

Владимир Георгиевич КАЗАЧЕК,
доктор технических наук,
профессор,
главный научный сотрудник
ГП "Институт НИПТИС
им. Атаева С. С."

Александр Евгеньевич ШИЛОВ,
кандидат технических наук,
доцент кафедры "Железобетонные
и каменные конструкции"
Белорусского национального
технического университета

Екатерина Леонардовна КОРШУН,
кандидат технических наук,
доцент кафедры "Железобетонные
и каменные конструкции"
Белорусского национального
технического университета

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ С УЧЕТОМ ТРЕБОВАНИЙ ДЕЙСТВУЮЩИХ НОРМ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

DESIGN OF REINFORCED CONCRETE FRAME BUILDINGS TAKING INTO ACCOUNT BELARUSIAN BUILDING CODES

В статье рассмотрена история развития вопросов расчета железобетонных каркасных зданий с применением различных программных комплексов. Проанализированы особенности расчета каркасных зданий с учетом геометрической нелинейности и продольного изгиба при определении усилий в элементах каркаса по нормам разных стран. Даны рекомендации для решения проблемных вопросов расчета каркасных зданий с учетом требований норм Республики Беларусь и их гармонизации с документами России и Евросоюза.

This article presents the history of design of reinforced concrete frame buildings using various software applications. The design peculiarities of frame buildings have been analyzed taking into account the geometrical nonlinearity and longitudinal bending when calculating forces in frame members according to the standards of different countries. The recommendations have been given for solving the design problems of frame buildings taking into account the requirements of the building codes of the Republic of Belarus and their harmonization with the standards of Russia and European countries.

ВВЕДЕНИЕ

В современных условиях проектирование должно представлять собой максимально автоматизированный интерактивный процесс с последовательным использованием совместимых программ архитектурного, расчетного и конструкторского направлений. Расчетная часть может быть условно разделена на две части:

— общие расчеты, связанные с определением усилий напряжений и перемещения всего здания или его отдельных элементов (structural analysis), которые в общем случае включают выбор и составление расчетных моделей, статические расчеты, проверку устойчивости, определение параметров колебаний, перемещений и т. д.;

— дополнительные расчеты, включающие проверку прочности опор, узлов сопряжения конструкций, участков изменения размеров сечений, участки со значительно сосредоточенными нагрузками, зоны анкеровки арматуры и т. п. (local analysis).

Для того чтобы лучше представлять проблемы, с которыми сталкивается проектировщик при реализации расчетов первой основной группы (SA) с учетом требований СНБ 5.03.01 [1], полезно кратко рассмотреть основные методы решения задачи SA, используемые в наиболее широко применяемых программных комплексах в их историческом развитии. Эти вопросы тесно увязаны с типами конструктивных систем зданий, возводимых на определенных исторических этапах.

РАЗВИТИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА КАРКАСНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЗДАНИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ РАЗЛИЧНЫХ ПРОГРАММНЫХ КОМПЛЕКСОВ

В послевоенные годы каркасные многоэтажные здания разрабатывались в основном в сборных желе-

зобетонных конструкциях. В частности, серия ИИ-04 из первоначально рамной постепенно перерабатывалась в рамно-связевую и связевую системы, затем трансформировалась в межвидовую серию 1.020-1 (1982 г.), а позже — в серию 1.020/83 (1989 г.). Расчетные модели зданий данных конструктивных схем разрабатывались П. Ф. Дроздовым [2], В. В. Ханджи, Л. Л. Паньшиным и другими, в частности в рамках дискретно-континуальной модели с упрощениями разного уровня. Каркасно-панельное здание представлялось в виде пилонов — диафрагм с примыкающими колоннами, а также отдельных колонн, объединенных жесткими дисками перекрытий. В качестве обычных упрощений принималось, что диски перекрытий абсолютно жесткие; деформации сдвига в швах между сборными конструкциями учитывались приближенными коэффициентами; в открытых диафрагмах крутильная жесткость не учитывалась, а в закрытых — принималось, что жесткость стесненного кручения мала по сравнению с таковой при свободном кручении; масса здания равномерно распределялась по объему и т. д.

Для зданий определенной номенклатуры была разработана программа "Приказ", которая в рамках упрощенной модели выполняла последовательно следующие расчеты: определяли изгибную жесткость диафрагм относительно центральных осей и суммарную жесткость здания, находили координаты центра жесткости и суммарную изгибно-крутильную жесткость здания, а затем — суммарные изгибающие моменты относительно центральных осей и бимомент от вертикальных и горизонтальных нагрузок в здании. Данные моменты умножали на обобщенный коэффициент увеличения момента за счет смещения каркаса. С достаточной точностью для практических задач расчета сравнительно невысоких зданий его определяли по аналогии с известной формулой Тимошенко:

$$\eta_i = \frac{1}{1 - v_i / v_{cr}}, \quad (1)$$

где i — направление продольного изгиба;
 $v_i = H^3 \cdot \Sigma P / B_i$ — обобщенный нагрузочный параметр;
 H — высота здания;
 ΣP — суммарная вертикальная нагрузка;
 B_i — суммарная изгибная жесткость в рассматриваемом направлении.

Критическое значение параметра v_{cr} находили по достаточно сложным зависимостям, с помощью графиков или таблиц. Основные кривизны в рассматриваемых направлениях, соответствующие точке в плане здания, совпадающей с началом координат, вычисляли по формуле

$$\chi_{oi} = \frac{\sum M_i \cdot \eta_i}{B_i}. \quad (2)$$

Кривизны конкретных диафрагм, параллельных центральным осям с учетом угла закручивания здания θ , определяли по формуле

$$\chi_{ij} = \chi_{oj} + \chi_o \cdot Z_j. \quad (3)$$

Зная кривизну в диафрагме, воспринимаемый ею момент M_{ij} находили по формуле

$$M_{ij} = \chi_{ij} \cdot Z_{ij}. \quad (4)$$

Полные перемещения центра жесткости здания от горизонтальных, вертикальных нагрузок и от поворота фундамента находили, как для консоли, суммированием трех составляющих — от изгиба под действием горизонтальных нагрузок, от прогиба под действием вертикальных нагрузок и от поворота фундамента. Перемещения любой точки плана здания определяли с учетом крутильных деформаций. Таким образом, устойчивость здания как таковую (I или II рода) фактически не проверяли. Влияние продольного изгиба приближенно учитывали путем увеличения полных моментов (или прогибов) с помощью обобщенного коэффициента η . Косвенным критерием гарантии здания от потери общей устойчивости служило ограничение $\eta \leq 2,5$.

Аналогичный подход с некоторыми изменениями применяли при проектировании серии 1.020-1. Для расчетов конструкций по серии 1.020-1/83 разработали программу "Каскад", в которой была сделана попытка отказаться от ряда упрощений в расчетной модели. В частности это касалось уточнения учета реальной работы связей сдвига. Общие дифференциальные уравнения изгиба составных стержней включали в качестве неизвестных усилия в связях сдвига, располагаемых на небольших расстояниях, что позволило определять усилия в швах с учетом нелинейной податливости.

При разработке варианта расчета с непосредственным учетом продольного изгиба в уравнения равновесия были включены члены, которые учитывали моменты от продольных сил, и решение задачи по определению напряженно-деформированного состояния каркаса выполнялось в два этапа — решали систему уравнений с определением прогиба центра тяжести здания, определяли добавочные моменты от продольных сил и пол-

ные моменты, а затем вновь решали систему уравнений с новыми значениями M . Однако возможности ЭВМ конца 1980-х годов позволили разработать реальную проектирующую программу с учетом продольного изгиба только для ограниченной номенклатуры зданий определенных параметров. В частности характеристики здания принимались постоянными по всей высоте.

Учитывая узкую направленность описанных программ, в них удалось максимально автоматизировать сбор нагрузок, определение расчетных комбинаций и другие предрасчетные процедуры. Расчеты включали проверку прочности диафрагм, вертикальных и горизонтальных сдвиговых швов, проверку диафрагм на "опрокидывание" и проверку прочности обычных колонн. Характерно, что вопросы расчета общей устойчивости в программе "Каскад" ограничивались проверкой значения $\eta = M_{\text{полн}} / M_r \leq 2,5$, где: $M_{\text{полн}}$ и M_r — моменты от всех нагрузок с учетом смещения и поворота фундаментов и моменты только от горизонтальных нагрузок соответственно, посчитанные как указано выше. Равноустойчивость здания в направлениях главных осей обеспечивалась условием, что коэффициенты η в разных направлениях не должны отличаться более чем на 50 %.

Тем не менее, в конце 80-х годов прошлого века на более широко в практике проектирования стали использовать программные комплексы, реализующие конечно-элементные модели, которые позволили с единых методологических позиций рассчитывать здания разнообразных конструктивных схем, состоящие из стержневых и плоских элементов, сгруппированных в любых сочетаниях. Появилась возможность задавать достаточно сложные граничные условия с применением сложных пространственных шарниров и связей, в том числе неупругих, односторонних и т. д. При этом значительно усложнилась подготовка исходных данных и соответственно потребовались высокая квалификация пользователей, повышенные требования к пониманию ими характера работы конструкций и узлов под нагрузкой и теоретических расчетных положений, положенных в основу программных комплексов. Ошибки в формировании расчетных схем, связей и т. п., несмотря на большое количество вспомогательных инструкций и руководств, зачастую трудно выявляются, но могут привести к аварийным ситуациям на объектах, о чем постоянно напоминают как авторы программ, так и реальная практика проектирования и эксплуатации зданий и сооружений.

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ С УЧЕТОМ ГЕОМЕТРИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ

Современные программные комплексы типа "Лира", "Скад" и т. п. реализуют как линейные, так и нелинейные расчеты. Однако нелинейный расчет реализуется достаточно приближенно. Строго говоря, реальные конструкции являются неконсервативными как со стороны нагрузок, так и со стороны самой конструктивной системы, и их поведение не может быть исследовано методами, основанными на принципе независимости действия сил. Кроме того, поведение реальных материалов имеет упруго-пластический характер с проявлением деформаций ползучести, последствие и т. д., а обычно применяемые линейно-упругие модели работы сечения не позволяют достаточно точно определять напряженно-деформированное

состояние конструкций на ветвях разгрузки, изменение знака усилия.

Различают нелинейности двух видов — физическую (ФНЛ), связанную с нелинейным поведением материалов (нелинейность 1-го порядка), и геометрическую (ГНЛ), связанную с влиянием продольных сил в элементах каркаса на перемещения и усилия в системе (нелинейность 2-го порядка). Методы расчета могут учитывать одновременно с линейными (точнее упругими) свойствами системы как отдельный вид нелинейности, так и их сочетание. Например, может быть выполнен геометрически нелинейный расчет упругой системы (second order linear analysis) или, наоборот, — только физически нелинейный расчет, если, например, система достаточно жесткая и учет ГНЛ увеличивает перемещения или усилия в системе не более чем на 10 % (first order nonlinear analysis).

В классических решениях учет геометрической нелинейности осуществляется путем определения единичных реакций КЭ с помощью специальных трансцендентных функций продольно-поперечного изгиба (Н. В. Корноухов [3]). Однако на практике часто используют упрощенный подход, когда перемещения и усилия в системе (с учетом или без учета ФНЛ) при наличии продольных сил находят итерационным уточнением (как это делается в описанной ранее программе "Каскад") с корректировкой глобальной матрицы жесткости или путем использования фиктивных добавочных горизонтальных нагрузок. Последний способ разработан Мак Грегором (так называемый $P-\Delta$ -метод), и его идеи использованы в европейских нормах [4].

Отечественные программы в нелинейном процессе используют обычный итерационный расчет с учетом ФНЛ, но при этом происходит не только уточнение жесткостей элементов, но и приближенный учет влияния перемещений на усилия. Таким образом, выполняя расчет на все возрастающую нагрузку, можно строить диаграмму состояния конструкций, достаточно близко "подходить" к нагрузке, соответствующей потере устойчивости процесса деформирования, контролировать "степень нагруженности" отдельных сечений конструкций и т. д. Следует помнить однако, что при этом используются упрощенные нелинейно упругие модели для учета ФНЛ и не учитываются функции продольно-поперечного изгиба при построении матрицы жесткости при расчете методом конечного элемента в форме метода перемещений. Выполняемый расчет сразу на всю заданную (поэтапно возрастающую) нагрузку не позволяет в отдельных случаях учесть весьма важные особенности влияния изменения геометрии стержневой системы на усилия в ее элементах, влияние истории нагружения на характер деформирования.

Многочисленные вариантные расчеты, выполненные авторами статьи с использованием так называемого "инкрементального" — шагового метода, где усилия и перемещения вычисляются только на дополнительную порцию нагрузки (с использованием касательных жесткостей) и накапливаются суммированием с предыдущими значениями, показали, что в ряде случаев при определенных нагрузках усилия в некоторых сечениях элементов с ростом нагрузки не только начинают уменьшаться (этот процесс позволяют "отслеживать" и обычные итерационные методы, в которых используется диаграмма деформирования бетона с ниспадающей ветвью), но и меняют знак [5].

Принципиально важно, что такие особенности наблюдаются не в системах с нереально гибкими стойками (как можно было бы предположить), а при средних и повышенных гибкостях колонн, в которых активно проявляются совместно как физические, так и геометрические нелинейные эффекты, особенно при наличии прижимающих ригелей, имеющих невысокую погонную жесткость. Данный факт свидетельствует о необходимости осторожности при применении различных приближенных методов расчета, в которых неизбежно игнорируются многие важные особенности реального поведения конструкций зданий. Тем не менее, нелинейный блок современных программ полезно использовать для дополнительного анализа зданий, запроектированных с использованием традиционных подходов, реализуемых в рамках линейного процессора.

Обычно выполняют линейный расчет на отдельные загрузки, находят усилия в отдельных сечениях и составляют их сочетания. Программы, сертифицированные на соответствие определенным нормам расчета (для железобетона — это как правило СНиП 2.03.01 [6]) сочетания, соответствующие СНиП 2.01.07 [7], автоматически генерируются программой с отбором наиболее "опасных" из них по определенным критериям. Затем выполняют подбор арматуры с учетом моментов, умноженных на коэффициент η . К счастью (для разработчиков программ), СНиП 2.03.01 [6] позволяет использовать расчетные сочетания усилий (PCY) при подборе армирования, так как увеличение момента за счет продольного изгиба осуществляется без учета формы эпюры изгибающих моментов по длине колонн (в отличие от СНБ 5.03.01 [1], где для "несмещаемых" каркасов в формулах используют параметр $C_m(M_1; M_2)$).

При проектировании следует также учитывать особенности, связанные с необходимостью контроля общих перемещений зданий. Раздел 10 СНиП 2.01.07 [7] требует при определении перемещений учитывать все основные факторы, влияющие на их значения: физическую и геометрическую нелинейность, податливость узлов сопряжения и оснований, влияние элементов заполнения каркасов. В рамках традиционных линейных расчетов обычно учитывается лишь податливость основания. При этом для многоэтажных зданий при формальном соблюдении ограничений на перемещения в таком расчете степень влияния неучета ФНЛ и ГНЛ весьма неопределенна, и для достаточно высоких зданий уточненные расчеты могут дать недопустимые значения перемещений. Обычно проектировщики косвенно учитывают это обстоятельство, ограничивая расчетные (упругие) перемещения значениями 50 %–60 % от допустимых. Следует при этом соблюдать требования раздела 10 [7] в части величин учитываемых нагрузок и их сочетаний.

Например, крен фундаментов необходимо определить с учетом 30 % нормативной ветровой нагрузки. Раздел 10 СНиП 2.01.07 [7] требует также контролировать взаимный сдвиг соседних этажей, перекос этажных ячеек, примыкающих к диафрагмам жесткости в связевых каркасных зданиях высотой более 40 этажей. К сожалению, такие расчеты в практике проектирования как правило не выполняются. Расчет перемещений необходимо производить на расчетные сочетания нагрузок (PCN), а не PCY, формирование которых выполняется пользователем на основе анализа конструктивной схемы зданий исходя из собственного опыта, что создает

элемент риска особенно при нерегулярной, несимметричной схеме здания.

В рамках линейного процессора современные программы позволяют выполнять геометрически нелинейный расчет здания (без учета ФНЛ) итерационным способом, описанным ранее. Утверждается, что косвенным признаком неустойчивости здания служит отсутствие сходимости итерационного процесса. Очевидно, что такие расчеты могут иметь некоторый смысл только для высотных зданий очень большой этажности, где основное влияние оказывает геометрическая нелинейность. Кроме того, все программы позволяют выполнить непосредственный расчет общей устойчивости здания. Однако следует иметь в виду, что фактически реализуется проверка устойчивости упругой системы на действие продольных усилий в сжатых элементах (так называемая устойчивость 1 рода, связанная с изменением при критических нагрузках формы равновесного состояния — от прямолинейной к искривленной). При этом используется качественный метод теории устойчивости, при котором критическое состояние определяется появлением нулевого элемента на главной диагонали глобальной матрицы жесткости. Такой расчет служит для определения "расчетных длин" элементов, но сами величины критических нагрузок на здание и соответствующих коэффициентов запасов "по устойчивости" для железобетонных каркасов практического смысла не имеют, так как получаемые значения нереально велики.

Необходимо также с осторожностью относиться и к получаемым значениям расчетных длин, так как достаточно часто, например, для слабонагруженных колонн, верхних этажей и т. д., значения μ достигают 10 и более. Это является результатом условности самого расчетного подхода, и на практике следует назначать $\mu \leq 3$ при вычислении коэффициента η для железобетонных колонн. Поэтому при определении расчетных длин конкретных колонн более правомерен подход, когда не все нагрузки возрастают в заданном соотношении, а предполагается, что только рассматриваемая колонна (диафрагма) теряет несущую способность (из-за появления в ней неблагоприятного сочетания прочностных характеристик материалов и т. д.), а остальная часть элементов каркаса имеет характеристики, близкие к "средним", и оказывает рассматриваемой колонне определенную поддержку [8].

В такой постановке продольные силы во всех элементах системы, кроме рассматриваемой, следует принимать постоянными (равными нормативным значениям), а за переменную принимать только продольную нагрузку в рассматриваемой колонне. Указанный способ предполагает перерасчет каркаса на устойчивость первого рода для каждой комбинации РСН, каждой колонны и в целом позволяет получить значения расчетных длин ощутимо меньшие, чем при традиционном подходе. Однако проектировщики не используют такую возможность из-за чрезвычайной многодельности процедур в общей структуре расчета, хотя программы в принципе позволяют это сделать.

ПОДХОДЫ К ОПРЕДЕЛЕНИЮ НАГРУЗОК И ИХ СОЧЕТАНИЙ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ЗДАНИЙ ПО НОРМАМ РАЗНЫХ СТРАН

Ряд серьезных трудностей возникает у пользователей программ типа "Ли́ра" и других при попытке реали-

зации основных положений СНБ 5.03.01 [1] в практике проектирования зданий, в частности многоэтажных. Одной из основных сложностей является изменение некоторых положений, касающихся выбора сочетаний нагрузок. В СНБ 5.03.01 [1] предполагается, что нормативные значения нагрузок и воздействий принимаются по СНиП 2.01.07 [7] (с учетом, по-видимому, понижающих коэффициентов для определенных конструкций к нормативному значению нагрузок в зависимости от грузовой площади рассчитываемого элемента), а значения частных коэффициентов безопасности по нагрузке и сочетания — принимаются по [1] в зависимости от вида предельного состояния.

Следует отметить, что принцип назначения основных сочетаний в СНБ 5.03.01 [1] с учетом Изменения № 3 практически не изменился по сравнению со СНиП 2.01.07 [7], хотя в [7] вариант сочетания с определением доминирующей временной нагрузки предлагался как необязательный (п. 1.12). Поэтому в программах "Ли́ра", "Скад" и других данные варианты сочетаний не рассматривались. Таким образом, при расчете по [1] требуется вручную задавать различные варианты, перебирая "доминирующие" нагрузки. Для многоэтажных зданий задача осложняется также тем, что при этом необходимо рассматривать не только сплошное загрузе-ние всех перекрытий временной нагрузкой, но также и перебирать различные варианты загрузки отдельных пролетов, этажей, так как элементы каркаса и основания могут быть чувствительны к таким схемам загрузки (п. 3.1 [7]), и наиболее невыгодное сочетание не очевидно.

Таким образом, количество расчетов на отдельные загрузки, и тем более количество их сочетаний, которые необходимо проверить расчетом, становится нереально большим, но их намеренное ограничение не гарантирует, что оставлены "наиболее опасные" сочетания. Кроме того, элемент условности имеется также при выборе РСУ, сформированных по принципу независимости действия сил для конкретных сечений, так как критерии "опасности" сочетаний усилий для сечения типа максимальных нормальных или приведенных напряжений, или критерии, основанные на проверке максимальных (минимальных) и соответствующих им других компонентов усилий, не являются строгими. Для железобетонных сечений кривая прочности (или кривые несущей способности сжатых элементов с учетом их гибкости) в координатах $M-N$ может быть или выпуклой с поворотом к оси N (в зоне небольших продольных сил), или вогнутой (для достаточно гибких элементов). На этом этапе анализа также могут "потеряться" "опасные" сочетания.

Определение нагрузок и их сочетания для расчета по II группе предельных состояний и сама методика расчета, рекомендуемая СНиП 2.03.01 [6] (предполагающая, в частности, использование трехчленной формулы для определения прогибов), в программах типа "Ли́ра" реализованы достаточно приближенно. Отказ в СНБ 5.03.01 [1] от трехчленной формулы позволяет более логично определять перемещения, раскрытие трещин и строить алгоритм автоматизированного расчета. Однако по-прежнему при использовании программ типа "Ли́ра" для статического расчета необходимо вручную составлять и в дальнейшем выполнять расчеты по трем, нормируемым [1], сочетаниям нагрузок (редкое, частое и практически постоянное). Согласно [1], предельно

допустимые значения прогибов следует принимать в соответствии с требованиями раздела 10 СНиП 2.01.07 [7]. Однако данные нормы определяют не только предельные прогибы, но и способы учета нагрузок и их сочетаний, а также параметров безопасности при расчетах прогибов, которые в СНБ 5.03.01 [1] несколько отличаются.

МЕТОДЫ УЧЕТА ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ УСИЛИЙ В ЭЛЕМЕНТАХ КАРКАСА ПО НОРМАМ РАЗНЫХ СТРАН

Переходя от нагрузок к расчетным положениям [1], касающимся определения усилий в элементах каркаса с учетом продольного изгиба, следует отметить принципиальные отличия СНБ 5.03.01 [1] от СНиП 2.03.01 [6] в этой части, которые обусловлены попыткой гармонизации норм с европейскими документами, в частности с имевшейся во время разработки [1] версией EC-2 (EN 1992). В СНБ 5.03.01 [1] каркасы зданий разделены на "смещаемые" и "несмещаемые" в зависимости от их способности противостоять увеличению изгибающих моментов в колоннах при поперечных перемещениях. Даны критерии для отнесения каркасов и их отдельных частей к тому или иному классу. При выполнении расчетов каркасов с приближенным учетом продольного изгиба с помощью коэффициента η для ориентировочного учета физической нелинейности работы сечений элементов при определении усилий и перемещений с применением линейного статического расчета (в том числе при определении расчетных длин элементов) рекомендовано использовать пониженные значения изгибных жесткостей элементов.

Для каждого из обозначенных видов каркасов предполагаются свои методы определения расчетных длин колонн и способы учета продольного изгиба отдельных колонн в составе каркаса. Для колонн смещаемых каркасов рассматривают опорные сечения, и суммарный момент находят сложением момента от вертикальных нагрузок (точнее от нагрузок, не вызывающих смещение каркаса) с моментом от поперечных нагрузок, увеличенных за счет обобщенного коэффициента η_1 , единого для всех колонн рассматриваемого этажа. Такой подход давно используется в нормах США. Для колонн несмещаемых каркасов за расчетный момент принимают большее из двух значений:

— максимальное комбинационное значение момента в средней трети высоты колонны, умноженное на частный коэффициент продольного изгиба для данного сечения (так как по СНиП 2.03.01 [6] и СНБ 5.03.01 [1] значение критической силы зависит от величины момента);

— то же, в опорном сечении, но момент умножается еще и на коэффициент C_m , зависящий от формы изгибающих моментов. Его значения изменяются от 1,0 (при моменте одного знака и величины по всей длине колонны) до 0,4 (при разнозначной эпюре моментов одинаковой величины). При этом для многих расчетных ситуаций может оказаться, что расчетный момент в колонне не превышает упругий ($\eta \cdot C_m \leq 1$). Данный подход позволяет часто экономить арматуру по сравнению со СНиП 2.03.01 [6] (где момент в любом сечении умножают на $\eta > 1$), но для его реализации необходимо для каждой расчетной ситуации знать эпюру моментов по дли-

не рассматриваемой колонны. Это требует рассмотрения и анализа в расчетах не результатов определения расчетных сочетаний усилий (PCY в каждом сечении), а результатов расчета усилий во всей системе для каждого из многочисленных вероятных расчетных сочетаний нагрузок (PCN). Практическая реализация данного подхода с использованием, например, программы "Лира" нереальна, так как у проектировщика нет возможности для всех колонн многоэтажного здания получать и анализировать эпюры моментов по всем PCN, а тем более вручную вычислять и передавать в модуль подбора арматуры значения коэффициентов C_m . Кроме того, для отнесения каркаса к "смещаемому" или "несмещаемому" требуются расчетные проверки определенных параметров каркаса, которые естественно автоматически не генерируются действующими программами.

Следует отметить, что в окончательной редакции Еврокода (EN 1992-1-1 (E) [9]), которая положена в основу создания норм проектирования железобетонных конструкций различных стран (например, немецких норм DIN-EN), практически все положения, содержащиеся в первых версиях EN, кардинально изменены. В рассматриваемой части это касается принципов и критериев учета смещения каркасов, учета продольного изгиба отдельных колонн, способов учета физической и геометрической нелинейности и др. Отдельные расчетные положения усложнены, но есть и упрощения, которые позволяют "снять" некоторые из отмеченных ранее проблем. В частности допускается при отсутствии информации о форме эпюр моментов по длине колонны рассчитывать (с запасом) коэффициент η без учета его возможного снижения. Принимая во внимание, что в зарубежных нормах формулы для определения критической силы не содержат изгибающих моментов (эксцентриситетов), то коэффициент η будет одинаков по всей длине колонны и поэтому он может использоваться при подборе арматуры в сечениях по сочетаниям PCY.

Наиболее близки (по своей структуре) к возможности реализации положений европейских и белорусских норм в автоматизированных расчетах разработки фирмы "Техсофт" (г. Москва) в программном комплексе MicroFe и в совместимых с ним программах VICADO и "Статика". Данные разработки отличаются наглядным пользовательским интерфейсом, разработанным в сотрудничестве со специалистами Германии. Весьма удобным является ввод исходных данных в части значений нагрузок, сгруппированных определенным образом, и наглядное составление матрицы комбинаций нагрузок. Используются эффективные приемы выделения наиболее опасных сочетаний усилий в рамках линейных расчетов. Следует отметить, что в автоматизированном режиме генерируются только виды сочетаний (комбинаций) нагрузок, предусмотренные теми нормами, которые реализованы в данной программе (кроме СНиП 2.03.01 [6] это действующие нормы России, Германии и Австрии). Нормы Республики Беларусь имеют, как отмечено ранее, ряд существенных отличий от вышеперечисленных и поэтому на сегодняшний день приходится, как и при работе с "Лирой", вручную формировать комбинации, то есть перечисленные ранее проблемы (в том числе связанные с разделением каркасов на "смещаемые" и "несмещаемые") тут также остаются, хотя автоматизировать блок комбинаторики с учетом требований норм не должно составить особого труда.

Интересным является использование совместимой программы "Статика", которая позволяет более детально, чем основная программа, исследовать НДС отдельных элементов каркаса — колонн, балок или фундаментов, выполнять расчеты на местное действие нагрузки и т. д., так как в основной программе, моделирующей работу всего здания, нет практической возможности вникать во все детали отдельных элементов. Из основной программы передаются результаты расчета здания на отдельные загрузки, а в "Статике" можно более подробно проанализировать различные комбинации нагрузок, выполнить расчет отдельного элемента по деформированной схеме, хотя это не вполне корректно, так как в деформационном расчете усилия и деформации во всей системе взаимосвязаны. Тем не менее, структура и идеи, уже реализованные в комплексе MicroFe, позволяют ввести в нее расчетные положения СНБ 5.03.01 [1] наиболее просто по сравнению с другими программами.

Такую работу следует начать незамедлительно, особенно учитывая то обстоятельство, что в Республике Беларусь наряду с СНБ 5.03.01 [1] по проектированию железобетонных конструкций действуют "старые" нормы проектирования для металлических и других конструкций, а также для оснований и фундаментов, которые предусматривают другие комбинации нагрузок и параметры безопасности. А это приводит к необходимости выполнять отдельные расчеты одного и того же здания для подбора сечений железобетонных и металлических конструкций, размеров фундаментов и т. п.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Вышеизложенное позволяет рекомендовать следующие шаги для ликвидации приведенных проблем в рассматриваемой области.

- 1 По согласованию с заказчиком разрешить пользоваться при проектировании железобетонных конструкций нормами EN-1992 [9] наряду с СНБ 5.03.01 [1]

с соблюдением имеющихся поэтапных процедур разработки национальных приложений. Специалисты Республики Беларусь должны стать постоянными членами рабочих групп международных организаций, занимающихся разработкой европейских норм. Это позволит принимать участие в проводимой работе, знать перспективы и своевременно вносить изменения в нормы.

- 2 Учитывая, что существующие проектирующие программные комплексы пока не позволяют в полной мере реализовать положения СНБ 5.03.01 [1], разрешить выполнять расчеты каркасов, включая подбор арматуры по программам, сертифицированным на их соответствие СНиП 2.03.01 [6] или действующим нормам России, но с учетом основных положений СНБ 5.03.01 [1] в части обеспечения требуемой надежности конструкций, которые можно реализовать на этапе ввода исходных данных (характеристики материалов, защитные слои, величины нагрузок, параметры безопасности и т. д.).
- 3 Следует скорректировать положения СНБ 5.03.01 [1] на предмет их максимального соответствия нормам EN-1992 [9] с учетом отдельных положений норм России, в частности допускать упрощенный учет продольного изгиба без исследования формы эпюры моментов, исключить эксцентриситет из формул для расчета критических сил и т. д.
- 4 Вести совместную работу с разработчиками наиболее широко применяемых зарубежных программных комплексов по введению в них положений действующих национальных норм проектирования железобетонных конструкций.
- 5 Сертифицировать государственными органами Республики Беларусь программные продукты, декларирующих (в сопроводительных документах) реализацию норм Республики Беларусь или их отдельных положений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. — Введ. 01.07.2003. — Минск: Минстройархитектуры, 2003. — 144 с.
2. Дроздов, П. Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий. Издание 2-е перераб. и доп. / П. Ф. Дроздов. — М.: Стройиздат, 1977. — 223 с.
3. Корноухов, Н. В. Прочность и устойчивость стержневых систем / Н. В. Корноухов. — М.: Стройиздат, 1949. — 376 с.
4. Mac Gregor, J. G. Design of Spender Concrete Columns / J. G. Mac Gregor, J. E. Breen // Journal of the American Concrete Institute Proceedings, 1970. — Vol. 67. — No. 1 — P. 6–28.
5. Казачек, В. Г. Нелинейный расчет железобетонных рам с различными схемами армирования / В. Г. Казачек, Е. Л. Коршун, А. Е. Шилов // Инженерные проблемы современного бетона и железобетона: тр. Междунар. конф. — Минск, 1997. — Т. 1, ч. 1. — С. 148–155.
6. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01-84*. — Введ. 01.01.1992. — М.: Госстрой СССР, 1989. — 80 с.
7. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85. — Введ. 01.01.1987. — М.: Госстрой СССР, 1986. — 37 с.
8. Казачек, В. Г. Совершенствование методов расчета крановых колонн одноэтажных производственных зданий / В. Г. Казачек, А. Е. Шилов, М. Х. Фархат: матер. Междунар. науч.-практич. конф. "Совершенствование стройматериалов, технологий и методов расчета конструкций в новых экономических условиях". — Сумы, 1994. — С. 6–8.
9. Еврокод. Проектирование железобетонных конструкций: ТКП EN 1992-1-1-2009. — Введ. 10.12.2009. — Минск: Минстройархитектуры, 2010. — 191 с.

Статья поступила в редакцию 11.10.2010.