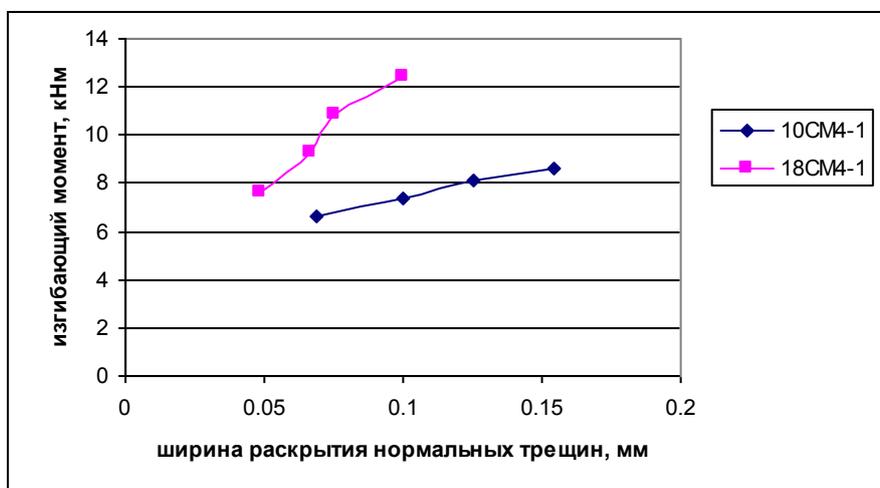


Рисунок 9 – Ширина раскрытия нормальных трещин в балках 10СМ 4-1 и 18СМ4-1 в зависимости от внешней нагрузки

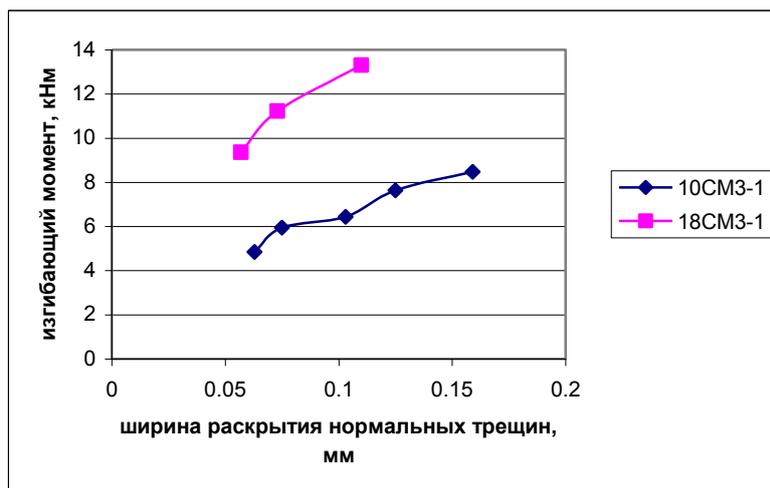


Рисунок 10 – Ширина раскрытия нормальных трещин в балках 10СМЗ-1 и 18СМЗ-1 в зависимости от внешней нагрузки

В балке 10СМ4-1 средняя ширина раскрытия трещин при нагрузке, соответствующей эксплуатационной, составила 0,154 мм, а в балке 18СМ4-1 при такой же нагрузке – 0,058 мм, т.е. была меньше в 2,7 раза. Подобная картина характерна и для балок серий 10СМЗ и 18СМЗ.

Таким образом, можно отметить, что вследствие коррозии арматуры ширина раскрытия нормальных трещин возрастает практически пропорционально уменьшению площади поперечного сечения продольной рабочей арматуры.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Бондаренко, В.М. Прикладная диссипативная теория конструктивной безопасности железобетона (фрагменты 1, 2) [Текст] / В.М. Бондаренко, Н.В. Клюева, А.В. Пискунов // Известия ОрелГТУ. Серия «Строительство. Транспорт». – Орел: ОрелГТУ. – 2009. – №1/21 (553). – С. 8-18.
2. Бондаренко, В.М. Элементы теории реконструкции железобетона [Текст] / В.М. Бондаренко, А.В. Боровских, С.В. Марков, В.И. Римшин // Под редакцией В.М. Бондаренко. – Н. Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т, 2002. – 190 с.
3. Гениев, Г.А. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при за-проектных воздействиях [Текст] / Г.А. Гениев, В.И. Колчунов, Н.В. Клюева, А.И. Никулин, К.П. Пятикрестовский. – М.: АСВ, 2004. – 216 с.

**Смоляго Е.Г.**

Московская государственная академия коммунального хозяйства и строительства, г. Москва  
Аспирантка  
Тел.: +7920-552-47-73  
E-mail: Lina-Loza@yandex.ru

**Крючков А.А.**

Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород  
Кандидат технических наук, старший преподаватель

ЧУПИЧЕВ О.Б.

## МОДЕЛИ РАСЧЕТА СИЛОВОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ПОВРЕЖДЕННОГО КОРРОЗИЕЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЭЛЕМЕНТА

*В статье на основе предложенных В.М. Бондаренко зависимостей построены расчетные модели силового сопротивления сечений железобетонного элемента с учетом коррозионных повреждений. Рассмотрено два варианта поврежденной сжатой зоны.*

**Ключевые слова:** железобетонный элемент, сечение, коррозионное повреждение.

*In article on the basis of the dependences offered V.M. Bondarenko settlement models of power resistance of sections of a ferro-concrete element taking into account corrosion damages are constructed. It is considered two variants of the damaged compressed zone.*

**Keywords:** a ferro-concrete element, section, corrosion damage.

При длительной эксплуатации зданий и сооружений под действием различных факторов (особенно в агрессивной среде) в железобетонных конструкциях накапливаются повреждения, которые снижают несущую способность. К таким повреждениям, в первую очередь, стоит отнести повреждения, вызванные коррозией элемента. Особую актуальность вопросы учета коррозионных влияний на работу железобетонного элемента приобретают в связи со значительным износом основных фондов.

В качестве физической основы для построения расчетных зависимостей силового сопротивления нагруженных и коррозионно повреждаемых железобетонных элементов предлагается использовать специфическую посылку В.М. Бондаренко о феноменологическом единообразии кинетики неравновесных процессов повреждений и развития нелинейных деформаций, а также о константности режимных и физико-механических факторов внешних воздействий на бетон [1, 2]. Применяя зависимости, предложенные в [1-4], построим алгоритм решения задачи нахождения разрушающих моментов по поврежденной сжатой зоне железобетонного элемента с учетом коррозионных повреждений.

Рассмотрим исходный элемент без повреждения:

$$\sum V = 0; Ns - Nb = 0;$$

$$R_{SO} A_{SO} - R_0 b x_0 = 0;$$

$$x = \frac{R_{SO} A_{SO}}{R_0 b}.$$

Предельный момент при разрушении (исходя из  $\sum M = 0$ ):

$$M_{пр}^0 = R_0 b \frac{x_0^2}{2} + \omega_s R_{SO} A_{SO} (h_0 - x_0).$$

Рассмотрим тот же элемент с учетом коррозионных повреждений, причем прочность сжатия бетона представим в виде:

$$R = KR_0. \tag{1}$$

Функция повреждений:

$$K = \sum_{i=0}^{i=2} a_i y_i; \frac{dK}{dy} = \sum_{i=0}^{i=2} i \cdot a_i y^{i-1} \tag{2}$$

$$k = a_0 + a_1 y + a_2 y^2; \frac{dK}{dy} = a_1 + 2a_2 y \tag{3}$$

Вычислительная предпосылка:

$$r_v = \frac{R_0 b \int_0^{\delta} ky dy}{R_0 b \int_0^{\delta} k dy} = \frac{R_0 b \left( \frac{a_1}{3} \delta^3 + \frac{a_2}{4} \delta^4 \right)}{\frac{2}{3} R_0 b \delta} = \frac{3}{2} \left( \frac{a_1}{3} \delta^2 + \frac{a_2}{4} \delta^3 \right). \quad (4)$$

Моментное плечо  $Z_w$ , плечо относительно оси  $O_w$  найдем из:

$$r_w = x - r_v = \left( x_1 + \frac{2}{3} \delta \right) - \frac{3}{2} \left( \frac{2}{3} \frac{\delta^2}{\delta} - \frac{\delta^3}{4\delta^2} \right) = x_1 + \left( \frac{2}{3} - 1 + \frac{3}{8} \right) \delta = x_1 + \frac{1}{24} \delta. \quad (5)$$

Утраченный вследствие повреждений момент силового сопротивления  $M^*$  с учетом (4) равен:

$$M^* = F_2 r_w = \frac{2}{3} R_0 b \delta \left( x_1 + \frac{1}{24} \delta \right) = \frac{2}{3} R_0 b x_1 \delta + \frac{1}{36} R_0 b \delta^2; \quad (6)$$

$$M^* = R_0 b \delta \left( \frac{2}{3} x_1 + \frac{1}{36} \delta \right). \quad (7)$$

Наконец, искомый оставшийся момент силового сопротивления  $M_{PP}^{OC}$  поврежденного коррозией железобетонного элемента относительно оси  $W$  с учетом (7):

$$M_{PP}^{OC} = M_{PP}^0 - M^*; \quad (8)$$

$$M_{PP}^{OC} = \left[ R_0 b \frac{x_0^2}{2} + R_{SO} A_{SO} (h_0 - x_0) \right] - R_0 b \delta \left( \frac{2}{3} x_1 + \frac{1}{36} \delta \right).$$

Таблица 1 – Значения разрушающего момента в зависимости от глубины повреждений

$M_{PP}$ (кН·м)	16,2	14,02	11,8	9,3	6,77
$\delta$ (мм)	0	38,55	77,1	115,65	154,2

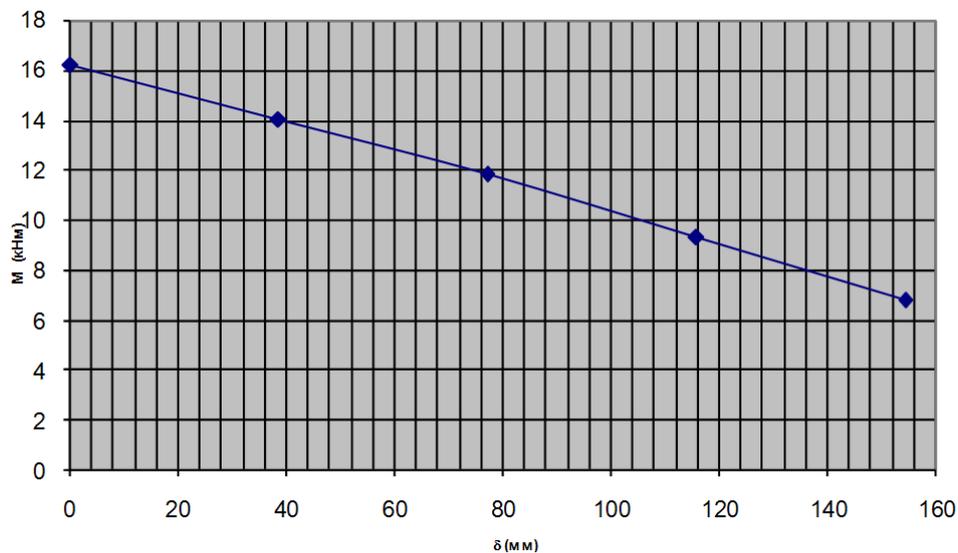


Рисунок – Кривая зависимости разрушающего момента от глубины повреждений

$$x = \omega_s x_0 + \frac{\delta + z^*}{2}; \quad (9)$$

$$R = KR_0; \quad (10)$$

$$K = \sum_{i=0}^{i=n} a_i z^i. \quad (11)$$

Разрушающий момент по сжатой поврежденной зоне бетона  $\delta$  относительно нейтральной оси V:

$$M_p \int_{x-\delta}^{x-\delta^*} R(z) b \cdot z dz = R b_0 \int_{x-\delta}^{x-\delta^*} \sum_{i=0}^{i=n} a_i z^{n+1} dz;$$

$$M_p = b R_0 \sum_{i=0}^{i=n} a_i \int_{x-\delta}^{x-\delta^*} z^{i+1} dz = b R_0 \sum_{i=0}^{i=n} a_i \frac{z^{i+2}}{i+2} \Big|_{x-\delta}^{x-\delta^*};$$

$$M_p = b R_0 \sum_{i=0}^{i=n} \frac{a_i}{i+2} \left[ (x-\delta^*)^{i+2} - (x-\delta)^{i+2} \right]; \quad (12)$$

$$A \rightarrow n = 1;$$

$$K = b_0 + b_1 z, \quad (13)$$

при  $z = x - \delta^* \rightarrow K = 0,$  (14)

при  $z = x - \delta \rightarrow K = 1.$  (15)

$$b_0 = \frac{x - \delta^*}{\delta - \delta^*}; \quad (16)$$

$$b_1 = \frac{-1}{\delta - \delta^*}; \quad (17)$$

$$K_{n=1} = \frac{(x - \delta^*) - z}{(\delta - \delta^*)}; \quad (18)$$

$$B \rightarrow n = 2;$$

$$K = a_0 + a_1 z + a_2 z^2; \quad \frac{dK}{dz} = a_1 + 2a_2 z,$$

при  $z = x - \delta^* \rightarrow K = 0;$  (19)

при  $z = x - \delta \rightarrow K = 1.$  (20)

$$K_{z=x-\delta^*} = a_0 + a_1(x - \delta^*) + a_2(x - \delta^*)^2 = 0;$$

$$K_{z=x-\delta} = a_0 + a_1(x - \delta) + a_2(x - \delta)^2 = 1;$$

$$\frac{dK}{dz} \Big|_{z=x-\delta} = a_1 + 2a_2(x - \delta) = 0;$$

$$a_0 + a_1(x - \delta^*) + a_2(x - \delta^*)^2 = 0; \quad (21)$$

$$a_0 + a_1(x - \delta) + a_2(x - \delta)^2 = 1; \quad (22)$$

$$a_1 + 2a_2(x - \delta) = 0; \quad a_1 = -2a_2(x - \delta). \quad (23)$$

Из (22) вычитаем (21):

$$a_1(x - \delta) - a_1(x - \delta^*) + a_2(x - \delta)^2 - a_2(x - \delta^*)^2 = 1. \quad (24)$$

Подставив в (22) выражение (23) получим:

$$-2a_2(x - \delta) \left[ (x - \delta) - (x - \delta^*) \right] + a_2 \left[ (x - \delta)^2 - (x - \delta^*)^2 \right] = 1, \quad (25)$$

сгруппируем по  $a_2$ :

$$a_2 \left[ 2(x-\delta) \left[ (x-\delta) - (x-z^*) \right] \left[ (x^2 - 2x\delta + \delta^2) \left[ -2xz^* + (x^*)^2 \right] \right] \right]. \quad (26)$$

Раскроем все внутренние скобки и приведем подобные члены:

$$\begin{aligned} a_2 & \left[ 2(x-\delta) \left[ (x+\delta+z^*) \left[ 2x(x-z^*) \left[ \delta^2 - (x^*)^2 \right] \right] \right] \right]; \\ a_2 & \left[ (x-\delta) \left[ (x-z^*) \left[ \delta^2 + (x^*)^2 \right] \right] \right]; \\ a_2 & = \frac{-1}{2\delta(x-z^*) + \delta^2 + (x^*)^2}. \end{aligned} \quad (27)$$

Из (21):

$$a_1 = -2a_2(x-\delta) = \frac{2(x-\delta)}{2\delta(x-z^*) + \delta^2 + (x^*)^2}; \quad (28)$$

$$a_0 = -a_1(x-z^*) - a_2(x-z^*)^2; \quad (29)$$

$$\begin{aligned} a_0 & = \frac{2(x-\delta)(x-z^*)}{2\delta(x-z^*) + \delta^2 + (z^*)^2} + \frac{(x-z^*)^2}{2\delta(\delta-z^*) + \delta^2 + (z^*)^2}; \\ a_0 & = -\frac{2(x-\delta)(x-z^*) + (x-z^*)^2}{2\delta(\delta-z^*) + \delta^2 + (z^*)^2}; \end{aligned} \quad (30)$$

$$\begin{aligned} K & = \frac{2(x-\delta)(x-z^*) + (x-z^*)^2}{2\delta(\delta-z^*) + \delta^2 + (z^*)^2} + \frac{2(x-\delta) \cdot z}{2\delta(\delta-z^*) + \delta^2 + (z^*)^2} - \frac{z^2}{2\delta(\delta-z^*) + \delta^2 + (z^*)^2}; \\ K & = \frac{2(x-\delta)(x-z^*) + (x-z^*)^2 + 2(x-\delta) \cdot z - z^2}{2\delta(\delta-z^*) + \delta^2 + (z^*)^2}. \end{aligned} \quad (31)$$

В нашем конкретном случае, используя формулу (13.), рассмотрим два варианта поврежденной сжатой зоны: А, Б – различные сочетания по разрушающим моментам относительно нейтральной оси V. При одних и тех же высотах сжатой зоны X, глубине повреждения δ и одних и тех же толщинах полного разрушения Z\*:

$$\frac{M_{P,B}}{M_{P,A}} = \frac{bR_0 \sum_{i=0}^{i=1} \frac{a_i}{i+a} \left[ (x-z^*)^{i+2} - (x-\delta)^{i+2} \right]}{bR_0 \sum_{i=0}^{i=2} \frac{b_i}{i+2} \left[ (x-z^*)^{i+2} - (x-\delta)^{i+2} \right]} \quad (32)$$

Заметим, что если бы при ограничении n просто усекался бы ряд до (n=1) или (n=2), то имело бы место равенство:

$$\frac{M_{P,B}}{M_{P,A}} = \frac{1}{1 + \frac{1}{(x-z^*)^3 - (x-\delta)^3}},$$

но в данном случае это неприемлемо.

Разрушающий момент по поврежденной сжатой зоне бетона для случая А относительно оси V:

$$\begin{aligned} M_{P(A)} & = \int_{x-\delta}^{x-z^*} Rbzdz = \int_{x-\delta}^{x-z^*} R_0 K_A b z dz = bR_0 \int_{x-\delta}^{x-z^*} K_A z dz = bR_0 \int_{x-\delta}^{x-z^*} \left[ \frac{(x-z^*)-z}{\delta-z^*} \right] z dz = \frac{bR_0}{\delta-z^*} \cdot \\ & \cdot \left\{ \int_{x-\delta}^{x-z^*} (x-z^*)z dz - \int_{x-\delta}^{x-z^*} z^2 dz \right\} = \frac{bR_0}{(\delta-z^*)} \left\{ \frac{(x-z^*)^2}{2} \int_{x-\delta}^{x-z^*} - \frac{z^3}{3} \int_{x-\delta}^{x-z^*} \right\}; \end{aligned}$$

$$M_{p(A)} = \frac{bR_0}{(\delta - z^*)} \left\{ \frac{(x - z^*)}{2} \left[ (x - z^*) - (\delta - z^*) \right] + \frac{1}{3} \left[ (x - z^*) - (\delta - z^*)^3 \right] \right\} \quad (33)$$

Разрушающий момент по поврежденной сжатой зоне бетона для случая Б относительно оси V (по формуле 19):

$$M_{p(B)} = bR_0 \int_{x-\delta}^{x-z^*} \left[ \frac{2(x-\delta)(x-z^*) + 2(x-\delta)z + z^2}{2\delta(\delta - z^*) + \delta^2 + (z^*)^2} \right] dz = \frac{bR_0}{2\delta(\delta - z^*) + \delta^2 + (z^*)^2} \cdot \left\{ 2(x-\delta)(x-z^*) \int_{x-\delta}^{x-z^*} z dz + 2(x-\delta) \int_{x-\delta}^{x-z^*} z^2 dz + \int_{x-\delta}^{x-z^*} z^3 dz \right\} = \frac{bR_0}{2\delta(\delta - z^*) + \delta^2 + (z^*)^2} \cdot \left\{ \frac{2(x-\delta)(x-z^*)}{2} z^2 \int_{x-\delta}^{x-z^*} + \frac{2(x-\delta)}{3} z^3 \int_{x-\delta}^{x-z^*} + \frac{z^4}{4} \int_{x-\delta}^{x-z^*} \right\} \quad (34)$$

Используя данные предыдущих вычислений, подставив их в формулы (33, 37), получим результат  $\frac{M_{p(A)}}{M_{p(B)}} \cong 0,45$ .

Сказанное выше позволило в каждом отдельном сечении элемента построить модель силового сопротивления железобетонного элемента с учетом коррозионных повреждений.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Бондаренко, В.М. Развитие инженерных методов расчета силового сопротивления железобетонных конструкций, ослабленных коррозионными повреждениями [Текст] / В.М. Бондаренко, О.Б. Чупичев // Вестник РААСН. Строительные науки. – М.: РААСН, 1998.
2. Бондаренко, В.М. О влиянии коррозионных повреждений на силовое сопротивление железобетонных балок [Текст] / В.М. Бондаренко, В.Г. Назаренко, О.Б. Чупичев // Бетон и железобетон. – М., 1999. – №6.
3. Бондаренко, В.М. Износ, повреждения и безопасность железобетонных конструкций [Текст] / Бондаренко В.М., Боровских А.В. – М., 2000.
4. Чупичев, О.Б. Работа железобетонных конструкций с учетом предыстории эксплуатации и накопления повреждений [Текст] / О.Б. Чупичев. – дис. ... канд. техн. наук. – М.: МИКХиС, 2005.

#### Чупичев О.Б.

Московская государственная академия коммунального хозяйства и строительства, г. Москва

Кандидат технических наук, доцент

Тел.: +7 (495) 678-32-05

УДК 624.074

ГВОЗКОВ П.А.

**АРХИТЕКТУРНОЕ КОНСТРУИРОВАНИЕ И КОНТРОЛЬ  
ЖЕСТКОСТИ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
ВИБРАЦИОННЫМ МЕТОДОМ**

*Для сохранения архитектурных памятников в городах приходится прибегать к восстановлению, а иногда и повторному конструированию конструкций в стесненных территориальных условиях. В результате чаще всего приходится не только воссоздавать, но и усиливать конкретные элементы, а иногда и конструкцию в целом. Основным вопросом при этом является вопрос жесткости конструкции. В статье освещается вопрос о контроле конструкций после усиления, проектирования, на этапе изготовления и их монтажа.*

**Ключевые слова:** архитектура, памятник, конструкция, частота, прогиб, балка.

*At preservation of architectural monuments in cities that due to be to address to restoration, and sometimes and again to designing of projects in small territory. In result to have not recreate more often, but also to strengthen concrete elements, and sometimes a design as a whole. The basic question thus - a question on rigidity of a design. In article the question on the control of designs after strengthening, designing and at a fabrication stage and their installation is taken up.*

**Keywords:** architecture, monument, design, frequency, deflection, beam.

Архитектура призвана удовлетворять эстетическому многообразию жизнедеятельности человека, отражая в художественно-образной форме уровень социального развития общества, его мировоззрение и идеологию, и отвечать определенным материальным и духовным запросам. Изучение идейно-художественной направленности архитектуры прошлого века является важным элементом познания в современном мире. При сохранении и восстановлении памятников архитектуры важно подчеркнуть достояние той эпохи, в которой они были созданы, и привнести в нашу жизнь печать красоты и хорошего вкуса того времени. Современное градостроительство нуждается в улучшении художественной выразительности строящихся и реконструируемых зданий.

Во все времена самыми выразительными и впечатляющими произведениями архитектуры были общественные здания, в которых воплотились наивысшие устремления человеческого духа, мастерство архитекторов и строителей. Значительные по своему архитектурно-художественному образу общественные здания и комплексы независимо от их размеров организуют городские пространства, становясь архитектурными доминантами.

При сохранении памятников архитектуры, архитектурных композиций часто приходится прибегать к восстановлению многих несущих конструкций, а иногда и к конструированию новых в стесненных условиях существующей застройки. При воссоздании исторического облика памятников архитектуры архитекторы используют стили той эпохи, к которой данный памятник относится. При этом восстанавливаются архитектурные формы (фрески, статуи, канделябры и т.п.), а инженерам достается проектирование новых эффективных конструкций и усиление существующих. Одним из основных условий, которые приходится со-

блюдать конструктору при осуществлении этой работы, является условие жесткости конструкций. В настоящей статье приводятся некоторые сведения о методах контроля жесткости усиливаемых конструкций, разработанных в ОрелГТУ в последние годы. Исследованием этой проблемы занимались многие советские и российские ученые (Г.Г. Карлсен, В.Ф. Иванов, А.Б. Губенко, Ю.М. Иванов, В.В. Большаков, Г.И. Свенцицкий, М.Е. Коган, Б.А. Освенский, Ю.В. Слишкоухов, Е.И. Светозарова, С.А. Душечкин) и большие творческие коллективы (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, ЦНИИ им. Мезенцева и др., лаборатории строительных и политехнических вузов (МГСУ, СПбГАСУ, АЛТУ и др.), проектные организации.

Составные конструкции балочного типа качественно отличаются от цельных конструкций. Особенность их заключается в том, что механические связи, соединяющие отдельные слои, являются податливыми. Это обстоятельство вносит существенные сложности при их расчете. Определению несущей способности и жесткости составных балок и стержней на податливых связях, оценке их устойчивости посвящено большое количество работ отечественных авторов (А.В. Дятлов, П.Ф. Плешков, А.Р. Ржаницын, В.З. Власов, Г.В. Свенцицкий и др.). В этих работах рассматривается напряженно-деформированное состояние составных балок и стержней при воздействии статических нагрузок. Вместе с тем исследований, посвященных особенностям поведения составных конструкций при воздействии динамических нагрузок, практически нет.

В последние десятилетия начали интенсивно развиваться динамические методы диагностики и оценки качества строительных конструкций, в основе которых лежат вибрационные технологии. Профессором В.И. Коробко было установлено несколько фундаментальных закономерностей в строительной механике, в основе которых лежат строгие функциональные взаимосвязи между интегральными физическими параметрами строительных конструкций, в частности, между максимальным прогибом нагруженных конструкций балочного типа и их основной частотой колебаний в ненагруженном состоянии:

$$W_0\omega^2 \approx (4/\pi) \cdot (q/m), \quad (1)$$

где  $W_0$  – максимальный прогиб балки;  $\omega$  – основная частота ее колебаний;  $q$  – интенсивность равномерно распределенной нагрузки;  $m$  – погонная масса балки.

Эта закономерность не зависит от изгибной жесткости балок, условий их закрепления, пролета и позволяет функционально связать прогибы и частоты колебаний балок. Именно совместное рассмотрение двух видов деформаций конструкций (поперечного статического изгиба и свободных колебаний) с учетом выявленных закономерностей позволили разработать целый ряд оригинальных способов диагностики и контроля качества как вновь изготовленных, так и эксплуатируемых конструкций при ограниченной информации о свойствах их материала, сведений об их реальных граничных условиях, интенсивности действующей внешней нагрузки и других факторах.

Рассмотрим ряд способов контроля жесткости составных балок. Была проведена серия статических и динамических испытаний двух- и трехслойных балок, сплавивание которых осуществлялось на цилиндрических нагелях (шпонках, гвоздях) [1, 3, 4]. Эксперименты показали, что при достаточно большом количестве нагелей закономерность (1) соблюдается и для составных конструкций, причем не только из однородного материала, но и из разнородных материалов слоев (например, металл и дерево).

Нами исследовались также вопросы определения изгибной жесткости укрупнительных поперечных стыков большепролетных составных балок, состоящих из нескольких элементов. При укрупнительной сборке деревянных элементов стыки выполняются на податливых связях. Расчетная схема таких конструкций приведена на рисунке 1.

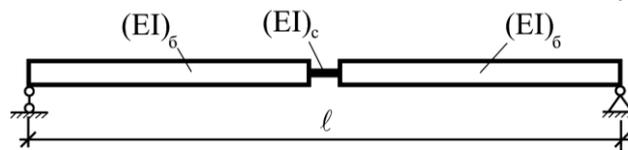


Рисунок 1 – Схема к расчету балки с упругоподатливым стыком

По результатам исследований были определены максимальные прогибы и основные частоты составной конструкции при различной изгибной жесткости укрупнительного стыка. Используя функциональную связь между максимальным прогибом и основной частотой колебаний, была построена зависимость  $W_0-\omega$ , которая описывается функцией:

$$W_0 = \left( \frac{0,0123 \cdot \omega_0 - 5,153}{1 - 0,021 \cdot \omega_0} \right) \quad (2)$$

По результатам численного эксперимента были построены также функциональные зависимости  $W_0-(EI)_с/(EI)_б$  и  $\omega_0-(EI)_с/(EI)_б$ , по которым найдены соотношения изгибной жесткости стыка к жесткости балки в зависимости от максимальных прогибов и основных частот колебаний:

$$k = EI_с/EI_б = \left( \frac{1}{39,537 \cdot W_0 - 20,506} \right); \quad (3)$$

$$k = EI_с/EI_б = \left( \frac{-0,003 + 7,242 \cdot 10^{-5} \omega_0}{1 - 0,00524 \cdot \omega_0 + 4,81 \cdot 10^{-6} \omega_0^2} \right), \quad (4)$$

где  $W_0$  – прогиб (мм), а  $\omega_0$  – частота ( $c^{-1}$ ),  $EI_с$ ,  $EI_б$  – изгибная жесткость стыка и балки соответственно.

С помощью этих формул можно по экспериментальным данным определить фактическую изгибную жесткость стыка [5, 6, 7].

Следует сказать и о проведенных нами исследованиях металлических ферм на воздействие статических и динамических нагрузок. В этих экспериментах ферма рассматривалась как составная конструкция, а ее решетка – как связи сдвига для двухслойных балок. Было показано, что при достаточно «густой» решетке закономерность (1) также удовлетворяется [5, 6, 8].

Творческим коллективом под руководством профессора В.И. Коробко разработан целый ряд способов исследования различных параметров жесткости составных конструкций, включая жесткость соединительного шва, изгибную приведенную жесткость, коэффициент совместности работы слоев и др., которые могут широко использоваться при диагностике состояния строительных конструкций и для контроля качества при их изготовлении.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Коробко, В.И. Коэффициент жесткости составных балок, имеющих возможность свободного сдвига по контактной поверхности [Текст] / В.И. Коробко, А.В. Турков, П.А. Гвозков // Проблемы обеспечения безопасности строительного фонда России: Материалы III международных академических чтений. – Курск: КГТУ, 2004. – С. 116-120.
2. Коробко, В.И. Анализ работы дерево-металлической составной балки при статических и динамических нагрузках [Текст] / В.И. Коробко, А.В. Турков, П.А. Гвозков // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения: Материалы Международных академических чтений. – Курск: КГТУ, 2005. – С. 84-88.

3. Коробко, В.И. Вибрационный контроль деревометаллических составных балок [Текст] / В.И. Коробко, А.В. Турков, П.А. Гвозков // Неразрушающий контроль и техническая диагностика в промышленности: Тезисы 4-ой Международной выставки и конференции. – М., 2005. – С. 52.

4. Турков, А.В. Анализ работы составной балки при усилении строительных конструкций [Текст] / А.В. Турков, П.А. Гвозков // Известия ОрелГТУ. Серия «Строительство. Транспорт». – Орел: ОрелГТУ, 2007. – №1. – С. 26-28.

5. Пат. № 2306547. Российская Федерация. МПК G01/N 3/20 G01/N 3/32. Способ определения изгибной жесткости укрупнительного стыка однопролетных составных балок постоянного сечения (варианты) [Текст] / В.И. Коробко, А.В. Турков, П.А. Гвозков, О.В. Бояркина; заявитель и патентообладатель ГОУ ВПО «Орловский государственный технический университет». – № 2006109979/28; заявл. 28.03.2006; опубл. 20.09.2007. Бюл. №26. – 8 с.

6. Турков, А.В. Экспериментальная оценка степени податливости укрупнительных стыков балок по результатам динамических испытаний конструкций [Текст] / А.В. Турков, П.А. Гвозков, О.В. Бояркина // Известия вузов. Строительство. – 2007. – №7. – С. 122-124.

7. Пат. № 2308699. Российская Федерация, МПК G01/N 3/32. Способ определения максимального прогиба однопролетных составных деревянных балок с укрупнительными стыками [Текст] / В.И. Коробко, А.В. Турков, П.А. Гвозков, О.В. Бояркина; заявитель и патентообладатель ГОУ ВПО «Орловский государственный технический университет». – №2006110024/28; заявл. 28.03.2006; опубл. 20.10.2007. Бюл. №29. – 6 с.

8. Коробко, В.И. Экспериментальные исследования стальных ферм с параллельными поясами на статические и динамические воздействия [Текст] / В.И. Коробко, Р.В. Алдушкин, О.В. Бояркина // Известия ОрелГТУ. Серия «Фундаментальные и прикладные проблемы техники и технологии». – Орел: Орел ГТУ. – 2009. – №2/274. – С. 3-8.

### **Гвозков П.А.**

Орловский государственный технический университет, г. Орел  
Кандидат технических наук, доцент кафедры «Архитектура»  
E-mail: pavel27gvozkov@mail.ru



УДК 624.012.4: 620.193.2

ДОБШИЦ Л.М., ЛОМОНОСОВА Т.И.

## **МАТЕРИАЛЫ НА МИНЕРАЛЬНОЙ ОСНОВЕ ДЛЯ ЗАЩИТЫ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И ПОВЫШЕНИЯ ИХ ДОЛГОВЕЧНОСТИ**

*В работе представлены основные результаты и выводы по исследованию свойств разработанного материала «Герсмесь», рассмотрена совместная работа покрытия и основания, показана целесообразность его применения для защиты конструкций бытовой канализации в слабоагрессивной среде сточных вод.*

**Ключевые слова:** долговечность, бетон, железобетон, защитные покрытия на минеральной основе, «Герсмесь», защита конструкций бытовой сточной канализации.

*In work the basic results and conclusions on research of properties of the developed material «Gersmes» are presented, covering and basis teamwork is considered, the expediency of its application for protection of constructions of the household water drain in weak aggressive environment of sewage is shown.*

**Keyword:** durability, concrete, reinforced concrete, protecting covers on the mineral basis, «Gersmes», the protect of the construction of the household waste water drain.

В настоящее время объем разрушающихся бетонных и железобетонных сооружений постоянно растет, это приводит к необходимости выявления причин их разрушения и принятию мер по восстановлению и защите конструкций.

Довольно часто возникают повреждения в таких строительных сооружениях как мосты, канализационные объекты, разрушаются фасады, балконы, крыши. Обследования бетонных канализационных сооружений показали резкое повышение их коррозии вследствие изменения условий эксплуатации и изменения химического состава сточных вод [1].

Масштабность проблемы разрушения конструкций обуславливает актуальность решения проблемы защиты бетонных и железобетонных строительных конструкций от коррозии, а также создание материалов повышенной долговечности.

Анализируя и обобщая все методы защиты строительных конструкций от внешних воздействий, можно выделить две основные группы по повышению их долговечности.

К первой группе относятся все способы по защите поверхности строительных конструкций. Причем защита может проводиться как при производстве новых конструкций на заводе, так и при ремонте и восстановлении уже существующих конструкций.

Ко второй группе относятся все способы и методы по созданию более долговечного материала строительных конструкций.

Защиту поверхности строительных конструкций можно провести двумя основными способами: нанесением защитного покрытия на поверхность и пропиткой этой поверхности. Защитное покрытие может быть на органической и неорганической (минеральной) основе.

Применение материалов на минеральной основе в настоящее время актуально в силу их достоинств и преимуществ перед материалами на органическом вяжущем.

Традиционные защитные материалы на основе органических вяжущих имеют ряд недостатков: несовместимость свойств покрытия и основания, отслоение покрытия, низкая прочность и долговечность покрытия, сложная технология нанесения, а также высокие эксплуатационные расходы.

Вышеперечисленные недостатки устраняются или уменьшаются при использовании защитных покрытий на минеральной основе. Основные достоинства подобных материалов следующие: простая технология применения, повышенные водонепроницаемость, морозостойкость и долговечность, стойкость в агрессивных средах, хорошая адгезия.

В настоящее время рынок строительных материалов предлагает широкую гамму материалов на минеральной основе, например, «Пенетрон», «Лакта», «Гидротэкс», «Кальма-трон» и прочие аналогичные материалы.

После анализа основных свойств материалов на минеральной основе были выявлены некоторые их недостатки: получение проектных прочностных и водонепроницаемых свойств на 28 сутки твердения; медленное схватывание смесей; уход за твердеющей смесью в течение минимум 10...14 суток и др. Все эти недостатки резко ограничивают область применения материалов на минеральной основе, в частности, не позволяют использовать их при постоянном подпоре воды, при срочных ремонтных работах и требуют дополнительных трудовых и энергетических затрат при уходе за твердеющей смесью.

Для устранения этих недостатков на кафедре «Строительные материалы и технологии» Московского государственного университета путей сообщения (МИИТа) в результате многолетних исследований был разработан гидроизолирующий материал на минеральной основе «Герсмесь» [2].

«Герсмесь» представляет собой минеральный композиционный порошкообразный материал, обладающий гидроизолирующим, защитным, тампонирующим и проникающим действием, совместимый с большинством конструкционных и отделочных материалов.

Материал «Герсмесь» имеет хорошие строительно-технологические свойства, среди которых следует отметить следующие:

- высокая механическая прочность на сжатие (уже через сутки твердения 10...15 МПа);
- высокая водонепроницаемость (через час твердения W10 и через сутки W50);
- расширение до 0,2...1,2%, что исключает усадку свежешелюженного покрытия и, следовательно, напряжения от усадки в контакте;
- хорошая адгезия к стальной арматуре, к раствору и бетону (до 3 МПа).

Материал «Герсмесь» не вызывает коррозии стальной арматуры, а в железобетонных конструкциях уменьшает скорость ее коррозии и повышает стойкость к действию многих жидких агрессивных сред, а также замедляет карбонизацию поверхностных слоев бетона.

Сроки схватывания (5...30 мин.) позволяют использовать «Герсмесь» для срочных ремонтных работ.

Проведенные экспериментальные исследования усовершенствованного состава «Герсмесь» совместно с противоморозными добавками позволяют его использовать для проведения ремонтных работ в зимнее время без обогрева.

Учитывая строительно-технологические показатели, ремонтные работы целесообразно проводить двумя составами: «Герсмесь» + формиат натрия + «Лигнопан Б-4» (состав №1) и «Герсмесь» + формиат натрия + суперпластификатор С-3 (состав №2). Применение данных добавок увеличивает срок использования материала «Герсмесь» до 40 и 50 мин., соответственно, для состава №1 и состава №2, что делает материал «Герсмесь» более технологически пригодным.

Прочность состава №1 выше прочности состава «Герсмесь» без добавок на 12%, состава №2 – на 1%. По стоимости более выгодно применение состава №2: на 100 кг материала «Герсмесь» стоимость добавок составит 74 руб., что меньше стоимости состава №1 на 62 руб.

Материал «Герсмесь» является грибостойким. Составы №1 и №2 также являются грибостойкими, причем их стойкость по методу 1 и методу 3 (ГОСТ 9.049-91) увеличивается по сравнению с составом без добавок.

При создании защитного покрытия важную роль имеют не только высокие строительно-технологические свойства самого покрытия, но и совместная работа покрытия и основания. В связи с этим были проведены исследования, направленные на изучение совместной работы бетонного основания и защитного покрытия из материала «Герсмесь».

Адгезия защитного покрытия «Герсмесь» к цементно-песчаному основанию составляет 3,43 МПа.

Полученные данные по модулю упругости материала «Герсмесь» указывают на хорошую работу защитного покрытия с бетоном. Модуль упругости материала «Герсмесь» через 28 суток составил 1655,8 МПа, что ниже в 15...20 раз модуля упругости основы – бетона. В связи с этим данный материал покрытия имеет повышенную трещиностойкость, высокое качество сцепления с бетоном, не зависящее от величины деформации, следовательно, и повышенную долговечность. «Герсмесь» по составу однороден с бетоном и одинаково с ним реагирует на изменения внешних условий.

Материал «Герсмесь» имеет высокую твердость (10,7 кг/мм<sup>2</sup>, что выше твердости цемента на 15%) и способствует упрочнению поверхности бетона после его нанесения.

Рассматривая эти два свойства совместно (повышенную твердость материала «Герсмесь» и меньший модуль упругости), можно сделать заключение, что материал «Герсмесь» имеет повышенное сопротивление абразивному износу вследствие увеличения величины упругой деформации и величины упругой энергии, которая может быть накоплена на поверхности.

Цементно-песчаное основание с покрытием из материала «Герсмесь» имеет водопоглощение 4,1%. Причем наибольшая скорость водопоглощения наблюдается в первые сутки, максимальное водопоглощение достигается в течение 4 суток. Высокая скорость водопоглощения в начальные сроки объясняется продолжающимся процессом гидратации покрытия из материала «Герсмесь».

При исследовании поровой структуры было выявлено, что цементно-песчаное основание с покрытием из материала «Герсмесь» имеет общий объем пор 41,19%, что меньше общей пористости цементно-песчаного основания на 7,69%. Уменьшение пористости при нанесении покрытия объясняется проникающим и тампонирующим действием состава «Герсмесь».

При рассмотрении структуры пор цементно-песчаного основания с покрытием из материала «Герсмесь» (рисунок 1) было установлено, что наибольшее количество пор – условно-замкнутых (65%), и наименьшее – открытых капиллярных и некапиллярных (35%). Такая структура пор показывает высокую морозостойкость состава и, следовательно, повышенную его долговечность.

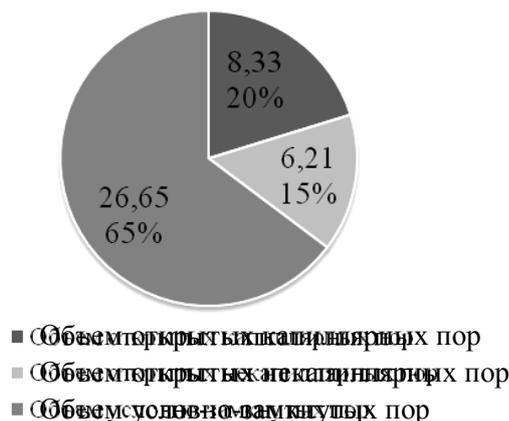


Рисунок 1 – Структура пор цементно-песчаного состава, покрытого материалом «Герсмесь»

Таким образом, на основе проведенных исследований, выявивших высокие строительно-технологические и прочностные свойства материала «Герсмесь», а также, исходя из хорошей совместной работы покрытия и основания, можно рекомендовать состав «Герсмесь» в качестве защиты бетона и железобетона для повышения их долговечности.

На основе предположения о том, что материалы на минеральной основе могут быть эффективны в слабоагрессивной среде бытовых сточных вод [3] и заслуживают дальнейшего изучения и экспериментальной проверки, было предложено использовать материал «Герсмесь» в качестве защитного покрытия конструкций бытовой канализации.

Проведенные экспериментальные исследования показывают технологическую и экономическую эффективность применения материала «Герсмесь» в качестве защитного покрытия железобетонных конструкций бытовой канализации [4].

**Основные выводы и результаты:**

- в начальный период времени после нанесения покрытия наблюдается увеличение прочности образцов вследствие продолжающейся гидратации, а также под влиянием защитного и проникающего действия материала «Герсмесь»;
- в дальнейшем идет уменьшение прочности за счет процесса коррозии, протекающего при взаимодействии слабоагрессивной среды бытовых сточных вод с цементным камнем (протекание процессов коррозии было установлено химическим анализом образцов);
- установлено, что наибольшее отрицательное влияние на прочность цементного камня из компонентов комплексной среды оказывают сульфаты и хлориды;
- комплексная среда бытовых сточных вод способствует меньшему снижению прочности, чем некоторые моносреды. Это происходит вследствие того, что продукты одной реакции взаимодействуют с продуктами другой и тем самым несколько смягчают действие агрессивных веществ в комплексной среде.

На основе выполненных исследований построены модели прочности материала в зависимости от концентрации среды и времени, которые позволяют определить прочность материала в агрессивной среде бытовых сточных вод в определенный момент времени (рисунок 2 и рисунок 3).

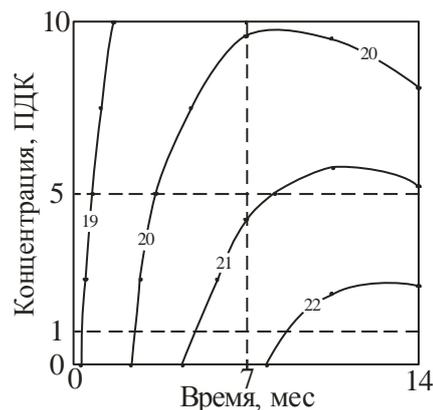
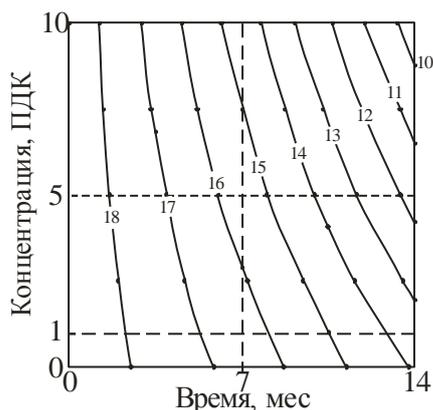


Рисунок 2 – Модель 1 для контрольных образцов      Рисунок 3 – Модель 2 для образцов, покрытых материалом «Герсмесь»

По этим моделям методом прогнозирования можно определить период от начала эксплуатации конструкций до:

- его разрушения (прочность при сжатии составляет 0 МПа): для бетона без защиты – 35,0 мес.; для бетона с защитным покрытием «Герсмесь» – 47,3 мес.;
- достижения 60% прочности от первоначальной: для бетона без защиты – 18,5 мес.; для бетона с защитным покрытием «Герсмесь» – 37,5 мес.

Таким образом, эффект от применения защитного покрытия из материала «Герсмесь» составляет  $37,5/18,5 = 2,03$ , т.е. более чем в 2 раза увеличится срок эксплуатации конструкций бытовой сточной канализации при их защите материалом «Герсмесь».

Отношение экономии от проведения ремонтных работ к затратам на создание защитного покрытия и на его поддержание составляет эффективность применения защитного покрытия материалом «Герсмесь». За 50 лет эксплуатации железобетонных конструкций бытовой канализации эффективность применения защитного покрытия материалом «Герсмесь» составит 1,85, т.е. эксплуатационные расходы сократятся примерно в 2 раза.

Состав «Герсмесь» может применяться для обработки поверхностей с целью их восстановления и ликвидации протечек в различных типах сооружений, например, в подвальных помещениях, фундаментах, балконах, резервуарах, бассейнах, подземных переходах, тоннелях, метрополитенах, кабельных колодцах, конструкциях очистных сооружений, дорожных и аэродромных покрытиях, бетонных сооружениях, подвергающихся агрессивному воздействию, и других объектах гражданского и промышленного назначения.

Разработаны рекомендации на защиту внутренней поверхности канализационных трубопроводов материалами на минеральной основе. При сравнении было выявлено более выгодное использование для защиты покрытия из материала «Герсмесь», чем создание защиты торкрет бетоном, по трудозатратам в 3 раза, по стоимости – в 1,5 раза.

На основе выполненных экспериментальных исследований можно сделать вывод, что разработанный состав «Герсмесь» для защиты строительных конструкций обладает улучшенными свойствами и его можно рекомендовать в качестве защитного покрытия, повышающего долговечность и срок службы строительных конструкций.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Руфферт, Г. Дефекты бетонных конструкций [Текст] / Пер. с нем. И.Г. Зеленцов; под. ред. В.Б. Семенова. – М.: Стройиздат, 1987. – 111 с.
2. Добшиц, Л.М. Новый гидроизоляционный материал «Герсмесь» для повышения водонепроницаемости строительных конструкций [Текст] / Л.М. Добшиц, А.Л. Клибанов // Современные технологии строительных материалов и конструкций: Материалы Всероссийской научно-технической конференции. – Саранск: Изд-во Мордов. ун-та, 2003. – С. 13-16.
3. Степанова, В.Ф. Выбор критериев оценки и основных показателей антикоррозионных покрытий бетона [Текст] / В.Ф. Степанова, С.Е. Соколова, А.Л. Полушкин // Строительные материалы. – М.: ООО РИФ «Стройматериалы». – 2000. – №10. – С. 12-13.
4. Добшиц Л.М., Кононова О.В., Ломоносова Т.И. II Всероссийская (Международная) конференция по бетону и железобетону (Москва, 5-9 сентября 2005). Бетон и железобетон – пути развития. Научные труды конференции в пяти книгах / Том 4. Вторичная защита от коррозии. – М., 2005. – С. 471-476.

#### **Добшиц Л.М.**

Московский государственный университет путей сообщения (МИИТ), г. Москва  
Академик РИА, доктор технических наук, профессор кафедры «Строительные материалы и технологии»  
Тел.: +7 (495) 684-22-75, 684-24-09  
E-mail: levdobshits@yandex.ru

#### **Ломоносова Т.И.**

Московский государственный университет путей сообщения (МИИТ), г. Москва  
Аспирант кафедры «Строительные материалы и технологии»  
Тел.: +7 (495) 684-22-75, 684-24-09  
E-mail: tanya\_lomonosova@list.ru

ЧЕРНОУСОВ Р.Н., ЧЕРНОУСОВ Н.Н., БОНДАРЕВ Б.А.

## ИССЛЕДОВАНИЕ ИСТИРАЕМОСТИ ЖЕСТКИХ ДОРОЖНЫХ ОДЕЖД С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ МЕЛКОЗЕРНИСТОГО СТАЛЕФИБРОШЛАКОБЕТОНА (СФШБ)

*Приводятся результаты исследования истираемости мелкозернистого сталефиброшлакобетона на основе отходов местных производств, используемого для устройства жестких дорожных одежд. Установлена количественная зависимость истираемости от процента армирования.*

**Ключевые слова:** истираемость, жесткие дорожные одежды, мелкозернистый сталефиброшлакобетон.

*There are presented the analysis results of fine-grained steel-fibro-slag-concrete abrasability on the basis of local production wastes usage and explotable as hard road surfacing.*

**Keywords:** *abrasability, hard road surfacing, fine-grained steel-fibro-slag-concrete.*

Монолитные покрытия промышленных полов и жестких дорожных одежд с применением дисперсно армированных бетонов получают все более широкое распространение в практике строительства.

В условиях непрерывного роста стоимости строительных материалов, непредсказуемого во времени нарастания интенсивности движения и увеличения нагрузки, наиболее эффективной мерой в проектировании дорожной одежды является создание «базовой» конструкции с учетом последующего наращивания поверхностных слоев при реконструкции, рассчитанной на перспективную долговечность за счет повышения ресурса несущей способности цементобетонного покрытия.

Существенное увеличение долговечности (при уменьшении стоимости строительных материалов) может быть осуществлено за счет применения дисперсно армированных мелкозернистых бетонов на основе отходов местного производства [1].

Для разработки технических решений при проектировании жестких дорожных одежд из СФШБ и определения рациональных областей их использования нами были изучены физико-механические свойства СФШБ, оказывающие наибольшее влияние на стойкость жестких дорожных одежд к эксплуатационным воздействиям, в том числе истираемость (износостойкость) материала. В результате исследований было установлено, что решающим фактором при выборе и назначении составов трудноистираемых бетонов является минимальное содержание в нем растворной части, т.к. только от стойкости цементного камня скорость разрушения различных бетонов может меняться в 2-3 раза. Но, учитывая экономическую целесообразность использования дешевых вторичных ресурсов промышленного производства, изучались свойства СФШБ по сопротивлению нагрузкам, вызывающим постепенное его разрушение путем отрыва мелких частиц, т.е. истираемости.

Для изготовления опытных составов (таблица 1), являющихся бетонной матрицей сталефибробетонных смесей, применяли портландцемент Старооскольского цементного завода марки 500, в качестве мелкого заполнителя – отсеvy от дробления литого шлакового щебня (фракция 0...5 мм) доменного производства НЛМК.

Таблица 1 – Состав матрицы

№ п/п	Компонент	Расход компонентов, кг/м <sup>3</sup>
1	Портландцемент М500	420
2	Отсев от дробления литого шлакового щебня	1590
3	Добавка Реламикс (10%-ный раствор)	16
4	Вода	300

В качестве арматуры использовали четыре вида стальных волокон (фибр) различных изготовителей:

1. Фибры фрезерованные из стального листа прямоугольного сечения ( $d_{\text{экр}}=0,49$  мм) длиной 37-45 мм ( $l_{\text{ср}}=42$  мм) с расчетным сопротивлением растяжению  $R_f=450-460$  МПа (рисунок 1, а).

2. Фибры рубленные из холоднокатаной стальной проволоки волнистого очертания длиной 70 мм и диаметром 0,6-0,7 мм с расчетным сопротивлением растяжению  $R_f=690-710$  МПа (рисунок 1, б).

3. Фибры волнистого очертания, рубленные из проволок различного диаметра (определение среднего диаметра фибр приведено в таблице 2) отработанных стальных канатов длиной 60-70 мм с расчетным сопротивлением растяжению  $R_f=1100-1200$  МПа (рисунок 1, в).

4. Рубленные из стальной проволоки (аналог фибры «Драмикс» бельгийской фирмы «Бекарт») диаметром 0,8 мм и длиной 60 мм с расчетным сопротивлением растяжению  $R_f=1000-1100$  МПа (рисунок 1, г).

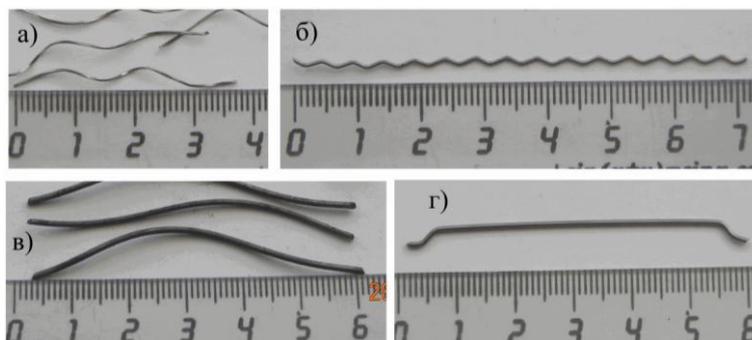


Рисунок 1 – Виды фибр, применяемых в жестких дорожных одеждах: а – фибра из стального листа; б – фибра из проволоки; в – фибра из стальных канатов; г – фибра из проволоки (аналог «Драмикс»)

Таблица 2 – Определение среднего диаметра фибр из стальных канатов

Диаметр проволок ( $d_i$ ), мм	Количество проволок в канате ( $n_i$ ), шт.	Определение среднего диаметра фибр	
		$n_i \cdot d_i$	$(n_i \cdot d_i^2)$
0,8	1	0,8	0,64
0,9	2	1,8	1,62
1,0	20	20	20
1,1	5	5,5	6,05
1,2	12	14,4	17,28
1,3	45	58,5	76,05
		$\sum(n_i \cdot d_i) = 101$	$\sum(n_i \cdot d_i^2) = 121,64$
		$d_i = \sum(n_i \cdot d_i^2) / \sum(n_i \cdot d_i) = 1,2$ мм	

## Строительные технологии и материалы

Технические и стоимостные показатели фибровой арматуры, изготавливаемой из отходов промышленных производств Липецкого региона в ОАО «Завод Железобетон», г. Липецк (фибры 1...3 вида) и рубленной из стальной проволоки, EN 10016, C12D2-C18D2 (условная марка ФРП «Силур», г. Берлин (аналог «Драмикс») производителя ЗАО «Микас», г. Москва (фибры 4 вида), приведены в таблице 3.

Таблица 3 – Технические и стоимостные показатели стальной фибры (по справочным данным организаций – изготовителей)

Наименование	Геометрические размеры, мм			Временное Сопротивление разрыву, $R_b$ , (МПа)	Цена, руб./кг
	$l$	$d$	$l/d$		
Изготовитель – ОАО «Завод Железобетон», г. Липецк					
Фрезерованная из листа (рисунок 1, а)	40	0,5	80...100	450...500	26-00
Рубленая из латунированной проволоки (вторсырье в виде щеточных волокон дорожных и других машин)	24	0,3	80...400	2450...2500	28-00
	40	0,5			
	64	0,5			
	80	0,8			
120					
Рубленая из стальной низкоуглеродистой проволоки общего назначения по ГОСТ 3282-74 (рисунок 1, б)	60	0,5	100	690...710	32-20
	70	0,6			
		0,7			
		0,8			
Рубленая из проволоки канатов и тросов (вторсырье, рисунок 1, в)	80	1,0	80	900 ...1350	19-30
<b>Примечание:</b> Отходы листопрокатного стана НЛМК – 6100 т/год. Отработавшие производственный ресурс канаты и тросы шахт, рудников, карьеров, строительных и других организаций Липецка и области – 90 т/год. Отходы щеточного производства и щетки дорожных машин – 38,4 т/год.					
Изготовитель - ЗАО «Микас», г. Москва					
Рубленая из стальной проволоки, EN 10016, C12D2-C18D2, г. Берлин (аналог «Драмикс», рисунок 1, з)	40	0,8	50	950...1350	34-90
	60	1,0	60		

В экспериментах при исследовании СФШБ изучалась истираемость материала в зависимости от вида фибровой арматуры и процента объемного армирования.

На истираемость испытывали образцы размером в плане 60x60 мм и толщиной 100 мм, выпиливаемые из бетонных образцов большего размера, прошедших косвенные испытания на растяжение методом расклинивания [2].

Образцы истирались нижней поверхностью в воздушно-сухом состоянии на лабораторной установке ЛКИ-3 по методике, изложенной в ГОСТ 13087-81 «Бетоны. Методы определения истираемости». В качестве абразивного материала использовали вольский песок по ГОСТ 3647-71. К каждому образцу (по центру) прикладывали сосредоточенную вертикальную нагрузку, соответствующую давлению  $(60 \pm 1)$  кПа. Через каждые 30 м пути истирания, пройденного образцами (28 оборотов), истирающий диск останавливали. С него удаляли остатки абразивного материала, истертого в порошок бетона и насыпали на него новую порцию абразива и снова включали привод истирающего круга. Указанную операцию повторяли 5 раз, что составило 1 цикл испытаний (150 м пути испытания). После каждого цикла испытаний образец (образцы) вынимали из гнезда, поворачивали на  $90^\circ$  в горизонтальной плоскости (вокруг вертикальной оси) и проводили следующие циклы испытаний. Всего проводили 4 цикла испытаний для каждого образца (общий путь истирания равен 600 м).

Истираемость бетона на круге истирания  $G_1$  в  $г/см^2$ , характеризуемую потерей массы образца, определяли с погрешностью до  $0,1 г/см^2$  для отдельного образца по формуле:

$$G_1 = \frac{m_1 - m_2}{F}, \quad (1)$$

где  $m_1$  – масса образца до испытания, г;  $m_2$  – масса образца после 4 циклов испытания, г;  $F$  – площадь истираемой грани образца,  $см^2$ .

Зависимости истираемости СФШБ от объемного процента армирования и вида фибровой арматуры и без учета вида фибровой арматуры приведены на рисунке 2 и 3.

Основные результаты испытаний приведены в таблице 4.

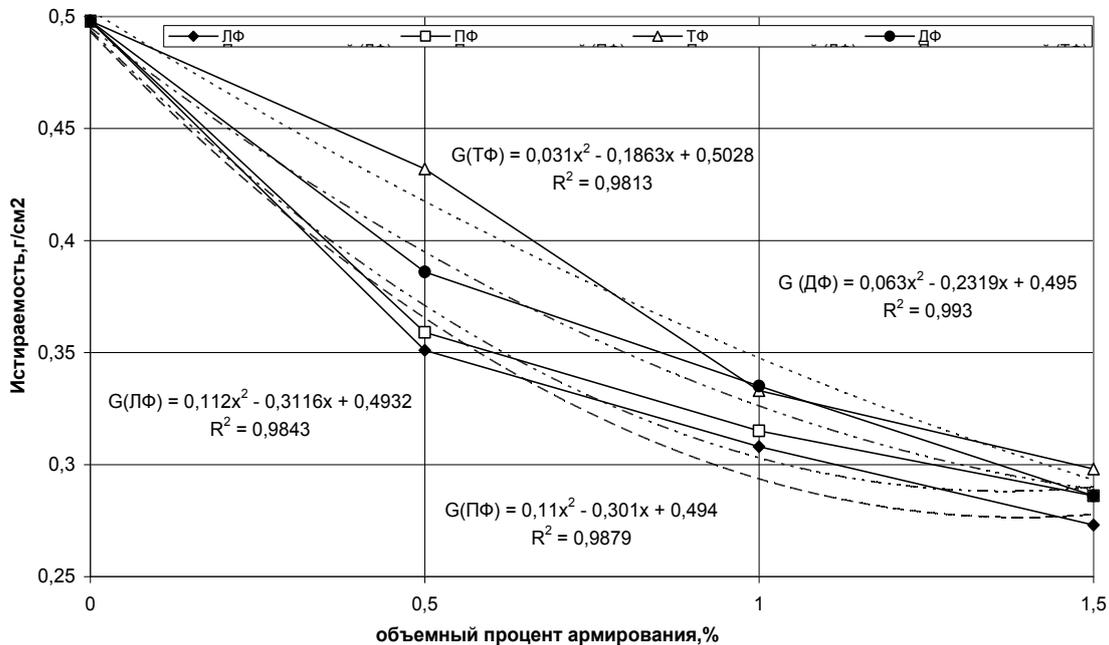


Рисунок 2 – Зависимость истираемости СФШБ от объемного процента армирования и вида фибровой арматуры

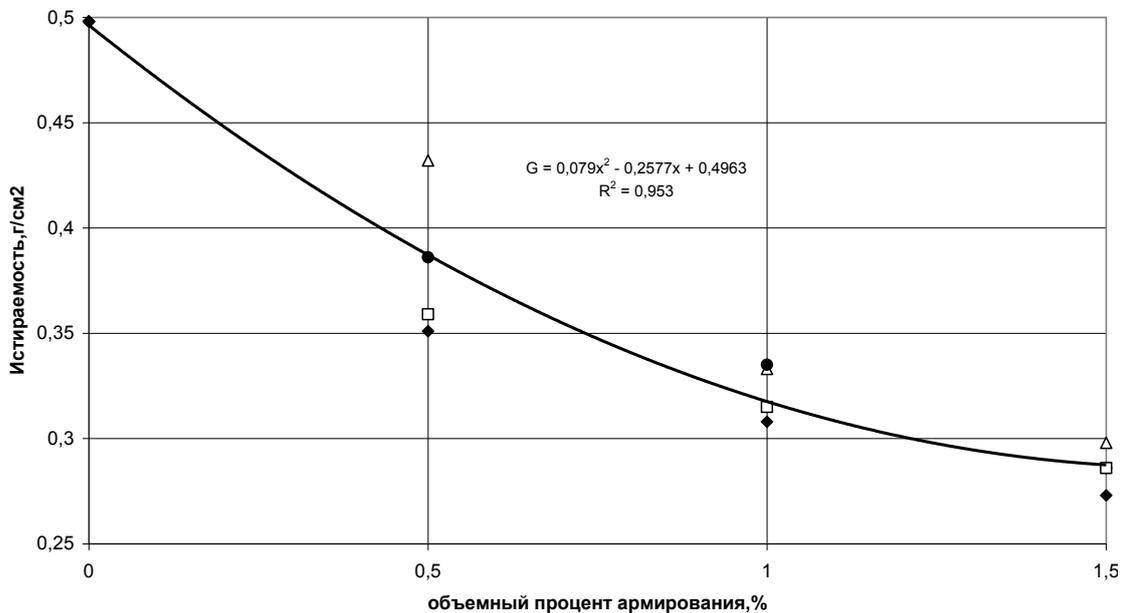


Рисунок 3 – Общая зависимость истираемости СФШБ от объемного процента армирования

Анализ экспериментальных данных показал, что истираемость шлакобетона, армированного отрезками стальной проволоки любого вида и при любом проценте объемного армирования, меньше, чем у неармированного бетона. При одинаковом проценте армирования истираемость меньше у СФШБ с использованием фибры вида 1 (рисунок 1, а).

Получены формулы (2...5) для определения истираемости СФШБ для различных видов фибровой арматуры в зависимости от истираемости матрицы и объемного процента армирования.

Для листовой фибры (рисунок 1, а):  $G(ЛФ) = 0,112 \cdot \mu^2 - 0,311 \cdot \mu + 0,493$ . (2)

Для проволочной фибры (рисунок 1, б):  $G(ПФ) = 0,11 \cdot \mu^2 - 0,301 \cdot \mu + 0,494$ . (3)

Для фибры из канатов (рисунок 1, в):  $G(ТФ) = 0,031 \cdot \mu^2 - 0,186 \cdot \mu + 0,502$ . (4)

Для фибры типа «Драмикс» (рисунок 1, г):  $G(ДФ) = 0,063 \cdot \mu^2 - 0,232 \cdot \mu + 0,495$ . (5)

Для практического применения предлагается упрощенная формула (6) для всех видов фибрового армирования (рисунок 3) в зависимости от истираемости матрицы и объемного процента армирования:

$$G_{fb} = 0,079 \cdot \mu^2 - 0,258 \cdot \mu + G_m, \tag{6}$$

где  $G_{fb}$  – истираемость СФШБ, г/см<sup>2</sup>;  $G_m$  – истираемость матрицы, г/см<sup>2</sup>.

Таблица 4 – Экспериментальные данные исследования на истираемость

Серия	Процент армир., $\mu$ (%)	Истираемость СФШБ, г/см <sup>2</sup>		$G_1^3/G_1^T$	Примечание
		(эсп.) $G_1^3$ (рис. 2, 3)	(теор.) $G_1^T$ (ф-ла 6)		
О	0	0,498	0,498	1,00	Матрица: В/Ц=0,741, Ц:Отсев=1:3,789
ЛФ-0,5	0,5	0,351	0,389	0,90	Матрица: В/Ц=0,741, Ц:Отсев=1:3,789 Арматура: фибра из листа (рисунок 1, а)
ЛФ-1,0	1,0	0,308	0,319	0,97	
ЛФ-1,0	1,5	0,273	0,289	0,94	
ПФ-0,5	0,5	0,359	0,389	0,92	Матрица: В/Ц=0,741, Ц:Отсев=1:3,789 Арматура: фибра из проволоки (рисунок 1, б)
ПФ-1,0	1,0	0,315	0,319	0,99	
ПФ-1,0	1,5	0,286	0,289	0,99	
ТФ-0,5	0,5	0,432	0,389	1,11	Матрица: В/Ц=0,741, Ц:Отсев=1:3,789 Арматура: фибра из канатов (рисунок 1, в)
ТФ-1,0	1,0	0,333	0,319	1,04	
ТФ-1,0	1,5	0,298	0,289	1,03	
ДФ-0,5	0,5	0,386	0,389	0,99	Матрица: В/Ц=0,741, Ц:Отсев=1:3,789 Арматура: фибра из проволоки типа «Драмикс» (рисунок 1, г)
ДФ-1,0	1,0	0,335	0,319	1,05	
ДФ-1,5	1,5	0,286	0,289	0,99	

Расхождение экспериментальных данных с вычисленными по предложенной формуле составляет в среднем по 12 сериям +7,7% (см. таблицу 4).

## ЛИТЕРАТУРА

1. Черноусов, Н.Н. Железобетонные конструкции с использованием дисперсно-армированного шлакопемзобетона [Текст] / Н.Н. Черноусов, И.И. Пантелькин. – М.: АСВ, 1998. – 230 с.

2. Бондарев, Б.А. Определение модуля упругости и предела прочности сталефибробетона при растяжении методом расклинивания [Текст] / Б.А. Бондарев, Р.Н. Черноусов // Строительство и архитектура. – Воронеж: ВГАСУ. – 2008. – №3(11). – С. 67-71.

### Черноусов Р.Н.

Липецкий государственный технический университет, г. Липецк  
Аспирант кафедры «Строительные материалы»

### Черноусов Н.Н.

Липецкий государственный технический университет, г. Липецк  
Кандидат технических наук, доцент кафедры «Сопrotивления материалов»  
Тел.: +7 (4742) 32-80-84  
E-mail: nto\_expert@lipetsk.ru

### Бондарев Б.А.

Липецкий государственный технический университет, г. Липецк  
Доктор технических наук, профессор кафедры «Строительные материалы»

## Уважаемые коллеги!

В Орловском государственном техническом университете с 2004 г. издается научный журнал «Строительство и реконструкция» («Известия ОрелГТУ»). Серия «Строительство. Транспорт», в котором Вы можете опубликовать свои статьи по широкому спектру проблем в следующих областях:

### Строительство

- эффективные архитектурно-конструктивные решения зданий и сооружений;
- энергосберегающие технологии в строительном комплексе;
- развитие теории расчета сооружений и элементов строительных конструкций, оснований и фундаментов;
- вопросы безопасности зданий и сооружений.
- строительные технологии, материалы и изделия;
- теория архитектуры и градостроительства;
- архитектурно-строительное проектирование;
- синтез искусств в архитектуре и др.

### Транспорт

- современные технологии и технологическое оборудование, используемые для технического обслуживания, ремонта автомобилей и реновации их деталей;
- системный анализ, управление и обработка информации в транспортном комплексе;
- повышение эффективности эксплуатации автомобильного транспорта;
- проблемы качества энерго- и ресурсосбережения на автомобильном транспорте;
- экологическая безопасность транспортного комплекса.

Журнал открыт для рекламы, оплата – на договорной основе.

Объем статьи, как правило, не должен превышать 7 стр., рекламного объявления – не более 1 стр. Материал принимается в файловом виде: по электронной почте, на дискетах 3,5 дюйма или на CD-диске, выполненный в любом из текстовых редакторов Word, с приложением распечатки. С аспирантов плата за публикацию не взимается.

### ОБЯЗАТЕЛЬНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ОФОРМЛЕНИЮ СТАТЬИ:

- Объем материала, предлагаемого к публикации, измеряется страницами текста на листах формата А4 и содержит от 3 до 7 страниц (заполнение последней страницы – не менее 75 процентов; все страницы рукописи должны иметь сплошную нумерацию. Объем рекламного объявления не должен превышать 1 страницу).
- Статья предоставляется в 1 экземпляре на бумажном носителе и в электронном виде (по электронной почте или на любом электронном носителе).
- В одном сборнике может быть опубликована только одна статья одного автора, включая соавторство.
- Статьи должны быть набраны шрифтом Times New Roman, размер 12 pt с одинарным интервалом, текст выравнивается по ширине; абзацный отступ – 1,25 см, правое поле – 2 см, левое поле – 2 см, поля внизу иверху – 2 см.
- Название статьи, а также фамилии и инициалы авторов обязательно дублируются на английском языке.
- К статье прилагается перечень ключевых слов на русском и английском языке.
- В тексте статьи желательно:
  - не применять обороты разговорной речи, техницизмы, профессионализмы;
  - не применять для одного и того же понятия различные научно-технические термины, близкие по смыслу (синонимы), а также иностранные слова и термины при наличии равнозначных слов и терминов в русском языке;
  - не применять произвольные словообразования;
  - не применять сокращения слов, кроме установленных правилами русской орфографии, соответствующими государственным стандартам.
- Сокращения и аббревиатуры должны расшифровываться по месту первого упоминания (вхождения) в тексте статьи.

## ПОСТРОЕНИЕ СТАТЬИ

- УДК (сверху слева) с абзацным отступом.
  - С пропуском одной строки – выровненные по центру страницы и набранные прописными буквами светлым шрифтом прямого начертания инициалы и фамилии авторов (ИВАНОВ И.И.).
  - С пропуском одной строки – название статьи, набранное без абзацного отступа прописными буквами полужирным шрифтом 14 pt и расположенное по центру страницы.
  - С пропуском одной строки – краткая (не более 10 строк) аннотация, набранная с абзацного отступа курсивным шрифтом 10 pt на русском языке.
  - Краткая (не более 10 строк) аннотация, набранная с абзацного отступа курсивным шрифтом 10 pt на английском языке, отделенная от предыдущей аннотации одинарным интервалом.
  - Основной текст статьи. Заголовки подразделов набирают с абзацным отступом полужирным шрифтом прописными буквами (размер 12 pt), выравнивание по левому краю. Заголовки и подзаголовки отделяют от основного текста одинарным интервалом сверху.
- 

## Пример оформления

УДК 539.4:620.179

МАЛИНИН В.Г., МАЛИНИН В.В.

## **ДВУХУРОВНЕВЫЙ СТРУКТУРНО-МЕХАНИЧЕСКИЙ ГРАДИЕНТНЫЙ КРИТЕРИЙ РАЗРУШЕНИЯ**

*На основе системного подхода структурно-аналитической мезомеханики формулируется двухуровневый структурно-механический, градиентный критерий разрушения, позволяющий развить методики оценки параметров трещиностойкости и учитывающий влияние зон структурных концентраторов на прочность в окрестности макроконцентратора напряжений.*

**Ключевые слова:** *критерий разрушения, напряжения, прочность.*

*On the basis of the system approach structural - analytical mezo mechanics it is formed two-level structural - mechanical gradiental criterion of the destruction, allowing to develop techniques of an estimation of parameters crack of resistance and taking into account influence of zones of structural concentrators on durability in a vicinity of the macroconcentrator of stresses.*

**Keywords:** *criterion of destruction, a pressure, durability.*

## **ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ**

Прочностное состояние нагруженного твердого тела находится между хрупким и вязким, различие между которыми в механическом аспекте зависит от вида напряженно-деформированного состояния, истории нагружения, эволюции дефектной структуры и определяется соотношением энергетических затрат на обратимые и необратимые явления деформирования. В связи с этим возникает необходимость рассмотрения прочностного состояния материала в изделиях с макроконцентраторами с учетом влияния структурного состояния на микро- и мезомасштабном уровнях и влияния неоднородности макронапряженного состояния на локальные механические характеристики материала. Поставленную задачу можно решать в рамках градиентного подхода оценки локальной прочности в зоне концентрации напряжений, рассматривая состояние материала по двум критериям с непрерывным переходом из одного в другой.

---

## Таблицы, рисунки, формулы

• Все таблицы, рисунки и основные формулы, приведенные в тексте статьи, должны быть пронумерованы.

• Формулы следует набирать в редакторе формул Microsoft Equation 3.0 с размерами: обычный шрифт – 12 pt, крупный индекс – 10 pt, мелкий индекс – 8 pt. Формулы, внедренные как изображение, не допускаются! Русские и греческие буквы, а также обозначения тригонометрических функций, набираются прямым шрифтом, латинские буквы – *курсивом*.

• Формулы выравнивают по левому краю страницы с абзацным отступом и нумеруют (только те, на которые приводят ссылки); порядковый номер формулы обозначается арабскими цифрами в круглых скобках около правого поля страницы.

• В формулах в качестве символов следует применять обозначения, установленные соответствующими государственными стандартами. Описание начинается со слова «где» без двоеточия, без абзацного отступа; пояснение каждого символа дается в той последовательности, в которой символы приведены в формуле. Единицы измерения даются в соответствии с Международной системой единиц СИ.

• Переносить формулы на следующую строку допускается только на знаках выполняемых операций, причем знак в начале следующей строки повторяют.

## Пример оформления формулы в тексте

$$q_1 = (\alpha - 1)^2 \left(1 + \frac{1}{2\alpha}\right) / d, \quad (11)$$

где  $\alpha = 1 + 2a/b$  – коэффициент концентрации напряжений;  $d=2a$  – размер эллиптического отверстия вдоль опасного сечения.

---

• Рисунки и другие иллюстрации (чертежи, графики, схемы, диаграммы, фотоснимки) следует располагать непосредственно после текста, в котором они упоминаются впервые.

• Если рисунок небольшого размера, желательно его обтекание текстом.

• Подписи к рисункам выравнивают по ширине страницы, в конце подписи точка не ставится:

Рисунок 1 – Текст подписи

• Пояснительные данные набираются шрифтом прямого начертания 12 pt и ставят после наименования рисунка.

## Пример оформления рисунка в тексте

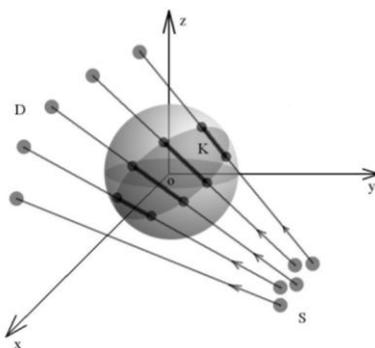


Рисунок 1 – Схема сканирования объекта:  $S$  – множество источников;  $D$  – множество детекторов;  $K$  – множество элементарных объемов тела, через которые прошел луч

---

• На все таблицы должны быть приведены ссылки в тексте, при ссылке следует писать слово «таблица» с указанием ее номера.

- Заголовки граф и строк таблицы пишутся с прописной буквы, а подзаголовки – со строчной, если они составляют одно предложение с заголовком, или с прописной буквы, если они имеют самостоятельное значение. В конце заголовков и подзаголовков таблиц точки не ставятся. Текст внутри таблицы в зависимости от объема размещаемого материала может быть набран шрифтом меньшего кегля, но не менее 8 pt. Текст в столбцах располагают от левого края либо центрируют.

- Слово «Таблица» размещается по левому краю, после него через тире располагается название таблицы:

Таблица 1 – Текст названия

- Если в конце страницы таблица прерывается и ее продолжение будет на следующей странице, нижнюю горизонтальную линию в первой части таблицы не проводят. При переносе части таблицы на другую страницу над ней пишут слово «Продолжение» и указывают номер таблицы: «Продолжение таблицы 1».

- Нумерация граф таблицы арабскими цифрами необходима только в тех случаях, когда в тексте документа имеются ссылки на них, при делении таблицы на части, а также при переносе части таблицы на следующую страницу.

### Примеры оформления таблиц в тексте

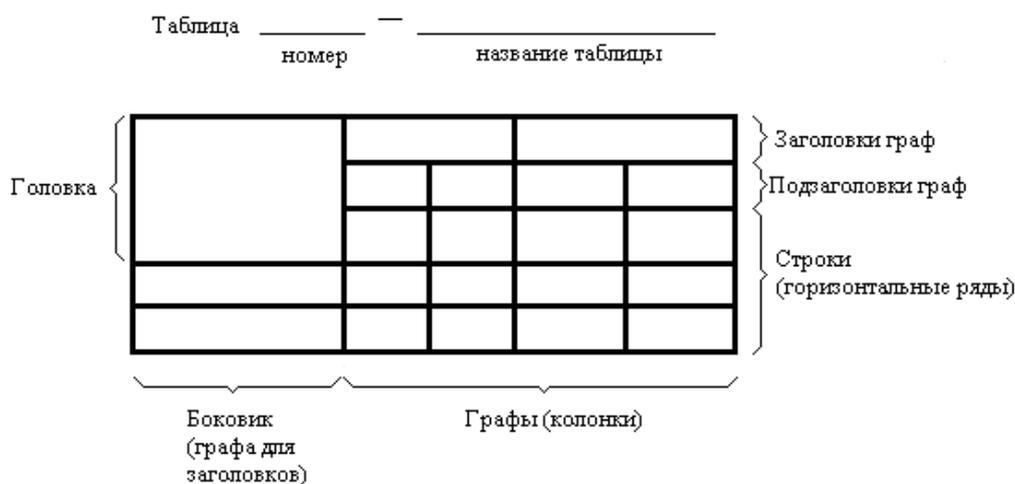


Таблица 1 – Название

Номинальный диаметр резьбы болта, винта, шпильки	Внутренний диаметр шайбы	Толщина шайбы					
		легкой		нормальной		тяжелой	
		<i>a</i>	<i>b</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>a</i>	<i>b</i>
1	2	3	4	5	6	7	8
2,0	2,1	0,5	0,8	0,5	0,5	-	-

### Список литературы

- Список литературы, набранный обычным шрифтом прямого начертания 12 pt, помещается в конце статьи. Заголовок «ЛИТЕРАТУРА» набирается обычным шрифтом 12 pt прописными буквами с выравниванием по центру без абзацного отступа. Литературные ссылки оформляются по ГОСТ 7.1 2003.

## Пример оформления списка литературы

### ЛИТЕРАТУРА

1. Валиев, Р.З. Наноструктурные материалы, полученные интенсивной пластической деформацией [Текст] / Р.З. Валиев, И.В. Александров. – М.: Логос, 2000. – 271 с.

#### Сведения об авторах

• В конце статьи приводятся набранные 10 pt сведения об авторах в такой последовательности: Фамилия, имя, отчество (полужирный шрифт); учреждение или организация, ученая степень, звание, должность, адрес, телефон, электронная почта (обычный шрифт).

#### Пример оформления сведений об авторах

##### **Константинов И.С.**

Орловский государственный технический университет, г. Орел  
Доктор технических наук, заведующий кафедрой «Информационные системы», профессор  
Тел.: +7 (4862) 40-96-14  
E-mail: konstantinov@ostu.ru

##### **Бизин И.В.**

Орловский государственный технический университет, г. Орел  
Ассистент кафедры «Информационные системы»  
Тел.: +7 (4862) 43-26-19  
E-mail: bizin@yandex.ru

*Адрес учредителя:*

Орловский государственный технический университет  
302020, г. Орел, Наугорское шоссе, 29  
+7 (4862) 73-43-48  
www.ostu.ru  
E-mail: oantc@ostu.ru

Технический редактор С.В. Солопов  
Компьютерная верстка С.В. Солопов

Подписано в печать 18.02.2010 г.  
Формат 70x108 1/16. Печ. л. 3,3.  
Тираж 300 экз.  
Заказ № \_\_\_\_\_

Отпечатано с готового оригинал-макета на полиграфической базе ОрелГТУ  
302030, г. Орел, ул. Московская, 65.