

Рис. 6. Характеристики образцов [4].

Заключение

С учетом малого количества исследований по определению расчетного сопротивления гофрированных элементов локальной нагрузке и отсутствием четких рекомендаций в нормативной литературе является целесообразным изучение данной темы по следующим тезисам:

1. Анализ работы элементов балок с гофрированными стенками посредством сбора и анализа имеющихся в свободном доступе экспериментальных данных.
2. Разработка численной модели и проверка ее точности на основании имеющихся экспериментальных данных.
3. Усовершенствование предложенных методик проектирования на основе численных методов и экспериментов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Wei Ji, Lu Deng, Shizhong Liu: "Study of vertical bending vibration behavior of continuous prestressed concrete box girders with corrugated steel webs", *Advances in Structural Engineering*, 2016.
2. ТКП EN 1993-1-5:2009*. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5: Пластинчатые элементы конструкций.
3. L. Davaine: „I-girders launching – Influence of load eccentricity”, COMBRI project, RFCS Contract RFS-CR-03018, Document COMBRI-Report-SETRA-001, 2007.
4. Balázs Kövesdi: "Patch loading resistance of girders with corrugated webs", Budapest University of Technology and Economics, 2010.
5. Abaqus/CAE 2020, Dassault Systemes Simulia Corp., Johnston, RI, USA.

УДК 624.014.2

Проверка устойчивости стенки сварной балки при совместном действии локальных и сдвиговых усилий

Подымако В.И.

Научные руководители: Надольский В.В., Верёвка Ф.А.
Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Введение

Металлические конструкции используются в различных областях хозяйственной деятельности человека: как при строительстве общественных и жилых зданий, так и при возведении промышленных объектов. В течение жизненного цикла эти конструкции подвергаются различным видам нагрузок как в период возведения, так и в период эксплуатации.

Нагрузки часто вызывают сложное напряженное состояние в элементах сечения конструкций. В качестве примера можно привести подкрановую балку мостового крана: стенка подкрановой балки не только локально нагружена, но также подвержена действию изгибающего момента и поперечной силы. (рис. 1.).

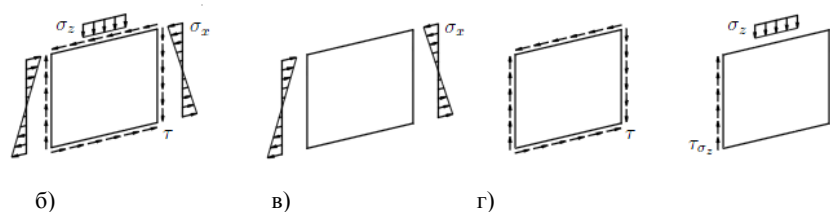


Рис. 1. Напряжения в стенке под комбинированной нагрузкой (а), изгибающие напряжение (б), напряжения сдвига (в), поперечные напряжения от локальной нагрузки (г) [2].

Для осуществления проектирования стальных пластинчатых конструкций при комбинированной нагрузке необходимо использовать EN 1993-1-5 [1].

Однако следует отметить, что в данном документе существует ряд неточностей:

Метод приведенных напряжений в соответствии с главой 10 [1], предлагает уравнение взаимодействия, основанное на гибкости одной пластины:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y / \gamma_{M1}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_y / \gamma_{M1}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y / \gamma_{M1}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_y / \gamma_{M1}}\right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{\chi_w f_y / \gamma_{M1}}\right)^2 \leq 1$$

Однако в сравнении с некоторыми из существующих нормативных документов (ASCI, CSA), метод показывает значительные расхождения, которые требуют уточнения.

Так же критерий взаимодействия, связанный с методом эффективной ширины в соответствии с главой 7.2 [1], рассматривает взаимодействие локальной нагрузки и изгибающего момента, но взаимодействие поперечной и локальной нагрузок не учитываются.

$$\eta_2 + 0.8\eta_1 \leq 1,4$$

Тем не менее, ряд экспериментальных исследований показывает, что эти две нагрузки взаимодействуют между собой.

Для устранения упомянутых выше неточностей в EN 1993-1-5 [1], Бенджамином Брауном был выполнен экспериментальный и численный анализ сварных двутавровых балок, подвергающихся приложению поперечной и локальной нагрузок.

Экспериментальное исследование устойчивости стальных пластин при комбинированном нагружении с применением подхода, предложенного Бенджамином Брауном.

В качестве экспериментальных образцов были выбраны две сварные двутавровые балки SP600 и SP1200 с различными по высоте стенками $h_w = 600$ и 1200 соответственно.

Механические свойства стали были определены на одноосное растяжение как вдоль, так и поперек направления прокатки каждой стальной пластины. Геометрические отклонения от идеальной плоскости полотна измерялись LVDT-датчиками.

Эксперимент проводился на испытательном стенде, состоящем из двух порталных рам соединенные между собой балкой, к которой прикреплены два гидравлических цилиндра мощность 1000kN каждый. Усилие цилиндров равномерно распределялось распределительными балками через ролики к загрузочным пластинам на верхнем поясе. (рис. 2 [2]).



Рис. 2. Испытательная установка.

Полное измерение стенки балки проводилось при следующих шагах нагрузки:
 - SP 600: 500кН, 700кН, 830кН (предельная нагрузка) и после разгрузки

- SP 1200: 600кН, 700кН, 900кН, 1030кН (предельная нагрузка) и после разгрузки.

Деформации стенки и вертикальное смещение балки непрерывно регистрировались во время процедуры испытания.

Так же в работе была построена численная модель экспериментальных образцов, основанная на методе конечных элементов.

В результате на основании экспериментальных и численных данных была предложена модификация метода приведенных напряжений и метода эффективной ширины в EN 1993-1-5 [1] для балок без и с продольными ребрами жесткости при совместном действии локальной нагрузки, изгибающего момента и поперечной силы.

Предложение по модификации метода приведенных напряжений и метода эффективной ширины в EN 1993-1-5 [1] при комбинированном нагружении.

Метод приведенных напряжений

Предлагается объединить пункт (5) главы 10 [1] без замены в пункт (2) следующим образом:

Для усиленных и не усиленных элементами жесткости пластин, на которые действуют совместные напряжения $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ и τ_{Ed} , несущая способность должна удовлетворять:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y / \gamma_{M1}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_y / \gamma_{M1}}\right)^2 - V \cdot \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y / \gamma_{M1}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_y / \gamma_{M1}}\right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{\chi_w f_y / \gamma_{M1}}\right)^2 \leq 1$$

где:

$V = \rho_x \cdot \rho_z$ когда $\sigma_{x,Ed}$ и $\sigma_{z,Ed}$ оба сжатие, иначе $V = 1$

ρ_x – понижающий коэффициент, принимаемый согласно 4.5.4 [1], при действии продольных напряжений, учитывая, при необходимости, потерю устойчивости по стержневому типу;

ρ_z – понижающий коэффициент, принимаемый согласно 4.5.4 [1], при действии локальных напряжений в поперечном направлении, учитывая, при необходимости, потерю устойчивости по стержневому типу;

χ_w – понижающий коэффициент, принимаемый согласно 5.3 [1], при расчете сопротивления сдвигу.

Все понижающие коэффициенты определяют с применением условной гибкости $\bar{\lambda}_\rho$ согласно формуле (10.2) [1].

Метод эффективной ширины

Предлагается изменить пункт (1) раздела 7.2 [1] следующим образом:

Если балка нагружена сосредоточенной локальной нагрузкой, действующей на сжатый пояс, работающий одновременно на изгиб и усилие сдвига, несущая способность должна удовлетворять:

$$\eta_2 + \eta_1^{-3,6} + \eta_{3,avg}^{1,6} \leq 1$$

где:

$$\eta_2 = \frac{F_{Ed}}{F_{Rd}}$$

$$\eta_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}}$$

$$\eta_{3,avg} = \frac{V_{Ed,avg}}{V_{b,Rd}} = \frac{|V_{Ed,max}| - 0,5 \cdot F_{Ed}}{V_{b,Rd}}$$

$M_{pl,Rd}$ – расчетное значение несущей способности на изгиб в пластической стадии работы поперечного сечения, состоящего из эффективной площади поясов и площади сечения стенки независимо от класса сечения;

$V_{Ed,avg}$ – абсолютное значение максимальной расчетной силы сдвига, меньше на половину расчетной локальной силы.

Примечание — Если локальная сила отсутствует, следует применять раздел 7.1 [1].

Кроме того, должно быть соблюдены требования разделов 4.6, 5.5 и 6.6 [1].

Заключение

В статье отмечены неточности подходов к расчету стальных элементов при комбинированном нагружении, представлены экспериментальные данные, послужившие основой для приведения предложений по модификации метода приведенных напряжений и метода эффективной ширины, изложенных в EN 1993-1-5 [1].

Представляет интерес создание конечно элементных моделей сопротивления стальных балок комбинированному воздействию и сравнение полученных результатов с экспериментальными данными, полученными Бенджамином Брауном, являющемся инициатором модификации методик расчета, изложенных в EN 1993-1-5 [1].

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. EN 1993-1-5 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-5: Plated structural elements.
2. Stability of steel plates under combined loading, Benjamin Braun, 2010г.

УДК 627.43

Расширение области применения железобетонных конструкций в каркасном строительстве производственных зданий

Шугало В.А.

Научный руководитель – Латыш В.В.

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Введение

В настоящее время большепролетные производственные здания конструируют исключительно из металла. Металл нуждается в огнезащитном и антикоррозийном покрытии, которые, в свою очередь, должны постоянно обновляться. Нужно отметить, что стоимость таких покрытий иногда может превышать стоимость самого металлического каркаса.

Настоящая статья подготовлена с целью рассмотрения возможности применения железобетона для большепролетных зданий и сравнения итоговой стоимости.

В качестве рассматриваемого, в статье, объекта выступает существующий производственный цех, несущие конструкции которого - металлические рамы пролетом 40 м. В качестве эксперимента была произведена замена металла на железобетон.

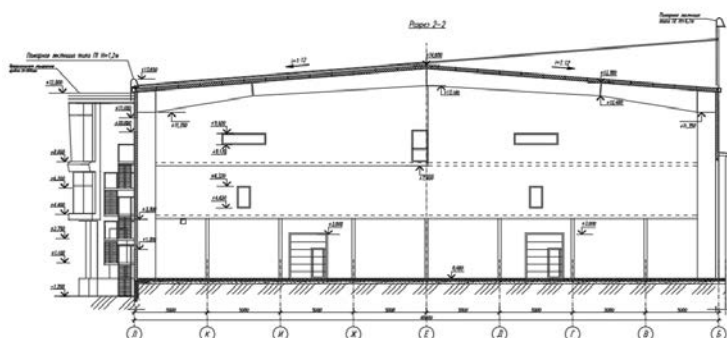


Рис. 1. Существующий металлический каркас

Рассматриваемые варианты

При поиске вариантов для замены металлической рамы на железобетонную, были обнаружены следующие варианты:

1. Первым делом обратились к серии 1.822.1-6 "Железобетонные рамы для сельскохозяйственных зданий".

Серийные рамы достигают максимальный пролет 20 м, что в два раза меньше представленной металлической.