

## **ОЦЕНКА ПОГРЕШНОСТИ ФУНКЦИИ СОПРОТИВЛЕНИЯ СТАЛЬНОГО ЭЛЕМЕНТА ЛОКАЛЬНОЙ НАГРУЗКЕ СОГЛАСНО СНИП II-23-81\***

**А.Н. Таймасов**, магистр техн. наук, **В.В. Надольский**, канд. техн. наук  
(БНТУ).

**Аннотация.** В данной статье освещено современное состояние вопроса расчета стальных конструкций на действие локальной нагрузки согласно СНиП II-23 [0]. Детально рассмотрены основные теоретические предпосылки, положенные в основу данной модели сопротивления и предпринята попытка проанализировать точность модели сопротивления на основе ограниченной выборки экспериментальных данных испытаний стальных элементов на действии локальной нагрузки.

### **Введение**

Металлические тонкостенные конструкции в виде балок составного и прокатного профилей находят широкое применение во многих строительных зданиях и сооружениях. Часто они работают в условиях воздействия местных (локальных) нагрузок. В таких случаях вопрос обеспечения прочности и местной устойчивости конструкций встает особенно остро, так как в местах приложения локальных нагрузок возникают значительные местные напряжения. Вопросы обеспечения прочности и местной устойчивости являются достаточно обособленными, но очень важными для исследования работы сплошных тонкостенных конструкций. Этим вопросам уделяется значительное внимание, но, несмотря на это, они представляют обширную область для дальнейших исследований. Таким образом, задача по совершенствованию методов расчета стальных балок на прочность и местную устойчивость относится к основным задачам по исследованию работы балок на локальные нагрузки.

### **Общие положения расчета элемента при действии локальной нагрузки**

Определение сопротивления элемента действию локальной нагрузки представляет собой теоретически сложную задачу. В связи с этим, первоначально большое распространение получили эмпирические расчетные модели, основанные на экспериментальных данных. Впоследствии, были развиты расчетные модели, основанные на механической идеализации процесса отказа, представленные на рисунке 1. Для таких моделей выделяют две основные формы отказа. Первая определяется текучестью материала под нагрузкой, а вторая связана с потерей местной устойчивости стенки.

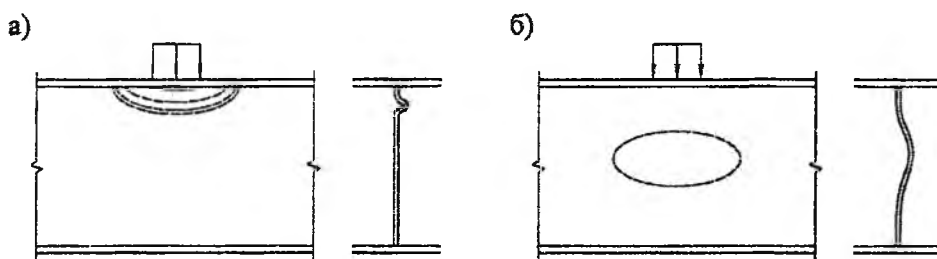


Рисунок 1 – Формы отказа стенки двутавровой балки при действии локальной нагрузки: а – текучесть материала стенки, б – потеря местной устойчивости стенки

На основании этих форм отказа рассматривают несколько возможных стадий работы элемента. Первую стадию выделяют до потери местной устойчивости стенки от действия локальной нагрузки. При этом критерием наступления предельного состояния является достижение предела текучести или критической силы (напряжений) потери устойчивости. Как правило, на основании энергетических критериев устойчивости и вариационных принципов получены точные решения для критических сил (напряжений) для отдельных частных случаев конструктивных решений. Однако критические напряжения характеризуют только момент наступления потери местной устойчивости стенки, но не полное исчерпание сопротивления элемента.

#### Оценка сопротивления элемента действию локальной нагрузки согласно СНиП II-23-81\*

Согласно [0] проверка прочности и устойчивости выполняется отдельно. Проверка устойчивости стенок изгибаемых элементов выполняется на основе теории устойчивости прямоугольных пластинок, работающих в упругой стадии или за пределом упругости и имеющих соответствующие граничные условия. Остаточные напряжения, закритическая стадия работа и несовершенства пластинок, за исключением стенок тонкостенных балок, учтены косвенным путем - корректировкой результатов, полученных без учета этих факторов [2].

Значение критического локального напряжения  $\sigma_{loc,cr}$ , вычисляется по следующей формуле

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_a^2}, \quad (1)$$

где  $c_1$  – коэффициент, учитывающий защемление краев пластинки, и также в неявной форме влияние начальных несовершенств;

$\bar{\lambda}_a$  – условная гибкость отсека:

$$\bar{\lambda}_a = \frac{a}{t} \cdot \sqrt{R_y/E}, \quad (2)$$

где  $a$  – расстояние между поперечными элементами жесткости.

Значения критического локального напряжения принимаются независимо от длины распределения давления нагрузки  $l_{ef}$ . Согласно [2] более точное значение  $\sigma_{loc.cr}$  с учетом длины распределения давления от нагрузки можно определять по формуле

$$\sigma_{loc.cr} = \frac{X \cdot (a_0 + a_1 \cdot \rho + a_2 \cdot \rho^2) \cdot R_y}{\rho \cdot \bar{\lambda}_a^2} \quad (3)$$

В соответствии с п. 5.13 [0] для расчета на прочность стенки балки в местах приложения нагрузки к верхнему поясу, а также в опорных сечениях балки, не укрепленных ребрами жесткости, условие прочности по местным напряжениям имеет следующий вид:

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t \cdot l_{ef}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (4)$$

где  $F$  — расчетное значение нагрузки (силы);

$t$  — толщина стенки балки;

$l_{ef}$  — условная длина распределения нагрузки, определяемая в зависимости от условий опирания по рисунку 2.

$$l_{ef} = b + 2t_f, \quad (5)$$

Здесь  $t_f$  — толщина верхнего пояса балки, если балка сварная, или расстояние от наружной грани полки до начала внутреннего закругления стенки, если нижняя балка прокатная.

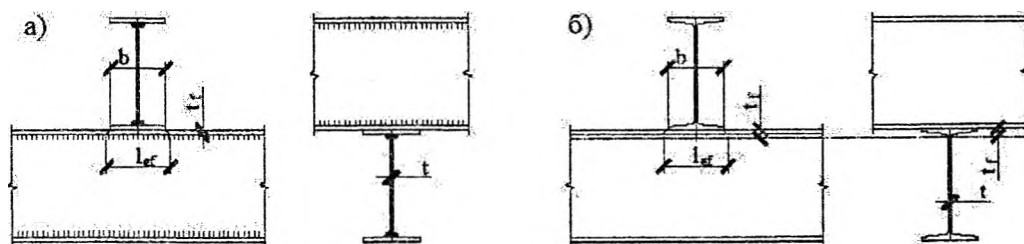


Рисунок 2 — Схема для определения длины распределения нагрузки на балку: а — сварную; б — прокатную

## Анализ экспериментальных данных

Для оценки погрешности моделей сопротивления стальных конструкций локальной нагрузке составлен банк экспериментальных данных, состоящий из 196 тестов, на основании литературных источников [6...16]. Составление выборки результатов экспериментальных исследований, как правило, осложнялось отсутствием полной информации о некоторых переменных моделей сопротивления.

Общее количество образцов, удовлетворяющих условиям применения модели сопротивления, принятой в СНиП II-23-81\* [1], составило 32. Для повышения статистической точности оценки модели сопротивления, была расширена область применения модели сопротивления, гибкость стенки  $\lambda_w < 10$ .

В выборку не включены образцы, не удовлетворяющие требованиям к параметрам  $a/h_w$  и  $\lambda_w < 10$ .

На рисунке 3 приведен график зависимости погрешности модели сопротивления локальным воздействиям от условной гибкости стенки  $\bar{\lambda}_w$ . Анализируя данный график можно сделать вывод, что у большинства опытных образцов условная гибкость стенки  $\bar{\lambda}_w$  находится в интервале от 2 до 7. Четыре образца имеют условную гибкость стенки  $\bar{\lambda}_w$  более 7.

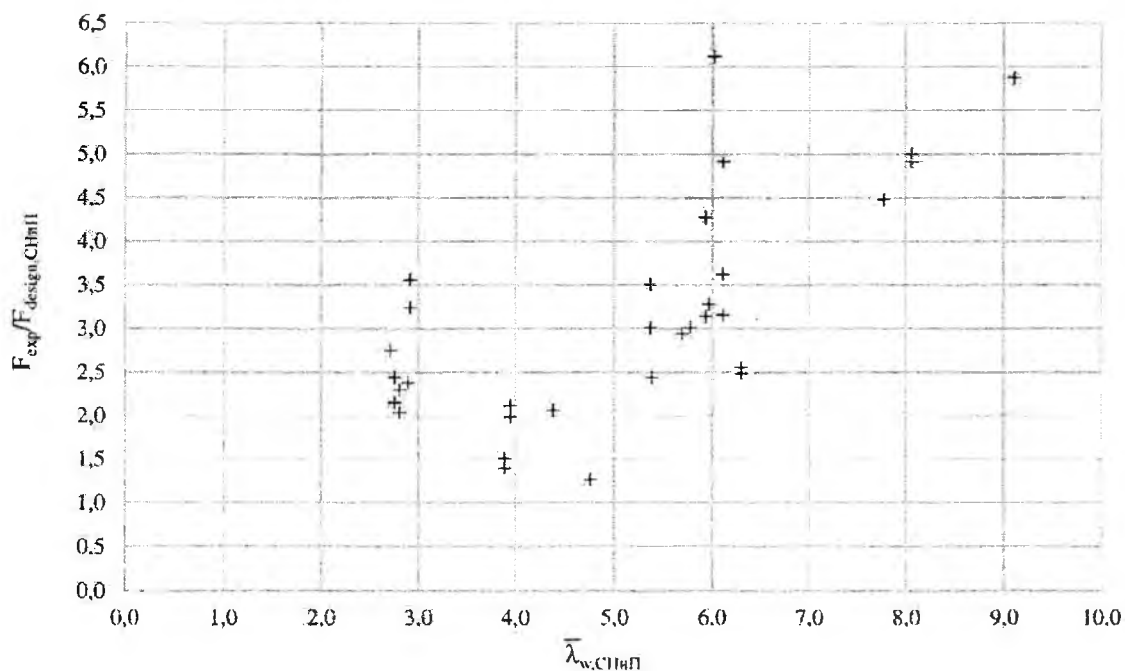


Рисунок 3 – Зависимость  $F_{\text{exp}}/F_{\text{design}} - \bar{\lambda}_w$

### Анализ погрешности модели сопротивления локальной нагрузке

В общем случае статистические параметры погрешности модели определяют эмпирически путем, сопоставляя результаты испытаний с теоретическими расчетами.

На основании данных, опубликованных в научно-технической литературе, получены выборки значений для  $Y_{\text{exp}}, X_1, \dots, X_n$ , благодаря чему получен вектор значений погрешности модели сопротивления:

$$\theta = Y_{\text{exp}} / Y_{\text{design}}, \quad (6)$$

где  $Y_{\text{design}}$  - регламентированные (т.е. установленные нормативным документом) значения сопротивления локальному воздействию, вычисленные по соответствующей модели сопротивления при фактических значениях базисных переменных  $X_1, \dots, X_n$ ;

$Y_{\text{exp}}$  - экспериментальные значения сопротивления локальному воздействию.

За экспериментальное значение сопротивления локальному воздействию  $Y_{\text{exp}}$  принято предельное значение сосредоточенной нагрузки, после которой элемент перестает воспринимать нагрузку.

Для вектора значений погрешности модели сопротивления вычислены среднее значение  $\bar{\theta}$  и стандартное отклонение  $\sigma_{\theta}$ , приведенные в таблице 1.

Таблица 1 – Погрешность модели в зависимости от условной гибкости  $\bar{\lambda}_w$

$\bar{\lambda}_w$	$a/h_w$	n	$\theta_{\min}$	$\theta_{\max}$	$\bar{\theta}$	$\sigma_{\theta}$
$<3,0$	1,0...2,0	8	2,04	3,56	2,61	0,54
[3,0...6,0)	1,0...3,0	14	1,27	4,27	2,57	0,88
$\geq 6,0$	0,75...2,2	10	2,49	6,12	4,31	1,30
Вся выборка	0,75...3,0	32	1,27	6,12	3,12	1,24

На основании выполненного анализа погрешности моделей сопротивления можно констатировать следующее: для модели сопротивления, принятой в СНиП [1] и применяемой для  $\bar{\lambda}_w$  менее 6, количество образцов, пригодных для анализа после отбора (ограничения по условной гибкости и размещению поперечных ребер жесткости), составило 22. При таком малом количестве образцов достоверно судить о точности данной модели невозможно, при этом среднее значение  $\theta = 2,58$  и стандартное отклонения  $\sigma_{\theta} = 0,76$ , погрешность модели сопротивления применяемой при  $\bar{\lambda}_w$  более 6, имеет среднее значение  $\theta = 4,31$  и стандартное отклонения  $\sigma_{\theta} = 1,30$ . Такое большое среднее значение ошибки свидетельствует о том, что данная модель не позволяет определить предельное значение несущей способности элемента при локальном воздействии.

**Заключение.** 1. Экспериментальные и теоретические исследования показывают, что предельное по прочности и устойчивости состояние не может быть достигнуто при упругой работе конструкции. Однако, существующими отечественными методами расчета при воздействии местных нагрузок, развитие пластических деформаций в должной мере не учитывается. 2. Некоторые расчетные положения модели сопротивления стальных конструкций локальным воздействиям, принятой в СНиП II-23-81\*, должны быть скорректированы с учетом результатов современных исследований в этом направлении. Модель сопротивления стальных конструкций локальным воздействиям, учитывающая только устойчивое состояние стенки, не позволяет оценить значение предельной сосредоточенной силы. Одна из причин этого связана с тем, что данная модель определяет значение сопротивления локальному воздействию исходя из условия недопущения потери устойчивости стенки, а в качестве экспериментального значения сопротивления использовалось предельное значение сосредоточенной силы.

**Литература.** 1. Строительные нормы и правила. Стальные конструкции: СНиП II-23-81\*. Введен 01.01.1982. – М., Госстрой СССР, 1990. – 93 с. 2. Помощь по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81\* “Стальные конструкции”) / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР.– М.: ЦИТП Госстроя СССР., 1989.– 148 с. 3. Власов, В.З. Тонкостенные упругие стержни. / В.З. Власов – М.: Стройиздат, 1940. – 568 с. 4. Уманский, А.А. Строительная механика самолета. / А.А. Уманский. – М.: Оборонгиз, 1961. – 315с. 5. Лампси, Б.Б. Металлические тонкостенные несущие конструкции при локальных нагрузках./ Б.Б. Лампси - М.: Стройиздат, 1979. – 272с. 6. Roberts T. M., Rockey K. C. Method pour predire la charge de ruine d'une poutre a ame mince soumise a une charge simi-repartie dans le plan de l'ame, *Construction Metallique*,/ Т. М. Roberts, К. С. Rockey, 1978. No. 3, 3–13. 7. Roberts T. M., Rockey K. C. A mechanism solution for predicting the collapse loads of slender plate girders when subjected to in-plane patch loading, *Proc. Instn Civ. Engrs*,/ Т. М. Roberts, К.С. Rockey, 1979 Part 2, 67, 155–175. 8. Roberts T. M. Slender plate girders subjected to edge loading, *Proc. Instn Civ. Engrs*,/ Т. М. Roberts, 1981 Part 2, 71, 805–819. 9. Robert T. M., Chong C. K. Collapse of plate girders under edge loading, *ASCE, Jour. Struct. Div.*,/ Т. М. Roberts, C. K. Chong, 1981 ST8, 107, 1503–1509. 10. Bossert T. W., Ostapenko A. *Buckling and ultimate loads for plate girder web plates under edge loading*, Report No. 319.1, Fritz Engineering Laboratory, Dept. Of Civil Engineering, Lehigh University, Bethlehem, Pa. 1967. 11. Roberts T. M., Markovic N. Stocky plate girders subjected to edge loading, *Proc. Instn Civ. Engrs*,/ Т. М. Roberts, N. Markovic, 1983 Part 2, 75, 539–550. 12. Bergfelt A. *Patch loading on a slender web - Influence of horizontal and vertical web stiffeners on the load carrying capacity*, Chalmers University of Technology, Dept. of Structural Engineering, Div. of Steel and Timber Structures, publ./ A. Bergfelt, 1979 S 79:1, Geteborg. 13. Bergfelt A. *Girder web stiffening for patch loading*, Chalmers University of Technology, Dept. of Structural Engineering, Div. of Steel and Timber Structures,/ A. Bergfelt, 1983, publ. S 83:1, Geteborg. 14. Ungermann D. *Bemessungsverfahren fur vollwand- und kastenträger unter besonderer berucksichtigung des stegverhaltens*, Stahlbau,/ D. Ungermann 1990, RWTH Aachen, Heft 17, ISSN 0722-1037. 15. Lagerqvist O. *Patch loading - Resistance of steel girders subjected to concentrated forces*, Doctoral thesis 1994:159D, Lulee University of Technology,/O. Lagerqvist, 1994, ISRN: HLU-TH-T-159-D—SE. 16. Johansson B., Maquoi R., Sedlacek G. New design rules for plated structures in Eurocode 3, *Journal of Constructional Steel Research*,/B. Johansson, R. Maquoi, G. Sedlacek, 2001, 57, 279–311.