

The aim of this publication is to give a chance to practical designers to the use of Yield Line Design of flat slabs on irregular grids of columns. Now, the use of Yield Line Design demands that the designer has big experience to recognize most possible failure pattern. This paper is introducing robust and proven method to recognize possible failure pattern.

УДК 624.01

Лапина А. И., Матчан В. А.

## АЛГОРИТМ ОПТИМИЗАЦИИ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ, УЧИТЫВАЮЩИЙ ВЕРОЯТНОСТЬ ОТКАЗА КОНСТРУКЦИИ

**Введение.** Одной из наиболее рациональных конструктивных систем для строительства жилых многоэтажных зданий является каркас с безбалочными бескапитальными перекрытиями, так как он обеспечивает высокую надежность и экономичность конструкции, не ограничивая при этом архитектурно-планировочное решение. Значительное влияние на стоимость безбалочного перекрытия оказывает рациональность выбора его конструктивных параметров. Этот факт, а также темпы строительства жилья в Республике Беларусь делают актуальной задачей создание методики оптимизации безбалочных перекрытий с целью снижения их стоимости. Исследование международного опыта, касающегося вопросов оптимизации, показывает, что оптимальному проектированию железобетонных перекрытий посвящено недостаточное количество работ. Основными недостатками имеющихся работ являются:

- расчет железобетонных плит по методам теории упругости, без учета их пластической работы;
- выбор критерия оптимизации, не позволяющего оценить эффективность капиталовложений в строительство и/или ущерб от вероятностного отказа конструкции;
- оценка ущерба от разрушения без учета затрат, которые целесообразно инвестировать в сохранение человеческой жизни.

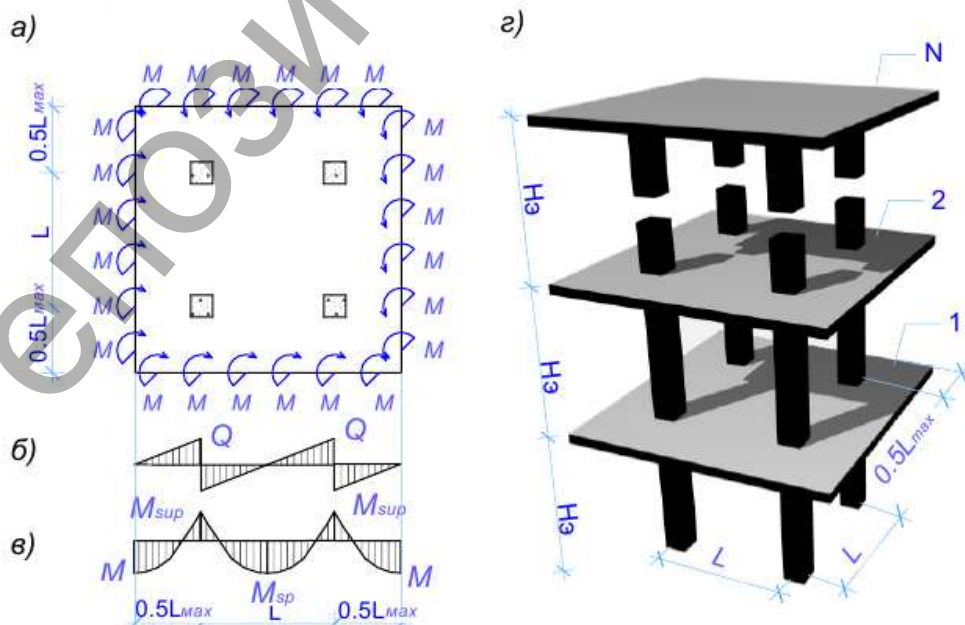
Принимая во внимание вышесказанное, представляется целесообразным разработать методику оптимального проектирования безбалочных перекрытий монолитных каркасных зданий по стоимостному критерию, учитывающую эффективность капиталовложений в строительство, а также ущерб от вероятностного отказа конструкции, включающий затраты, которые целесообразно инвестировать в сохранение человеческой жизни в Республике Беларусь.

Рассмотрим железобетонные безбалочные бескапитальные перекрытия монолитного каркаса многоэтажного жилого здания высотой до 75 м. Каркас здания выполнен из монолитного бетона без предварительного напряжения арматуры. Все его элементы (колонны, перекрытия и диафрагмы жесткости) работают совместно по рамно-связевой схеме. Для возведения перекрытий и диафрагм каркаса использовалась крупно-щитовая опалубка, а для возведения колонн – скользящая металлическая. Армирование всех конструктивных элементов выполнено стрежневой арматурой объединенной в вязаные сетки и каркасы.

Расчет монолитного каркаса с учетом нелинейной работы отдельных элементов является весьма трудоемкой задачей. С целью ее упрощения в качестве модели для оптимального проектирования будем рассматривать характерный элемент каркаса – многоэтажную раму, вырезанную в пределах отдельной ячейки перекрытия по линии нулевых поперечных сил (рис. 1). Отметим, что расчет характерного элемента конструкции позволяет определять основные зависимости, связывающие ее стоимостные величины и проектные параметры.

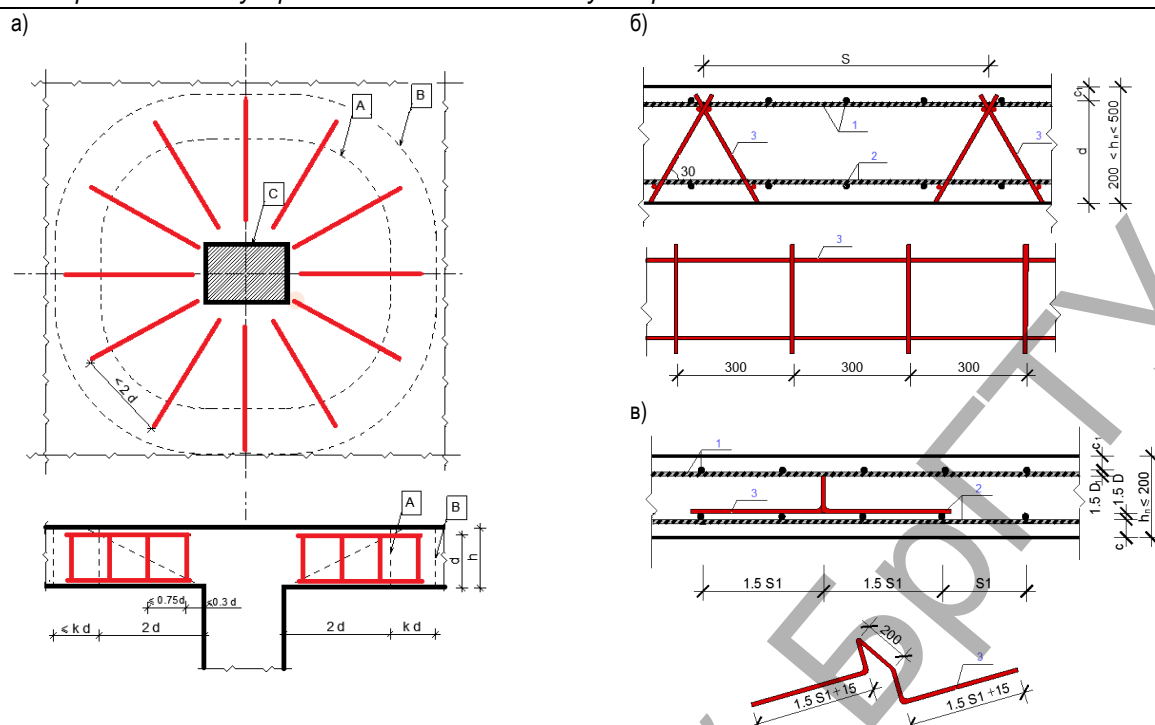
В соответствии с СТБ ISO 2394 [1] целью проектирования считается минимизация стоимости конструкций на протяжении всего срока службы, включающая затраты на создание, эксплуатацию и ликвидацию последствий вероятностного отказа конструкции. С учетом этого выбираем в качестве целевой функции стоимость плит перекрытия и колонн на протяжении всего срока службы, приведенную к 1 м<sup>2</sup> площади здания, а в качестве критерия оптимальности назначаем минимум этой функции:

$$F() = \frac{C_b + C_m + \Sigma P_f C_f}{S} \rightarrow \min, \quad (1)$$



а) ячейка перекрытия, вырезанная по линиям нулевых значений поперечной силы; б) эпюра поперечных сил; в) эпюра изгибающих моментов; г) общий вид расчетной модели

Рисунок 1 – Модель для решения задачи оптимизации



а) поперечное армирование зоны продавливания; б) конструктивные арматурные элементы в плитах толщиной более 20см; в) конструктивные элементы в плитах толщиной менее 20 см

Рисунок 2 – Армирование элементов перекрытия [6]

где  $S$  – эксплуатируемая площадь расчетного участка здания, м<sup>2</sup>;

$C_b$  – затраты на строительство, руб.;

$C_m$  – стоимость технического обслуживания и сноса, руб.;

$P_f$  – вероятность разрушения в течение срока службы;

$C_f$  – стоимость ущерба при разрушении, руб.

Затраты на строительство определяем в соответствии с [2] с учетом эффективности капиталовложений в основные производственные фонды и оборотные средства по формуле:

$$C_b = C_{СМР} + E_n \cdot (K_{ОПФ} + K_{ОС}), \quad (2)$$

где  $C_{СМР}$  – сметная стоимость колонн и перекрытий, руб.;

$E_n$  – нормативный коэффициент сравнительной экономической эффективности капиталовложений (для инвестиций класса 3  $E_n = 0,15$  руб./руб. год [3]);

$K_{ОПФ}$  – капитальные вложения в основные производственные фонды, руб.;

$K_{ОС}$  – капиталовложения в оборотные средства, руб.

Сметную стоимость в формуле (2) определяем как сумму материальных затрат, заработной платы рабочих строителей, стоимости эксплуатации машин и механизмов, а также накладных расходов и плановых накоплений в зависимости от расхода материалов.

Расход стали в элементах расчетной модели определяем на основании расчета по предельным состояниям несущей способности с учетом конструктивных требований [4]. Продольное армирование плит перекрытия выполняем отдельными стержнями диаметром 8–32 мм, связываемых на месте установки в арматурные сетки. Арматуру необходимую для предотвращения непропорционального разрушения в соответствии с п. 2.1 [5] распределяем равномерно по всей площади перекрытия. Учитывая требование п. 9.4.1 [4], согласно которому расположение арматуры в плитах перекрытия должно отражать поведение плиты в условиях эксплуатации, устанавливаем при необходимости дополнительное армирование в наиболее напряженных участках (например, над колоннами), из условий расчёта на изгиб и/или продавливание. Схема армирования зоны продавливания приведена на рисунке 2а. Верхняя рабочая арматура плиты должна устанавливаться на поддерживающие конструктивные элементы в виде сварных (рис. 2б) или гнутых каркасов (рис. 2в). Расстояние между поддерживающими элементами определяется из

условия обеспечения необходимой жесткости верхней арматуры на воздействие собственного веса, веса рабочих и массы укладываемого бетона в соответствии с [6]. Учитывая вышесказанное, расход арматуры определяем по формуле:

$$R_{\Pi} = R_{as1\Pi} + R_{as2\Pi} + R_{asw\Pi} + R_{ask\Pi}, \quad (3)$$

где  $R_{as1\Pi}$  – расход арматуры сверху и снизу сечения плиты, т.;

$R_{as2\Pi}$  – расход дополнительной арматуры, необходимо для восприятия максимальных изгибающих моментов, т.;

$R_{asw\Pi}$  – расход дополнительной арматуры, необходимой для восприятия продавливания, т.;

$R_{ask\Pi}$  – расход арматуры на конструктивные элементы, т.

Армирование колонн (рис. 3) осуществляется продольными стержнями и поперечными хомутами. Продольная арматура устанавливается из расчета на центральное или внецентренное сжатие. Для сдерживания поперечных деформаций бетона и предотвращения выпучивания продольной арматуры в колоннах устанавливают поперечное армирование в виде хомутов. Таким образом, расход арматуры на колонну определяем как сумму расходов продольной и поперечной арматуры:

$$R_{aswK} = R_{asK} + R_{aswK}, \quad (4)$$

где  $R_{asK}$  – расход продольной арматуры на колонну, т.;

$R_{aswK}$  – расход поперечной арматуры на колонну, т.

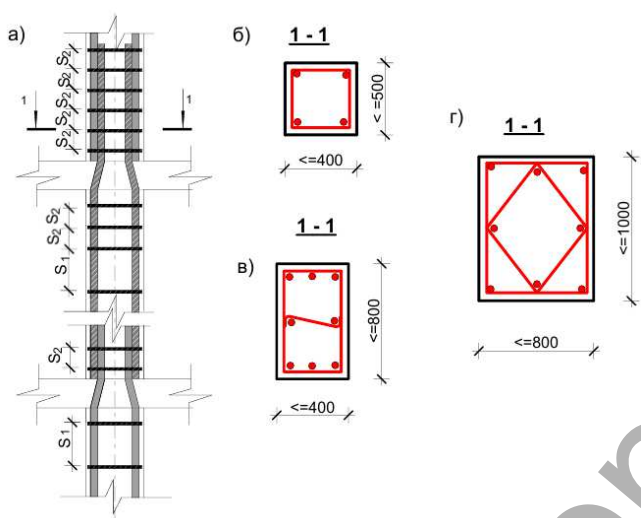
Усилия в плите перекрытия при этом определяем по методу предельного равновесия, учитывающего пластическую стадию работы плиты. Стоимость технического обслуживания конструкции определяем на протяжении нормативного срока службы, который составляет 50 лет (табл. 1 [1]).

Согласно [1], составляющая формулы (1)  $\sum P_f \cdot C_f$  рассчитывается по всем формам разрушения для всех сочетаний нагрузок. Принимая во внимание, что перекрытие является несущей конструкцией и его разрушение может привести не только к уменьшению стоимости конструкции и необходимости ее восстановления, но и к гибели людей, ущерб оцениваем с учетом затрат, которые целесообразно инвестировать в сохранение человеческой жизни изменив формулу, представленную в публикации [7], следующим образом:

$$C_f = \Delta P \cdot K_a + P_{\min} + N_{ac} \cdot ICAF, \quad (5)$$

Таблица 1 – Определение характеристик базисных переменных

Наименование базисной переменной	Среднее значение	Стандартное отклонение	Функция распределения вероятности
Постоянные воздействия	на основании ТКП EN 1991 [12]	на основании ТКП EN 1991 [12]	нормальное распределение Гаусса
Переменные воздействия	на основании ТКП EN 1991 [12]	на основании ТКП EN 1991 [12]	нормальное распределение Гаусса
Особые воздействия	на основании ТКП EN 1991 [13]	на основании ТКП EN 1991 [13]	нормальное распределение Гаусса
Характеристики бетона	на основании СТБ EN 206-1 [14]	на основании СТБ EN 206-1 [14]	логнормальное распределение
Характеристики арматуры	на основании СТБ EN 10080 [15]	на основании СТБ EN 10080 [15]	логнормальное распределение
Геометрические параметры	номинальный размер	на основании ТКП 45-5.03-131 [16]	логнормальное распределение
Погрешность модели	нулевое значение	согласно исследованиям [17]	нормальное распределение Гаусса



а) продольная арматура и расстановка хомутов, б) конструкции хомута для колонн с размерами ≤ 400x500, в) конструкции хомута для колонн с размерами ≤ 400x800, конструкции хомута для колонн с размерами ≤ 800x1000

Рисунок 3 – Армирование колонн [6]

где  $\Delta P$  – уменьшение стоимости плиты в результате полного или частичного разрушения;

$K_a$  – коэффициент амортизации;

$P_{min}$  – минимальные затраты необходимые для восстановления плиты (принимаются не более чем 60% от сметной стоимости);

$N_{ac}$  – ожидаемое количество несчастных случаев со смертельным исходом;

ICAF – денежная сумма, которую экономически целесообразно инвестировать в сохранение жизни (Implied Cost of Averting a Fatality), определяется в соответствии с [8] по формуле:

$$ICAF = \frac{g \cdot e}{4} \cdot \frac{1-w}{w}, \quad (6)$$

где  $g$  – валовой внутренний продукт на душу населения (для Республики Беларусь на 2017 г.  $g = 105\,199,0$  млн руб. / 9,505 млн чел. = 11 068 руб./чел. [9, 10]);

$e$  – средняя ожидаемая продолжительность жизни (для Республики Беларусь на 2017 г.  $e = 74,4$  года [11]);

$w$  – часть жизни, связанная с экономической активностью (для развитых стран  $w = 0,125$  [8]).

Вероятность разрушения в течение срока службы определяем в соответствии с [1] по формуле:

$$P_f = p(g(X) < 0), \quad (7)$$

где  $g()$  – функция предельного состояния;

$X$  – базисные переменные, в качестве которых будем рассматривать воздействия, свойства материалов, геометрические параметры и погрешность модели.

Базисные переменные характеризуются своим средним значением, стандартным отклонением и распределением вероятности. Основные характеристики базисных переменных указаны в таблице 1. Согласно п. Е.2.3 [1] в тех случаях, когда нет достаточного количества данных, на основании которых можно однозначно установить функцию распределения вероятностей, следует выбрать такое распределение, которое имеет соответствующие свойства в отношении конкретно рассматриваемой базисной переменной. Так для значений постоянных воздействий и переменных воздействий в произвольных временных точках согласно [1] удобно принять нормальное распределение Гаусса, а для свойств материалов и размеров – логнормальное распределение.

Функцию предельных состояний находим как разность функций эффекта сопротивления и эффекта воздействия. Гистограмму плотности распределения резерва прочности (рис. 4) строим на основании имитационного моделирования Монте-Карло согласно п. Е.5.1.[1]



■ гистограмма полученная имитационным моделированием по методу Монте Карло;

— кривая нормального распределения Гаусса

Рисунок 4 – Плотность распределения резерва прочности

Так как полученное распределение близко к нормальному, что подтверждается определением критерия Пирсона и внешним видом гистограммы, вероятность отказа конструкции определяем как площадь криволинейной трапеции по формуле:

$$P_f = \frac{1}{2} - \Phi\left(\frac{\bar{\psi}}{\sigma_\psi}\right), \quad (8)$$

где  $\bar{\psi}$  – математическое ожидание резерва прочности;

$\sigma_\psi$  – среднеквадратичное отклонение резерва прочности;

$\Phi()$  – функция Лапласа.

В качестве анализируемых параметров примем геометрические размеры перекрытия и прочностные характеристики материалов

(табл. 2). Класс арматуры в качестве параметра оптимизации рассматривать не будем, так как проведенные исследования [18] показывают, что использование арматуры класса S500 является более выгодным, чем использование арматуры S400.

Таблица 2 – Параметры оптимизации.

Наименование	Условное обозначение	Ед. изм.
Толщина плиты перекрытия	$h_{\Gamma}$	м
Пролет перекрытия	$l$	м
Площадь сечения колонн	$S_k$	м <sup>2</sup>
Соотношение сторон сечения колонны	$k = h_{min}/h_{max}$ $h_{min}, h_{max}$ – минимальный и максимальный размеры сечения колонны	–
Прочность бетона колонн на сжатие	$f_{ck \Gamma}$	МПа
Прочность бетона перекрытий на сжатие	$f_{ck K}$	МПа
Соотношения площадей арматуры в сечении плиты с пластическими шарнирами	$Q_{sup} = A_{sup}/(A_{sup} + A_{sp})$ $A_{sup}$ – площадь арматуры в верхней части сечения; $A_{sp}$ – площадь арматуры в нижней части сечения	–

В качестве ограничений целевой функции рассматриваем требования, предъявляемые к железобетонным безбалочным перекрытиям монолитного каркаса многоэтажного жилого здания, согласно СТБ EN 1990 [5]. Что предусматривает проверку конструктивных требований, проверку требований предельных состояний несущей способности и эксплуатационной пригодности, проверку способности к пластическому повороту сечений с пластическими шарнирами и т. д. Так же в соответствии с требованиями проектирования [4] проверяем вероятность отказа конструкции, которая для несущих конструкций жилых зданий относящихся к классу надежности RC2, должна составлять  $10^{-6}$  (табл. С.1 [4]).

Отметим, что полученная целевая функция имеет сложную структуру и большое количество параметров и ограничений. В связи с этим, для поиска ее минимума требуется использовать методы условной глобальной многомерной оптимизации, к которым относятся метод последовательного перебора вариантов и методы случайного поиска. При этом метод случайного поиска, в отличие от метода перебора вариантов, не гарантирует нахождения глобального минимума функции, а позволяет лишь улучшить известное решение. Поэтому его применение будет целесообразным в тех случаях, когда область определения целевой функции очень велика и/или когда на вычисление ее значения уходит большое количество времени.

Так как по предварительным подсчетам, при современном уровне развития вычислительной техники, на исследование всей области определения описанной целевой функции с приемлемой для строительства точностью уйдет не более 3-х минут, то применяем для решения данной задачи метод последовательного перебора вариантов. Алгоритм данного метода подробно описан в пособии [2] и заключается в сравнении между собой по принятому критерию оптимизации всех или некоторых, предварительно выбранных, возможных вариантов.

Далее составим алгоритм решения задачи оптимизации безбалочных перекрытий:

1. В соответствии с методом последовательного перебора вариантов задаем параметры оптимизации, перечисленные в таблице 2.
2. На основании расчета по предельным состояниям несущей способности определяем площади арматуры в расчетных сечениях.
3. Определяем вероятность отказа конструкции для всех форм разрушения, при каждом сочетании нагрузок.
4. Проверяем выполнение ограничений. Если ограничения выполнены, переходим к пункту 5. Если ограничение не выполнено, но дополнительное армирование может решить проблему, увели-

чиваем площади арматуры в одном или нескольких сечениях и переходим к пункту 3. Иначе – возвращаемся к пункту 1.

5. Определяем расход арматуры на колонны и перекрытия расчетной модели.
6. Определяем сметную стоимость конструкции.
7. Определяем критерий оптимизации по формуле 1. В соответствии с методом последовательного перебора вариантов, сравниваем полученное значение с предыдущими значениями критерия, если они имеются и сохраняем наилучшее решение.
8. Если все возможные варианты рассмотрены, заканчиваем работу алгоритма, иначе – переходим к пункту 1.

Разработанную методику оптимального проектирования безбалочных монолитных перекрытий реализуем в виде компьютерной программы "OPTIPLIT". Это позволит в дальнейшем оценить влияние проектных параметров на критерий оптимизации целевой функции и разработать рекомендации по проектированию безбалочных монолитных перекрытий каркасных зданий с минимальными затратами.

#### Заключение

1. Разработана методика оптимального проектирования безбалочных монолитных перекрытий каркасных жилых зданий по критерию стоимости колонн и перекрытий на протяжении всего срока службы, учитывающая пластическую работу конструкций.
2. Целевая функция разработанной методики оптимизации позволяет оценивать затраты на создание, эксплуатацию в течение всего срока службы и ликвидацию последствий вероятного отказа конструкции с учетом затрат, которые целесообразно инвестировать в сохранение человеческой жизни.
3. В качестве параметров оптимизации приняты: толщина плиты перекрытия, пролет перекрытия, площадь сечения колонн, соотношение сторон сечения колонн, прочность бетона колонн и перекрытий; соотношения площадей арматуры в сечениях плиты с пластическими шарнирами.
4. При вычислении целевой функции, учтены все ограничения, обусловленные действующими на территории Республики Беларусь международными нормами.
5. Для поиска оптимального решения из множества возможных выбран метод перебора вариантов, поскольку он универсален, обладает простым алгоритмом и позволяет находить минимальное значение целевой функции за приемлемое время.
6. Созданная методика оптимизации реализована в виде программного приложения, что позволит в дальнейшем оценить влияние проектных параметров на критерий оптимизации целевой функции и разработать рекомендации по проектированию безбалочных монолитных перекрытий каркасных зданий с минимальными затратами.

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Надежность строительных конструкций. Общие принципы : СТБ ISO 2394-2007. – Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2007. – 69 с.
2. Рекомендации по оптимальному проектированию железобетонных конструкций. – М. : НИИЖБ Госстроя СССР, 1981. – 170 с.
3. О введении в действие Методических рекомендаций по определению экономической эффективности инвестиций и мероприятий НТП : приказ Министерства связи и информатизации Республики Беларусь от 17.11.1997 № 219 // Право. Законодательство Республики Беларусь. 2013. – [Электронный ресурс]. – Режим доступа : <http://www.levonevski.net/pravo/norm2013/num60/d60415.html>. – Дата доступа: 27.07.2018.
4. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий : ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250). – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – 192 с.
5. Еврокод. Основы проектирования : СТБ EN 1990-2007. – Минск : Госстандарт, 2007. – 56 с.



6. Тихонов, Н. И. Армирование элементов монолитных железобетонных зданий. Пособие по проектированию. – М. : ФГУП “Строительство”, 2007. – 170 с.
7. Филимонова, Е. А. Оптимизация железобетонных плит перекрытий по критерию минимальной стоимости и ограничениям с учетом анализа риска : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук : 05.23.01. – М., 2013. – 240 с.
8. JCSS-Joint Committee on Structural Safety // Probabilistic Model Code. 2001. URL: <http://www.jcss.ethz.ch/>. – Дата доступа : 21.03.2017.
9. Валовой внутренний продукт [Электронный ресурс] // Национальный статистический комитет Республики Беларусь: [сайт]. [2017]. URL: [www.belstat.gov.by](http://www.belstat.gov.by). – Дата доступа: 07.18.2018.
10. Численность населения [Электронный ресурс] // Национальный статистический комитет Республики Беларусь: [сайт]. [2017]. URL: [www.belstat.gov.by](http://www.belstat.gov.by). – Дата доступа: 07.18.2018.
11. Ожидаемая продолжительность жизни [Электронный ресурс] // Национальный статистический комитет Республики Беларусь: [сайт]. [2017]. URL: [www.belstat.gov.by](http://www.belstat.gov.by). – Дата доступа: 07.18.2018.
12. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-1. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий : ТКП EN 1991-1-1-2016 (33020). – Минск : Министройархитектуры Республики Беларусь, 2016. – 38 с.
13. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-7. Общие воздействия. Особые воздействия : ТКП EN 1991-1-7-2009 (02250). – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – 67 с.
14. Бетон. Часть 1. Требования, показатели, изготовление и соответствие : СТБ EN 206-1-2009. – Минск : Госстандарт, 2009. – 70 с.
15. Арматура для железобетонных конструкций. Арматура сварная. Общие технические условия. Госстандарт-е изд : СТБ EN 10080-2011. – Минск, 2011. – 139 с.
16. Монолитные бетонные и железобетонные конструкции. Правила возведения : ТКП 45-5.03-131-2009 (02250). – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2009. – 20 с.
17. Kennedy, G. Practical Yield Line Design / G. Kennedy, C. H. Goodchild – Surrey : The Concrete Center, 2004. – 117 pp.
18. Давыдюк, А. И. Оптимальное проектирование перекрытий монолитных зданий : диссертация на соискание ученой степени магистра технических наук 05.23.01. – Брест, 2007. – 225 с.

Материал поступил в редакцию 11.11.2018

**LAPINA A. I., MATCHAN V. A. Optimal algorithm of designing flat slab of frame buildings**

This article is devoted to optimal projecting. The object of optimization is a flat slab of the frame residential building. All frame elements are made of monolithic concrete without prestressing the reinforcement. The target optimization function is selected taking into account the requirements of the ISO 2394. It allows you to evaluate: the budget cost, the efficiency of investment in construction, operational costs throughout the life of the construction, cost of liquidation of consequences of probable failure of a construction. The article contains: algorithm of optimization, parameters and main limits of the target optimization function, the calculation methods.

УДК 624.011.1

**Жук В. В., Антипорович А. В.**

**ИССЛЕДОВАНИЕ СОЕДИНЕНИЙ ДЕРЕВЯННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА НАГЕЛЬНЫХ ПЛАСТИНАХ ПРИ КРАТКОВРЕМЕННОМ ДЕЙСТВИИ НАГРУЗКИ**

**Введение.** Вследствие ограниченного сортамента пиломатериалов, когда несущая способность деревянных балок цельного сечения оказывается недостаточной, применяются балки, составленные по высоте из двух или трех брусьев, соединенных между собой дискретными связями – специальными соединителями, чаще всего выполненными из стали: шпонки различных видов, когтевых шайб, металлических зубчатых и нагельных пластин [1, 2].

Большинство конструктивных решений соединений деревянных конструкций на шпонках и когтевых шайбах разработаны в 30–50-е годы прошлого столетия, результаты исследования этих соединений используются в нормативных документах и в настоящее время. Среди достоинств соединений на шпонках и когтевых шайбах можно отметить низкий расход металла, вязкость работы, повышенную сдвигоустойчивость. К недостаткам можно отнести повышенные требования к точности изготовления, деформирование при усушке пиломатериала, необходимость установки стяжных болтов, что увеличивает материалоемкость соединений.

В 60-е годы прошлого столетия были разработаны крепежные элементы Гэнг–Нэйл, представляющие собой стальные пластины с шипами, составляющие единое целое с пластиной. В настоящее время существует более тысячи предприятий во всех странах мира, занимающихся изготовлением крепежных элементов, проектированием и изготовлением несущих и ограждающих конструкций и их монтажом [3]. В зарубежной практике прослеживается тенденция применения балок составного сечения на металлических зубчатых пластинах (МЗП). Так, компания „Systembau Wolf“ [4] разработала

конструкции рам двухскатных крыш пролетом до 30м, причем брусья получают при конической распиловке бревен, что позволяет изготавливать балки постоянной или переменной высоты. Исследования напряженно–деформированного состояния деревянных балок составного сечения на металлических зубчатых пластинах [5] показали, что они могут конкурировать с составными балками, например, на винтах. Однако деревянные конструкции на МЗП отличаются низкой огнестойкостью из-за малой толщины стальных пластин.

В России разработаны несущие деревянные конструкции с соединениями на нагельных пластинах [6], устанавливаемых в зазор между соединяемыми по высоте брусьями. Нагельные пластины имеют основу из материалов различной жесткости и конструктивной формы, к которой прикреплены цилиндрические нагели различного диаметра и длины.

Анализ литературных источников показал, что работа соединений на нагельных пластинах изучена недостаточно. Так, в [7] утверждается, что по своей работе нагельные пластины могут быть сравнены с работой гвоздевых соединений, что, очевидно, не учитывает то обстоятельство, что нагели имеют плотную посадку (нагель закрепляется на основе путем продавливания, контактной или электродуговой сваркой). В [8], при определении расчетного сопротивления нагеля изгибу, рекомендуется учитывать стесненность развития пластических деформаций при изгибе в зависимости от способа закрепления нагеля путем введения коэффициента  $K_H$ : при плотной посадке  $K_H = 1,1$ ; при закреплении на сварке  $K_H = 1,2$ .

**Жук Василий Васильевич**, к. т. н., доцент кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

Строительство и архитектура