

КОМПЬЮТЕРНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРОЦЕССОВ ЖИЗНЕННОГО ЦИКЛА КОНСТРУКЦИЙ

Ю.П. НАЗАРОВ, д-р. техн. наук, проф.,
В.Н. СИМБИРКИН, канд. техн. наук,
А.С. ГОРОДЕЦКИЙ, д-р. техн. наук, проф.
ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, г. Москва, Россия, НИИСП, г. Киев, Украина

Аннотация. Несущие конструкции зданий и сооружений возводятся и эксплуатируются в непрерывно изменяющихся условиях. В докладе обсуждается целесообразность и возможность моделирования процессов жизненного цикла конструкций при их исследовании и проектировании с помощью современных программных средств. На примерах из реальной проектной практики показаны особенности численного моделирования процесса возведения, реологического процесса, а также особенности исследования аварийного состояния конструкций.

Ключевые слова: строительная конструкция, напряженно-деформированное состояние, возведение, нагружение, ползучесть, аварийная ситуация.

Введение

Непрерывно увеличивающаяся мощность современных компьютеров (быстродействие, память, операционные среды) и современные фундаментальные методы строительной механики (метод конечных элементов, методы решения геометрически и физически нелинейных задач, задач нелинейной динамики и др.) создают предпосылки для компьютерного моделирования процессов жизненного цикла конструкций. Если в докомпьютерный период инженер-конструктор оперировал с расчетными схемами и, по сути, в его задачу входило определить напряженно-деформированное состояние (НДС) конструкции, соответствующее принятой расчетной схеме, то сейчас имеется возможность проводить компьютерное моделирование различных процессов, таких как:

- процесс возведения, когда НДС определяется для всех последовательно изменяемых конструктивных схем, соответствующих этапам возведения, и модель возведенной конструкции «хранит память» об истории ее возведения;
- процесс нагружения, когда, например, для железобетонных конструкций имеется возможность проследить начальные стадии линейно-упругой работы конструкции, стадии последовательного образования и развития трещин в бетоне, стадии развития пластических деформаций в сжатом бетоне и растянутой арматуре, стадии, непосредственно предшествующие разрушению, а также возможную полную или частичную разгрузку на любой из этих стадиях и дальнейшее нагружение;
- реологические процессы изменения НДС конструкции при длительном нагружении, связанные с ползучестью и изменением свойств материалов во времени;
- динамические процессы, в том числе для нелинейных систем, когда моделирование во времени динамического воздействия (на основе методов прямого интегрирования) дает возможность проследить включение и выключение односторонних связей, раскрытие и закрытие трещин и многие другие эффекты;
- процессы «приспособляемости» конструкции при «форс-мажорных» аварийных ситуациях, когда при внезапном выходе из строя одного или нескольких элементов конструкция старается приспособиться к новой ситуации, изменив (иногда за счет потери эксплуатационных качеств) свою первоначальную конструктивную схему, но не допустив разрушения всего сооружения.

Опубликовано: Назаров Ю.П., Симбиркин В.Н, Городецкий А.С. Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла конструкций// Актуальные проблемы исследований по теории сооружений: Сборник научных статей в двух частях/ ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – Ч. 2. – М.: ЦПП, 2009. – С. 204-216.

Особенности моделирования подобных процессов и возможности современных программных средств, используемые при этом, проиллюстрируем на примерах решения реальных задач из проектной практики.

1. Моделирование процесса возведения мембраны большепролетного покрытия

Приведем пример компьютерного моделирования процесса возведения большепролетной (200 м×110 м) мембраны (рис. 1).

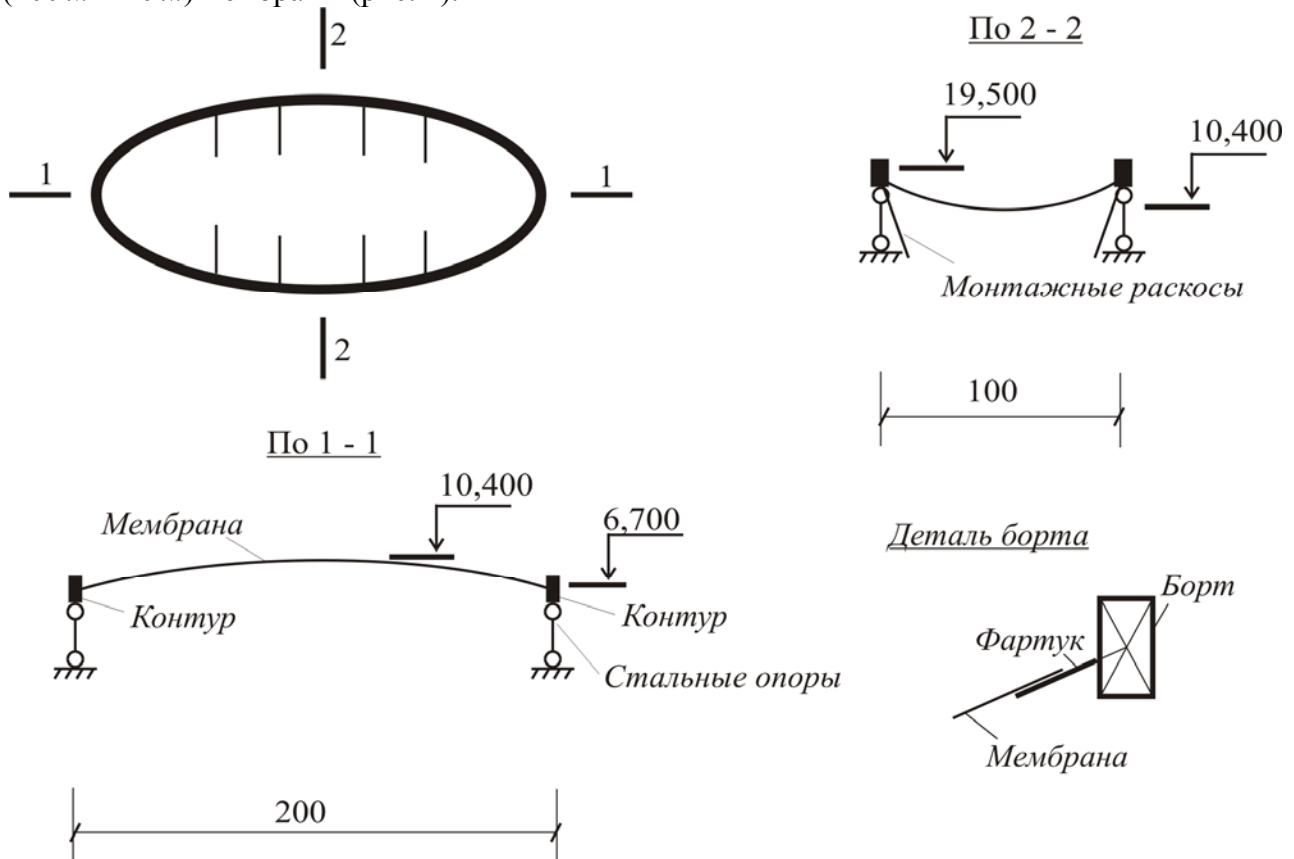


Рис. 1. Конструкция мембранного покрытия (размеры даны в метрах).

Стальная мембрана толщиной 6 мм опирается на бортовой элемент прямоугольного сечения, окаймленный стальным коробом, который в дальнейшем поэтапно заполняется железобетоном. По контуру борт опирается на шарнирные опоры из стальных труб. Для придания большей жесткости бортовой элемент стягивается канатами, лежащими на мембране и расположенными вдоль длинной стороны мембраны.

Компьютерное моделирование было проведено с помощью программного комплекса ЛИРА и включало следующие стадии:

Стадия 1



Монтируются колонны, коробка борта, фартук, раскосы. Расчет выполняется в линейно-упругой стадии на нагрузку собственного веса установленных элементов.

Стадия 2



Монтируется поперечная постель, замоноличивается первый слой борта. Стальные полосы постели моделируются геометрически нелинейными растянутыми стержнями. Бортовые элементы моделируются физически нелинейными сжато-изогнутыми стержнями. Учитывается значительное кручение бортового элемента, вызванного усилиями от навешиваемой постели. Расчет выполняется шаговым методом в физически и геометрически нелинейной постановке. Дополнительная нагрузка – собственный вес постели и замоноличенной части бортового элемента.

Стадия 3



Монтируется продольная постель, полностью замоноличивается бортовой элемент. Схема расчета аналогична стадии 2.

Стадия 4



Монтируется мембрана. Мембрана моделируется четырехугольными и треугольными геометрически нелинейными конечными элементами мембраны. Расчет выполняется в физически и геометрически нелинейной постановке. Дополнительная нагрузка – собственный вес мембраны.

Стадия 5



Монтируются и преднапрягаются уложенные поверх мембраны канаты. Расчет выполняется в физически и геометрически нелинейной постановке. Нагрузка – собственный вес канатов и усилия преднапряжения. Преднапряжение моделируется специальным элементом – «форкопф». Учитывается проскальзывание канатов в узлах опирания на мембрану.

Стадия 6

Демонтируются раскосы. Расчет выполняется в физически и геометрически нелинейной постановке на нагрузку, соответствующую усилиям в демонтируемых раскосах.

Дальнейший расчет на расчетные сочетания эксплуатационных нагрузок (снег, ветер, собственный вес кровли) выполняются не с «нулевого» НДС смонтированной конструкции, а с НДС, соответствующего последней (шестой) стадии монтажа.

На рисунках 2...4 приведены некоторые иллюстрации расчетной схемы и результатов расчета.

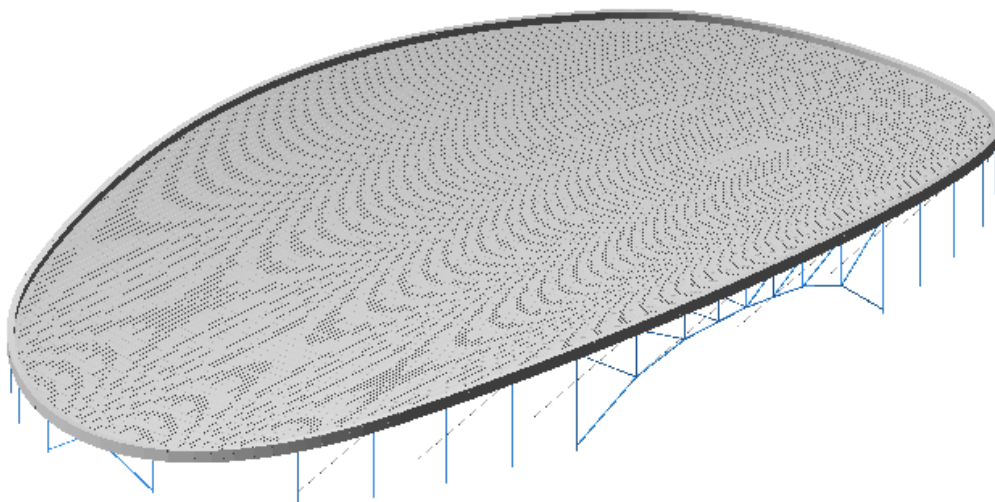


Рис. 2. Общий вид расчетной схемы на эксплуатационной стадии.

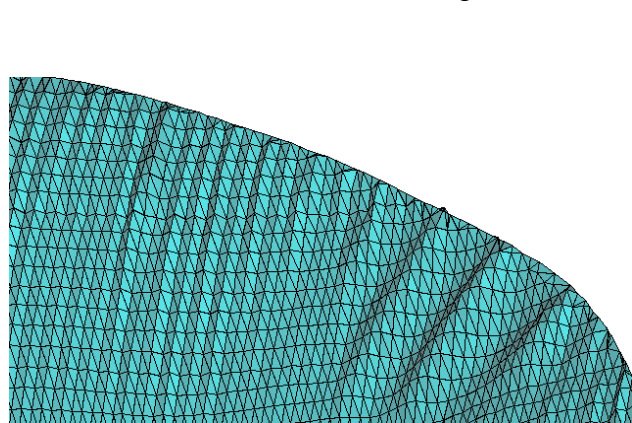


Рис. 3. Форма потери местной устойчивости мембраны в околоконтурной зоне.

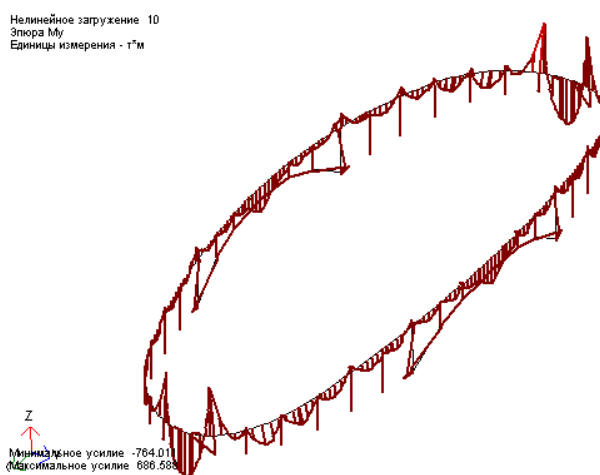


Рис. 4. Эпюра изгибающих моментов в элементах опорного контура.

2. Моделирование процесса устройства котлована со шпунтовым ограждением

Котлован шириной 20 м и глубиной 10 м (рис. 5) возводится в грунтовом массиве, включающем три слоя:

- | | | | | | |
|--------------------|--------------------------|--------------|------------------------------|-------------------------|----------------------|
| 1 слой – насыпной: | $E=800 \text{ т/м}^2$; | $\nu=0.3$; | $\gamma=1.6 \text{ т/м}^3$; | $c=0.1 \text{ т/м}^2$; | $\varphi=30^\circ$; |
| 2 слой – песок: | $E=3000 \text{ т/м}^2$; | $\nu=0.3$; | $\gamma=1.7 \text{ т/м}^3$; | $c=0.1 \text{ т/м}^2$; | $\varphi=34^\circ$; |
| 3 слой – глина: | $E=2000 \text{ т/м}^2$; | $\nu=0.33$; | $\gamma=1.7 \text{ т/м}^3$; | $c=0.8 \text{ т/м}^2$; | $\varphi=29^\circ$. |

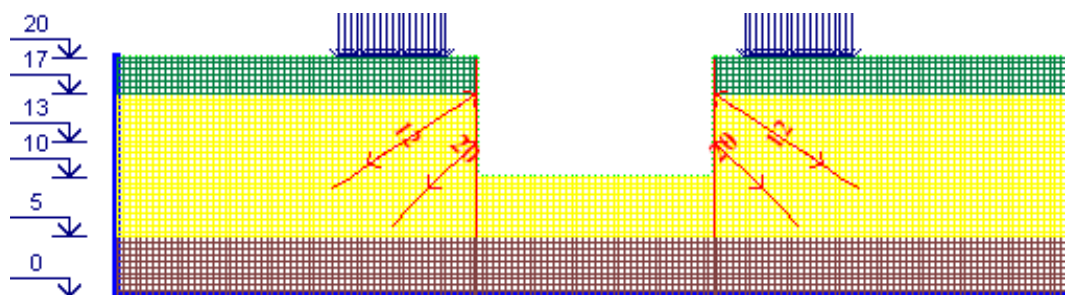


Рис. 5. Схема котлована, шпунтового ограждения, анкеров и грунтового массива.

Опубликовано: Назаров Ю.П., Симбиркин В.Н, Городецкий А.С. Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла конструкций// Актуальные проблемы исследований по теории сооружений: Сборник научных статей в двух частях/ ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – Ч. 2. – М.: ЦПП, 2009. – С. 204-216.

Жесткость шпунтового ограждения длиной 15 м – $EF=1,2 \times 10^6$ т/п.м.; $EI=1,24 \times 10^4$ тм²/п.м.
Верхний анкер длиной 10,8 м устанавливается под углом 30° и имеет жесткость $EF=8 \times 10^3$ т.
Величина натяжения верхнего анкера – 12 т. Нижний анкер длиной 5,6 м устанавливается под углом 45°, имеет жесткость $EF=8 \times 10^3$ т. Величина натяжения нижнего анкера – 20 т.

Экспликация котлована производится в три этапа:

- выемка грунта до отм. -3.0 м;
- выемка грунта до отм. -7.0 м;
- выемка грунта до отм. -10.0 м.

Задача решена в плоской постановке, хотя современные программные комплексы (PLAXIS, ЛИРА, STARK ES и др.) допускают трехмерную постановку.

Компьютерное моделирование процесса возведения котлована и шпунтового ограждения включало следующие стадии:

1. Определение НДС грунтового массива с учетом нагрузки на поверхности грунта.
2. Установка шпунтового ограждения и экскавация грунта до отм. -3.0 м.
3. Установка верхнего анкера и его натяжение на 12 т.
4. Экскавация котлована до отм. -7.0 м.
5. Установка нижнего анкера и его натяжение на 20 т.
6. Экскавация котлована до отм. -10.0 м.

На каждой стадии определялось НДС для грунтового массива, шпунтового ограждения и анкеров. НДС предыдущей стадии являлось стартовой для расчета на следующей стадии. Расчет проводился с учетом физико-механических свойств грунта (грунт работает только на сжатие, ветвь разгрузки не совпадает с нагрузочной ветвью).

Моделирование натяжения выполнялось при помощи специального элемента «форкопф», реализованного в ПК ЛИРА. Элемент (см. рис. 6) реализует натягивающее усилие между натягиваемым элементом (в данном случае анкером) и упором (в данном случае шпунтом).

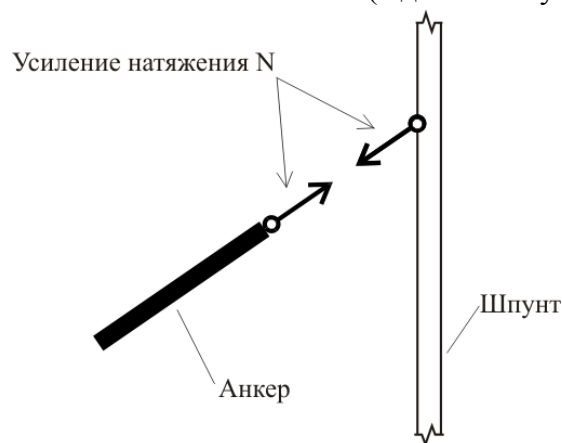


Рис. 6. Схема модели натяжения анкера

Натягивающее усилие прикладывается частями (на каждом этапе расчета использовался шаговый метод) до тех пор, пока растягивающая сила в анкере не достигнет заданной величины.

Моделирование процесса натяжения учитывает податливость грунта в месте анкерования и податливость шпунта, обусловленную деформацией самой конструкции и обжатием грунта.

Окончательное напряженное состояние конструкции шпунта и анкеров представлено на рис. 7.

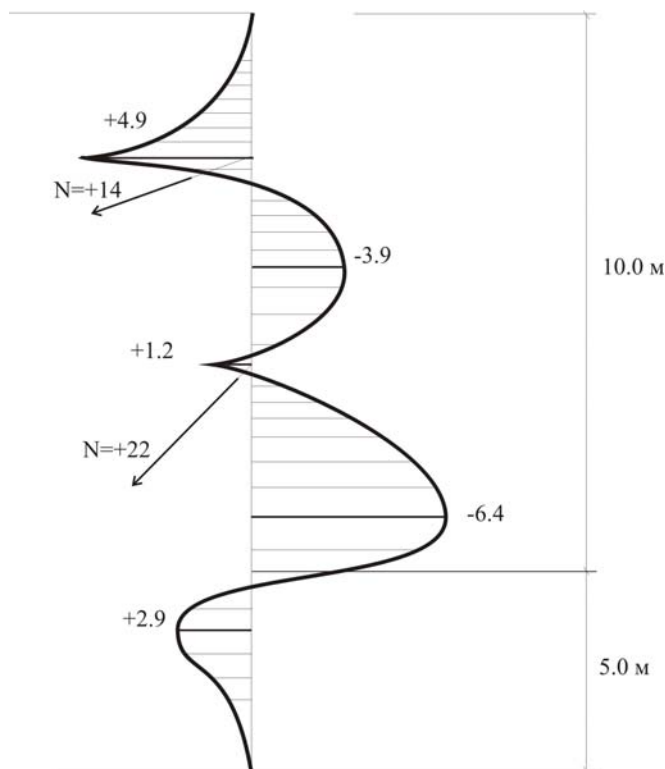


Рис. 7. Эпюра изгибающих моментов в шпунтовом ограждении (тм) и усилия в анкерах (т).

На основе исследования НДС грунта на каждой стадии экскавации котлована можно получать изополя сдвигающих усилий, на основании чего строить линии скольжения и судить об устойчивости склона.

Изополя предельных напряжений сдвига представлены на рис. 8.

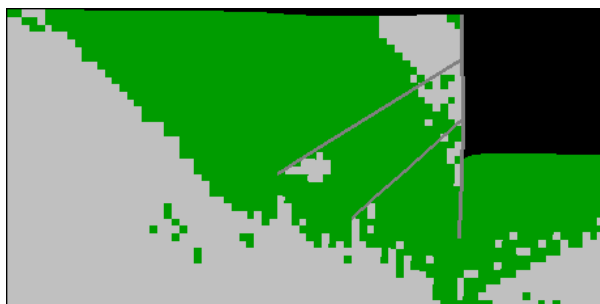


Рис. 8. Предельные напряжения сдвига (коэффициент запаса устойчивости $K_u=2$).

Эта информация может оказаться полезной при определении устойчивости склона, подпертого шпунтом с анкерами.

3. Моделирование изменения НДС железобетонной конструкции во времени

Ползучесть бетона обуславливает изменение напряженно-деформированного состояния железобетонной конструкции во времени, даже если внешняя нагрузка не претерпевает особых изменений: ошутимый рост деформаций; перераспределение усилий между различно нагруженными элементами; перераспределение усилий между бетоном и арматурой в сечениях элементов [1].

Опубликовано: Назаров Ю.П., Симбиркин В.Н, Городецкий А.С. Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла конструкций// Актуальные проблемы исследований по теории сооружений: Сборник научных статей в двух частях/ ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – Ч. 2. – М.: ЦПП, 2009. – С. 204-216.

Программные комплексы, в которых реализованы методы учета ползучести бетона, позволяют моделировать такие процессы. Так, в ПК ЛИРА реализован один из простых вариантов моделирования ползучести:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E(1 + K(t))}, \text{ где}$$

$$K(t) = K_0(t/B + t)^{0.3},$$

t – время в сутках от начала нагружения,
 E , K_0 и B зависят от свойств материала.

По-видимому, без особых затруднений могут быть реализованы более общие зависимости теории ползучести.

Продemonстрируем моделирование изменения НДС железобетонной конструкции на примере двухпролетной многоэтажной рамы (рис. 9). Условно раму можно рассматривать как фрагмент пространственного железобетонного монолитного каркаса здания. Ригели представляют собой вырезанные полосы перекрытий шириной 6 м и толщиной 0.2 м.

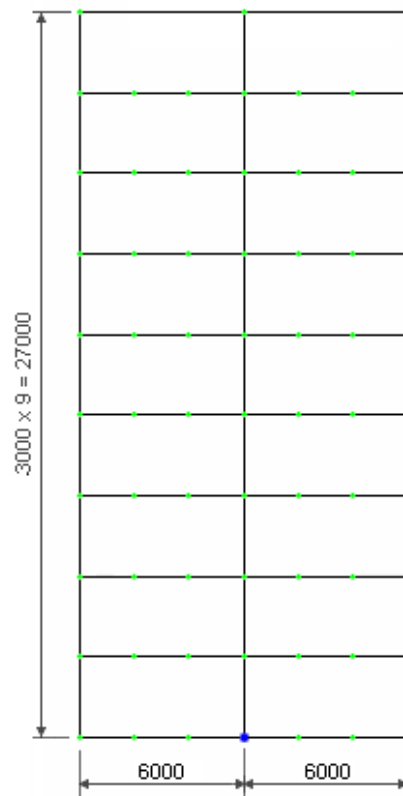


Рис. 9. Схема рассматриваемой рамы (размеры даны в мм).

Результаты расчета НДС рамы в различные моменты времени представлены в табл. 1.

Таблица 1

Результаты расчета НДС рамы

Параметр НДС	Упругий расчет	Нелинейный расчет с учетом ползучести при длительности нагружения			
		28 суток	365 суток	1100 суток	1500 суток
Продольное усилие в средней колонне 1-го этажа, т	-360,57	-344,54	-335,06	-333,33	-332,97
Продольное усилие в крайней колонне 1-го этажа, т	-202,84	-211,98	-216,71	-217,58	-217,76
Изгибающий момент в крайней колонне 1-го этажа, тм	-2,01	0,82	2,21	2,46	2,51
Изгибающий момент в опорном сечении покрытия, тм	-16,44	-14,18	-12,45	-12,14	-12,07
Изгибающий момент в пролетном сечении покрытия, тм	11,17	16,53	17,4	17,56	17,59
Вертикальное перемещение верха средней колонны, мм	-17,27	-39,6	-48,27	-49,86	-50,19

Анализируя результаты, приведенные в таблице 1, можно судить о некотором перераспределении усилий и значительном увеличении деформаций вследствие ползучести бетона. В ряде случаев значительное увеличение перемещений может оказаться решающим фактором, снижающим несущую способность конструкции. Так, для пологих железобетонных оболочек увеличение перемещений уменьшает пологость оболочки, что может привести к значительному росту усилий. В этом смысле моделирование работы конструкций во времени и учет ползучести материала может выявить важные факторы, влияющие на устойчивость и живучесть конструкции.

4. Моделирование форс-мажорной ситуации

Моделирование форс-мажорных ситуаций может потребоваться для исследования живучести конструкции, возможности и механизма ее «прогрессирующего» разрушения при аварийном выходе из строя отдельных конструктивных элементов [2, 3]. Такой анализ может быть сделан в рамках нелинейного динамического расчета, однако его выполнение при массовом проектировании в настоящее время не представляется возможным ввиду большой сложности и ресурсоемкости расчета. В то же время, по нашему мнению, несостоятельна и попытка моделирования процесса «прогрессирующего» разрушения конструкции на основе линейно-упругого статического расчета, предпринятая в некоторых работах и программных комплексах.

Моделирование «форс-мажорной» аварийной ситуации предлагается проводить по следующей схеме [4]. На первом этапе выполняют расчет конструкции в эксплуатационной стадии или в нескольких монтажных и эксплуатационных стадиях, с учетом истории возведения и нагружения конструкции, предшествующих локальному разрушению. При этом учитывается физическая и геометрическая нелинейность работы конструкции. Напряженно-деформированное состояние первого этапа является стартовым для второго этапа, на котором выполняют расчет схемы с выключенными из работы (удаленными) элементами. Нагрузкой на втором этапе являются усилия в удаленных элементах, увеличенные на

коэффициент, учитывающий динамику процесса. Расчет также проводят с учетом физической и геометрической нелинейности. Если при этом окажется, что некоторые элементы модели не удовлетворяют условию прочности (т.е. разрушаются), то расчет продолжается аналогичным образом на следующей стадии без таких элементов. Расчет будет завершен либо локализацией процесса разрушения, либо полным разрушением несущей системы. Однако следует заметить, что в большинстве случаев для предотвращения «прогрессирующего» разрушения конструкции необходимо обеспечить несущую способность всех ее элементов при начальных аварийных повреждениях. В этих случаях расчет будет остановлен на первой стадии второго этапа расчета и моделирование процесса «прогрессирующего» разрушения не потребуется.

Приведем простейший пример моделирования «форс-мажорной» ситуации для многопролетной шестиэтажной рамы, показанной на рис.10. Условно раму можно рассматривать как фрагмент пространственного железобетонного монолитного каркаса здания. Ригели представляют собой вырезанные полосы перекрытий шириной 6 м и толщиной 0.2 м. Сечение колонн 0.5x0.5 м. Кроме собственного веса, на ригели приложена равномерно распределенная вертикальная нагрузка. Полное расчетное значение нагрузки составляет 36 кН/п.м, нормативное длительное значение – 22.2 кН/п.м, что примерно соответствует уровню нагружения перекрытий этажей жилых и административных зданий. Работа рамы в составе каркаса обеспечивается закреплением узлов 1÷12 от горизонтальных перемещений и углов поворота.

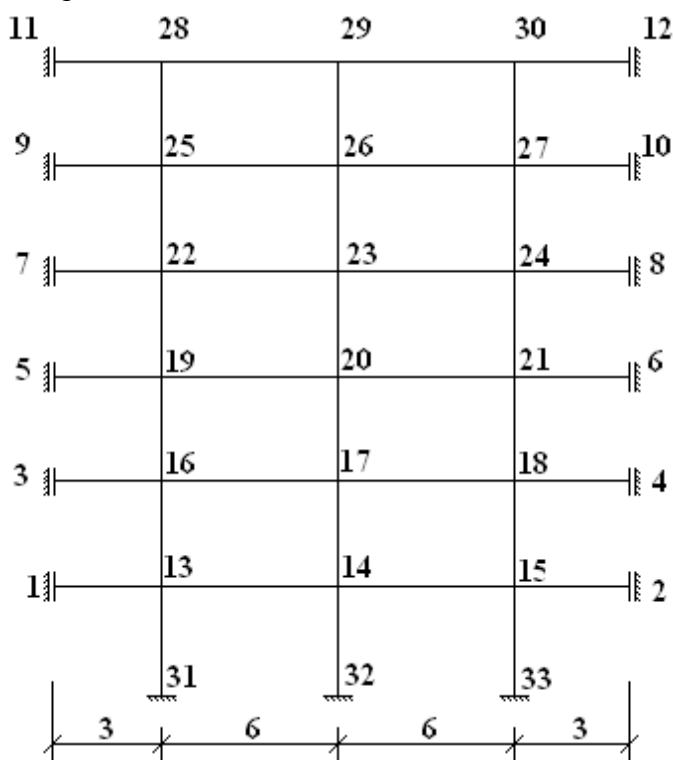


Рис. 10. Геометрическая схема рамы с номерами узлов (размеры указаны в метрах).

В табл. 2 представлены результаты расчетов как в проектном состоянии рамы (графы 1-2), так и в запроектом состоянии с учетом аварийного выхода из строя колонны 32-14 (графы 3-5). Причем моделирование аварийного состояния осуществлено тремя разными способами.

Таблица 2

Результаты расчета НДС рамы в проектном и аварийном состояниях

Параметры напряженно-деформированного состояния	Линейно-упругий расчет при проектных воздействиях		Расчет при аварийном выходе из строя колонны 32-14 и действии нормативной длительной нагрузки		
	При полной расчетной нагрузке	При нормативной длительной нагрузке	Линейно-упругий расчет	Одностадийный расчет с учетом физической и геометрической нелинейности	Многостадийный расчет с учетом физической и геометрической нелинейности
	1	2	3	4	5
Наименьший (опорный) момент в ригеле 13-14, кНм	-205.1	-163.7	-691.2	-537.5	-487.7
Наибольший момент в ригеле 13-14, кНм	102.5	81.8	403.2	315.2	305.3
Нормальное усилие в колонне 32-14, кН	-2563	-2066	-	-	-
Нормальное усилие в ригеле 13-14, кН	0	0	25.9	1012	1074
Перемещение узла 14, мм	-1.0	-0.8	-31.6	-192.1	-210.3
Расчетная площадь сечения продольной арматуры ригелей, см ²					
- верхней		38	126	92	79
- нижней		18.5	68.6	60	60

Данные табл. 2 доказывают преимущества предложенного варианта моделирования форс-мажорной ситуации путем многостадийного нелинейного расчета конструкции. Именно такой подход позволяет выработать максимально экономичные конструктивные решения.

Таким образом можно заключить, что компьютерное моделирование различных процессов жизненного цикла несущих строительных конструкций служит источником существенных дополнительных знаний о работе конструкций под нагрузкой и способствует наиболее рациональному и надежному проектированию.

Литература

1. Невилль А.М. Свойства бетона. – М.: Стройиздат, 1972 – 344 с.
2. СТО 36554501-014-2008 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения». – М.: НИЦ «Строительство», 2008.
3. МДС 20-2.2008 «Временные рекомендации по обеспечению безопасности большепролетных сооружений от лавинообразного (прогрессирующего) обрушения при аварийных воздействиях». – М.: НИЦ «Строительство», 2008.
4. Назаров Ю.П., Городецкий А.С., Симбиркин В.Н. К проблеме обеспечения живучести строительных конструкций при аварийных воздействиях// Строительная механика и расчет сооружений. – 2009. – №4. – С. 5-9.