

УДК 624.012.45

**Расчетные модели используемые в современных расчетах
высотных зданий и факторы влияющие на точность
получаемых результатов**

Кондрацкий К.А., Слепухо В.В.

(Научный руководитель – Коршун Е.Л.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Современные вычислительные комплексы позволяют выполнять расчеты зданий в пространственной постановке. При этом на точность результатов расчета влияет целый ряд факторов, таких как:

- учет совместной работы несущего каркаса с основанием;
- выбор надлежашего шага конечно-элементной сетки для правильного отображения реального напряженного состояния отдельных элементов каркаса (фундаментной плиты, стен, колонн, ядер жесткости, плит перекрытий);
- моделирование узлов соединения стен и колонн с фундаментной плитой и плитами перекрытий;
- учет влияния стадийности возведения на напряженное состояние конструкций здания;
- учет влияния физической нелинейности железобетона как важнейшего фактора уточнения расчетов и др.;
- учет особого рода воздействий типа террористических;
- выполнение динамических расчетов.

Влияние данных факторов на точность расчетов рассмотрено на примере расчетов выполненных специалистами лаборатории Проблем прочности и качества в строительстве НИИСФ РААСН (далее – Лаборатория), одного из высотных комплексов Многофункционального московского делового центра (ММДЦ) «Москва-Сити» и ряда других зданий.

Краткая характеристика рассмотренного высотного комплекса.

Фундамент здания - монолитная железобетонная фундаментная плита с размерами в плане ~ 139,2 x 79,0 м, толщина плиты – 4,6 м. На фундаментную плиту опираются два высотных здания (башня «А» и башня «Б»), имеющих конфигурацию в плане в виде равнобедренных криволинейных треугольников. Высота башни «А» – 356 м,

башни «Б» – 239,9 м. Нагрузка от каждой башни передается на шестигранное ядро жесткости, находящееся в центре башни, и прямоугольные стены-колонны, равномерно расположенные по криволинейному периметру здания. Внутри имеются отдельные круглые колонны. В нижней части, обе башни объединялись развитой подземной и наземной стилобатной частью, колонны и стены которой в свою очередь опирались на фундаментную плиту.

Общая конечно-элементная расчетная схема здания.

В расчетную схему включалась полная конструкция высотного комплекса вместе с фундаментной плитой на модели основания по Винклеру (использовалась совместная расчетная схема). Обычно применяется так называемая «раздельная» схема расчета верхнего строения и фундаментной плиты. Более ранние расчеты авторов показали, что «раздельная» схема может приводить не только к количественным, но и к качественным отличиям в расчетах фундаментной плиты и прилегающей части строения по сравнению с более точной «совместной» схемой, поэтому «раздельная» схема в дальнейших расчетах не использовалась.

Для снижения размерности задачи многие расчетчики идут по пути применения грубой конечно-элементной сетки, что сказывается на точности решения. Для устранения этого недостатка авторы использовали послойную детализацию конечно-элементной схемы. В первый условный слой детализации включается фундаментная плита с прилегающей к ней частью строения (стенами, колоннами, перекрытиями одного-двух этажей), которые моделируются на мелкой конечно-элементной сетке, а остальная часть здания представляется на крупной конечно-элементной сетке. Затем этот детализированный слой «передвигается» вверх по расчетной схеме здания и используется для реального проектирования стен, колонн и перекрытий каркаса здания. При моделировании фундаментной плиты высотного комплекса «Федерация» была использована конечно-элементная сетка размером 0,4 x 0,4 м, что позволило вписать в нее реальные размеры колонн, стен ядер жесткости и отдельных стен. Расчет и моделирование выполнялись по программному комплексу «Лира-Windows» версии 9.0 и 9.2.

Второй важной особенностью послойной детализации является применение в расчетной схеме слоев объемных конечных элемен-

тов в стенах и колоннах на уровне их соединения с перекрытиями и фундаментной плитой. Такой промежуточный слой объемных конечных элементов позволил передавать нагрузку от стен и колонн на перекрытия, и наоборот, по реальной площади их соединения.

Влияние стадийности возведения на результаты расчетов.

Анализ осадок фундаментной плиты показал, что они существенно неоднородны. Под ядрами башен «А» и «Б» они достигали максимальных значений (106 мм под «А» и 67 мм под «Б»); при этом за ядрами жесткости под колоннами эти осадки уменьшались до 2 раз. Такая разность осадок привела к следующим эффектам:

- «подлому» некоторых периферийных стен-колонн в месте их стыка с фундаментной плитой;
- дополнительной нагрузке вышележащих перекрытий из-за вынужденных перемещений;
- некоторому повисанию отдельных колонн на перекрытиях (нормальные усилия в средних круглых колоннах, расположенных между ядром и периметральными колоннами, снизились в 2,5 раза по сравнению с расчетом по раздельной схеме). Раздельная схема расчета, естественно, не позволила выявить ни один из указанных эффектов.

Авторы рассмотрели несколько путей устранения этих эффектов:

- путем устройства локальных свайных полей под башнями «А» и «Б», (рассмотрено несколько вариантов таких полей);
- за счет организации соответствующей стадийности возведения и др. Организация свайных полей привела к снижению самих осадок и их разностей более чем в 2 раза.

Учет последовательности возведения высотных комплексов может приводить к существенным изменениям в напряженно-деформированном состоянии конструкций. Применительно к рассматриваемой задаче моделировалось изменение напряженного состояния фундаментной плиты при возведении их в определенной последовательности. Учет стадийности возведения также существенно повлиял на усилия в перекрытиях и колоннах, возникающие от собственного веса конструкций.

Учет физической нелинейности.

Факторы физической нелинейности железобетона оказывают существенное влияние на деформации и перераспределение усилий в основных несущих конструкциях здания (перекрытиях, фундаментных плитах, стенах, ядрах жесткости, колоннах). Однако, в программах расчета, указанные факторы еще учитываются довольно слабо или, как правило, не учитываются вовсе. Авторами были исследованы некоторые пути решения этих проблем, в частности, методика формирования и использования в расчетах физических соотношений для железобетона в конечных приращениях. Разработка такой методики представлена в работе Карпенко С.Н. «О построении общего метода расчета железобетонных плоских конструкций в конечных приращениях».

О несущей способности и подборе арматуры

Озабоченность вызывает то обстоятельство, что при подборе арматуры не всегда учитываются крутящие моменты (M_{xy}) и погонные силы (N_{xy}), которые наряду с изгибающими моментами (M_x , M_y) и нормальными погонными силами (N_x , N_y) оказывают существенное влияние на значения арматуры. Неучет их при расчете приводит к ошибкам в подборе арматуры до 2 раз. При этом нарушаются условия прочности оболочечных КЭ.

Как известно, в плитах расчет на действие поперечных сил дополняется расчетом на продавливание. Во многих случаях дополнительный расчет на продавливание ошибочно принимается в качестве единственного, в то время как он не гарантирует преждевременных (в эксплуатационной стадии) локальных разрушений у колонн до наступления предельного состояния по полному продавливанию. В связи с этим расчет на действие поперечных сил по отдельным направлениям остается обязательным. Следует еще иметь в виду, что обычно подбор арматуры выполняется отдельно на поперечные силы Q_x и Q_y , в то время как он должен выполняться на Q_{max} . Должна указываться расчетная площадь поперечной арматуры, приходящаяся на единицу (например, 1 м^2) площади плиты.

Определение прогибов и ширины раскрытия трещин.

Экспериментальные и численные исследования авторов показали, что прогибы линейного расчета в несколько раз меньше прогибов, полученных в результате нелинейного расчета (с учетом трещино-образования и ползучести бетона). В зависимости от армирования расхождения могут доходить до 4-10 раз.

На точность определения прогибов в плитах с учетом физической нелинейности значительное влияние оказывает шаг конечно-элементной сетки. Показано, что шаг КЭ должен быть не менее $1/20$ пролета плиты.

К расчету зданий на экстремальные воздействия типа террористически.

В последних нормативных рекомендациях вводится новый элемент расчета на выключение отдельных несущих колонн и частей несущих стен (при возможном подрыве вследствие террористического воздействия). При этом здание должно обладать необходимой «способностью сопротивляться» прогрессирующему разрушению (т.е. «живучестью»). В работе также рассматривалась схема расчетного локального разрушения высотной башни при выбивании отдельных колонн. Несмотря на значительные локальные разрушения, обрушения всего здания не происходило. Следует заметить, что это было достигнуто введением по высоте специальных конструктивных элементов, например усиленных обвязочных балок и стен по колоннам на уровне отдельных этажей, без которых неразрушимость здания трудно обеспечить.

Таким образом, на данный момент в методиках расчета зданий и сооружений имеется множество факторов, влияющих на точность результатов расчета, поэтому необходимо рассматривать здание не только в целом, но и по частям, а также и совместную работу этих частей.

ЛИТЕРАТУРА

1. Карпенко С.Н. О современных методах расчета высотных зданий из монолитного железобетона // Журнал Высотные здания. - Москва, 2007, №3. - С. 34-39.
2. ais.by/story/1403