

А.И. Русаков

При расчете зданий повышенной этажности необходимо учитывать, что они являются начально деформированными сооружениями, то есть сооружениями, в которых имеются деформации и соответствующие им напряжения при отсутствии нагрузок. Главная причина начальных деформаций таких зданий в этапности их возведения и приложения нагрузок. Известны программные комплексы расчета строительных объектов с учетом поэтапного возведения, однако учет этапности резко увеличивает объем вычислений. Например, в программном комплексе ЛИРА 9.2 включение в работу процессора «Монтаж», служащего для проведения расчетов с учетом последовательности монтажа объекта, возможно только для моделей, не содержащих суперэлементов, то есть для моделей, громоздких в смысле времени счета и расхода оперативной памяти [1]. В настоящей статье обосновывается метод расчета железобетонных каркасов многоэтажных зданий, позволяющий учесть этапность возведения применением моделей некоторого начально недеформированного каркаса, который отличается от заданного каркаса действующими нагрузками и характеристиками материала.

1. Исходные теоретические положения

Рассмотрим многоярусное упругое сооружение со следующими особенностями: ярусы располагаются один над другим, причем связаны между собой только соседние ярусы. Каждый k -й ярус есть часть сооружения, возводимая в ходе k -го этапа работ. Нагрузка прилагается к элементам очередного яруса по завершении этапа работ. Отсутствие нагрузок на элементах очередного верхнего яруса по завершении этапа его возведения обеспечивает отсутствие деформации этих элементов (при действии нагрузок предыдущих этапов).

Данное сооружение будет служить моделью многоэтажного здания. Рассматриваемая заданная система имеет начальные деформации. Наряду с этой системой далее будем рассматривать начально недеформированную систему той же структуры. Расположение ярусов один над другим делает объект исследования более наглядным, но для выводов настоящего раздела такое расположение не обязательно.

Далее начально деформированные упругие системы рассматриваются как

системы, у которых имеются перемещения в связях при отсутствии нагрузок. Такие системы изучаются, например, в книге [2], их частным случаем являются системы со смещенными опорами. Любой такой системе можно сопоставить основную систему, в которой устранены лишние связи с начальными перемещениями, чтобы представить перемещения в заданной системе в виде:

$$w(x) = w_0(x) + w_P(x), \quad (1)$$

где $w_0(x)$ – вектор-функция перемещений в основной системе при заданных перемещениях связей и отсутствии нагрузок; $w_P(x)$ – вектор-функция перемещений в системе, совпадающей с заданной, но **не имеющей начальных деформаций**, под действием совокупности нагрузок P . Формула (1) эквивалентна следующей формуле для напряжений:

$$\sigma(x) = \sigma_0(x) + \sigma_P(x). \quad (2)$$

Смысл обозначений здесь такой же, что и в формуле (1), с тем отличием, что вектор-функции перемещений заменены соответствующими вектор-функциями напряжений.

Утверждение 1. Напряженно-деформированное состояние (НДС) k -го яруса по завершении k -го этапа работ можно получить как результат приложения нагрузок на этом ярусе к начально недеформированной системе.

Доказательство. Вектор напряжений в системе, полученной после завершения k -го этапа работ, согласно выражению (2) можно записать в виде:

$$\sigma = \sigma_0 + \sigma_{P, 1\dots(k-1)} + \sigma_{Pk}, \quad (3)$$

где σ_0 – вектор начальных напряжений в рассматриваемой системе, содержащей k ярусов; $\sigma_{P, 1\dots(k-1)}$ – вектор напряжений в соответствующей начально недеформированной системе при действии нагрузок этапов с 1-го по $(k - 1)$ -й; σ_{Pk} – вектор напряжений в соответствующей начально недеформированной системе при действии нагрузок k -го этапа. Относительно возводимой системы предполагается, что очередной возведенный ярус до приложения нагрузок на него остается недеформированным. Согласно формуле (3) отсюда имеем **для k -го яруса** до приложения нагрузок:

$$\sigma_0 + \sigma_{P, 1\dots(k-1)} = 0.$$

Следовательно $\sigma = \sigma_{Pk}$ для k -го яруса, воспринимающего нагрузки, что и требовалось.

Утверждение 2. Во многоярусной системе, получаемой поэтапным возведением недеформированных ярусов и приложением нагрузок на них, НДС в k -м ярусе получается после возведения n -го яруса, $n > k$, как сумма НДС в системе, полученной после завершения $(n - 1)$ -го этапа возведения, и НДС в n -ярусной

начально недеформированной системе только от действия нагрузок на n -м ярусе.

Доказательство. Перепишем формулу (3), изменив индекс:

$$\sigma = \sigma_0 + \sigma_{P, 1\dots(n-1)} + \sigma_{Pn}. \quad (4)$$

Сумма $\sigma_0 + \sigma_{P, 1\dots(n-1)}$ определяет напряжения в n -ярусной системе при отсутствии нагрузок на n -м ярусе. Но при этом условии последний ярус не будет деформированным. Следовательно, реакции связей, соединяющих этот ярус с остальной системой, будут нулевыми. Иначе говоря, при определении напряжений в нижних ярусах можно исключить из рассмотрения n -й ярус. Итак, сумма $\sigma_0 + \sigma_{P, 1\dots(n-1)}$ определяет напряжения в $(n - 1)$ -ярусной системе при действии нагрузок на всех ее ярусах. С учетом сказанного из выражения (4) следует утверждение 2.

2. Допущения метода

Рассмотрим многоэтажный железобетонный каркас здания, у которого каждый этаж, кроме верхнего, имеет одинаковый состав вертикальных силовых элементов (диафрагм и колонн). Верхний этаж возводится последним этапом работ и может иметь иное расположение вертикальных элементов¹. Выберем какое-либо усилие в конструкции одного из этажей и рассмотрим его зависимость от действующих нагрузок и жесткостных характеристик перекрытий. Исследование проведем при следующих допущениях.

Допущение 1. Устранение изгибной (цилиндрической) жесткости перекрытия любого этажа при отсутствии на нем нагрузок устраняет реакции связей перекрытия с вертикальными элементами.

Далее систему вертикальных элементов, расположенных один под другим, также будем называть вертикальным элементом каркаса. Например, под колонной можно понимать колонну в пределах данного этажа и «столбик» колонн на всех этажах.

Допущение 2. Среди вертикальных элементов можно выделить совокупность податливых элементов и совокупность жестких элементов. Разделение вертикальных элементов на податливые и жесткие проведем по одному из двух признаков, которые мы предполагаем эквивалентными.

Признак 1. Рассмотрим начально недеформированное здание на одном из промежуточных этапов монтажа, нагруженное только на верхнем этаже. Выберем произвольный нижележащий этаж и оценим сжимающие усилия в вертикальных

элементах этого этажа (Рис.1²). Если устранить изгибную жесткость каких-либо перекрытий, лежащих выше данного этажа, то податливые вертикальные элементы дополнительно сожмутся, а жесткие элементы испытают разгрузку.

Признак 2. Рассмотрим начально недеформированное здание на одном из промежуточных этапов монтажа, нагруженное только на верхнем этаже. Выберем этот или произвольный нижележащий этаж и оценим сжимающие усилия в вертикальных элементах этого этажа (Рис.2). Если добавить в сооружение несколько верхних этажей без нагрузок на них, то податливые элементы испытают разгрузку, а жесткие дополнительно сожмутся.

Следующее допущение относится к зависимости рассматриваемого усилия от продольных сил в вертикальных элементах.

Рассмотрим начально недеформированную систему, или, точнее, ее часть от выбранного этажа, на котором определяется усилие, и ниже. Считаем, что на эту часть нагрузки не действуют, а приложены только внутренние усилия в верхних сечениях вертикальных элементов на выбранном этаже. Если выбранное усилие растет с ростом сжимающих нагрузок в верхних сечениях податливых элементов этажа и с уменьшением сжимающих нагрузок в верхних сечениях жестких элементов, то назовем его *усилием, критичным к неравномерности вертикальной жесткости (или критичным к неравножесткости)*. Наоборот, если выбранное усилие убывает с ростом сжимающих нагрузок в верхних сечениях податливых элементов этажа и с уменьшением сжимающих нагрузок в верхних сечениях жестких элементов, то назовем его *усилием, критичным к равножесткости вертикальных элементов*.

Допущение 3. Исследуемое усилие критично либо к неравножесткости,

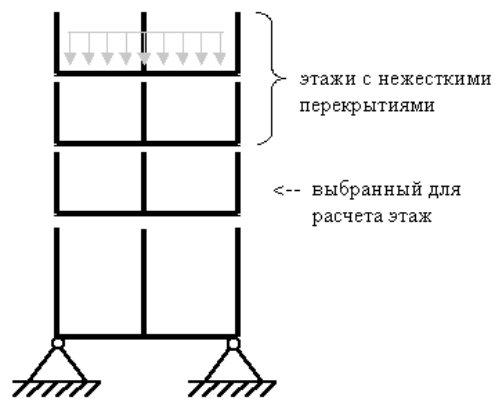


Рис.1

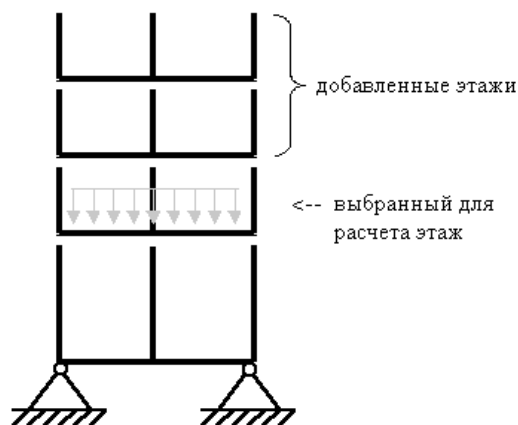


Рис.2

либо к равножесткости вертикальных элементов.

3. Обоснование метода

Покажем, что для определения гарантирующего значения усилия, критичного к неравножесткости вертикальных элементов, можно использовать

модель 1: Полагаем изначально недеформированный каркас здания нагруженным собственным весом, а также весом стен и перегородок только от данного этажа и выше, причем вышележащие перекрытия считаем имеющими нулевую жесткость на изгиб.

Действительно, из утверждений 1 и 2 следует, что НДС на данном k -м этаже можно получить суперпозицией следующих состояний здания: состояния на k -м этапе монтажа под действием нагрузки только k -го этажа, состояния на $(k + 1)$ -м этапе под действием нагрузки только $(k + 1)$ -го этажа и т.д. до завершения строительства. Здесь k -й этап монтажа состоит в возведении k -го этажа, и на каждом этапе каркас полагается начально недеформированным.

В случае расчета НДС первого этажа каркаса трехэтажного здания, условно показанного на рис.3, следует взять суперпозицию состояний трех начально недеформированных сооружений, изображенных на рис.4. Во всех сооружениях, НДС которых складывается, сделаем следующее изменение: будем считать, что перекрытия выше k -го этажа имеют нулевую жесткость на изгиб. Тогда параметр НДС, критичный к неравножесткости вертикальных элементов, в каждом названном состоянии увеличится (или не изменится) по сравнению со случаем нормальной жесткости перекрытий в силу

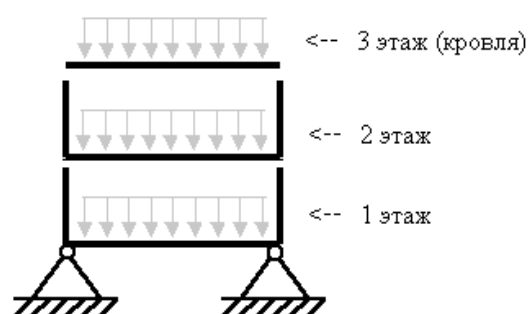


Рис.3

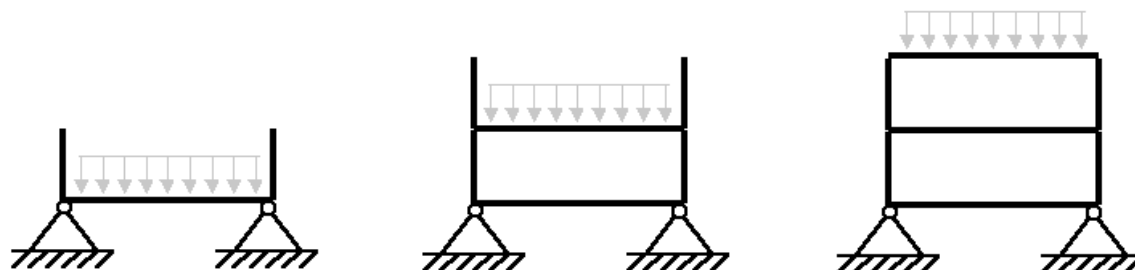


Рис.4

допущения 2, а сумма значений параметра по всем состояниям даст гарантирующее значение искомого усилия. Это гарантирующее усилие не изменится, если каждое сооружение, по которым берется суперпозиция, дополнить всеми верхними этажами при нулевой жесткости перекрытий. (В случае примера на рис.4 такое дополнение означает переход к суперпозиции состояний, показанных на рис.5.) Последнее утверждение следует из допущения 1: выше области действия нагрузок в вертикальных элементах не возникает реакций, влияющих на НДС нижележащей части сооружения. Достаточно очевидно, что суперпозиция полученных состояний означает переход к модели 1 при расчете НДС.

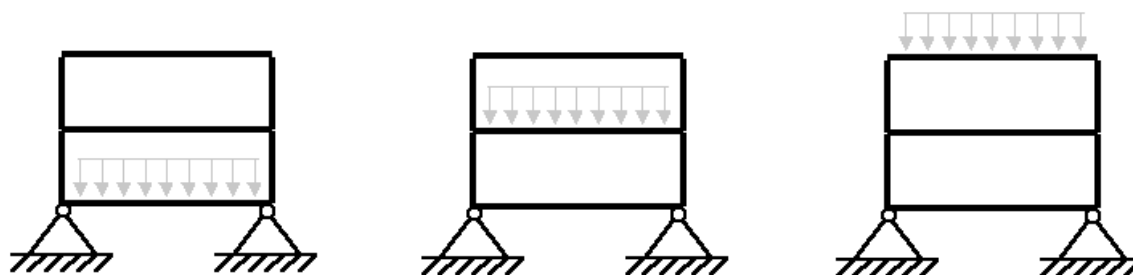


Рис.5

Покажем, что для определения гарантирующего значения усилия, критичного к равновесности вертикальных элементов, можно использовать

модель 2: Полагаем изначально недеформированный каркас здания нагруженным собственным весом, а также весом стен и перегородок только от данного этажа и выше, при заданной жесткости всех перекрытий.

Обоснование применимости модели 2 в основном повторяет предыдущее обоснование. Отличие в том, что мы не вводим предположение о нулевой жесткости перекрытий, а дополняем здание в каждом из состояний, по которым берется суперпозиция, верхними этажами с реальной жесткостью перекрытий. В результате, в силу допущения 2, вновь получим гарантирующее значение искомого усилия.

Если тип усилия не ясен, то в силу допущения 3 его гарантирующее значение можно рассчитывать как наибольшее для обеих рассмотренных моделей.

Параметры арматуры рассчитываются как функции усилий в элементах конструкции, причем переход к гарантирующим значениям усилий позволяет, как правило, получать соответствующие гарантирующие площади арматуры. Поэтому модели 1 и 2 с известными ограничениями применимы не только для определения усилий, но и для расчета армирования каркаса здания.

Пример. На рис.6, а показана 3D-схема железобетонного каркаса 13-

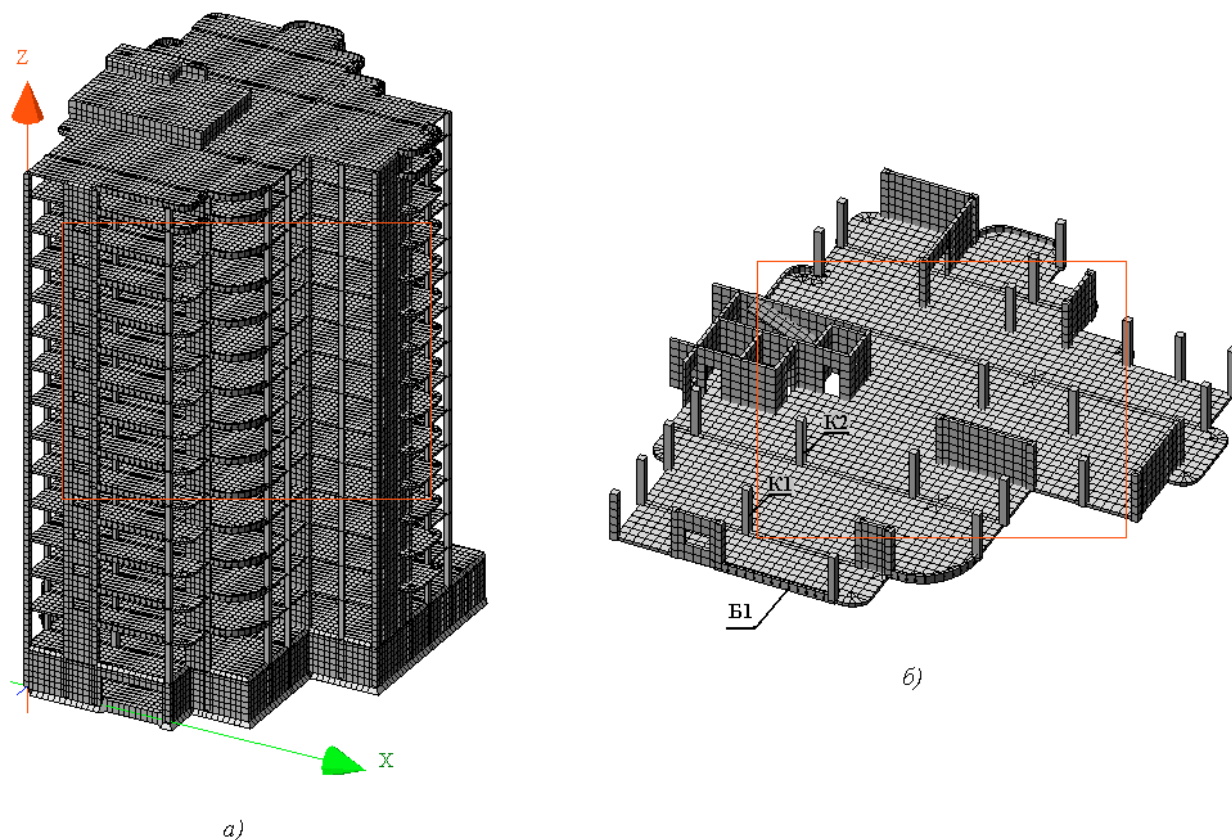


Рис.6

этажного жилого дома, типовой этаж которого показан на рис.6, б. Колонны K1 и K2 относятся к податливым элементам сооружения, поскольку воспринимают нагрузки от больших грузовых площадей перекрытий при собственных сечениях сравнительно малой площади. Результаты расчетов НДС каркаса в системе ЛИРА 9.2 показаны на рис.7, где изображена деформированная схема каркаса при суммарном действии вертикальных нагрузок и без учета последовательности монтажа. Можно видеть, что прогибы плиты вблизи балки B1 возрастают с номером этажа, что вызвано податливостью колонн K1 и K2. Результатом деформации плиты является увеличение крутящего момента в балке B1 с ростом номера этажа, что показывают цветовые схемы крутящих моментов на рис.7. На верхних этажах (начиная с 11-го) крутящий момент в балке B1 достигает значений, при которых армирование этой балки становится невозможным, и модуль армирования выдает ошибку в расчете арматуры. Однако при учете последовательности монтажа по описанной методике ошибку удастся устранить. В данном случае усилия в балке критичны к неравножесткости вертикальных элементов, в виду чего следует воспользоваться для расчетов моделью 1.

При переходе к моделям 1 или 2 в расчетах с учетом динамики сооружения возникает трудность корректного учета масс сооружения. Дело в том,

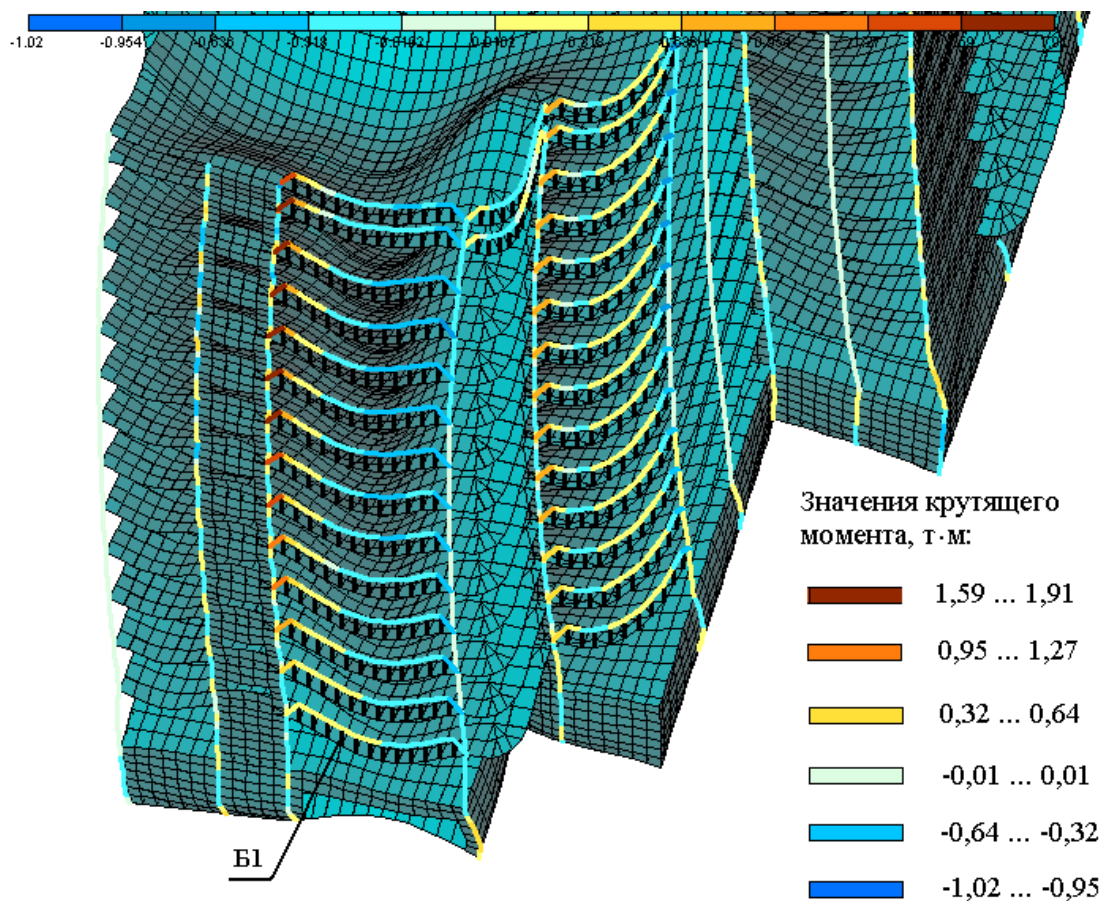


Рис.7

что обнуление собственного веса конструкций на нижних этажах приводит к потере инерционных сил на этих этажах при колебаниях сооружения на этапе эксплуатации. Корректный сбор масс в узлах обеспечивают следующие мероприятия в системе ЛИРА 9.2: вводятся дополнительные загрузки весами, устраненными ранее на нижних этажах, для которых в таблице коэффициентов РСУ следует задать нулевые коэффициенты сочетания.

ЛИТЕРАТУРА

1. Стрелец-Стрелецкий Е.Б. и др. ЛИРА 9.2. Руководство пользователя. Основы. Учебное пособие / Под. ред. Городецкого А.С. – Киев: Факт, 2005.
2. Рабинович М.И. Основы строительной механики стержневых систем. – М.: Гос. изд. литературы по строит. и архитект., 1956.