

Таким образом, минимальная несущая способность узла будет равна:

$$F = 2 \cdot 41 \cdot 250 \cdot 1.8 = 36.9 \text{ кН} . \quad (14)$$

Учитывая, что усилие от плиты передаётся на три петли, и соответственно на три строповочных узла, полная несущая способность монтажных приспособлений плиты при её подъёме будет равна 110,7 кН. Полученной прочности достаточно, следовательно, результаты теоретических исследований можно использовать при натурных испытаниях плит безопалубочного формования с монтажными петлями на тросах изделий.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Пособие по проектированию жилых зданий. – М.: ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры, 1989. – Вып. 3: Конструкции зданий (к СНиП 2.08-85).
2. Лысенко, Е.Ф. Железобетонные конструкции. Примеры расчёта / Е.Ф. Лысенко. – Киев: Издательское объединение «Вища школа», 1975. – С. 258.
3. Зайцев, Ю.В. Строительные конструкции заводского изготовления: учебн. для вузов по спец. «Пр-во стрит. изделий и конструкций» / Ю.В. Зайцев. – М.: Высш. шк., 1987. – С. 13–121.
4. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения) ГПИ Ленингр. Промстройпроект Госстроя СССР, ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1978. – С. 52–53.
5. Белевич, В.Н. Прочность строповочных узлов плит безопалубочного формования с монтажными петлями / В.Н. Белевич // Проблемы современного бетона и железобетона: сб. тр.: в 2 ч. / Редкол.: М.Ф. Марковский (гл. ред.) [и др.] – Минск: Минсктиппроект, 2009. – Ч. 1: Бетонные и железобетонные конструкции. – С. 112–126.

УДК 624.01

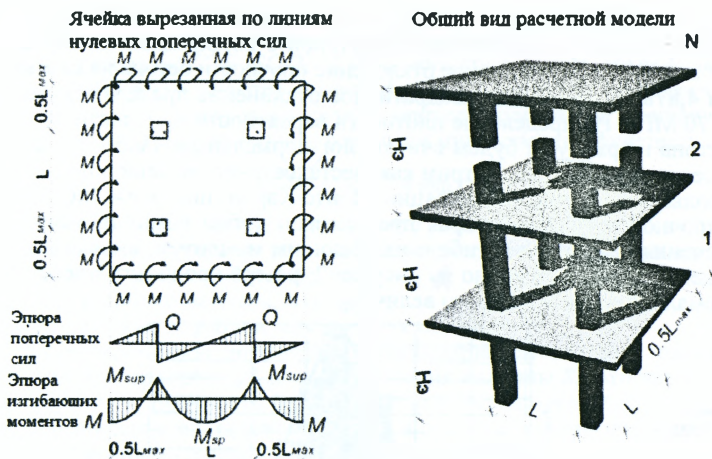
Давыдюк А.И.

ОПТИМАЛЬНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ С УЧЕТОМ ВЕРОЯТНОСТИ ОТКАЗА

В соответствии с СТБ ISO 2394 [1] целью проектирования считается минимизация стоимости конструкций на протяжении всего срока службы. То есть при проектировании необходимо учитывать не только стоимость строительства и эксплуатации конструкций, но и затраты, связанные с ликвидацией последствий их возможного отказа.

Вероятность появления отказа несущих конструкций невелика. Для жилых многоэтажных зданий (класс надежности RC2 по СТБ EN 1990 [2]) она составляет 10^{-4} , что соответствует индексу надежности 3.8. Однако ущерб, нанесенный таким отказом, не ограничивается стоимостью возведения аналогичной конструкции, так как может повлечь за собой человеческие жизни. Поэтому в развитых странах существует тенденция увеличивать надежность строительных конструкций, невзирая на затраты, связанные с их возведением.

Оправдано ли увеличение надежности жилых зданий в социально-экономических условиях Республики Беларусь? Так как приоритетным направлением научных исследований в нашей стране является строительство зданий из монолитного железобетона (п. 17 [3]), проверим это на примере безбалочных монолитных перекрытий многоэтажного каркасного жилого дома. Разработаем методику оптимального проектирования этих конструкций, учитывающую вероятность их отказа. В качестве модели для решения задачи оптимального проектирования примем многоэтажную раму, вырезанную в пределах отдельной ячейки перекрытия по линии нулевых поперечных сил (рис. 1).



Статический расчет конструкции будем выполнять методом предельного равновесия. Этот метод был выбран, так как позволяет учитывать нелинейную работу конструкций и тем самым обеспечивает создание наиболее экономичных конструкций. Кроме этого, как показывают исследования, проведенные английскими учеными [5], конструкции, запроектированные по методу предельного равновесия, являются и более надёжны, так как позволяют более равномерно распределить арматуру по сечению плиты, что дает возможность появления альтернативных путей распределения нагрузки. К несомненным преимуществам метода относятся его простота и универсальность. Благодаря разработанной автором методики построения линейных пластических шарниров [6], этот метод может использоваться для равномерно нагруженных плит любой конфигурации при произвольной схеме опирания на разные конструктивные элементы: стены, пилоны или колонны. Простой алгоритм расчета в методе предельного равновесия дает широкие возможности для оптимизации конструктивных решений перекрытий. Применение метода предельного равновесия ограничивается только требованиями к пластичности (нехрупкости) конструкций. Для железобетонных плит это означает, что их разрушение должно начинаться со сжатой зоны сечения.

Изгибающий момент, вызванный внешними воздействиями, в пластических шарнирах плиты определим по методу предельного равновесия с учетом погрешности расчетной модели равной 10%. Геометрические параметры перекрытия будем считать величинами нестохастическими. Постоянную нагрузку на перекрытие рассмотрим как величину, распределенную по нормальному закону Гаусса, с коэффициентом вариации 10%. Временную нагрузку на перекрытия будем считать величиной, имеющей распределения Гумбеля, коэффициент вариации для нее примем равным 35%. Если формирование пластических шарниров невозможно из-за хрупкости конструкции, выполним расчет по методу теории упругости (воспользуемся формулами Ф. Грасгофа).

Расчет прочности сечений модели будем выполнять согласно СНБ 5.03.01[4] по упрощенному деформационному методу, приняв линейно-параболическую диаграмму деформации бетона и двухлинейную диаграмму деформации арматуры.

Работу бетона на растяжение учитывать не будем. Погрешность модели будем считать нормально распределенной величиной с коэффициентом вариации, равным 10%. Среднее квадратичное отклонение прочности бетона на сжатие примем равным 4,878 МПа, а среднеквадратичное отклонение предела текучести арматуры – 70 МПа. Распределение плотности вероятности прочностных характеристики бетона и арматуры будем считать лог-нормальным. Геометрические параметры сечения плиты рассмотрим как нестационарные величины.

Воспользуясь методом симуляции Монте-Карло, построим гистограмму резерва прочности плиты, которая представляет собой разность между прочностью сечения плиты при изгибе и изгибающим моментом, вызванным внешними воздействиями. Как видно из рисунка 2, резерв прочности представляет собой нормально распределенную величину.



■ гистограмма полученная по методу сгруппированных данных;
 — кривая нормального распределения Гаусса
 Рисунок 2 – Плотность распределения резерва прочности плиты

Найдем вероятность отказа, как вероятность того, что резерв прочности меньше нуля, используя функцию Лапласа.

Стоимость последствий отказа, кроме затрат на строительство новой конструкции, включает в себя произведение ожидаемого количества случаев со смертельным исходом на стоимость безопасности жизнедеятельности:

$$ICAF = \frac{g \cdot e}{4} \cdot \frac{1-w}{w} = \frac{8145 \cdot 70.3}{4} \cdot \frac{1-0.125}{0.125} = 1,002 \text{ млрд. руб} = 466000\$, \quad (1)$$

где g – валовый внутренний продукт на душу населения (для Республики Беларусь на 2006 $g = 8145$ тыс. руб./чел.[7]);

e – средняя ожидаемая продолжительность жизни (для Республики Беларусь $e = 70.3$ года [8]);

w – часть жизни, связанная с экономической активностью (для развитых стран $w = 0.125$ [9]).

Затраты на строительство новой конструкции включают в себя капиталовложения в основные производственные фонды и оборотные средства, а также сметную стоимость конструкции, которая зависит от расхода арматурной стали. Количество рабочей арматуры в конструктивных элементах подберём из расчета предельных состояний несущей способности согласно СНБ 5.03.01[4]. Также выполним проверку соответствия нормам [4] ширины раскрытия трещин и величины прогиба перекрытий. Для этого определим величину прогиба конструкции перекрытия и напряжения в бетоне и арматуре в соответствии с инструкцией по расчету статических неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий [10]. Выполним проверку условий прочности на продавливание и установим в случае необходимости дополнительную арматуру в виде поперечных хомутов в соответствии с СНБ 5.03.01[4]. Согласно рекомендациям [11] проверим защиту здания от прогрессирующего обруше-

ния по методу связевых усилий, учитывая, что коэффициент риска для жилых многоэтажных зданий со II степенью ответственности по назначению $RF=4$.

Учитывая требование СТБ ISO 2394 [1] и принятую модель объекта оптимизации (рис. 1), выбираем в качестве целевой функции стоимость плит перекрытия и колонн на протяжении всего срока службы, приведенную на 1 м^2 площади здания, а в качестве критерия оптимизации назначаем минимум этой функции:

$$F() = \frac{C_b + C_m + C_f}{S} \rightarrow \min, \quad (2)$$

где S – эксплуатируемая площадь расчетного участка здания, м^2 ;

C_b – затраты на строительство колонн и перекрытий с учетом стоимости организационно-технических работ, тыс. руб.;

C_m – эксплуатационные затраты, тыс. руб.;

C_f – затраты на ликвидацию последствий отката, тыс. руб.;

В качестве параметров оптимизации рассматриваем толщину плиты перекрытия h , пролет перекрытия l , площадь сечения колонны S_k ; отношение сторон сечения колонны k , прочность бетона колонн и перекрытий $f_{ck, \text{колн}}$, $f_{ck, \text{пл}}$; коэффициент соотношения площадей арматуры в сечениях с пластическими шарнирами, расположенными снизу и сверху плиты Q_{sup} .

Ограничение целевой функции будут представлять собой конструктивные требования, предъявляемые к армированию, материалам и геометрическим размерам элементов:

1. Требования, предъявляемые к толщине перекрытия:

$$160 \text{ мм} \leq h, \quad (3)$$

где 160 мм – толщина перекрытия, обусловленная требованиями по звукоизоляции.

2. Требования, предъявляемые к пролету перекрытия:

$$l_{\min} \leq l \leq l_{\max}, \quad (4)$$

где l_{\min} , l_{\max} – минимальный и максимальный пролет, обусловленный конструктивными требованиями.

3. Требования, предъявляемые к площади сечения колонн:

$$S_k \geq 900 \text{ см}^2, \quad (5)$$

где 900 см^2 – минимальная площадь сечения колонны [2];

4. Требования, предъявляемые к коэффициенту сечения колонны:

$$k = \frac{h_{\min}}{h_{\max}} \geq \frac{1}{2}, \quad (6)$$

где h_{\min} , h_{\max} – минимальный и максимальный размеры сечения колонны.

5. Требования, предъявляемые к классу бетона.

Для перекрытий, эксплуатируемых в помещениях с нормальным режимом, рекомендуется принимать тяжелый бетон нормальной прочности классом не ниже C20/25 (табл. 5.2 [4]), т. е. нормативная прочность бетона на сжатие:

$$f_{ck} = [20, 25, 30] \text{ МПа}. \quad (7)$$

6. Требования, предъявляемые к коэффициенту соотношения арматуры в сечениях плиты:

$$0.5 \leq Q_{\text{sup}} = \frac{A_{\text{sup}}}{A_{\text{sup}} + A_{\text{sp}}} \leq 0.67, \quad (8)$$

где A_{sup} – площадь арматуры в сечениях с пластическими шарнирами, расположенным сверху плиты;

A_{sp} – площадь арматуры в сечениях с пластическими шарнирами, расположенными снизу плиты.

Таким образом, получаем многомерную задачу оптимизации с ограничениями. Учитывая высокий уровень развития современной вычислительной техники, для поиска решения такой задачи применим метод последовательного перебора вариантов. Несомненными преимуществами данного метода являются универсальность и простой алгоритм, обеспечивающие высокую точность метода при решении задач любой сложности.

Методика поиска оптимального решения применена для оптимизации 16-этажных жилых домов с монолитным каркасом. В расчетах приняты: экономическая зона строительства – 1 (городское строительство), ветровой район – Ia (нормативное значение ветрового давления – 0,17 кПа), тип местности – С (городской район с застройкой зданиями высотой более 25м). Оптимизировались параметры конструктивного решения здания с размерами в плане – 30 x 30 м и высотой этажа – 3 м. Величина полезной нагрузки на перекрытия 6 кН/м². Предполагалось, что максимальный пролет перекрытия в здании ограничен требованиями, предъявляемыми к размерам наибольшего помещения, а величины остальных пролетов могут принимать любые значения и будут назначены в зависимости от результатов оптимизации. Рассчитывались варианты с величиной максимального пролета от 4 до 7,5 м. Результаты оптимизации представлены в таблице 1. Оптимальный класс прочности бетона: С25/30, оптимальное соотношение сторон сечения колонны: 1:1, оптимальный коэффициент соотношение арматуры в сечениях плиты: 0,5 во всех рассмотренных случаях.

Таблица 1 – Результаты оптимизации.

Максимальный пролет перекрытия L_{max} , м	Оптимальный пролет перекрытия, % от максимального пролета	Оптимальная толщина перекрытия h, см	Оптимальная площадь сечения колонны S_{k,m^2}	Содержание арматуры в перекрытии, % от объема бетона	Оптимальная вероятность отказа P_f , %	Стоимость ликвидации последствий отказа, % от оптимального значения целевой функции
4,00	98 - 100	21 - 23	0,09	0,59 - 0,60	10^{-12}	0,00
4,50	93 - 98	21 - 23	0,12	0,65 - 0,66	10^{-11}	0,00
5,00	84 - 94	21 - 24	0,12 - 0,16	0,66 - 0,71	10^{-10}	0,00
5,50	80 - 91	21 - 24	0,15 - 0,18	0,68 - 0,73	10^{-6}	0,34
6,00	80 - 88	22 - 25	0,18 - 0,27	0,71 - 0,77	10^{-6}	0,38
6,50	80 - 88	24 - 27	0,24 - 0,33	0,72 - 0,81	10^{-6}	0,41
7,00	80 - 88	24 - 30	0,32 - 0,49	0,75 - 0,85	10^{-6}	0,44
7,50	80 - 88	28 - 30	0,43 - 0,49	0,75 - 0,94	10^{-6}	0,46

Результаты анализа представленных оптимальных решений показывают, что для социально-экономических условий Республики Беларусь является экономически целесообразным увеличить индекс надежности конструкции жилых многоэтажных зданий из монолитного железобетона до 4,75, что будет соответствовать оптимальной для большинства случаев вероятности отказа 10^{-6} . Также следует отметить, что благодаря использованию метода предельного равновесия, учитывающего работу конструкции в неупругой стадии, увеличение индекса надежности не связана с перерасходом стали (содержание арматуры в перекрытии не превышает 1% от объема бетона). Таким образом, разработанная методика позволит:

- получить экономию на этапе возведения конструкции благодаря рациональному подбору геометрических параметров, низкому расходу стали и низ-

кой трудоемкости, связанной с максимально равномерным размещением арматуры в плите;

- обеспечить максимальную стабильность предприятиям строительной отрасли благодаря созданию конструкций с повышенной надежностью. Увеличение индекса надежности снизит стоимость ликвидации последствий отказа и не приведет к банкротству предприятий. При индексе надежности 4,75 стоимость ликвидации последствий отказа составляла менее 1% от стоимости конструкций на протяжении всего срока службы;
- сократить количество несчастных случаев и повысить безопасность жизнедеятельности населения.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Надежность строительных конструкций общие принципы: СТБ ISO 2394-2007. – Мн: Госстандарт. – 65 с.
2. Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций: СТБ ЕН 1990-2007. Мн: Госстандарт. – 57 с.
3. «Об утверждении приоритетных направлений научно-технической деятельности в Республике Беларусь на 2011–2015 годы»: Указ Президента Республики Беларусь от 22 июля 2010 г. № 378
4. Конструкции бетонные и железобетонные: СНБ 5.03.01-02. – Мн.: Стройиздат, 2002. – 247 с.
5. Kennedy, G. Practical Yield Line Design / G. Kennedy, C.H. Goodchild – Surrey: The Concrete Center, 2004. – 171 p.
6. Давыдок, А.И. Перспективы развития и подготовки инженерных кадров Республики Беларусь : сб. тр. XVIII Междунар. научно.-метод. семинара 28-29 ноября 2012 г. / Под общ. ред. Д.Н. Лазоревского, А.И. Колтунова - Новополоцк: ПГУ, 2012. – Т. I. – С. 146 -150.
7. Экономика Беларуси – 2010 [Электронный ресурс] – Режим доступа: http://ru.wikipedia.org/wiki/Экономика_Беларуси – Дата доступа: 27.07.2010
8. Население Беларуси – 2010 [Электронный ресурс]– Режим доступа: http://ru.wikipedia.org/wiki/Население_Беларуси – Дата доступа: 27.07.2010

УДК 693.22

Демчук И.Е.

ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРОЦЕССА ДЕФОРМИРОВАНИЯ И РАЗРУШЕНИЯ КАМЕННОЙ КЛАДКИ ПРИ ДИАГОНАЛЬНОМ СЖАТИИ

В данном исследовании выполнены экспериментальные исследования и численное моделирование процесса деформирования и разрушения образцов каменной кладки, подверженных диагональному сжатию. В численных моделях учитывалась физическая нелинейность деформационных свойств материалов кладочных элементов и растворных швов, а также их контактное взаимодействие. По результатам исследования произведено сравнение результатов численных и экспериментальных данных.

ВВЕДЕНИЕ

Каменная кладка в инженерных расчетах, как правило, рассматривается как гомогенный анизотропный материал, прочностные и деформационные характеристики которого при различных сочетаниях кладочных элементов и растворов получают на основании испытаний опытных образцов. Изготовление и испытание опытных образцов кладок является достаточно дорогостоящим и трудоемким. Поэтому в последнее время для получения прочностных и деформационных харак-