

**ИССЛЕДОВАНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ  
ЛИНЕАРИЗИРОВАННЫХ ДИАГРАММ  
«ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ – КРИВИЗНА»**

Дорофеев В.С., Ковров А.В., Ковтуненко А.В.

Одесская государственная академия строительства и архитектуры,  
г. Одесса, Украина

**АНОТАЦІЯ:** Дослідженні зміни напружено-деформованого стану залізобетонних статично невизначених конструкцій, що передують втраті несучої здатності

**АННОТАЦИЯ:** Изучены изменения напряженно-деформированного состояния железобетонных статически неопределимых конструкций, предшествующие потере несущей способности

**ABSTRACT:** The changes of stress and strain condition of the reinforced concrete statically indeterminate structures that came before losing of bearing capacity are explored

**Ключевые слова:** железобетонные рамные конструкции, несущая способность, изгибающий момент, кривизна.

## 1 ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМЫ

Определению несущей способности железобетонных статически неопределимых конструкций при помощи метода предельного равновесия посвящены работы А.А.Гвоздева [1, 2].

Переход действующих нормативных документов на расчет железобетонных конструкций с использованием деформационных подходов требует дальнейшего развития методик определения несущей способности железобетонных статически неопределимых конструкций.

Авторами в работах [3, 4] рассматривалось построение линеаризованных диаграмм «изгибающий момент – кривизна» для сечений изгибаемых железобетонных элементов и возможность их применения при расчете статически неопределимых конструкций.

## 2 ЦЕЛЬ РАБОТЫ

Изучение изменений напряженно-деформированного состояния железобетонных статически неопределимых конструкций, предшествующих потере несущей способности, с использованием линеаризованных диаграмм «изгибающий момент – кривизна».

## 3 ОСНОВНАЯ ЧАСТЬ

Исследуется изменение напряженно-деформированного состояния монолитного железобетонного плоского каркаса девятиэтажного четырехпролетного жилого здания с плоской кровлей при увеличении вертикальной нагрузки.

Пролет каркаса составляет 6,0 м, высота этажа – 3,0 м. Ригели каркаса приняты прямоугольного сечения с размерами  $b_p \times h_p = 30 \times 50$  см из бетона класса С20/25 с расчетным сопротивлением  $f_{cd} = 14,5$  МПа. Стойки приняты прямоугольного сечения с размерами  $h_c \times b_c = 40 \times 40$  см из бетона класса С25/30 с расчетным сопротивлением  $f_{cd} = 17$  МПа

Армирование всех элементов каркаса принято из стержневой арматуры класса А400С с расчетным сопротивлением  $f_{yd} = 360$  МПа и модулем упругости  $E_s = 200000$  МПа.

По результатам расчета каркаса здания на действие расчетных нагрузок на ригели перекрытия  $q_y = 65,0$  кН/м и ригели покрытия  $q_y = 40,0$  кН/м в предположении упругой работы принято следующее армирование (рис. 1):

- армирование стоек принимается симметричным  $(4+4)\varnothing 28$  А400С с площадью  $A_s = A_s' = 24,63$  см<sup>2</sup>;

- ригель в пролете армируется рабочей арматурой  $4\varnothing 16$  А400С с площадью  $A_s = 8,04$  см<sup>2</sup> и конструктивной арматурой  $2\varnothing 16$  А400С с площадью  $A_s' = 4,02$  см<sup>2</sup>;

- ригель в опорных зонах на расстоянии  $l/4$  от узлов армируется рабочей арматурой  $2\varnothing 16$  и  $2\varnothing 28$  А400С с площадью  $A_s = 16,34$  см<sup>2</sup> и конструктивной арматурой  $2\varnothing 16$  А400С с площадью  $A_s' = 4,02$  см<sup>2</sup>.

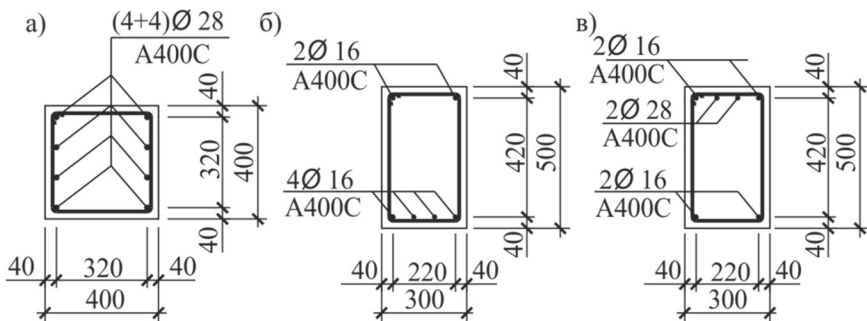


Рис. 1 Армирование элементов железобетонного рамного каркаса:  
 а) – стоек; б) – ригелей в пролете; в) – ригелей в опорных зонах

По принятому армированию для сечений конструктивных элементов каркаса строятся линеаризованные диаграммы «изгибающий момент – кривизна», в соответствии с предложениями изложенными в работе [3]. Линеаризованные диаграммы «изгибающий момент – кривизна» для пролетного и опорного сечений ригелей приведены на рис. 2.

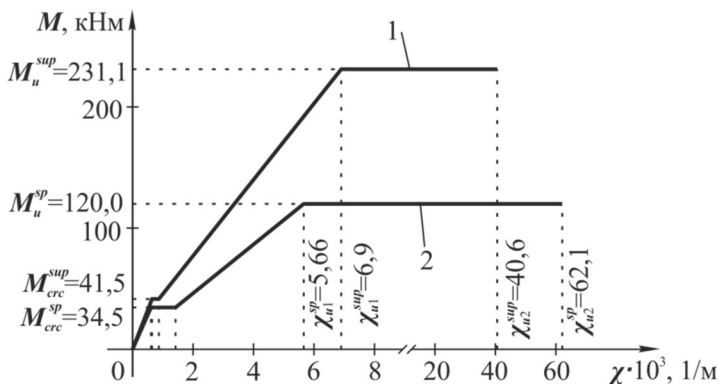


Рис. 2 Диаграммы «изгибающий момент – кривизна»  
 1 – для опорного сечения ригеля;  
 2 – для пролетного сечения ригеля.

Несущая способность рамного каркаса определяется расчетом рамного каркаса в соответствии с предложениями, изложенными в работе [4], при пошаговом увеличении нагрузки. При этом нагрузка на ригели

междуэтажных перекрытий увеличивалась с шагом 5 кН/м, а на ригели покрытия – с шагом 3,1 кН/м. После достижения расчетных значений нагрузки на ригели междуэтажных перекрытий увеличивалась с шагом 1 кН/м, а на ригели покрытия – с шагом 0,6 кН/м.

Анализ результатов расчетов на каждом шаге загрузки показал, что запроектированный железобетонный рамный каркас работает в упругой стадии до уровня нагрузки на ригели междуэтажных перекрытий  $q_y = 15,0$  кН/м. При нагрузках свыше 15 кН/м образуются нормальные трещины, вызывающие перераспределение внутренних усилий, в опорных сечениях ригелей. При нагрузках свыше 25 кН/м образуются нормальные трещины в пролетных сечениях ригелей. При расчетных значениях вертикальных нагрузок перераспределение внутренних усилий для заданной расчетной схемы составляет 5...10% в сечениях колонн и 10...15% в сечениях ригелей.

По результатам расчета на каждом шаге загрузки построены диаграммы зависимостей значений изгибающих моментов в опорных и пролетных сечениях ригелей первого этажа от величины нагрузки на ригели междуэтажных перекрытий, представленные на рис. 3, 4. Горизонтальные участки на диаграммах свидетельствует об образовании условных пластических шарниров.



Рис. 3 Зависимость значений изгибающих моментов в ригелях крайних пролетов первого этажа от величины нагрузки: 1 – в опорном сечении; 2 – в пролетном сечении.



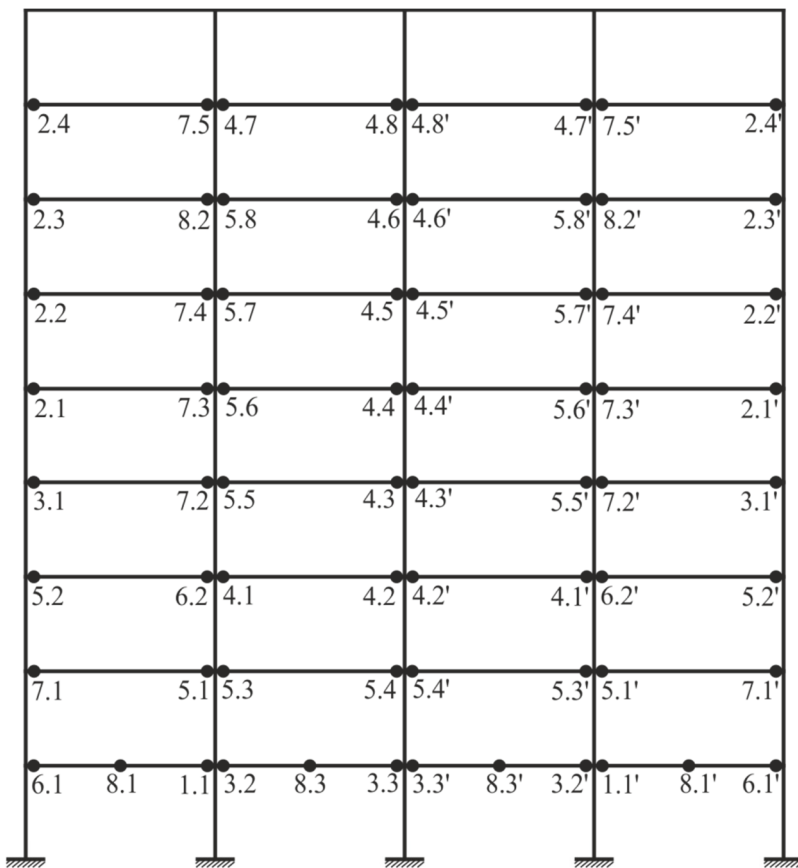
Рис. 4 Зависимость значений изгибающих моментов в ригелях крайних пролетов первого этажа от величины нагрузки 1 – в опорном сечении; 2 – в пролетном сечении.

При расчетах железобетонного каркаса на действие нагрузок, превышающих расчетное значение, элементы расчетной схемы проверялись на образование условных пластических шарниров. Критерием образования условного пластического шарнира являлось достижение значений кривизны в расчетном сечении величины  $\chi_{u1}$ , соответствующей наибольшему значению изгибающего момента, воспринимаемого сечением.

Первый условный пластический шарнир образуется в опорном сечении ригеля крайнего ряда первого этажа, примыкающего к стойке среднего ряда, при нагрузке на ригели междуэтажных перекрытий  $q_y = 69,0$  кН/м и нагрузке на ригели покрытия  $q_y = 42,5$  кН/м. При дальнейшем увеличении нагрузки пластические шарниры образуются в опорных сечениях ригелей.

Потеря несущей способности рамы происходит при нагрузке на ригели междуэтажных перекрытий  $q_y = 76,0$  кН/м и нагрузке на ригели покрытия  $q_y = 46,8$  кН/м, в результате образования третьих условных пластических шарниров в пролетных сечениях ригелей первого этажа.

Схема образования условных пластических шарниров, предшествующих разрушению железобетонного рамного каркаса с обозначением порядка их формирования приведена на рис. 5.



- 1.\* - при нагрузке на междуэтажные перекрытия  $q = 69$  кН/м
- 2.\* - при нагрузке на междуэтажные перекрытия  $q = 70$  кН/м
- 3.\* - при нагрузке на междуэтажные перекрытия  $q = 71$  кН/м
- 4.\* - при нагрузке на междуэтажные перекрытия  $q = 72$  кН/м
- 5.\* - при нагрузке на междуэтажные перекрытия  $q = 73$  кН/м
- 6.\* - при нагрузке на междуэтажные перекрытия  $q = 74$  кН/м
- 7.\* - при нагрузке на междуэтажные перекрытия  $q = 75$  кН/м
- 8.\* - при нагрузке на междуэтажные перекрытия  $q = 76$  кН/м

Рис. 5 Схема образования пластических шарниров

Коэффициент резерва несущей способности запроектированной рамы до образования первого пластического шарнира и до разрушения по отношению к расчетной нагрузке составляет соответственно 1,06 и 1,17; по отношению к характеристической нагрузке – 1,13 и 1,38. Из схемы образования пластических шарниров при нагрузке предшествующей разрушению, приведенной на рис. 5, видно, что несущая способность колонн железобетонного рамного каркаса используется в неполной мере.

#### 4 ВЫВОДЫ

1. Проведено исследование несущей способности железобетонного плоского каркаса с использованием линеаризованных диаграмм «изгибающий момент – кривизна» при увеличении вертикальной нагрузки вплоть до предельного состояния.

2. Анализ порядка формирования условных пластических шарниров для рассмотренной расчетной схемы при принятом армировании свидетельствует, о неполном использовании несущей способности колонн.

3. Необходимо дальнейшее продолжение исследований для выявления влияния степени армирования элементов железобетонных каркасов на увеличение резервов несущей способности.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Гвоздев А.А. Определение величины разрушающей нагрузки для статически неопределимых систем, претерпевающих пластические деформации // А.А. Гвоздев. Труды конференции по пластическим деформациям. – М. – Л.: АН СССР, 1938.
2. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия / А.А.Гвоздев – М.: Госстройиздат, 1949. – 249 с.
3. К построению линеаризованных диаграмм деформирования изгибаемых железобетонных элементов / В.С.Дорофеев, А.В.Ковров, А.В.Ковтуненко, Н.К.Высочан // Ресурсоєкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць. – Рівне, НУВГП, 2011. – Вип. №22. – С.320-327.
4. О применении линеаризованных диаграмм «изгибающий момент – кривизна» при расчете статически неопределимых железобетонных рамных конструкций / В.С.Дорофеев, А.В.Ковров, А.В.Ковтуненко // Вісник ОДАБА. – Одесса, 2012. – № 46. – С.96-101.