

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

АННОТАЦИЯ: Досліджено зміни напружено-деформованого стану залізо-бетонних 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.

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.

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

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТОВ

Исследуется изменение напряженно-деформированного состояния монолитного железобетонного плоского каркаса девятиэтажного четырех-пролетного 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 модулю 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):

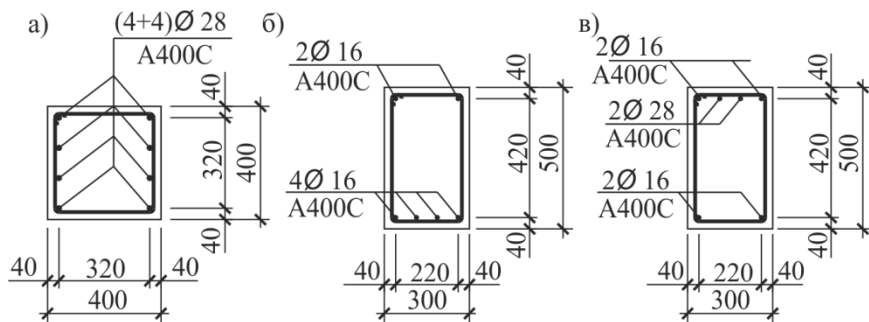


Рис. 1. Армирование элементов железобетонного рамного каркаса:

а) – стоек; б) – ригелей в пролете; в) – ригелей в опорных зонах

– армирование стоек принимается симметричным $(4+4)\varnothing 28$ А400С с площадью $A_s = A_s' = 24,63 \text{ см}^2$;

– ригель в пролете армируется рабочей арматурой $4\varnothing 16$ А400С с площадью $A_s = 8,04 \text{ см}^2$ и конструктивной арматурой $2\varnothing 16$ А400С с площадью $A_s' = 4,02 \text{ см}^2$;

– ригель в опорных зонах на расстоянии $l/4$ от узлов армируется рабочей арматурой $2\varnothing 16$ и $2\varnothing 28$ А400С с площадью $A_s = 16,34 \text{ см}^2$ и конструктивной арматурой $2\varnothing 16$ А400С с площадью $A_s' = 4,02 \text{ см}^2$.

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.

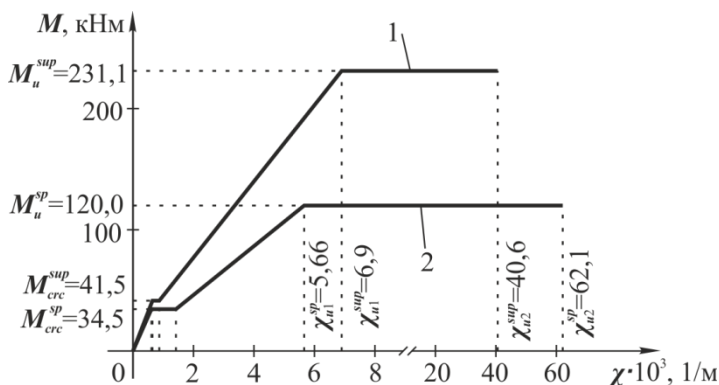


Рис. 2 Диаграммы «изгибающий момент – кривизна»:

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

Анализ результатов расчетов на каждом шаге загрузки показал, что запроектированный железобетонный рамный каркас работает в упругой стадии до уровня нагрузки на ригели междуэтажных перекрытий $q_y = 15,0 \text{ кН/м}$. 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 свидетельствуют 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

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 χ_{u1} , соответствующей наибольшему значению изгибающего момента, воспринимаемого сечением.



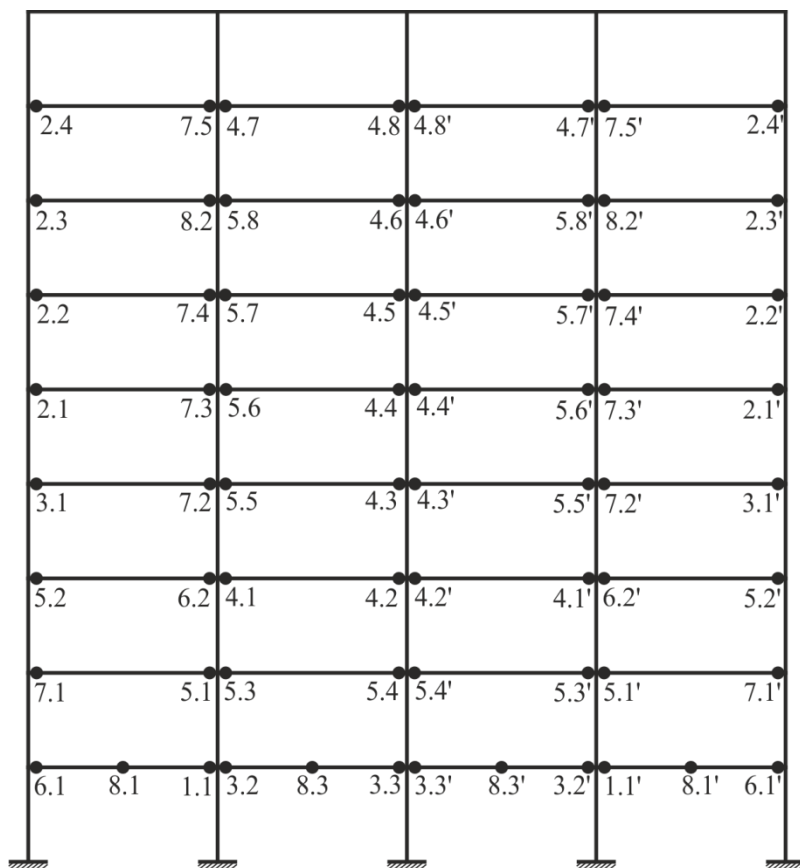
Рис. 4. Зависимость значений изгибающих моментов в ригелях крайних пролетов первого этажа от величины нагрузки: 1 – в опорном сечении; 2 – в пролетном сечении

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.

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.



- 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

ВЫВОДЫ

1. Проведено исследование несущей способности железобетонного плоского каркаса с использованием линеаризированных 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 линеаризированных диаграмм деформирования изгибаемых железобетонных элементов / [В.С. Дорофеев, А.В. Ковров, А.В. Ковтуненко, Н.К. Высочан] // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне, НУВГП, 2011. – Вип. №22. – С.320-327.
4. Дорофеев В.С. О применении линеаризированных 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.

Статья поступила в редакцию 27.02.2013 г.