



ISSN 1993-3517 online

**МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ  
МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ  
METAL CONSTRUCTIONS**

2017, ТОМ 23, НОМЕР 3, 107–121  
УДК 624

(17)-0364-1

## **ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ МЕСТНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ СТЕНОК БАЛОК СОСТАВНОГО ДВУТАВРОВОГО СЕЧЕНИЯ С ЛОКАЛЬНЫМИ ВМЯТИНАМИ-ХЛОПУНАМИ В ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЯХ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ**

**В. Ф. Мущанов, А. Н. Миронов, А. А. Коваленко**

*ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры»,*

*2, ул. Державина, г. Макеевка, ДНР, 86123.*

*E-mail: m.n.cepliaev@donnasa.ru*

*Получена 25 августа 2017; принята 22 сентября 2017.*

**Анотация.** Целью исследований являлась оценка влияния характерных геометрических несовершенств на локальную и общую устойчивость элементов мостовых конструкций в виде двутавровых металлических балок составного сечения. Объект исследований представляет собой стальную главную балку составного двутаврового сечения среднего пролета ( $L_{\max} = 11,4$  м) для трехпролетного автодорожного путепровода, выполненного по разрезной балочной схеме  $8,6+11,4+8,6$  м. Исследования проводились с использованием программного комплекса SCAD Office 11.5 при упругой работе материала. Расчетной схемой являлась пространственная система, моделированная конечными элементами в виде оболочек прямоугольной и треугольной конфигурации для плоского напряженного состояния. По результатам расчета определялись формы потери устойчивости и коэффициенты запаса устойчивости, что позволило оценить степень влияния того или иного несовершенства на несущую способность рассматриваемых балок. Результаты исследований могут быть использованы при первичной оценке местной устойчивости стенок балок с указанными несовершенствами.

**Ключевые слова:** мостовое сооружение, путепровод, пролетное строение, балочная разрезная схема, балка составного двутаврового сечения, дефект, хлопун, погибь, нагрузка, расчетная схема, конечный элемент (КЭ), метод конечных элементов (МКЭ), напряженно-деформированное состояние (НДС), местная устойчивость, общая устойчивость, форма потери устойчивости, коэффициент запаса устойчивости.

## **ЧИСЕЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ МІСЦЕВОЇ СТІЙКОСТІ СТІНОК БАЛОК СКЛАДЕНОГО ДВОТАВРОВОГО ПЕРЕРІЗУ З ЛОКАЛЬНИМИ ВМ'ЯТИНАМИ-ХЛОПУНАМИ В ПРОГОНОВИХ БУДОВАХ МОСТОВИХ СПОРУД**

**В. П. Мущанов, А. М. Миронов, О. О. Коваленко**

*ДОНУ ВПО «Донбаська національна академія будівництва і архітектури»,*

*2, вул. Державіна, м. Макіївка, ДНР, 86123.*

*E-mail: m.n.cepliaev@donnasa.ru*

*Отримана 25 серпня 2017; прийнята 22 вересня 2017.*

**Анотація.** Метою досліджень є оцінка впливу характерних геометричних недосконалостей на локальну і місцеву стійкість елементів мостових конструкцій у вигляді двотаврових металевих балок складеного перерізу. Об'єкт досліджень являє собою сталеву головну балку складеного двотаврового перерізу.

середнього прольоту ( $L_{\max} = 11,4$  м) для трипрогонового автодорожнього шляхопроводу, який виконано за балочною розрізною схемою 8,6+11,4+8,6 м. Дослідження виконувались із застосуванням програмного комплексу SCAD Office 11.5 при пружній роботі матеріалу. Розрахункова схема являє собою просторову систему, яка змодельована скінченими елементами у вигляді оболонки прямокутної й трикутної конфігурації для плоского напруженого стану. За результатами розрахунку визначались форми втрати стійкості й коефіцієнти запасу стійкості, що дозволило визначити ступінь впливу тієї чи іншої недосконалості на несучу здатність балок, які розглядаються. Результати досліджень можна використовувати при первісній оцінці місцевої стійкості стінок балок із зазначеними вище недосконалами.

**Ключові слова:** мостова споруда, шляхопровід, прогонова будова, балочна розрізна схема, балка складеного двотаврового перерізу, дефект, хлопун, вм'ятина, навантаження, розрахункова схема, скінчений елемент (СЕ), метод скінчених елементів (МСЕ), напружено-деформований стан (НДС), місцева стійкість, загальна стійкість, форма втрати стійкості, коефіцієнт запасу стійкості.

## NUMERICAL RESEARCHES OF LOCAL STABILITY OF BEAM WEBS OF COMPONENT I-SECTION WITH LOCAL DIMPLES-BUCKLINGS IN SPAN STRUCTURES OF BRIDGE CONSTRUCTIONS

**Volodymyr Mushchanov, Andrei Mironov, Alexander Kovalenko**

*Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture,*

*2, Derzhavina Str., Makeyevka, DPR, 86123.*

*E-mail: m.n.cepliaev@donnasa.ru*

*Received 25 August 2017; accepted 22 September 2017.*

**Abstract.** The aim of researches is an estimation of influence of characteristic geometrical imperfections on local and general stability of elements of bridge constructions as flange metallic beams with component section. An object of researches is a steel main beam of component i-section of middle span ( $L_{\max} = 11,4$  m) for the three-span road-transport overpass executed on a cut beam scheme 8,6+11,4+8,6 m. Researches were conducted with the use of a program complex SCAD Office 11.5, during elastic work of material. A calculation scheme was the spatial system designed by finite elements as shells of rectangular and three-cornered configuration for the plane stress state. On results of calculation the forms of loss of stability and coefficients of supply of stability were determined, that allowed to estimate the value of influence of one or another imperfection on bearing strength of the examined beams. The results of researches can be used at the primary estimation of local stability of web of beams with the indicated imperfections.

**Keywords:** bridge building, beam cut scheme, beam with component i-section, defect, stress-deformed state, local stability, general stability, form of loss of stability, coefficient of supply of stability.

### Введение

В современных социально-экономических условиях развития Донбасса стоит острая проблема модернизации и восстановления транспортной инфраструктуры, в том числе на территориях, пострадавших от военных действий.

Поврежденные или разрушенные транспортные сооружения мостового типа затрудняют или полностью блокируют перемещение транспорта, нарушают транспортную инфраструктуру и, как следствие, приносят значительный экономиче-

ский ущерб государству. В соответствии с [4] пролетные строения и опоры сооружений мостового типа относятся к объектам повышенного класса ответственности СС2 и СС3. Таким образом, в настоящее время актуальной задачей является разработка современных подходов, обеспечивающих быстрое восстановление и реконструкцию транспортных сооружений, поврежденных вследствие военных действий, а это вызывает в свою очередь необходимость разработки экономически эффективных конструктивных и техноло-

гических решений по восстановлению разрушенных и строительству новых транспортных сооружений (в первую очередь мостовых сооружений).

### Актуальность исследования

Большинство строительных объектов промышленного и гражданского назначения в Донбассе находится в эксплуатации более 50 лет, что превышает нормативные сроки их службы [13]. Установление новых обоснованных пределов безопасной эксплуатации строительных объектов, а также обеспечение условий нормальной эксплуатации зданий и сооружений требует комплексного инженерного обследования конструкций с квалифицированной оценкой их технического состояния [7, 8, 9].

Важными факторами, оказывающими существенное влияние на скорость износа конструкций строительных объектов, являются агрессивные и температурно-влажностные воздействия климатической и технологической сред, которые существенно влияют на НДС конструкций, их повреждаемость и ремонтпригодность [5, 13]. Дополнительным фактором, влияющим на надежность эксплуатируемых строительных конструкций, являются дефекты и повреждения, полученные зданиями и сооружениями в ходе боевых действий, имевших место на территории Донбасса.

В настоящее время на территории городов и районов Донбасса имеется 221 дорожное сооружение. Для мостовых сооружений определение фактической грузоподъемности и остаточного ресурса с учетом их усталостного износа и повреждений на основе анализа НДС конструкций с применением действующих норм проектирования является на сегодняшний день наиболее актуальной задачей. Дальнейшим продолжением таких исследований должна стать разработка конструктивных решений, методов усиления и восстановления конструкций мостового типа, а также прогнозирование остаточного ресурса восстанавливаемых пролетных строений.

### Характерные дефекты пролетных строений балочного типа

В процессе эксплуатации в стальных пролетных строениях мостовых сооружений возникают и

развиваются следующие виды дефектов [7, 8, 9]:

- расстройство заклепочных соединений;
- дефекты болтовых соединений;
- дефекты сварных швов;
- местные деформации элементов;
- усталостные разрушения;
- коррозия металла;
- механические повреждения.

Местные деформации (погнутости, вмятины, пробоины, выпучивание стенки и др.) в продольных, поперечных балках и вертикальных элементах возникают при недостаточной их жесткости или действии случайных сил большой величины.

Возникают следующие виды местных деформаций (рис. 1):

- коробления поясов сплошных балок;
- выпучивание вертикального листа между ребрами жесткости (хлопун);
- изгиб вертикалов связей.

Нормативный документ [2] разрешает следующие допуски по местным деформациям элементов:

- для сжатых элементов:  $f/L \leq 1/500$ ;
- для растянутых элементов:  $f/L \leq 1/300$ ;
- для вертикальных стенок балочных элементов:  $f/L \leq 1/250$ .

### Описание объекта исследования

Для условий Донбасса при перекрытии сравнительно небольших пролетов наиболее экономичными и надежными конструктивными решениями пролетных строений являются балочные разрезные схемы со сплошными балками двутаврового или коробчатого сечений [14, 15].

Объектом исследований является стальная главная балка составного двутаврового сечения среднего пролета ( $L_{\max} = 11,4$  м) для трехпролетного автодорожного путепровода, выполненного по разрезной балочной схеме 8,6+11,4+8,6 м. Существующий путепровод построен в 1957 г., находится в Кировском районе г. Макеевки и выполнен из сборных железобетонных конструкций.

По результатам обследования данного мостового сооружения был выявлен ряд дефектов и повреждений, которые затрудняют его нормальную эксплуатацию. В связи с этим рассматривается возможная замена поврежденных

железобетонных конструкций пролетного строения на металлические конструкции из мостовой стали 16Д (рис. 2).

Предлагаемой новой несущей конструкцией пролетного строения путепровода является балочная клетка (рис. 3), состоящая из:

- двух главных балок (ГБ-1) составного двутаврового поперечного сечения пролетом 11,4 м, высотой сечения 1,3 м и расстоянием между ними 7,0 м;
- системы поперечных (Б-1, Б-2) и продольных (Б-3) балок проезжей части;
- стального листа настила (Н-1), который опирается на продольные балки проезжей части и образует несущее полотно проезжей части. На главные балки в один уровень с их верхними поясами опираются поперечные балки проезжей части и тротуаров, которые передают опорные давления через вертикальные ребра жесткости главных балок.

Шаг поперечных балок проезжей части и тротуаров принят 2,28 м. Продольные балки опираются на поперечные балки в один уровень с шагом 0,5 м.

Для снижения вертикальных прогибов консольно-закрепленных поперечных балок тротуаров их свободные концы опираются на кронштейны Кр-1, которые в свою очередь опираются на вертикальные ребра жесткости главных балок. Сопряжение продольных балок с поперечными балками и поперечных с главными балками – выполнено по разрезной схеме, т. е. шарнирно.

Для обеспечения пространственной жесткости и геометрической неизменяемости пролетного строения в процессе эксплуатации главные

балки развязаны системой горизонтальных связей по нижним поясам балок (ГС-1, р-1) и вертикальными связевыми фермами (ВС-1), располагаемыми с шагом 2,28 м – в местах примыкания поперечных балок проезжей части. Система горизонтальных связей по нижним поясам главных балок приведена на рис. 4.

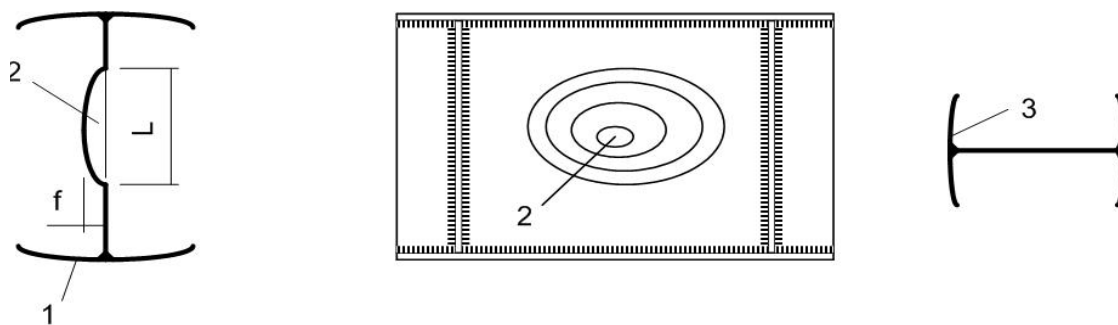
### Обоснование метода исследования

Достаточно точную оценку НДС, общей и местной устойчивости конструкции можно получить с помощью МКЭ, применяя его для каждой модели с изменяющимися параметрами. На целесообразность применения МКЭ для исследования НДС, анализа общей и местной устойчивости указывает ряд ученых [10, 11, 12].

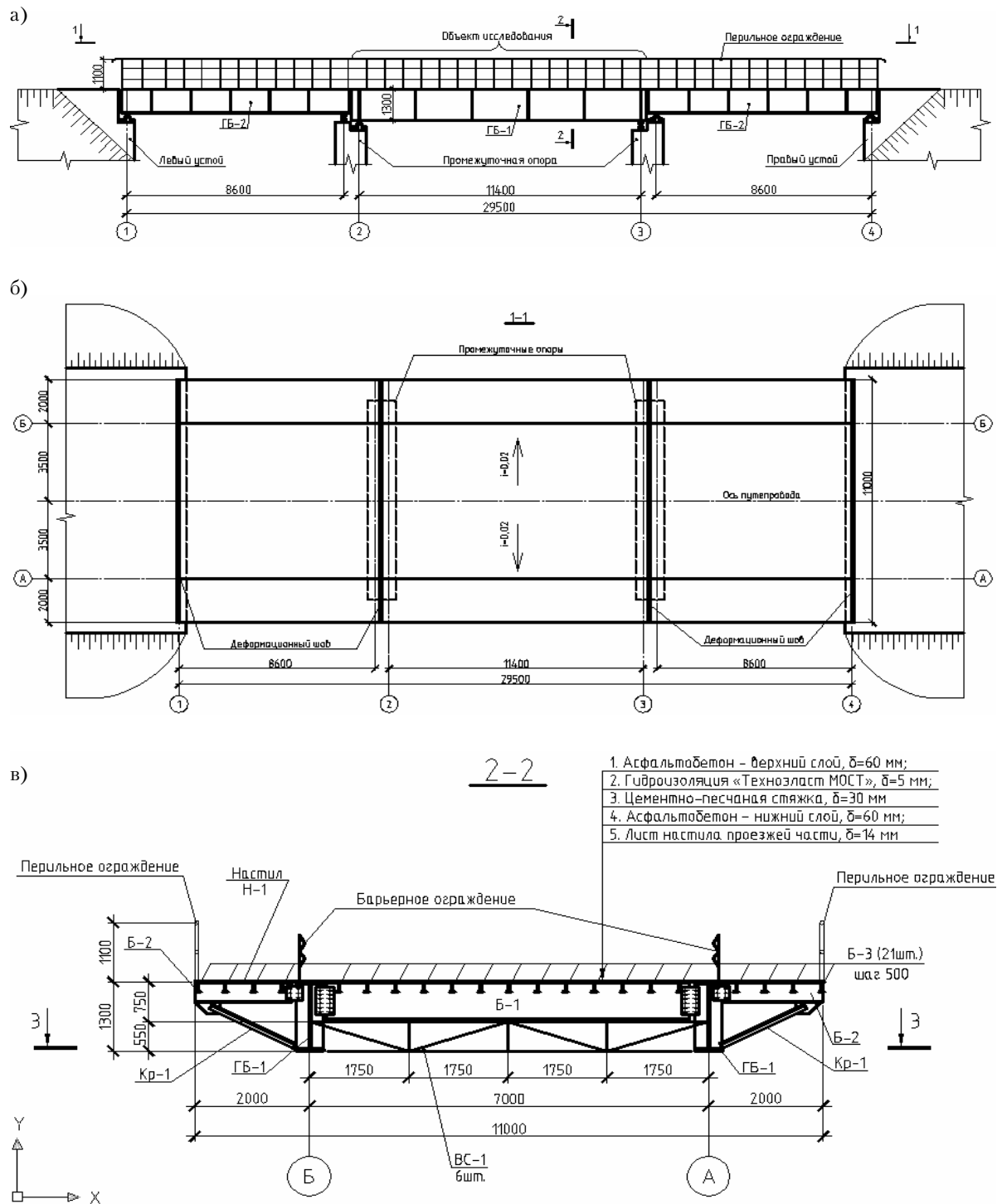
Рассматривается конечно-элементный анализ НДС, анализ общей и местной устойчивости с определением форм потери устойчивости, а также поиск коэффициентов запаса устойчивости (по первой форме потери устойчивости) для главной балки пролетного строения с идеальной стенкой и стенкой с местными деформациями в виде хлопунгов и погيبей.

Главная балка пролетного строения двутаврового поперечного сечения состоит из двух горизонтальных поясных листов сечением  $360 \times 25$  мм и вертикального листа-стенки сечением  $1250 \times 10$  мм. Поперечное сечение главной балки подобрано и проверено по двум группам предельных состояний в соответствии с нормами [1, 2, 3]. Конструктивное решение балки приводится на рис. 5.

Статический расчет моделей главных балок выполнялся с использованием программного



**Рисунок 1.** Виды местных деформаций в продольных, поперечных балках и вертикальных элементах элементов пролетных строений мостовых сооружений: 1 – коробление поясных листов; 2 – выпучивание вертикального листа; 3 – изгиб вертикалов.



**Рисунок 2.** Конструктивная схема автодорожного путепровода, выполненного по 3-пролетной балочной разрезной схеме 8,6+11,4+8,6 м: а) общий вид пролетного строения; б) вид 1-1 – план путепровода; в) разрез 2-2 – поперечный разрез путепровода с указанием несущих конструкций и состава дорожного покрытия.



комплекса SCAD Office 11.5 [11] при упругой работе материала. Расчетной схемой являлась пространственная система, моделированная конечными элементами (КЭ) в виде оболочек прямоугольной (тип 44) и треугольной конфигурации (тип 42) для плоского напряженного состояния. Сопряжение всех элементов между собой – жесткое.

Сетка конечных элементов была наложена таким образом, чтобы погрешность полученных результатов не превосходила 5 %.

Опорные закрепления всех исследуемых моделей балок назначались следующим образом:

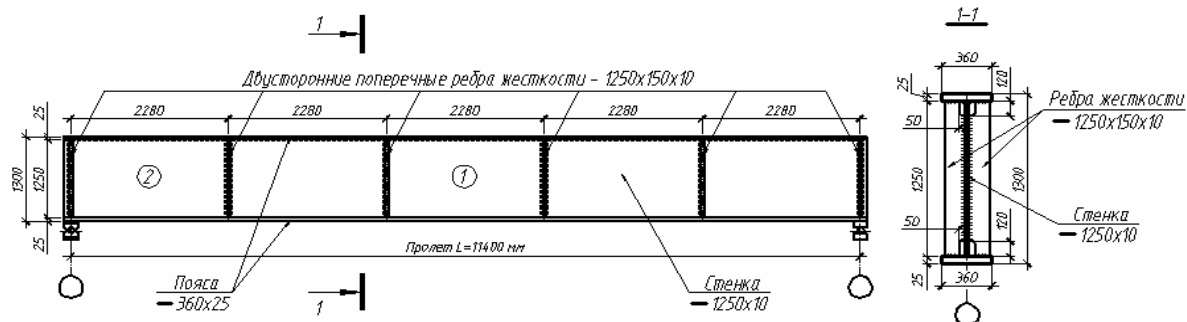
- на левом конце балки в узлах примыкания КЭ опорных ребер к КЭ нижнего пояса запрещались линейные перемещения вдоль общей системы координат по направлениям X, Y, Z, которые моделируют шарнирно неподвижную опору (неподвижный балансир);
- на правом конце балки в узлах примыкания КЭ опорных ребер к КЭ нижнего пояса запрещались линейные перемещения вдоль общей системы координат по направлениям X и Z, которые моделируют шарнирно подвижную опору (в виде катка, разрешающего свободное продольное перемещение);
- в верхних и нижних узлах кромки стенки (в зонах примыкания поперечных ребер жесткости к стенкам балок) запрещались линейные перемещения вдоль общей системы координат по направлению X, которые моделируют неподвижность балки в данных узлах из ее плоскости вследствие примыкания к ребрам жесткости поперечных балок жесткости, системы вертикальных и горизонтальных связей.

Общий вид базовой модели главной балки (с идеальной, без деформаций стенкой) приведен на рис. 6.

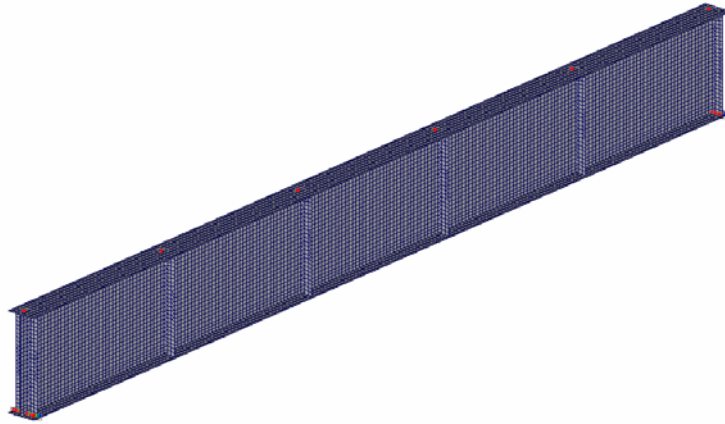
Конструкция пролетного строения путепровода в поперечном направлении такова, что опорные давления поперечных балок проезжей части передаются на главные балки через вертикальные ребра жесткости (опорные и промежуточные) при сопряжении балок в один уровень. Таким образом, в расчетных моделях нагрузка прикладывалась к узлам двусторонних поперечных ребер жесткости симметрично относительно продольной оси балок (во избежание кручения и потери устойчивости балки по изгибно-крутильной форме вследствие этого эффекта).

Наиболее неблагоприятной временной подвижной нагрузкой для расчета главной балки является нагрузка АК-11 совместно с постоянной нагрузкой и односторонней нагрузкой на тротуары от веса толпы. Загружение главной балки вертикальными нагрузками выполнялось по двум расчетным схемам, которые приведены на рис. 7, 8. В скобках указаны значения нормативных нагрузок.

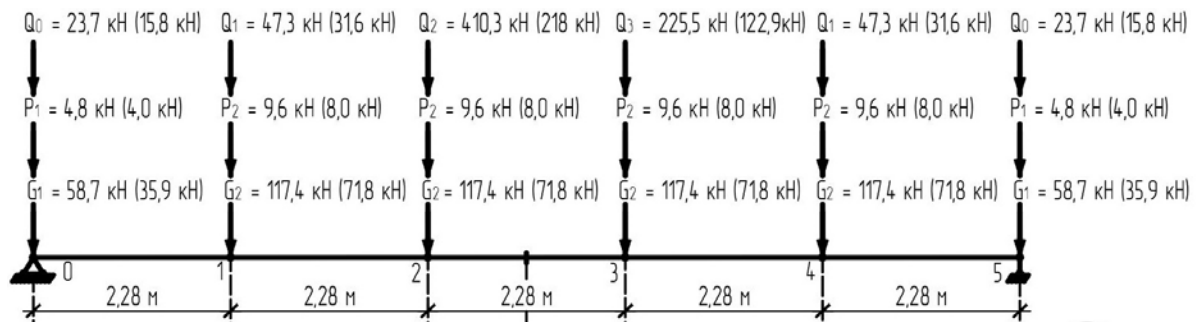
По результатам расчета базовой модели главной балки (с идеальной стенкой) в ПК SCAD Office при упругой работе материала определены изополя распределения нормальных и касательных напряжений в характерных элементах, а также упругий прогиб от расчетных нагрузок, соответствующих схеме №1 на рис. 7. Наибольшие напряжения и упругий прогиб, полученные в результате численного расчета (рис. 9, 10, 11, 12), сравнивались с результатами расчета по классической теории изгиба балок (методами



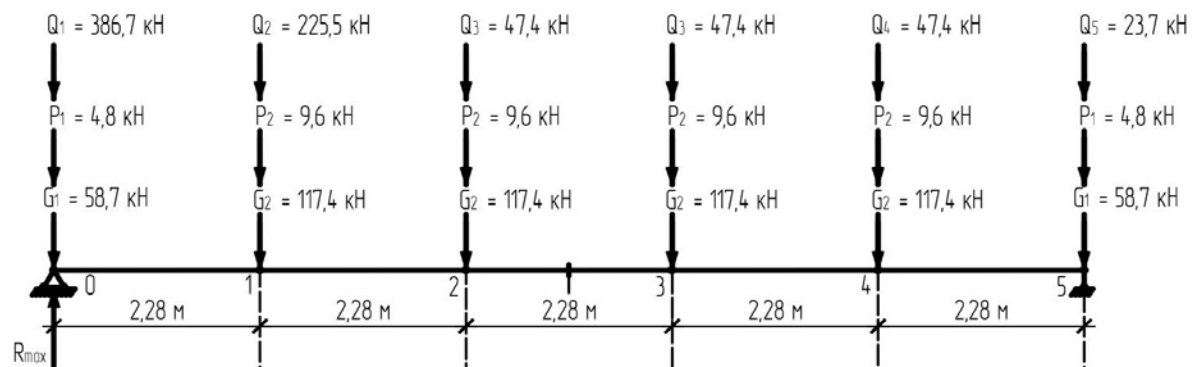
**Рисунок 5.** Конструктивное решение главной балки: 1 – исследуемый пролетный отсек; 2 – исследуемый опорный отсек. Балка пролетом  $L = 11,4$  м, длина каждого отсека (расстояние между поперечными ребрами жесткости) – 2,28 м, высота стенки – 1,25 м.



**Рисунок 6.** Базовая расчетная модель главной балки. Количество узлов в расчетной модели – 9 703, количество элементов – 9 744. Ось Y направлена вдоль продольной оси балки, X – поперек (из плоскости) балки.



**Рисунок 7.** Схема 1 – для определения наибольшего изгибающего момента в главной балке. Загружение главной балки для анализа местной устойчивости стенки в пролетном отсеке. Сочетание постоянной нагрузки с временной подвижной нагрузкой АК-11 и пешеходной на один тротуар.



**Рисунок 8.** Схема 2 – для определения наибольшей опорной реакции (поперечной силы) в главной балке. Загружение главной балки для анализа местной устойчивости стенки в опорном отсеке. Сочетание постоянной нагрузки с временной подвижной нагрузкой АК-11 и пешеходной на один тротуар.

сопротивления материалов), заложенной в инженерную методику расчета по ДБН [2]. Результаты сравнения по двум расчетам приведены в табл. 1, 2.

Как видно из вышеприведенных результатов расчета, принятая расчетная схема главной балки для численных исследований МКЭ, является достаточно достоверной, так как:



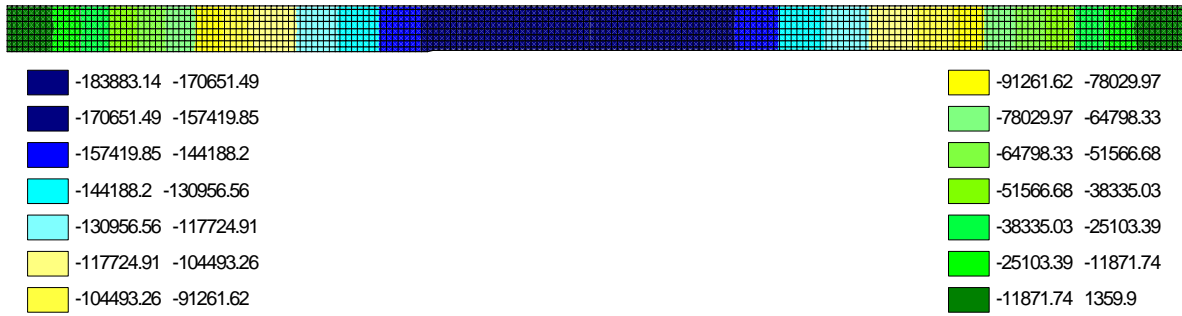


Рисунок 9. Изополя распределения нормальных напряжений в верхнем поясе главной балки от расчетных нагрузок по схеме загрузения №1, кПа.

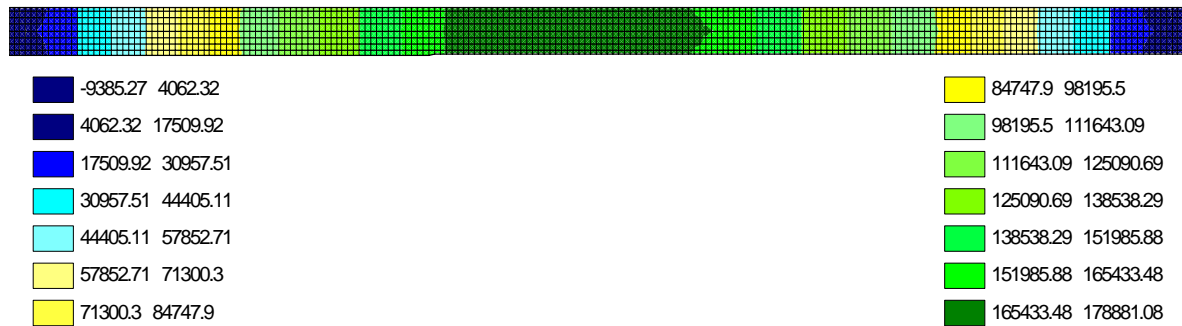


Рисунок 10. Изополя распределения нормальных напряжений в нижнем поясе главной балки от расчетных нагрузок по схеме загрузения №1, кПа.

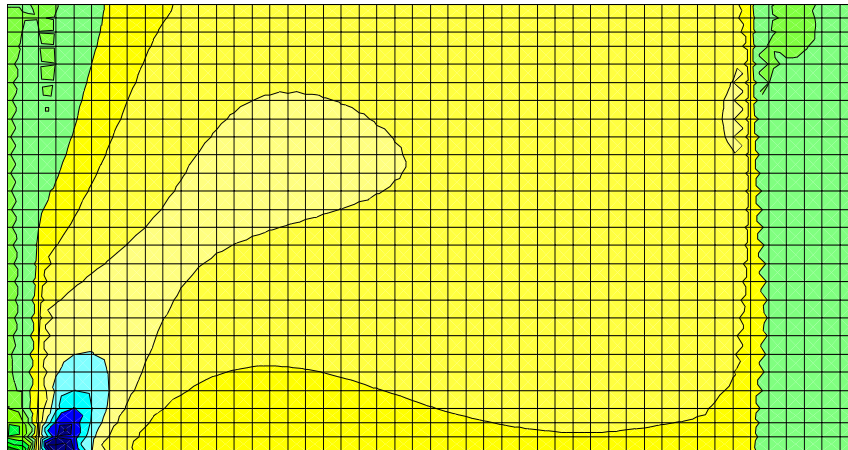


Рисунок 11. Изополя распределения касательных напряжений в опорном отсеке главной балки от расчетных нагрузок по схеме загрузения №2 (для определения наибольшей поперечной силы в балке), кПа.

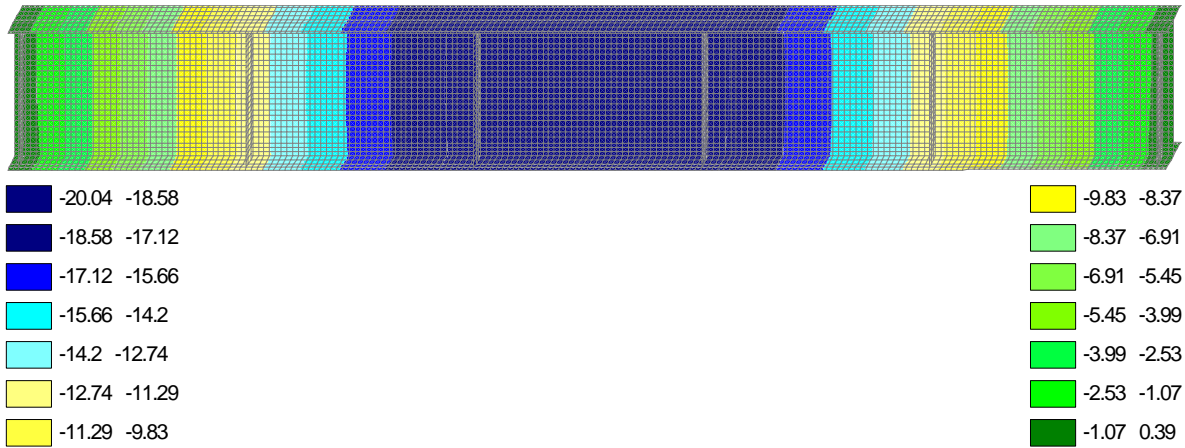


Рисунок 12. Изополю распределения упругих прогибов в главной балке от расчетных нагрузок по схеме №1, мм.

- наибольшие расхождения в нормальных напряжениях составляют  $\Delta = 6,7 \%$ ;
- наибольшие расхождения в касательных напряжениях наблюдаются в опорном сечении с отклонением  $\Delta = 17,9 \%$ ;
- отклонение в упругом прогибе для середины пролета балки  $\Delta = 8,1 \%$ .

### Анализ результатов численных расчетов

Анализ процесса потери устойчивости при различных соотношениях нормальных и касательных напряжений, действующих в пределах рассматриваемого отсека, выполнялся на основе сравнительного анализа результатов расчета 23 расчетных схем, в которых варьировались: величина и место расположения несовершенства, схема приложения нагрузки; наличие или отсутствие локальных нагрузок на стенку балки:

1. Локальные погибы – хлопуну в центрах опорного и пролетного отсеков. Хлопуны принимались идеально круглой формы, диаметром 900 мм (72 % от всей высоты стенки главной балки) со стрелками погيبей  $f = 5$  и  $f = 50$  мм.
2. Погибь стенки в вертикальной плоскости по всей ее высоте (от нижнего пояса до верхнего пояса) со стрелкой  $f = 5$  мм (1/250 от высоты стенки) и  $f = 50$  мм (1/25 от высоты стенки), посередине высоты балки. Погибь моделировалась в пределах всего пролетного или опорного отсека.
3. Погибь стенки в горизонтальной плоскости по всей длине пролетного или опорного отсеков (между соседними поперечными ребрами

жесткости) и всей высоте стенки со стрелкой  $f = 5$  мм (1/250 от высоты стенки) и  $f = 50$  мм (1/25 от высоты стенки), посередине длины отсека.

4. Погибь стенки в горизонтальной плоскости по всей длине пролетного или опорного отсеков (между соседними поперечными ребрами жесткости) и двум волнам синусоиды со стрелкой  $f = 25$  мм (1/50 от высоты стенки) для каждой волны, в крайних четвертях отсека.

При этом фиксировались:

- первая форма потери устойчивости при упругих деформациях стали, когда компоненты НДС (нормальные, касательные напряжения или их совместное действие) превышают упругие критические напряжения, при которых начинается потеря устойчивости;
- коэффициент запаса устойчивости  $K_z$ , физический смысл которого заключается в том, чтобы определить, во сколько раз необходимо увеличить действующую нагрузку на рассматриваемую модель, чтобы произошла потеря устойчивости элемента:

$$K_z = P_{\max} / P_d \geq 1,5,$$

где  $P_{\max}$  – предельная нагрузка, при которой начинается потеря устойчивости;

$P_d$  – приложенная к модели нагрузка при анализе ее устойчивости;

- характерные критические зоны (конкретных КЭ моделей), с которых начинается потеря устойчивости, – достигается путем анализа распределения энергии между сжатыми (тол-

**Таблица 1.** Сравнение нормальных и касательных напряжений от расчетных нагрузок, полученных в результате численного расчета по МКЭ и классической теории изгиба балок (заложеной в инженерную методику расчета [2])

Элемент балки, местоположение опасного сечения	Исследуемые факторы НДС					
	Нормальные напряжения, $\sigma$ , МПа (схема загрузки № 1)			Касательные напряжения, $\tau$ , МПа (схема загрузки № 2)		
	Методика ДБН	МКЭ	Отклонение, $\Delta$ , %	Методика ДБН	МКЭ	Отклонение, $\Delta$ , %
Верхний пояс в середине пролета	-182,4	-183,9	0,8	-	-	-
Нижний пояс в середине пролета	+182,4	+178,8	2,0	-	-	-
Верхняя кромка стенки в зоне сопряжения с верхним поясом (середина пролета)	-175,4	-187,2	6,7	29,7	28,8	3,0
Нижняя кромка стенки в зоне сопряжения с нижним поясом (середина пролета)	+175,4	+176,8	0,8	29,7	26,4	11,1
Стенка в опорном сечении	-	-	-	81,0	95,5	17,9

**Таблица 2.** Сравнение наибольших упругих прогибов в главной балке от расчетных нагрузок, полученных в результате численного расчета МКЭ и по классической теории изгиба балок (методами сопротивления материалов)

Местоположение опасного сечения	Наибольший упругий прогиб, $f_{max}$ , мм		
	Классическая теория изгиба балок	МКЭ	Отклонение, $\Delta$ , %
Середина пролета	18,5 (от $M_{max} = 2\,510,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$ . Схема загрузки № 1)	20,0	8,1

кающими) и растянутыми (удерживающими) элементами в энергетическом постпроцессоре ПК SCAD Office 11.5.

В табл. 3 приведены результаты расчета общей и местной устойчивости по двум из расчетных схем.

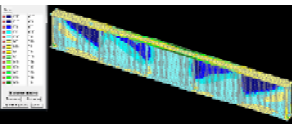
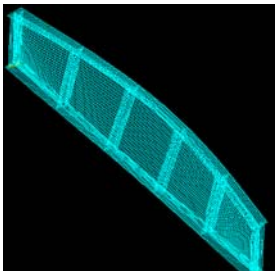
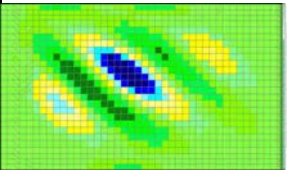
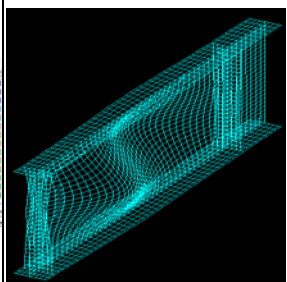
#### Выводы

1. Для балки с идеальной геометрией наименьшим запасом несущей способности с точки

зрения возможной потери устойчивости является ее загрузка в центре пролета (запас несущей способности 28 %). Смещение расчетной нагрузки в приопорный отсек увеличивает этот запас до 43 %. При этом формы потери устойчивости остаются идентичными.

2. Наличие геометрических несовершенств в виде начальных хлопунгов в стенке приводит к потере устойчивости в приопорном отсеке по синусоидальной форме, которая сопровождается следующими закономерностями:

Таблица 3. Результаты анализа общей и местной устойчивости

№ п/п	Расположение дефекта	Расположение нагрузки	Критические элементы по энергетическому постпроцессору.	Описание формы потери устойчивости	$K_3$
Модель главной балки при отсутствии локальных напряжений. Закрепления из плоскости балки между опорами – отсутствуют. Стенка балки – идеальная, без местных деформаций.					
1	–	Середина пролета	 <p>Распределение сжимающей (толкающей, приводящей к потере устойчивости) и растягивающей (удерживающей элементы от потери устойчивости) энергии показывает, что практически все элементы стенки являются инициаторами потери общей устойчивости балки.</p>	 <p>Потеря общей устойчивости главной балки происходит по изгибно-крутильной форме с наибольшими перемещениями из плоскости балки – в середине пролета.</p>	1,149
Модель главной балки с дефектом в опорном отсеке при отсутствии локальных напряжений. Балка закреплена из плоскости в каждом поперечном ребре жесткости. Погибь стенки в вертикальной плоскости по всей ее высоте (от нижнего пояса до верхнего пояса) со стрелой $f = 5\text{ мм}$ ( $1/250\text{ Н}$ ) посередине высоты балки.					
2	Опорный отсек слева	Середина пролета	 <p>Опорный отсек. Коэффициент запаса устойчивости увеличился по сравнению с базовой моделью №1 на 2,1 %.</p>	 <p>Потеря местной устойчивости стенки происходит по двум волнам синусоиды.</p>	1,960

а) при отсутствии локальных нагрузок на стенку:

- расположение «допустимого» несовершенства в пролетном отсеке при любом варианте расположения нагрузки (как в приопорном отсеке, так и в середине пролета) не приводит к снижению коэффициента устойчивости;
- смещение «допустимого» несовершенства к опоре приводит к незначительному снижению коэффициента устойчивости в пределах 2...3 %.
- изменение как величины несовершенства, так и места его расположения не оказывает зна-

чительного влияния на изменение коэффициента устойчивости, которое варьируется в пределах 0...6 %;

- б) при наличии локальных нагрузок на стенку:
- для конструкции с идеальной геометрией наблюдается значительное снижение коэффициента устойчивости (на 31 %) с фиксированием его недопустимых значений ( $K_3 = 1,331 < 1,5$ ). Дополнительное воздействие в направлении сжимающих напряжений в виде локальной нагрузки, смещаемой в приопорный отсек, приводит к дальнейшему снижению  $K_3$  до 1,228;

- введење рассматриваемых локальных несовершенств стенки в расчетную схему не приводит к уменьшению  $K_z$ , а в отдельных случаях, вследствие «не совпадения» с начальной формой потери устійливости, даже приводит к его увеличению.
- 3. Конструктивно назначаемая толщина стенки балки (не менее 10 мм) делает мостовую конструкцию устійливой к влиянию локальных

геометрических несовершенств и допускает наличие несовершенств, зачастую превышающих предельно допустимые.

- 4. Сравнительный анализ экономической эффективности балочных пролетных строений по затратам материалов показывает преимущество на 36,6 % металлических конструкций из мостовой стали 16Д по сравнению с железобетонными.

## Литература

1. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження та впливи [Текст]. – На заміну ДБН В.2.3-14:2006 (глава 2 та додатки Л, Д, Ж, П, К, Р) ; чинні від 2010–03–01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 83 с.
2. ДБН В.2.3-26:2010. Споруди транспорту. Мости і труби. Сталеві конструкції. Правила проектування [Текст]. – На заміну ДБН В.2.3-14:2006 ; чинні від 2011–10–01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 195 с.
3. ДБН В.2.3-22:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування [Текст]. – Вводяться на заміну ДБН В.2.3-14:2006 ; чинні від 2010–03–01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 44 с.
4. ДБН В.1.2-14-2009. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ [Текст]. – Уведено вперше (зі скасуванням в Україні ГОСТ 2751, СТ СЭВ 3972-83, СТ СЭВ 3973-83, СТ СЭВ 417-83, СТ СЭВ 4868-84) ; чинні з 2009–12–01. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 43 с.
5. ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2009. Споруди транспорту. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів [Текст]. – На заміну ВБН В.3.1-218-174-2002 ; чинний від 2010–03–01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 54 с.
6. ДБН В.2.3-6:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження і випробування [Текст]. – На заміну ДБН В.2.3-6:2002 ; чинні від 2010–03–01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 63 с.
7. Памятка мостовому мастеру по содержанию старых металлических пролетных строений железнодорожных мостов [Текст] / М-во путей сообщ. СССР, Гл. упр. пути. – М. : Транспорт, 1980. – 64 с.
8. Рекомендации по содержанию и ремонту металлических пролетных строений автодорожных мостов [Текст] / Министерство автомобильных дорог РСФСР, Государственный дорожный

## References

1. DBN V.1.2-15:2009. Transport construction. Bridges and tubes. Loadings and influence. Kyiv: Ministry of Regional Development of Ukraine, 2009. 83 p. (in Ukrainian)
2. DBN V.2.3-26:2010. Transport construction. Bridges and culverts. Steel constructions. Design regulues. Kyiv: Ministry of Regional Development of Ukraine, 2011. 195 p. (in Ukrainian)
3. DBN V.2.3-22:2009. Transport construction. Bridges and culverts. Dominant requirements of design. Kyiv: Ministry of Regional Development of Ukraine, 2009. 44 p. (in Ukrainian)
4. DBN V.1.2-14-2009. General principles of reliability and structural safety of buildings, constructions, structures and foundations. Kyiv: Ministry of Regional Development of Ukraine, 2009. 43 p. (in Ukrainian)
5. DSTU-N B V.2.3-23:2009. Transport construction. Directive for maintenance state assessing and predicting of highway bridges. Kyiv: Ministry of Regional Development of Ukraine, 2009. 54 p. (in Ukrainian)
6. DBN V.2.3-6:2009. Transport construction. Bridges and culverts. Researches and tests. Kyiv: Ministry of Regional Development of Ukraine, 2009. 63 p. (in Ukrainian)
7. The Ministry of communication lines. USSR, the General Office. Bridge master check list on maintenance of old metallic span structures of rail-way bridges. Moscow: Transport, 1980. 64 p. (in Russian)
8. The Ministry of Highways of the RSFSR, the State Survey and Research Institute. Recommended Practice for Maintenance and Repair of Metal Span Structures of Road and Highway Bridges. Moscow: TsBNTI Russian Federation Minavtodor, 1983. 131 p. (in Russian)
9. The Ministry of Highways of the RSFSR. VSN 4-81. The instruction of maintenance of bridges and tubes on highways. Moscow: Transport, 1981. 32 p. (in Russian)
10. Zinkevich, I. V.; Mukhin, A. V.; Sobolev, Yu. V. Special aspects of stress-strain behavior of frame work nodes with bands made of broad-flange beams and grillage made of bent-welded profiles. Brest: Brest Engineering

- проектно-исследовательский и научно-исследовательский институт. – Москва : ЦБНТИ Минавтодора РСФСР, 1983. – 131 с.
9. ВСН 4-81. Инструкция по проведению осмотров мостов и труб на автомобильных дорогах [Текст] / Министерство автомобильных дорог РСФСР. – М. : Транспорт, 1981. – 32 с.
  10. Зинкевич, И. В. Особенности напряженно-деформированного состояния узлов ферм с поясами из широкополочных двутавров и решеткой из гнутосварных профилей [Текст] / И. В. Зинкевич, А. В. Мухин, Ю. В. Соболев. – Брест : Брестский инженерно-строительный институт, 1987. – 20 с.
  11. Перельмутер, А. В. Расчетные модели сооружений и возможности их анализа [Текст] / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – Киев : ВПП «Компас», 2001. – 448 с.
  12. Постнов, В. А. Строительная механика корабля и теория упругости [Текст]. В 2 т. Том 1. Теория упругости и численные методы решения задач строительной механики корабля / В. А. Постнов, В. П. Суслов. – Л. : Судостроение, 1987. – 288 с.
  13. Стан та залишковий ресурс фонду будівельних металевих конструкцій в Україні [Текст] / А. В. Перельмутер, В. М. Гордеев, Є. В. Горохов [та ін.]. – К. : Сталь, 2002. – 166 с.
  14. Ефимов, П. П. Проектирование мостов. Балочные сплошнотенчатые цельнометаллические и сталежелезобетонные мосты [Текст] : учебное пособие для студентов вузов железнодорожного транспорта / П. П. Ефимов. – Москва : Учеб.-методический центр по образованию на ж.-д. трансп., 2007. – 122 с. – (Высшее профессиональное образование). – ISBN 978-5-89035-429-7.
  15. Корнеев, М. М. Стальные мосты [Текст] : Теоретическое и практическое пособие по проектированию / М. М. Корнеев. – Киев : [б. и.], 2003. – 547 с. – ISBN 5-8238-0796-1.
- and Construction Institute, 1987. 20 p. (in Russian)
11. Perelmuter, A., V.; Slivker, V. I. Design models of structures and possibilities of their analysis. Kiev: VPP «Kompas», 2001. 448 p. (in Russian)
  12. Postnov, V. A.; Suslov, V. P. Constructional mechanics of a ship and the theory of elasticity. Volume 1. The theory of elasticity and numerical methods of solving problems of constructional mechanics of a ship. Leningrad: Shipbuilding, 1987. 288 p. (in Russian)
  13. Perelmuter, A. V.; Gordeev, V. M.; Gorokhov, Ye. V. et al. Condition and remaining resource of the fund of building metal structures in Ukraine. Kyiv: Steel, 2002. 166 p. (in Ukrainian)
  14. Efimov, P. P. Bridge design. Beam solid-wall solid-metal and steel-reinforced concrete bridges: Textbook. Moscow: UMTs ZhDT, 2007. 124 p. ISBN 978-5-89035-429-7. (in Russian)
  15. Korneev, M. M. Steel bridges: Reference book on design bridges. Kyiv, 2003. 547 p. ISBN 5-8238-0796-1. (in Russian)

**Мущанов Владимир Филиппович** – доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой теоретической и прикладной механики, проректор по научной работе ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры». Член международной организации «Институт гражданских инженеров» и международной организации «Пространственные конструкции», академик Академии строительства Украины и Украинской академии наук, член-корреспондент Академии архитектуры Украины. Научные интересы: теория надежности, расчет, проектирование и техническая диагностика пространственных металлических конструкций.

**Миронов Андрей Николаевич** – кандидат технических наук; доцент кафедры металлических конструкций и сооружений ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры». Научные интересы: усталостная прочность металлических конструкций, концентрация напряжений в узлах ферм с применением широкополочных двутавров и гнутосварных замкнутых профилей, напряженно-деформированное состояние сталежелезобетонных конструкций в том числе трубобетонных конструкций.

**Коваленко Александр Александрович** – магистр строительства ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры». Научные интересы: разработка новых методов расчета и проектирования мостовых конструкций балочного типа.

**Мушчанов Володимир Пилипович** – доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри теоретичної і прикладної механіки, проректор з наукової роботи ДОНУ ВПО «Донбаська національна академія будівництва і архітектури». Член міжнародної організації «Інститут цивільних інженерів» та міжнародної асоціації «Просторові конструкції», академік Академії будівництва України і Української академії наук, член-кореспондент Академії архітектури України. Наукові інтереси: теорія надійності, розрахунок, проектування та технічна діагностика просторових металевих конструкцій.

**Міронов Андрій Миколайович** – кандидат технічних наук; доцент кафедри металевих конструкцій ДОНУ ВПО «Донбаська національна академія будівництва і архітектури». Наукові інтереси: втомлена міцність металевих конструкцій, концентрація напружень в вузлах ферм із застосуванням широкополічкових двотаврів та гнutoзварних замкнених профілів, напружено-деформований стан сталезалізобетонних конструкцій, у тому числі трубобетонних конструкцій.

**Коваленко Олександр Олександрович** – магістр будівництва ДОНУ ВПО «Донбаська національна академія будівництва і архітектури». Наукові інтереси: розробка нових методів розрахунку та проектування мостових конструкцій балочного типу.

**Mushchanov Volodymyr** – D.Sc. (Engineering), Professor; Head of the Theoretical and Applied Mechanics Department, vice-rector on the scientific activity of Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture. A member of the international organization «Institute of Civil Engineer» and international organization of «Spatial Structures», the academician of the Civil Engineering Academy in Ukraine and the Academy of Sciences of Ukraine, an associate member of the Academy of Architecture of Ukraine. Scientific interests: the reliability theory, analyze, designing and engineering diagnostics of spatial metallic structures.

**Mironov Andrei** – Ph.D. (Engineering), Associate Professor; Metal Structures and Constructions Department, Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture. Scientific interests: fatigue strength of metal structures, concentration of stresses in the nodes of trusses with the use of wide-frangles I-beams and roll-welded closed profiles, stress-strain state of composite structures including pipe-concrete structures.

**Kovalenko Alexander** – Master of Construction. Scientific interests: development of new methods for calculation and design of bridge structures of beam type.