



ISSN 1814-5566 print

ISSN 1993-3517 online

**МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ**  
**МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ**  
**METAL CONSTRUCTIONS**

2013, ТОМ 19, НОМЕР 2, 93–101

УДК 624.137:624.014.2:69.04

(13)-0286-1

## **ГРАНИЧНІ СТАНИ ЕКСПЛУАТАЦІЙНОЇ ПРИДАТНОСТІ, ПОВ'ЯЗАНІ З ВТРАТОЮ МІСЦЕВОЇ СТІЙКОСТІ СТІНКИ ВІД ДІЇ ДОТИЧНИХ НАПРУЖЕНЬ**

**Ю. С. Мартинов<sup>1</sup>, В. В. Надольський<sup>2</sup>**

*Білоруський національний технічний університет,  
пр-т Незалежності, 65, м. Мінськ, Республіка Білорусь, 220013.*

*E-mail: <sup>1</sup> jusmar@mail.ru, <sup>2</sup> nadolskiyv@mail.ru*

*Отримана 26 лютого 2013; прийнята 26 квітня 2013.*

**Анотація.** Встановлено взаємозв'язок деяких розрахункових випадків граничних станів несучої здатності з граничними станами експлуатаційної придатності. У зв'язку з цим запропоновано розглядати однократну і багатократну втрати місцевої стійкості стінки як граничний стан експлуатаційної придатності при визначенні опору зсуву згідно з Єврокодом 3 «Проектування сталевих конструкцій». Розроблено методіку перевірки опору зсуву з урахуванням вищезазначених граничних станів експлуатаційної придатності та обгрунтовано область виконання цих перевірок. Описано загальну процедуру визначення необхідності використання граничних станів експлуатаційної придатності, пов'язаних з втратою місцевої стійкості. Виконано аналіз необхідності перевірок розглянутих граничних станів експлуатаційної придатності при визначенні опору зсуву сталевого елемента. Показано, що граничний стан експлуатаційної придатності, який відповідає втраті місцевої стійкості стінки від дії дотичних напружень, може бути досягнутий раніше від граничного стану несучої здатності. Зроблено висновки про необхідність проведення подальших досліджень щодо удосконалення інженерної методики розрахунку на зсув.

**Ключові слова:** опір зсуву, граничний стан експлуатаційної придатності, стійкість стінки, закритична стадія роботи стінки, моделі опору.

## **ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ, СВЯЗАННЫЕ С ПОТЕРЕЙ МЕСТНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ СТЕНКИ ОТ ДЕЙСТВИЯ КАСАТЕЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ**

**Ю. С. Мартынов<sup>1</sup>, В. В. Надольский<sup>2</sup>**

*Белорусский национальный технический университет,  
пр-т Независимости, 65, г. Минск, Республика Беларусь, 220013.*

*E-mail: <sup>1</sup> jusmar@mail.ru, <sup>2</sup> nadolskiyv@mail.ru*

*Получена 26 лютого 2013; принята 26 апреля 2013.*

**Аннотация.** Установлена взаимосвязь некоторых расчетных случаев предельных состояний несущей способности с предельными состояниями эксплуатационной пригодности. В связи с этим предложено рассматривать однократную и многократную потери местной устойчивости стенки в качестве предельного состояния эксплуатационной пригодности при определении сопротивления сдвигу согласно Еврокоду 3 «Проектирование стальных конструкций». Разработана методика проверки сопротивления сдвигу с учетом вышеотмеченных предельных состояний эксплуатационной пригодности и

обоснована область выполнения данных проверок. Описана общая процедура определения необходимости использования предельных состояний эксплуатационной пригодности, связанных с потерей местной устойчивости. Выполнен анализ необходимости проверок рассмотренных предельных состояний эксплуатационной пригодности при определении сопротивления сдвигу стального элемента. Показано, что предельное состояние эксплуатационной пригодности, соответствующее потере местной устойчивости стенки от действия касательных напряжений, может быть достигнуто раньше предельного состояния несущей способности. Сделаны выводы о необходимости проведения дальнейших исследований по усовершенствованию инженерной методики расчета на сдвиг.

**Ключевые слова:** сопротивление сдвигу <sup>1</sup>, предельные состояния эксплуатационной пригодности, устойчивость стенки, закритическая стадия работы стенки, модели сопротивления.

## SERVICEABILITY LIMIT STATES ASSOCIATED WITH THE WEB BUCKLING DUE TO SHEAR STRESSES

Ioury Martynov <sup>1</sup>, Vitali Nadolski <sup>2</sup>

*Belarusian National Technical University,  
65, Independence Av., Minsk, republic of Belarus, 220013.  
E-mail: <sup>1</sup> jusmar@mail.ru, <sup>2</sup> nadolskiv@mail.ru*

*Received 26 February 2013; accepted 26 April 2013.*

**Abstract.** The interaction of some cases ultimate limit state with the serviceability limit states is established. Thereby the single and multiple local buckling of the web are considered as serviceability limit state for checking shear resistance according to Euro code 3 «Design of steel structures». The method for checking shear resistance with the aforementioned serviceability limit state is developed and the sphere of application of these checking is proved. A general procedure for determining the necessity of the serviceability limit states associated with the loss of local stability is described. The necessity of the serviceability limit states in determining the shear resistance of steel elements is analyzed. It is shown that the limit state of serviceability, the corresponding local buckling of the web due to shear stresses can be reached before the ultimate limit state. The conclusions of the necessity of the further researching into the improvement of the engineering design method of shear resistance.

**Keywords:** shear resistance, serviceability limit state, web buckling, web post buckling work, resistance models.

### Введение

В современных нормативных документах по проектированию стальных конструкций [2–4] сопротивление сдвигу определяется с учетом закритической стадии работы отсека стенки (post-buckling resistance). При этом предполагается, что в процессе увеличения приложенной нагрузки изменяется схема работы отсека от устойчивого состояния стенки к закритической стадии работы. Сопротивление сдвигу при такой постановке определяется суммированием

сопротивления до потери местной устойчивости стенки и дополнительного сопротивления, достигаемого в процессе развития закритической стадии работы отсека.

Модели сопротивления, учитывающие закритическую стадию работы отсека, позволяют получить адекватные значения предельного <sup>2</sup> сопротивления сдвигу стального элемента [5–7]. Поэтому эти модели целесообразно использовать для проверок предельных состояний несущей способности (ultimate limit state –

<sup>1</sup> Термин «сопротивление сдвигу» в настоящей статье используется для обозначения терминов «shear resistance» [2, 4] и «shear strength» [3].

<sup>2</sup> Под предельным значением сопротивления сдвигу понимается значение поперечной силы, после которой элемент перестает воспринимать нагрузку.

далее ULS проверки). При использовании моделей сопротивления, учитывающих закритическую стадию работы отсека, следует учитывать, что изменение схемы работы сопровождается визуальным искажением конструкции (появление так называемых «хлопунов», искажение поясов и т. д. [7, 9, 10]), а нередко и звуковым эффектом.

В статье предлагается проверить одно из следующих состояний, которое возможно при нормальных условиях эксплуатации конструкции:

- произойдет однократная потеря местной устойчивости стенки, и это может вызвать дискомфорт у пользователей;
- произойдет многократная потеря местной устойчивости, и это может вызвать усталостное разрушение материала;
- из-за потери местной устойчивости стенки произойдет снижение жесткости элемента, и требование по деформативности не будет выполняться.

Перечисленные ситуации не угрожают безопасности и поэтому их можно отнести к предельным состояниям эксплуатационной пригодности (serviceability limit state – далее SLS проверки). Цель SLS проверок – исключить однократную потерю устойчивости или ограничить количество выпучиваний при многократной потере устойчивости стенки. Для проверки этих состояний целесообразно использовать модели сопротивления, основанные на критических напряжениях (pre-buckling resistance), при этом значение расчетного усилия для SLS проверок необходимо назначать в зависимости от допустимой вероятности наступления данного предельного состояния.

Для разработки методики проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности, связанных с потерей местной устойчивости стенки, принята европейская система нормативных документов. Согласно А.1.4 EN 1990 [1] и 7.1(3) EN 1993-1-1 [11] критерии эксплуатационной пригодности рекомендуются устанавливать для каждого отдельного проекта и согласовывать с заказчиком.

В первой части статьи даны общие рекомендации по применению данных проверок и предложены формулы для SLS проверок, связанных с потерей местной устойчивости стенки от дей-

ствия касательных напряжений. Во второй части статьи выполнен анализ необходимости использования SLS проверок при определении сопротивления сдвигу.

## 1. Методика выполнения SLS проверок, связанных с потерей местной устойчивости стенки от действия касательных напряжений

### 1.1 Исключение однократного выпучивания стенки при нормальных условиях эксплуатации

Данную проверку следует использовать исходя из эстетико-психологических требований, когда потеря местной устойчивости может вызвать дискомфорт из-за звукового или визуального эффекта. В качестве предельного состояния рассматривается момент потери местной устойчивости стенки. Проверочную формулу можно записать в следующем виде:

$$V_{Ed,SLS} \leq V_{Rd,SLS}, \quad (1)$$

где  $V_{Ed,SLS}$  – расчетное усилие для SLS проверки;

$V_{Rd,SLS}$  – сопротивление сдвигу для SLS проверки.

Однократное выпучивание стенки можно отнести к обратимым предельным состояниям, влияющим на внешний вид конструкции и комфорт пользователя. Согласно А.4.3(4) и 6.5.3 с) [1] для проверки данного предельного состояния следует использовать практически постоянное сочетание:

$$V_{Ed,SLS} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \psi_{2,i} Q_{k,i}, \quad (2)$$

где  $G_k$ ,  $Q_k$  – характеристические значения постоянных и переменных нагрузок;

$\psi_2$  – коэффициент, применяемый для перехода к практически постоянному значению переменного воздействия.

В отдельных случаях (для обеспечения более высокого уровня надежности конструкции) можно рекомендовать использовать частое сочетание:

$$V_{Ed,SLS} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}. \quad (3)$$

Сопротивление сдвигу можно выразить через упругие критические напряжения:

$$V_{Rd,SLS} = \tau_{cr} h_w t_w, \text{ но не более}$$

$$f_{yw} h_w t_w / \sqrt{3}, \quad (4)$$

где  $\tau_{cr}$  – критические напряжения потери местной устойчивости. Значения критических напряжений можно определить согласно рекомендациям [2].

Следует отметить, что при условии допущения однократного выпучивания стенки необходимо, чтобы рабочий персонал был осведомлен о возможной потере устойчивости стенки и о том, что данное состояние конструкции допустимо.

### 1.2 Исключение многократного выпучивания стенки (чрезмерного «дыхания» стенки)

Многократная потеря устойчивости («дыхание») стенки может вызвать усталость материала в зоне перегиба и это может привести к усталостному (хрупкому) разрушению. Такое разрушение особенно характерно для зон сопряжения стенки с полками и стенки с ребрами жесткости для подкрановых и мостовых балок. Это связано с большой изменчивостью переменной нагрузки для этих конструкций. Проверочная формула данного предельного состояния сводится к выполнению неравенства (1).

Потеря местной устойчивости при данной проверке допускается, но необходимо предотвратить чрезмерное многократное выпучивание стенки. Поэтому следует использовать сочетание усилий исходя из частоты превышения заданного значения усилия, установленного из условия усталостной прочности. В случае усталостного разрушения материала имеет место необратимое предельное состояние. Согласно 6.5.3 и А.4.3 [1] для проверки данного предельного состояния можно рекомендовать использовать частое или характеристическое сочетание нагрузок.

Сопротивление сдвигу можно определять по выражению (4).

Проверка данной ситуации предусмотрена в дополнительных частях Еврокода 3, касающихся расчета мостов – EN 1993-2 [12] и подкрановых конструкций – EN 1993-6 [13]. С методологической точки зрения было бы целесообразно разместить в EN 1993-1-5 [2].

### 1.3 Предотвращение снижения жесткости элемента в случае потери местной устойчивости

Данная проверка актуальна в том случае, если при расчете элемента определяющим является

требование жесткости элемента, когда дополнительное снижение жесткости уже не допустимо. В этом случае необходимо использовать значение сопротивления, соответствующее потере устойчивости. Проверку данного состояния можно записать в виде выражения (1). Для определения расчетного усилия необходимо использовать такую же комбинацию усилий как при проверке прогибов.

## 2. Процедура определения необходимости использования SLS проверок, связанных с потерей местной устойчивости стенки от действия касательных напряжений

Рассмотрим общую процедуру определения необходимости вышеперечисленных SLS проверок при оценке сопротивления сдвигу по EN 1993-1-5 [2].

Для заданных характеристик элемента рассчитываем значение сопротивления сдвигу для ULS проверок согласно разделу 5 [2]:

$$V_{Rd,ULS} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}, \quad (5)$$

где  $V_{bw,Rd}$  – сопротивление сдвигу стенки;

$V_{bf,Rd}$  – сопротивление сдвигу поясов.

Далее, исходя из условия полного использования сопротивления элемента, определяем значение расчетного усилия для ULS проверок:

$$V_{Ed,ULS} = V_{Rd,ULS}. \quad (6)$$

Из расчетного усилия  $V_{Ed,ULS}$  определяем характеристические значения компонентов усилий с помощью следующих формул [8]:

$$G_k = \frac{V_{Ed,ULS}}{\{\xi\}\gamma_G + \frac{(\{\psi_Q\}\gamma_Q + k\{\psi_W\}\gamma_W)\chi}{(1+k)(1-\chi)}},$$

$$Q_k = \frac{\chi G_k}{(1+k)(1-\chi)}, \quad W_k = k Q_k, \quad (7)$$

где  $\chi$  – отношение переменных нагрузок к полной нагрузке, определяемое по выражению:

$$\chi = (Q_k + W_k) / (G_k + Q_k + W_k); \quad (8)$$

$k = W_k / Q_k$  – отношение сопутствующей переменной нагрузки к доминирующей переменной нагрузке.

Частные коэффициенты  $\xi$ ,  $\psi_Q$ ,  $\psi_W$  в фигурных скобках {} следует применять, если они предусмотрены в комбинациях усилий (6.10, 6.10a, 6.10b) [1].

В зависимости от рассматриваемой SLS проверки выбираем одно из правил сочетания нагрузок и вычисляем расчетное значение нагрузки (см. пункт 1). Сопротивления сдвигу для SLS проверок определяем согласно выражению (4).

Вычислив отношение усилия  $V_{Ed,SLS}$  к сопротивлению сдвигу  $V_{Rd,SLS}$  можно сделать вывод о необходимости выполнения SLS проверки. Если это отношение больше 1, то SLS проверка более важна, чем ULS проверка.

Для некоторых случаев можно получить аналитическое решение для ответа на данный вопрос. Рассмотрим один из случаев. Сопротивление сдвигу, обеспечиваемое полками, напрямую зависит от уровня использования поясов по нормальным напряжениям, поэтому определим сопротивление сдвигу для ULS проверок без учета данной составляющей:

$$V_{Rd,ULS} = V_{bw,Rd} = \bar{\chi}_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t_w / \sqrt{3}. \quad (9)$$

Для определения параметра  $\bar{\chi}_w$  примем гибкую опорную часть, тогда:

$$\bar{\chi}_w = \eta, \text{ при } \bar{\lambda}_w < 0,83/\eta; \quad (10)$$

$$\bar{\chi}_w = 0,83/\bar{\lambda}_w, \text{ при } \bar{\lambda}_w \geq 0,83/\eta. \quad (11)$$

Как показал последующий анализ, SLS проверки необходимы при  $\bar{\lambda}_w \geq 0,83/\eta$ . В этом случае выражение для определения сопротивления сдвигу при ULS проверках примет следующий вид:

$$V_{Rd,ULS} = V_{bw,Rd} = 0,83 \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t_w / (\bar{\lambda}_w \sqrt{3}). \quad (12)$$

Рассмотрим сочетание нагрузок, состоящее из постоянной и одной переменной нагрузок. Для определения расчетного значения усилия для ULS проверок используем комбинацию усилий (6.10) [1] и соответствующие значения коэффициентов  $\gamma_G = 1,35$  и  $\gamma_Q = 1,5$ . Для характеристических значений нагрузок получим следующее выражение:

$$G_k = V_{bw,Rd} / (1,35 + 1,5 \chi / (1 - \chi)),$$

$$Q_k = \chi G_k / (1 - \chi). \quad (13)$$

Соответствующее этим нагрузкам характеристическое сочетание усилий имеет следующий вид:

$$V_{Ed,SLS} = G_k + Q_k = \frac{V_{bw,Rd}(1 + \chi)/(1 - \chi)}{1,35 + 1,5 \chi / (1 - \chi)}. \quad (14)$$

При определении сопротивления сдвигу для SLS проверок используем критические напряжения  $\tau_{cr}$ , выраженные через условную гибкость:

$$V_{Rd,SLS} = \tau_{cr} h_w t_w = 0,76^2 \cdot f_{yw} h_w t_w / \bar{\lambda}_w^2. \quad (15)$$

Теперь приравняв выражения (14) и (15), получим значение предельной гибкости стенки:

$$\bar{\lambda}_{w,lim} = 0,180 \chi + 1,627. \quad (16)$$

При условной гибкости стенки  $\bar{\lambda}_w$  больше  $\bar{\lambda}_{w,lim}$  SLS проверка является доминирующей.

### Анализ

Как видно из приведенного выше алгоритма определения необходимости использования SLS проверок при определении сопротивления сдвигу, результат анализа зависит от большого количества параметров. Укрупненно их можно свести в несколько групп:

- параметры модели сопротивления ULS проверок (составляющие сопротивления сдвигу  $V_{bw,Rd}$  и  $V_{bf,Rd}$ , вид опорной части и другие);
- параметры комбинации усилий для ULS проверок (правило комбинации усилий, частные коэффициенты, количество нагрузок). Составляющие результирующей нагрузки (доля переменных нагрузок в общей);
- параметры комбинации усилий для SLS проверок (правило комбинации усилий, частные коэффициенты);
- параметры модели сопротивления SLS проверок.

В общем виде выполнить анализ необходимости SLS проверок при определении сопротивления сдвигу невозможно, поэтому рассмотрим частные случаи и определим наиболее существенные параметры, влияющие на результат. В качестве первого случая рассмотрим элемент, подверженный действию постоянной и полезной нагрузки. Коэффициенты сочетания для полезной нагрузки приняты как для помещения категории С [1] (помещения со значительным скоплением людей). Для определения

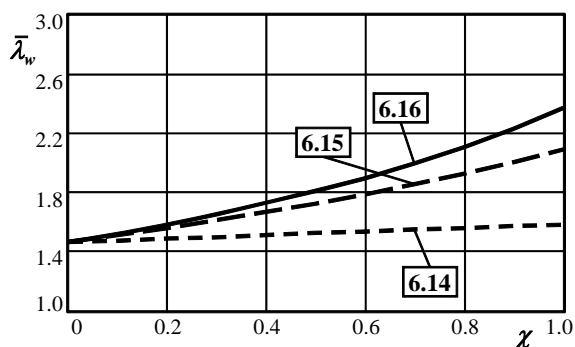
расчетного усилия для ULS проверок принято выражение 6.10 EN 1990 [1]. Сопротивление поясов на сдвиг не учитывается. При анализе принята жесткая опорная часть. На рисунке 1 представлены зависимости предельной гибкости  $\bar{\lambda}_{w,lim}$  от параметра нагружения  $\chi$  для характеристического (6.14), частого (6.15) и практически постоянного (6.16) сочетания воздействий. При условной гибкости стенки больше предельной  $\bar{\lambda}_{w,lim}$  доминирующей является SLS проверка.

Аналогичный характер зависимости предельной гибкости  $\bar{\lambda}_{w,lim}$  от параметра нагружения  $\chi$  имеет место при действии сочетания постоянной и снеговой нагрузки для характеристического (6.14), частого (6.15) и практически постоянного (6.16) сочетаний воздействий (рисунок 2).

Для полноты анализа рассмотрим случай, аналогичный первому, но с гибкой опорной частью. На рисунке 3 представлены зависимости предельной гибкости  $\bar{\lambda}_{w,lim}$  от параметра нагружения  $\chi$ .

Представляет практический интерес оценка влияния сопротивления сдвигу поясов на результаты анализа. Рассмотрим случай, аналогичный первому, но с учетом составляющей сопротивления сдвигу поясов при  $V_{bf,Rd} / V_{bw,Rd} = 0,2$  (рисунок 4).

Из графиков, представленных на рисунках 1–4, видно, что для определенных случаев использование SLS проверок является необходимым, но конкретные условия применения невозможно выделить, поэтому необходимо использовать SLS проверки для всех случаев. Анализируя приведенные графики, отметим



**Рисунок 1.** Зависимости  $\lambda_{w,lim} - \chi$  при рассмотрении постоянной и полезной нагрузки,  $V_{bf,Rd} = 0$  и жесткой опорной части.

основные параметры, от которых зависит результат расчета:

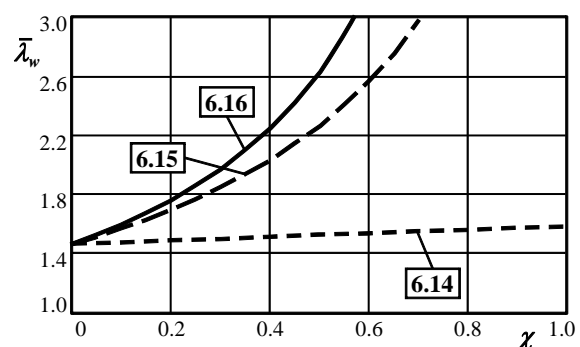
- при жесткой опорной части получаются меньшие значения предельной гибкости, чем для элементов с гибкой опорной частью;
- при учете сопротивления поясов сдвигу значение предельной гибкости уменьшается;
- результаты значительно зависят от вида доминирующей переменной нагрузки (в частности от значений коэффициентов  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  и  $\psi_2$ ).

### Заключения

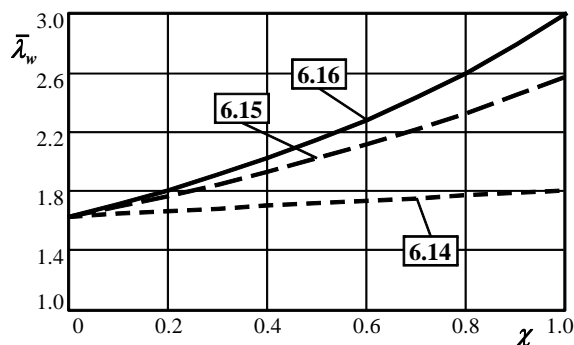
В результате выполненного анализа установлено, что предельное состояние эксплуатационной пригодности, соответствующее потери местной устойчивости стенки от действия касательных напряжений, может быть достигнуто раньше предельного состояния несущей способности.

С целью унификации расчетных положений при реализации предложенной методики определения сопротивления сдвигу необходимо уточнить нижеследующее:

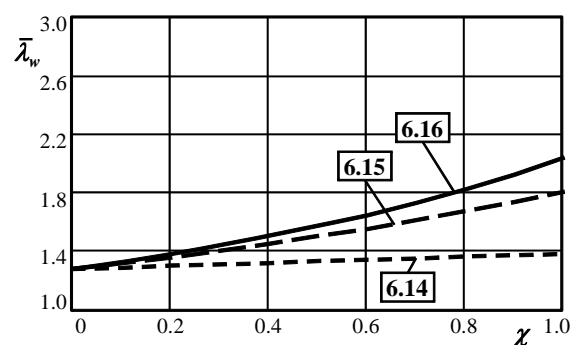
- обосновать правила комбинации нагрузок для каждого вида проверок;
- уточнить значение критических напряжений потери местной устойчивости с учетом особенностей работы для каждой из проверок. Например, при проверке предельного состояния эксплуатационной пригодности, связанного с однократной потерей местной устойчивости стенки, возможен учет защемления стенки в полках, так как при возникающем уровне напряжений материал работает упруго;



**Рисунок 2.** Зависимости  $\lambda_{w,lim} - \chi$  при рассмотрении постоянной и снеговой нагрузки,  $V_{bf,Rd} = 0$  и жесткой опорной части.



**Рисунок 3.** Зависимости  $\lambda_{w.lim} - \chi$  при рассмотрении постоянной и полезной нагрузки,  $V_{bf,Rd} = 0$  и гибкой опорной части.



**Рисунок 4.** Зависимости  $\lambda_{w.lim} - \chi$  при рассмотрении постоянной и полезной нагрузки,  $V_{bf,Rd} / V_{bw,Rd} = 0,2$  и жесткой опорной части.

- установить значения частных коэффициентов безопасности для рассматриваемых в статье случаев.

В данной статье рассмотрены проверки предельных состояний эксплуатационной пригод-

ности только для модели сопротивления сдвигу (потеря местной устойчивости от действия касательных напряжений). Целесообразно выполнить аналогичный анализ и для других моделей сопротивления.

## Литература

1. CEN EN 1990:2002. Eurocode – Basis of structural design [Текст]. – Brussels : European Committee for Standardization, 2002. – 116 p.
2. CEN EN 1993-1-5:2006. Eurocodes 3 – Design of steel structures – Part 1.5: Plated structural elements [Текст]. – Brussels : European Committee for Standardization, 2006. – 53 p.
3. ANSI/AISC-360-05. Specification for Structural Steel Buildings [Текст]. – Chicago, Illinois : American Institute of Steel Construction, 2005. – 256 p.
4. CAN/CSA-S16-01. Limit States Design of Steel Structures, Includes Update No. 1 (2010), Update No. 2 (2001) [Текст]. – Mississauga, Ontario : Canadian Standards Association, 2009. – 198 p.
5. Commentary on the specification for structural steel buildings [Текст] // Specification for Structural Steel Buildings / American Institute of Steel Construction, Inc. – Chicago, Illinois : American Institute of Steel Construction, 2005. – P. 199–460.
6. Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 «Plated structural elements» [Текст] / JRC Reports (Eurocodes related) by B. Johansson, R. Maquoi, G. Sedlacek, C. Müller, D. Beg. – Luxembourg : Office for Official Publication of the European Communities, 2007. – 226 p.
7. Höglund, T. Design of thin plate I-girders in shear and bending with special reference to web buckling : Bulletin No. 94 of the Division of Building Statics and Structural Engineering [Текст] / T. Höglund. –

## References

1. CEN EN 1990:2002. Euro code – Basis of structural design. Brussels: European Committee for Standardization, 2002. 116 p.
2. CEN EN 1993-1-5:2006. Euro codes 3 – Design of steel structures – Part 1.5: Plated structural elements. Brussels: European Committee for Standardization, 2006. 53 p.
3. ANSI/AISC-360-05. Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, Illinois: American Institute of Steel Construction, 2005. 256 p.
4. CAN/CSA-S16-01. Limit States Design of Steel Structures, Includes Update No. 1 (2010), Update No. 2 (2001). Mississauga, Ontario: Canadian Standards Association, 2009. 198 p.
5. Commentary on the specification for structural steel buildings. In: *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois: American Institute of Steel Construction, 2005. p. 199–460.
6. Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 «Plated structural elements» / JRC Reports (Euro codes related) by B. Johansson, R. Maquoi, G. Sedlacek, C. Müller, D. Beg. Luxembourg: Office for Official Publication of the European Communities, 2007. 226 p.
7. Höglund, T. Design of thin plate I-girders in shear and bending with special reference to web buckling. Bulletin No. 94 of the Division of Building Statics and Structural Engineering. Stockholm, Sweden: The Royal Institute of Technology, 1981. 43 p. (in Swedish).

- Stockholm, Sweden : The Royal Institute of Technology, 1981. – 43 p. – (in Swedish).
8. Holický, M. Reliability assessment of alternative Eurocode and South African load combination schemes for structural design [Текст] / M. Holický and J. V. Retief // Journal of the South African Institution of Civil Engineering. – 2005. – Vol. 47, No 1. – P. 15–20.
  9. Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures [Текст] / Edited by Ronald D. Ziemian. – Sixth Edition. – Hoboken, New Jersey : John Wiley & Sons, Inc., 2010. – 1117 p.
  10. Кузнецов, В. В. (Ed.) Steel Structures. In 3 Volumes. Vol. 1. General Information. (Reference Book of Design Engineer). Moscow: ASV, 1998. 576 p. ISBN 5-87829-057-X. (in Russian)
  11. CEN EN 1993-1-1. Eurocodes 3 – Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings [Текст]. – Brussels : European Committee for Standardization, 2006. – 91 p.
  12. CEN EN 1993-2. Eurocodes 3 – Design of steel structures – Part 2: Steel bridges [Текст]. – Brussels : European Committee for Standardization, 2007. – 102 p.
  13. CEN EN 1993-6. Eurocodes 3 – Design of steel structures – Part 6: Crane supporting structures [Текст]. – Brussels : European Committee for Standardization, 2007. – 37 p.
  8. Holický, M.; Retief, J. V. Reliability assessment of alternative Euro code and South African load combination schemes for structural design. In: *Journal of the South African Institution of Civil Engineering*, 2005, Vol. 47, No 1, p. 15–20.
  9. Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures / Edited by Ronald D. Ziemian. Sixth Edition. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc., 2010. 1117 p.
  10. Kuznetsov, V. V. (Ed.) Steel Structures. In 3 Volumes. Vol. 1. General Information. (Reference Book of Design Engineer). Moscow: ASV, 1998. 576 p. ISBN 5-87829-057-X. (in Russian)
  11. CEN EN 1993-1-1. Euro codes 3 – Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardization, 2006. 91 p.
  12. CEN EN 1993-2. Euro codes 3 – Design of steel structures – Part 2: Steel bridges. Brussels: European Committee for Standardization, 2007. 102 p.
  13. CEN EN 1993-6. Euro codes 3 – Design of steel structures – Part 6: Crane supporting structures. Brussels: European Committee for Standardization, 2007. 37 p.

**Мартынов Юрій Семенович** – к.т.н., професор; професор кафедри металевих і дерев'яних конструкцій Білоруського національного технічного університету. Голова Технічного комітету по стандартизації в будівництві при РУП «Стройтехнорм». Наукові інтереси: дослідження сталевих і сталезалізобетонних конструкцій, підготовка російської версії Єврокодів та їх адаптація до прямого введення у нормативну базу Республіки Білорусь, розробка Національних додатків до них.

**Надольський Віталій Валерійович** – магістр технічних наук, асистент кафедри металевих і дерев'яних конструкцій Білоруського національного технічного університету. Наукові інтереси: надійність будівельних металевих конструкцій, моделі опору сталевих елементів, методи перевірки стійкості елементів сталевих конструкцій, участь у розробці норм проектування Республіки Білорусь.

**Мартынов Юрий Семенович** – к.т.н., профессор; профессор кафедры металлических и деревянных конструкций Белорусского национального технического университета. Председатель Технического комитета по стандартизации в строительстве при РУП «Стройтехнорм». Научные интересы: исследование стальных и сталежелезобетонных конструкций, подготовка русской версии Еврокодов и их адаптация к прямому введению в нормативную базу Республики Беларусь, разработка Национальных приложений к ним.

**Надольский Виталий Валерьевич** – магистр технических наук; ассистент кафедры металлических и деревянных конструкций Белорусского национального технического университета. Научные интересы: надежность строительных металлических конструкций, модели сопротивления стальных элементов, методы проверки устойчивости элементов стальных конструкций, участие в разработке норм проектирования Республики Беларусь.

**Martynov Ioury** – Ph.D. (Eng.), Professor; Metal and Timber Structures Department, Belarusian National Technical University. He's a chairman of the Technical Committee of Standardization in building under RUE «Stroytech-norm». His research interests concern the steel and composite structures. He assists in the Preparation of the Rus-



sian version of Euro codes and their adaptation to the direct introduction into the legal framework of Republic of Belarus, and the development of the National annexes.

**Nadolski Vitali** – M.Sc., an assistant, Metal and Timber Structures Department, Belarusian National Technical University. His research interests: reliability of building metal structures, resistance models of steel elements, methods of checking the stability of steel structures. He's a participant in the development of building design standards Republic of Belarus.