

УДК 519. 642: 624. 0446 624. 15

**А. С. Моргун, д. т. н., проф.; И. Н. Меть**

## **УЧЕТ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ ПРИ ИССЛЕДОВАНИИ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ СИСТЕМЫ "ОСНОВАНИЕ – ФУНДАМЕНТ – СООРУЖЕНИЕ"**

*Проанализировано влияние совместной работы системы "основание – фундамент – сооружение" на перераспределение внутренних усилий в надземной части.*

**Ключевые слова:** напряженно-деформированное состояние, численное моделирование, перераспределение усилий, осадка опор.

### **Введение**

Традиционный расчет усилий в статически определимых конструкциях базируется на том, что конструктивные элементы идеально упругие и их жесткости не зависят от величины и длительности действия силы, а также на том что незначительность деформаций позволяет считать неизменными геометрические величины, которые входят в условия равновесия.

В железобетонных конструкциях наблюдаются, кроме упругих деформаций, также деформации неупругие: текучести, ползучести, усадки, температурные, смещения опор и другие.

В силу этих обстоятельств напряженно-деформированное состояние (НДС) зданий как в условиях эксплуатации, так и на грани несущей возможности существенно отличается от состояния, определенного из расчета этой же системы как упругой. При росте нагрузок, пропорциональных одному параметру, НДС системы растет в большинстве случаев непропорционально этому параметру. Соотношение между разными напряжениями и деформациями изменяются в довольно широких пределах. Неупругие деформации приводят к перераспределению усилий, которое нередко осуществляет значительное влияние на несущую способность конструкций, жесткость и трещиностойчивость.

Перераспределение усилий приводит к повышению несущей способности системы, поэтому учет этого распределения может помочь сэкономить материалы. С другой стороны, неупругие деформации наземной и подземной части зданий, образование трещин, скольжение частиц почвы, как правило, снижают жесткость. Обусловленная этим явлением задержка роста усилий в одних элементах, за счет ускоренного роста усилий в других, может иметь последствия как образования, так и предотвращения образования трещин или их раскрытия. Таким образом, учет перераспределения усилий способствует более точной оценке эксплуатационных качеств системы и может указывать на целесообразность мероприятий, которые улучшают свойства элементов системы для поднятия жесткости и трещиностойчивости.

Аналитическое решение проблемы взаимовлияния составляющих системы получить довольно сложно, так как нужно учитывать много факторов: жесткостных характеристик сооружения, характеристики прочности и деформируемости грунта активной зоны, реологию грунтов, историю нагрузки массива грунта а также активные зоны фундаментов существующих рядом зданий.

### Постановка задачи, определяющие соотношения

Для рассмотрения задачи привлечём механику сплошных сред и числовой метод конечных элементов (МКЭ). Проведены расчеты эпюр  $M$ ,  $Q$ ,  $N$ , шести вариантов плоского железобетонного каркаса зданий (рис. 1) по классическому методу перемещений и сравнены с результатами их расчета по ПК "Ли́ра" на: а) собственный вес, б) одновременное действие собственного веса и вынужденных смещений опор. Жесткость железобетонных стоек квадратного сечения ( $30 \text{ см} \times 30 \text{ см}$ )  $EI = 2025 \text{ т}\cdot\text{м}^2$ , жесткость ригеля прямоугольного сечения ( $30 \text{ см} \times 37,8 \text{ см}$ )  $EI = 4050 \text{ т}\cdot\text{м}^2$ .

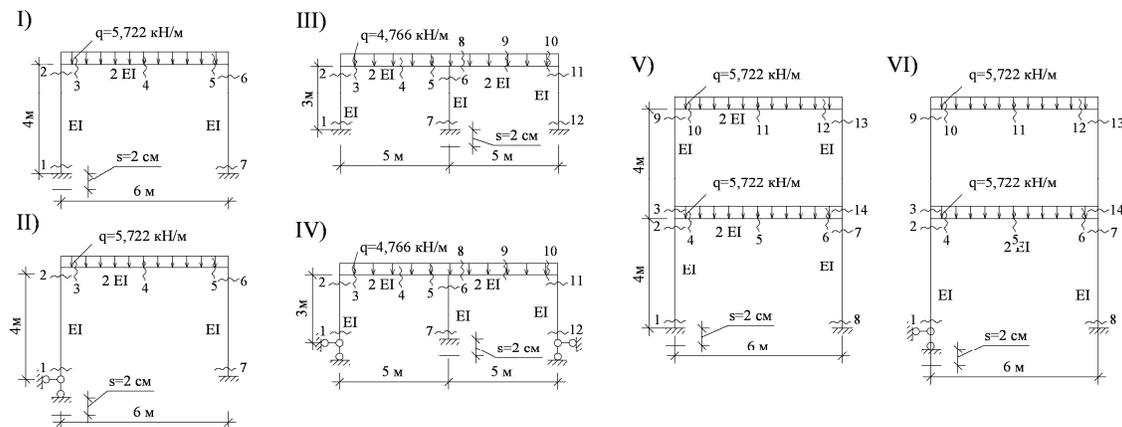


Рис. 1. Варианты рассмотренных расчетных схем каркасов и характерные сечения

На рис. 1 в схемах I и II рассматривалось поведение одноэтажной однопролетной рамы в различных условиях закрепления левой стойки (жесткое, шарнирное) при ее вынужденном смещении. В схемах III и IV исследовались одноэтажные двухпролетные рамы с разным видом закрепления крайних стоек и при вынужденном смещении средней опоры. В схемах V и VI анализировалось перераспределение усилий при вынужденном смещении левой опоры от 2 до 8 см с шагом 2 см.

Результаты расчетов эпюр изгибаемых моментов  $M$  (кН·м), поперечных сил  $Q$  (кН), продольных сил  $N$  (кН) сведены в таблице, аналогичной табл. 1 данного расчета для первой схемы (рис. 1, I). В таблице в числителе приведено значение эпюр  $M$ ,  $Q$ ,  $N$  с учетом вынужденного смещения опор, в знаменателе – величины эпюр  $M$ ,  $Q$ ,  $N$  без учета вынужденного смещения опор. Следовательно, результат такого отношения характеризовал картину изменения соответствующего усилия ( $M$ ,  $Q$ ,  $N$ ) для каждого характерного сечения, воспроизводя картину перераспределения усилий в большую или меньшую сторону. Такое отношение служит своеобразной производной (градиентом) части функции изменения эпюры  $M$ ,  $Q$  или  $N$  по отношению к расчету рамного каркаса без учета работы подземной части здания. Именно этот градиент (соотношение) дает общую характеристику поведения исследуемой функции (изменения  $M$ ,  $Q$ ,  $N$ ) вблизи конкретного характерного сечения. Его направление показывает направление самого быстрого роста или уменьшения функции ( $M$ ,  $Q$ ,  $N$ ). Результаты исследований изменения внутренних усилий для схем поданы на рис. 2, 3, 4.

Таблица 1

Данные расчетов M, Q, N для первой схемы

N характерного сечения	M с учётом смещения / M без учета смещения		Q с учётом смещения / Q без учета смещения		N с учётом смещения / N без учета смещения	
	с учётом смещения	без учета смещения	с учётом смещения	без учета смещения	с учётом смещения	без учета смещения
1	19,9	5,29 = 3,88	-3,893	-3,854 = 1,01	-12,464	-17,161 = 0,73
2	4,403	-10,287 = -0,43	-3,893	-3,854 = 1,01	-12,464	-17,161 = 0,73
3	4,403	-10,287 = -0,43	12,459	17,161 = 0,73	-3,924	-3,854 = 1,02
4	8	15,465 = 0,52	-4,707	0 = 0	-3,924	-3,854 = 1,02
5	-25,134	-10,287 = 2,44	-21,873	17,161 = 1,27	-3,924	-3,854 = 1,02
6	-25,134	-10,287 = 2,44	3,891	3,854 = 1,01	-21,868	-17,161 = 1,28
7	-9,951	5,129 = -1,87	3,891	3,854 = 1,01	-21,868	-17,161 = 1,28

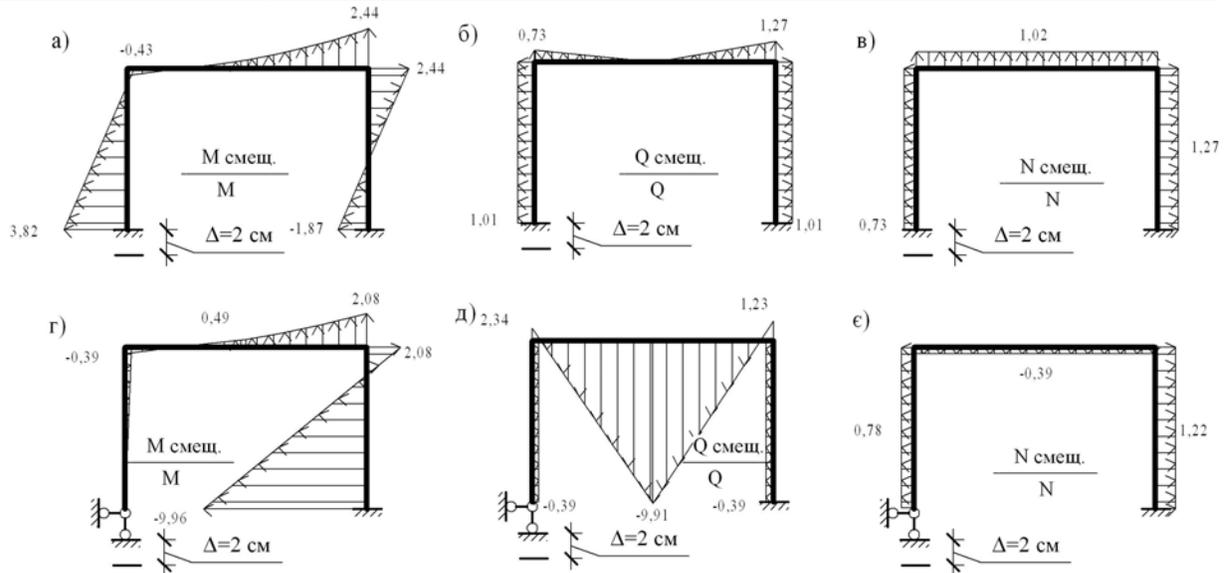


Рис. 2. Градиент изменения внутренних усилий (M, Q, N): а, б, в – для варианта схемы I; г, д, е – для варианта схемы II

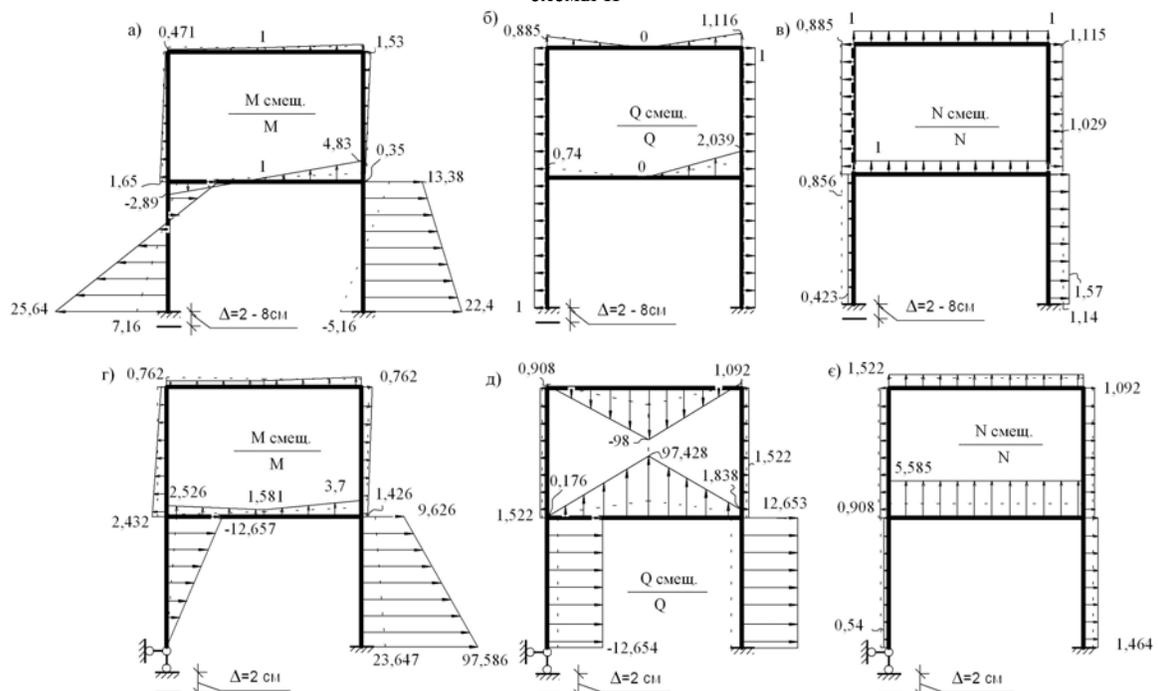


Рис. 3. Градиент изменения внутренних усилий (M, Q, N): а, б, в – для варианта схемы V;

г, д, е – для варианта схемы VI

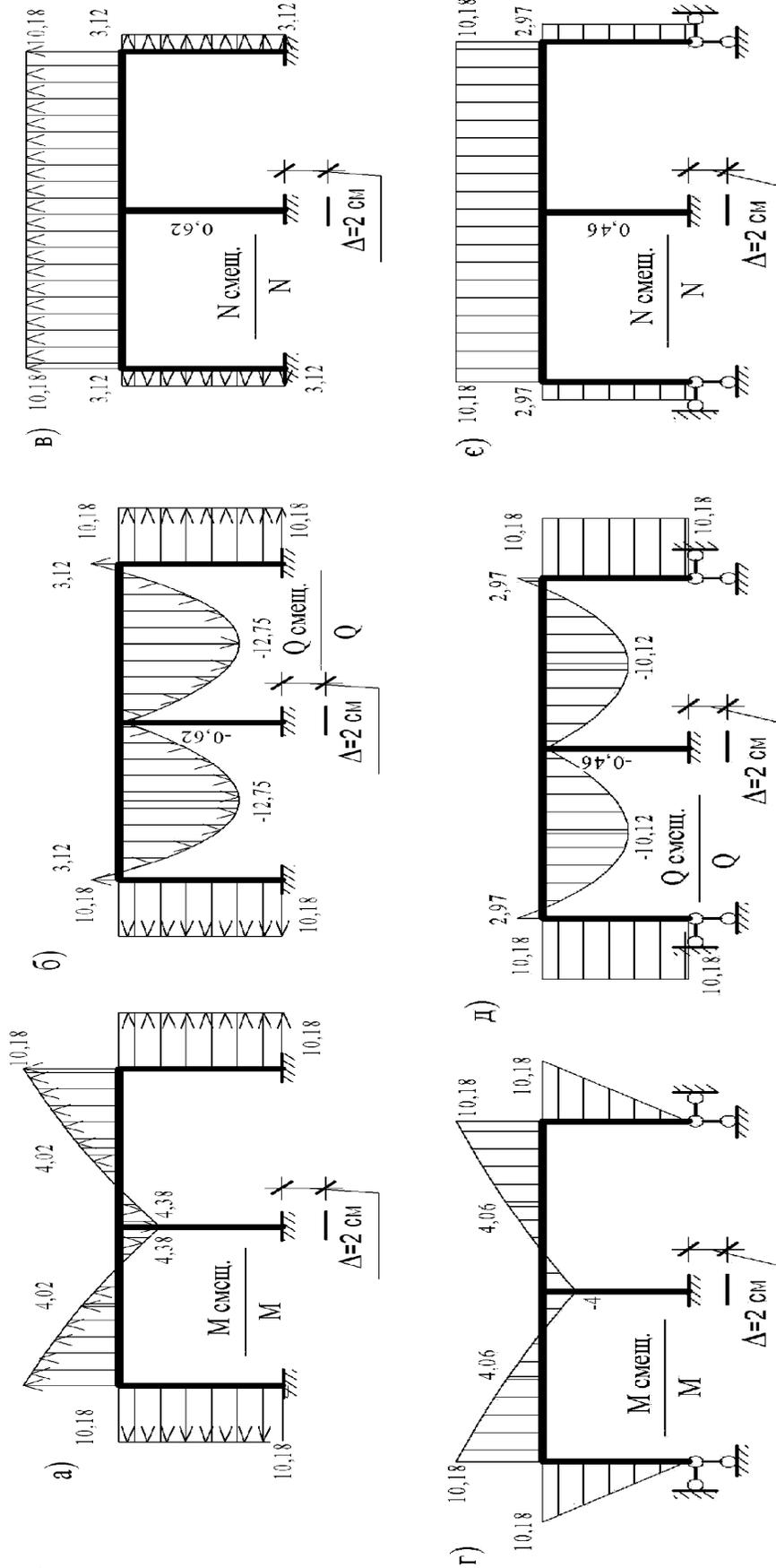


Рис. 4. Градиент изменения внутренних усилий (M, Q, N): а, б, в – для варианта схемы III; г, д, е – для варианта схемы IV.

Изгибаемый момент в жестко закрепленной оседающей колонне (I схема) возрастает в 3,82 раза, в крайней колонне и ригеле – в 1,27 раз, также наблюдается перераспределение продольного усилия  $N$  – уменьшение до 0,73 от начального значения в оседающей колонне и соответственно на 27%  $N$  увеличивается в угловой стойке.

Смещение шарнирно закрепленной колонны (схема II, рис. 2 г, д, е) увеличивает изгибаемый момент в 9,96 раз,  $Q$  в ригеле – в 9,91 раза. Картина перераспределения  $N$  практически идентична схеме I – уменьшение  $N$  в оседающей левой колонне на 22% и такое же увеличение  $N$  в крайней противоположной колонне.

Смещения средней колонны на 1 см (схемы III, IV, рис. 4) приводят к резкому увеличению в 10,1 раза  $M$  в крайних колоннах как при жестком, так и при шарнирном их закреплении. Наблюдается в 10,18 раз увеличение  $Q$  в крайних колоннах и в 12,75 – 10,12 раз рост  $Q$  в ригелях при обоих видах закреплений. Возрастает  $N$  в крайних стойках в 3 раза и в ригеле – в 10,18 раз.

На рис. 3 а, б, в (схема V) приведена динамика перераспределения усилий при оседании левой опоры от  $s = 2$  см к  $s = 8$  см. Наблюдается резкое увеличение изгибаемых моментов в стойках первого этажа при  $s = 2$  см – в 5 – 7 раз, при  $s = 8$  см – в 26 – 23 раза. Величина смещения левой опоры от 2 см до 8 см на изгибаемые моменты второго этажа влияет слабо (лишь в 1,53 раза). Смещение левой опоры увеличивает поперечную силу в ригелях (приблизительно в 2 раза) и уменьшает продольную силу  $N$  в левой стойке, которая смещается до 0,43 от начальной величины (при  $s = 2$  см) до 0,86 ( $s = 8$  см).  $N$  в противоположной колонне увеличивается от 1,14 при  $s = 2$  см до 1,57 при  $s = 8$  см.

В схеме VI результаты численного расчета фиксируют резкое увеличение изгибаемого момента  $M$  в непроседающей, жестко закрепленной колонне и поперечной силы  $Q$  в ригелях как 1-го, так и 2-го этажей, продольная сила  $N$  в проседающих колоннах как первого, так и второго этажа уменьшается до 46% и на столько же увеличивается в непроседающей колонне.

### Выводы

1. Перераспределение усилий продольной силы  $N$  практически не зависит от вида закрепления колонн (жесткое или шарнирное) и способствует уменьшению  $N$  в оседающих колоннах, перебрасывая усилие  $N$  на крайние неоседающие колонны, на такую же величину, на сколько они уменьшаются в оседающих колоннах.

2. Наибольшее перераспределение изгибаемого момента  $M$  в двухэтажном каркасе возникает в колоннах и ригеле первого этажа, незначительно влияя на элементы второго этажа.

3. Проектирование сооружений с учетом перераспределения усилий является актуальным сегодня, поскольку позволяет наиболее эффективно использовать материалы, потому что их сметная стоимость всё время растёт.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бартоломей Л. А. Прогноз осадок сооружений с учетом совместной работы основания, фундамента и надземных конструкций / Л. А. Бартоломей; Перм. гос. техн. ун - т. – Пермь: Б. и., 1999. – 148 с.: ил. – ISBN 5881512103:40.
2. Городецкий А. С. Информационные технологии расчёта и проектирования строительных конструкций / Городецкий А. С., Шмуклер В. С., Бондарев А. В.; учебное пособие. – Харьков: НТУ ХПИ, 2003. – 889 с. – ISBN 966-664-084-8.
3. Моргун А. С. Аналіз впливу пружнопластичних деформацій ґрунтів основи на перерозподіл зусиль у багатоповерхових будівлях / А. С. Моргун, І. М. Меть // Збірник наукових праць ІнБТЕГП. Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. – 2009. – № 6. – С. 27 – 32.

**Моргун Алла Серафимовна** – доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой промышленного и гражданского строительства, ИнСТЕГС, тел. 59-82-10, e-mail: [alla@proft.com.ua](mailto:alla@proft.com.ua).

**Меть Иван Николаевич** – аспирант кафедры промышленного и гражданского строительства, ИнСТЕГС, e-mail: [van.met@mail.ru](mailto:van.met@mail.ru).

Винницкий национальный технический университет.