

определяющих критерий оптимальности. Такой подход позволяет рационально использовать материальные ресурсы, повышая конкурентоспособность отечественной строительной продукции, и применим для любых типов зданий.

**Заключение.** Таким образом, можно сделать следующие выводы:

1. Использование положений комбинаторики и аналитической теории чисел упрощает поиск экстремумов параметрической функции;
2. Метод оптимального проектирования максимально объективен, так как исключает проблемы поиска решения задачи, в том числе связанные с анализом взаимосвязи параметров (аргументов) целевой функции;
3. Применение изложенного метода оптимального проектирования позволит повысить эффективность оптимизации сложных конструктивных решений;
4. Метод имеет значительные перспективы, так как применим не только к проектированию конструкций, но и к любой стадии строительного производства.

#### **Список цитированных источников**

1. Клюев, С.В. Оптимальное проектирование стальной пространственной фермы / С.В. Клюев, А.В. Клюев, Р.В. Лесовик // Вестник ТГАСУ. – 2008. – № 1. – С. 74–78.
2. Востров, В.К. Оптимизация высот поясов стенки резервуара / В.К. Востров, А.А. Василькин // Монтажные и специальные работы в строительстве. – 2005. – № 11. – С. 37–40.
3. Пелешко, І.Д. Оптимальне проектування металевих конструкцій на сучасному етапі (огляд праць) / І.Д. Пелешко, В.В. Юрченко // Металлические конструкции. – 2009. – № 1. – Т. 15. – С. 13–21.
4. Лихтарников, Я.М. Вариантное проектирование и оптимизация стальных конструкций / Я.М. Лихтарников. – М.: Стройиздат, 1979. – 319 с.
5. Денисова, А.П. Методы оптимального проектирования строительных конструкций / А.П. Денисова, С.А. Расцепкина. – М.: Изд-во АСВ, 2012. – 216 с.
6. Марчук, И.Н. К автоматизации оптимального проектирования составных сечений металлических конструкций // Сборник научных работ / УО «Брестский государственный технический университет» – Брест, 2015. – 158–161 с.

УДК 624.072.011.

**Мелюх Д.В.**

**Научный руководитель: доцент, к.т.н. Жук В.В.**

### **ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ СОСТАВНЫХ ДЕРЕВЯНЫХ БАЛОК НА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ЗУБЧАТЫХ ПЛАСТИНАХ**

Целью настоящей работы является определение коэффициентов  $k_w$  и  $k_i$ , учитывающих изменение момента сопротивления и момента инерции соответственно деревянных балок составного сечения на металлических зубчатых пластинах (МЗП).

В современных деревянных конструкциях наряду с традиционными механическими крепежными деталями: гвоздями, болтами, винтами, шурупами и т. д. — все чаще находят применение металлические зубчатые пластины, представляющие собой систему зубьев, объединённых общим основанием. При одинаковых условиях сборки МЗП увеличивают несущую способность узлов деревянных конструкций по сравнению с гвоздевым креплением за счет увеличения количества связей на одной и той же площади крепления. С помощью МЗП можно собирать различные деревянные конструкции, большей частью из досок, например: фермы, рамы, каркасы, — сращивать материалы

по длине и ширине, ремонтировать и усиливать существующие конструкции, а также упрочнять дефектные места деревянных деталей, ослабленные сучками, надрезами и трещинами.

Вследствие ограниченного сортамента пиломатериалов при значительных нагрузках, когда несущая способность балок цельного сечения оказывается недостаточной, применяются балки, составленные по высоте из нескольких элементов, соединенных дискретными связями. Средствами соединения между отдельными элементами могут служить пластинчатые нагели, колодки, гвозди, болты. В последние годы для соединения балок составного сечения применяются металлические зубчатые пластины. Так, компания "Systembau Wolf" [1] организовала изготовление балок и элементов рам с использованием брусьев, в том числе в виде призм переменного сечения.

При проверке прочности и жесткости балок составного сечения на податливых связях их моменты сопротивления и моменты инерции, вычисленные как для монолитного сечения, уменьшают умножением соответственно на коэффициенты  $k_w$  и  $k_i$ , значения которых в зависимости от числа сплачиваемых брусьев и пролета балки приведены в таблице 7.3 [2]. Экспериментальными исследованиями составных деревянных балок [3, 4] установлено, что прочность и жесткость конструкций зависит как от геометрических характеристик составного элемента, так и от вида дискретных связей.

Для испытания были изготовлены две балки из древесины сосны 2 сорта с влажностью 12–16%. Контрольный образец (Б1) имел размеры  $b \times h \times l = 52 \times 99,5 \times 2000$  мм. Балка (Б2) изготовлена из двух брусков  $b \times h \times l = 46 \times 47,5 \times 2000$  мм, соединенных между собой с помощью МПЗ с размерами  $60 \times 100$  мм с шагом 260 мм. Запрессовку МЗП выполняли с использованием универсальной испытательной машины Р-10. Давление запрессовки прикладывалось одновременно по всей плоскости МЗП до полного внедрения зубьев в древесину.

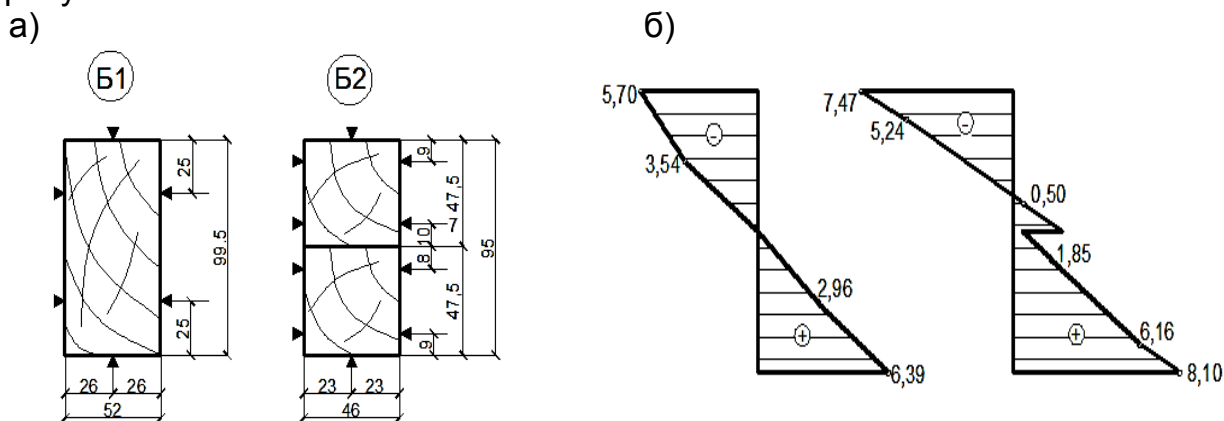
Испытания балок кратковременной нагрузкой проводили на специально оборудованном стенде. Две балки опирались на опоры, не препятствующие перемещению их вдоль оси и обеспечивающие свободу угловых перемещений.

Нагрузку прикладывали в третях пролёта и передавали на балки через распределительные траверсы. Усилия в балках создавали путем приложения к ним нагрузки ступенями  $F = 0,2$  кН и доводили ее до величины  $F = 1,2$  кН, что составляет 53% от расчетной контрольного образца балки (Б1). Общий вид установки приведен на рисунке 1.



**Рисунок 1** – Общий вид испытательной установки

В процессе испытаний проводили измерения прогибов балок в середине пролета с помощью прогибомеров 6ПАО с ценой деления 0,01 мм. На опорных участках балки (Б2) были установлены индикаторы часового типа ИЧ-10 с ценой деления 0,01 мм для измерения сдвига брусков относительно друг друга. Оценку напряженного состояния проводили тензометрическим способом при помощи тензорезисторов с базой 20 мм. Отчёты по тензорезисторам осуществлялись в автоматическом режиме при помощи специального тензометрического комплекса ТИССА. Схема расстановки тензорезисторов приведена на рисунке 2.



**Рисунок 2** – Схема расстановки тензорезисторов (а), распределение нормальных напряжений (в МПа) по высоте поперечного сечения при нагрузке  $F = 1.2$  кН (б)

Распределение нормальных напряжений по высоте поперечного сечения испытанных балок (рисунок 2, б) показывает, что в балке (Б2) в крайних волокнах верхнего бруска, близких к нейтральной оси, появляются растягивающие напряжения, т. е. балка работает как составной элемент.

Величина коэффициента  $k_w$  определялась по формуле:

$$k_w = \frac{\sigma}{\sigma_{ef}}, \quad (1)$$

где  $\sigma = (|\sigma_c| + |\sigma_t|)/2$  и  $\sigma_{ef} = (|\sigma_c| + |\sigma_t|)/2$  — среднее арифметическое максимальных напряжений сжатия и растяжения в сечении цельного и составного элемента соответственно.

Используя данные рисунка 2,б, получим:  $k_w = 0,78$ , что согласуется с нормируемым значением  $k_w = 0,70$  (таблица 7.3 [2]).

Величина коэффициента  $k_i$ , определенная по формуле:

$$k_i = \frac{f}{f_{ef}}, \quad (2)$$

где  $f$  и  $f_{ef}$  — максимальные прогибы в середине пролета балки цельного и составного элемента соответственно, составила:  $k_i = 0,79$  что больше нормируемой величины  $k_i = 0,45$  (таблица 7.3 [2]).

Проведенные испытания показали, что деревянные балки составного по высоте сечения на МЗП могут конкурировать с составными балками на гвоздях и винтах [4]. Полученная величина коэффициента  $k_w = 0,78$  находится в пределах нормируемой величины, равной 0,70 по ТКП 45-5.05-146-2009 (02250). Коэффициент  $k_i$  к моменту инерции поперечного сечения равен 0,71, что в среднем в 1,75 раза выше нормируемой величины  $k_i = 0,45$ . Проведенные экспериментальные исследования поставили ряд задач для дальнейших исследований, а именно:

- изучение влияния шага расстановки МЗП по длине балки на ее несущую способность и деформативность;
- изучение напряженно-деформированного состояния балок, изготовленных из элементов в виде призм переменной высоты.

### Список цитированных источников

1. Вольф-система. Техника со знаком качества. Проспект компании Systembau Wolf.
2. Технический кодекс установившейся практики. Деревянные конструкции. Строительные нормы проектирования: ТКП 45–5.05–146–2009 (02250). – Введ. 01.01.2010. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – 2009. – 63 с.
3. Сморгачев, А.А. Исследования работы составных стержней на дискретных связях / А.А. Сморгачев, А.С. Шевелев // Промышленное и гражданское строительство. – 2009. – №1. – С. 16–17.
4. Жук, В.В. Способы повышения несущей способности деревянных чердачных перекрытий / В.В. Жук // Актуальные проблемы инновационной подготовки инженерных кадров при переходе строительной отрасли на европейские стандарты: сб. Междунар. науч.-техн. статей (матер. науч.-метод. конф.), Минск, 26–27 мая 2015 г. / БНТУ; редкол.: В.Ф. Зверев, С.М. Коледа. – Минск: БНТУ, 2015. – С.89–95.

УДК 51-74

*Наривончик С.Л., Бондарук О.В.*

*Научные руководители: доцент Кофанов В.А., ст. преподаватель Тюшкевич Т.Н.*

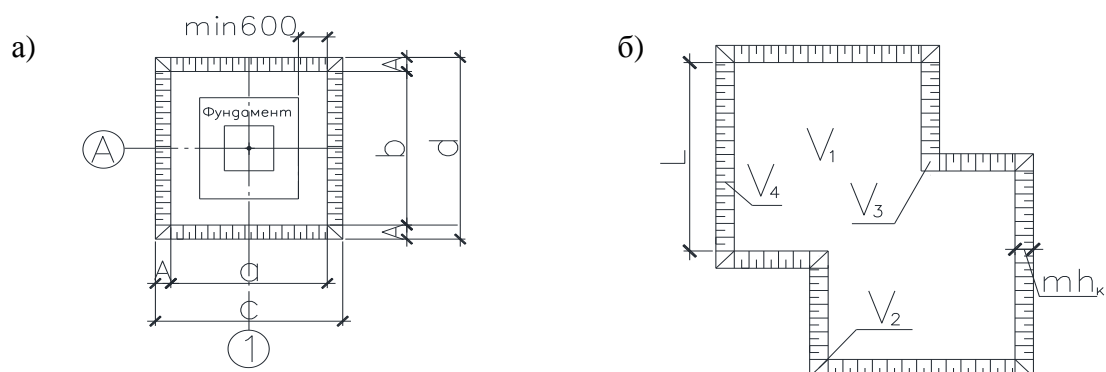
## ОПРЕДЕЛЕНИЕ В MATHCAD ОБЪЕМОВ ЗЕМЛЯНЫХ РАБОТ ПРИ РАЗРАБОТКЕ КОТЛОВАНОВ И ТРАНШЕЙ

Для устройства фундаментов, подземной части здания, сооружения в грунте устраивают выемки: котлованы, траншеи, подземные выработки. Выемка должна быть устойчива к осыпанию, рациональна для выполнения в ней последующих работ, её производство должно иметь минимальные трудозатраты, стоимость ресурсов.

Для определения трудозатрат, продолжительности выполнения работ следует определить объёмы земляных масс [1]. Объём котлована прямоугольной формы  $V_K$  определяется по формуле (рисунок 1а):

$$V_K = \frac{h_K}{6} \cdot [b + c \cdot d + (b + c) \cdot (c + d)], \quad (1)$$

где  $h_K$  — глубина котлована, м.



**Рисунок 1** – Схемы котлованов (а) простой и (б) сложной формы