

*к.т.н. Емец Е.В.
(ДонГТУ, г. Алчевск, Украина)*

ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЛИЯНИЯ ПОДАТЛИВОСТИ ОСНОВАНИЯ НА ПРОЧНОСТЬ ЭЛЕМЕНТОВ МНОГОЭТАЖНЫХ РАМ

Наведені результати розрахунків залізобетонних каркасів багатопверхових будівель з урахуванням деформаційних впливів просідаючих основ та інших навантажень.

***Ключові слова:** каркас будівлі, просідаючі основи, деформаційний вплив, жорсткість вузлів.*

Приведены результаты расчетов железобетонных каркасов многоэтажных зданий с учетом деформационных воздействий просадочных оснований и других нагрузок.

***Ключевые слова:** каркас здания, просадочные грунты, деформационные воздействия, жесткость узлов.*

Постановка проблемы. Проектирование сооружений в сложных грунтовых условиях связано с необходимостью учета распределения усилий от совместного влияния силовых и деформационных воздействий. Величины перемещений оснований фундаментов и усилия в элементах каркаса зависят от жесткости надфундаментных конструкций и их соединений, податливости защемления фундаментов в грунте и величин нагрузок на каркас.

Материал, изложенный в статье, посвящен качественной и количественной оценке влияния деформаций основания на усилия в конструкциях и узлах их сопряжения, вызванные эксплуатационными нагрузками и воздействиями.

Исходные данные. Объект исследования - многоэтажное каркасное здание с жесткими узлами сопряжения ригелей и колонн.

Плоская расчетная модель (рисунок 1) отображает условно отсеченный фрагмент здания, включающий поперечную раму, взаимодействующую с грунтовым основанием.

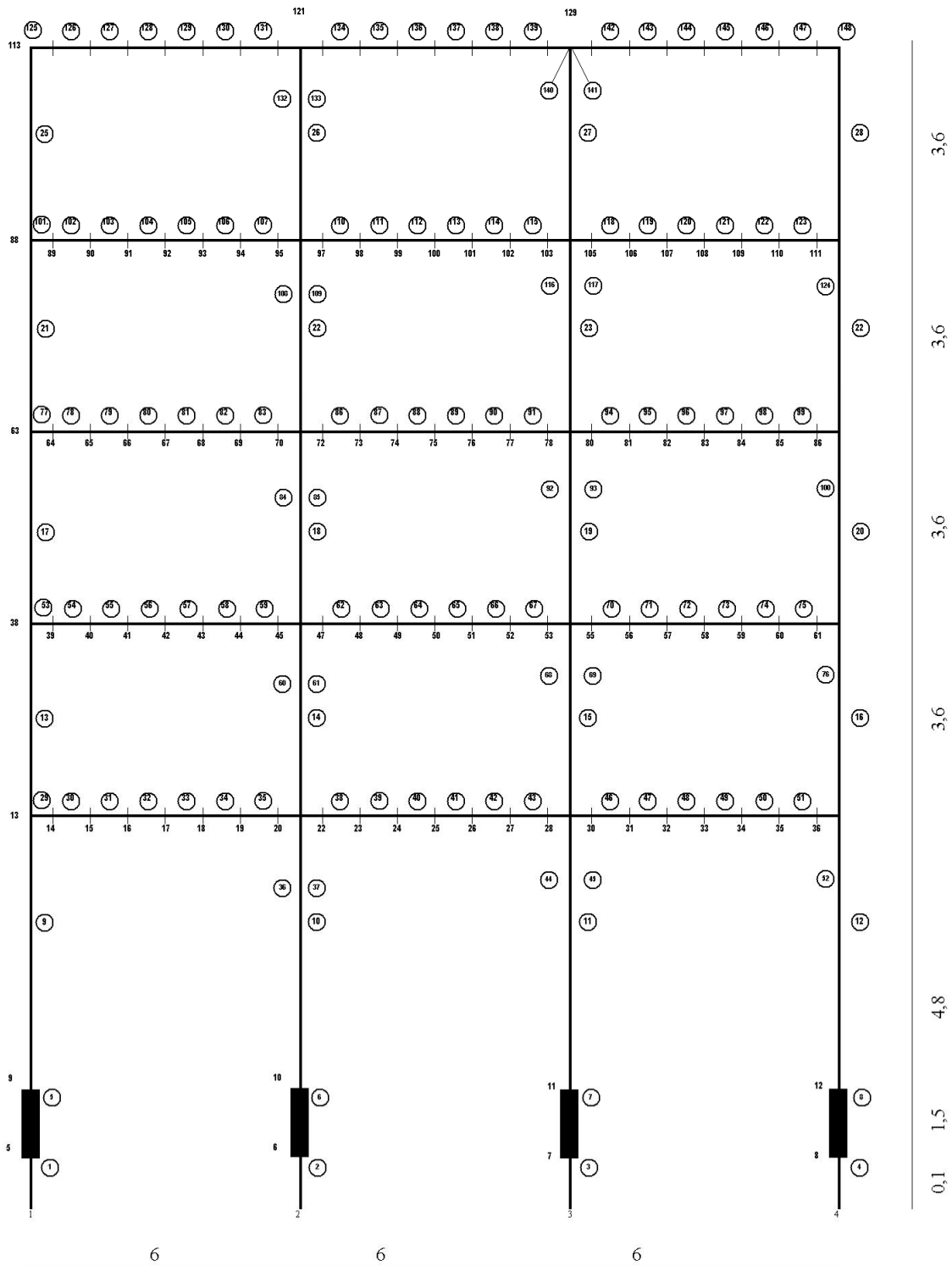


Рисунок 1 - Расчетная схема рамы

Несущие конструкции рамы моделировались стержневыми конечными элементами.

Жесткостные характеристики стержней вычислялись в соответствии с указаниями [1]. Узлы сопряжения ригелей и колонн принимались

абсолютно жесткими. Грунтовое основание моделировалось стержнями (1-4), отображающими податливые свойства основания.

Жесткость грунтовых стержней принималась равной жесткости заменяемого участка грунтового основания. Жесткостные характеристики стержней вычислялись в соответствии с указаниями [1]. Узлы сопряжения ригелей и колонн принимались абсолютно жесткими. Грунтовое основание моделировалось стержнями (1-4), отображающими податливые свойства основания.

Осадки опор каркасного здания и соответствующие им коэффициенты жесткости основания вычислялись по фактическим значениям характеристик грунтов.

При расчете рамной системы принимались следующие основные допущения: - стержневая система является физически нелинейной; - защемление фундаментов в основании считается податливым; - соблюдается неразрывность на контакте системы "фундамент – основание", - деформации основания, обусловленные просадками основания от собственного веса, считаются приложенными статически.

На каждом шаге расчетов предусматривалось приращение просадки фундамента (узел 1) на 0,005 м.

Нагрузка прикладывалась к соответствующим элементам в виде равномерно распределенной в уровне перекрытий каждого этажа, ветровая нагрузка – в виде узловой по всей высоте здания.

Непосредственному расчету рамы на восприятие неравномерных деформаций основания предшествовали численные исследования напряженно-деформированного состояния опорных, приопорных и пролетных сечений ригелей рамы с использованием методики [1]. В результате предварительных расчетов установлены величины: предельного изгибающего момента в сечении опорных узлов рамы и приопорных сечений ригелей (280 кНм) и в пролете (330 кНм).

Зависимость изгибающего момента от кривизны нейтральной оси сечений ригелей на опоре и в пролете представлен на рисунках 2, 3 соответственно. По графикам зависимости "кривизна - момент", определялись значения касательной жесткости рассматриваемых сечений при различных значениях изгибающего момента.

При этом вычислялись приращения изгибающих моментов во всех сечениях конструкций, вызванных просадкой фундамента. По значениям суммарного момента корректировались жесткости всех сечений конструкций рамы по методике, описанной в [1].

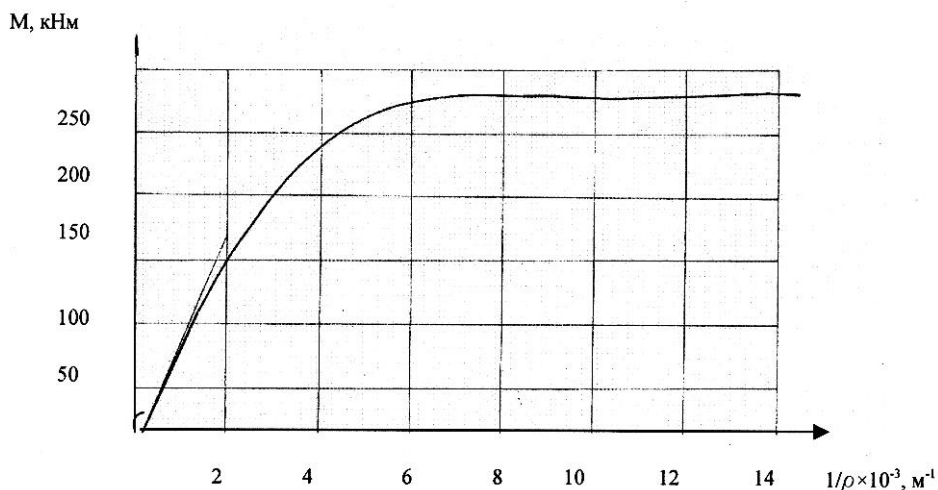


Рисунок 2 - График зависимости изгибающего момента от кривизны нейтральной оси в опорном сечении

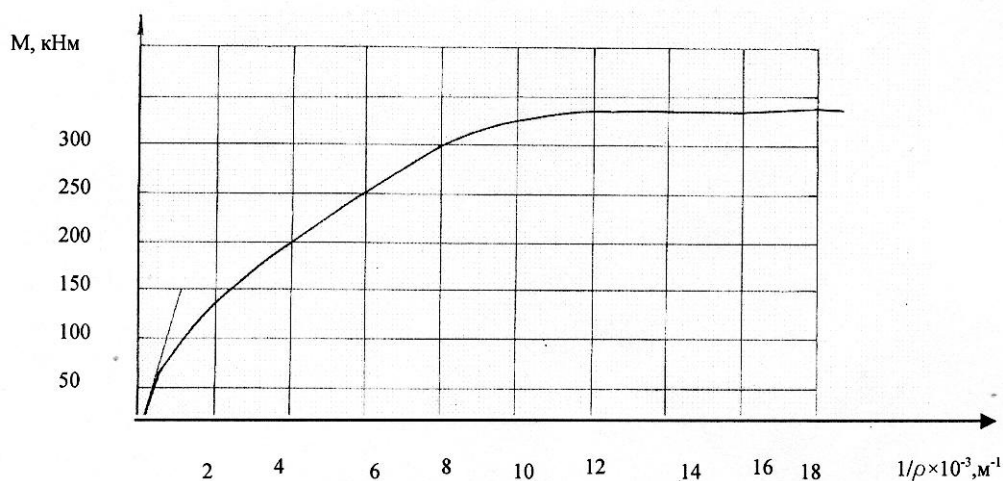


Рисунок 3 - График зависимости изгибающего момента от кривизны нейтральной оси сечения в пролете ригеля

Результаты расчета каркасного здания на восприятие неравномерных деформаций основания показали, что интенсивный рост изгибающих моментов от действия просадки фундамента наблюдается в крайних пролетах здания. В среднем пролете рост внутренних усилий в конструкциях незначителен. На рисунках 4, 5 приведены графики зависимости изгибающих моментов от просадки в опорных и пролетных сечениях ригелей, откуда следует, что при просадке, равной 0,045 м разрушению подвержены опорные узлы III и IV этажей, а при просадке 0,05 м – дополнительно разрушаются узлы I, II этажей.

На рисунке 6 приведена диаграмма изменения изгибающего момента и жесткости опорных, приопорных и пролетных сечений ригелей при увеличении просадки фундамента.

Как видно из рисунках 4, 5 при работе рамы на восприятие только основного сочетания нагрузок внутренние усилия ($M_{изг}$) относительно невелики. Трещины в сечениях не образуются. Однако при незначительной просадке фундамента ($S = 0,005$ м) в опорных и приопорных сечениях ригелей образуются первые трещины (элементы 29, 30, 44, 51-54, 68, 75-78, 99-103). Образование трещин в ряде сечений приводит к снижению жесткости опорных и приопорных участков ригелей. Жесткость пролетных сечений на данном этапе не изменилась, так как действующие изгибающие моменты не достигли момента трещинообразования. При увеличении просадки до 0,01 м внутренние усилия в изгибаемых элементах рамы начинают расти интенсивнее как в опорных сечениях, так и в пролете. При этом зависимость $\frac{1}{\rho} \rightarrow M$ становится нели-

нейной, отклоняясь от прямой, соответствующей расчету по упругой схеме, то есть когда жесткость конструкций постоянна. При просадке 0,015 м в пролетных сечениях ригелей I-IV этажей наблюдается интенсивный рост изгибающего момента, что приводит к образованию трещин и, как следствие, снижению жесткостей соответствующих сечений.

Уменьшение жесткостей ряда элементов (29-31, 33-35, 39, 40, 43, 44, 50-52, 53-60, 67, 68, 74-84, 92, 94, 98-108, 112, 113, 117-126) вызывает перераспределение усилий в системе. При дальнейшем увеличении просадки до 0,03 м более интенсивно усилия растут в элементах, не имеющих трещин. Образование трещин и связанное с ним снижение жесткости приводит при увеличении просадки к иному распределению внутренних усилий между элементами по сравнению с принятым для низких уровней нагрузки распределением усилий на основании расчета по упругой схеме.

Как показано на рисунке 6 при просадке, не превышающей 0,02 м, наблюдается значительный рост внутренних усилий (в 2,5 раза) и значительное снижение жесткости как в опорных (41 %), так и в пролетных (50 %) сечениях.

При просадке, равной 0,03 м, происходит снижение изгибающих моментов в пролетах ригелей.

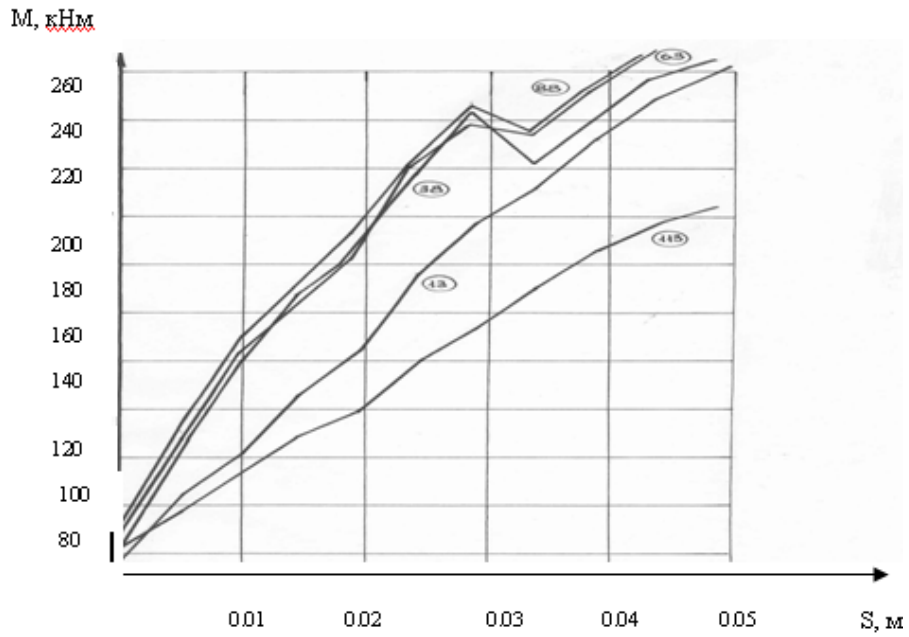


Рисунок 4 - Распределение изгибающих моментов в опорных сечениях ригелей по оси А

○ - номер узла.

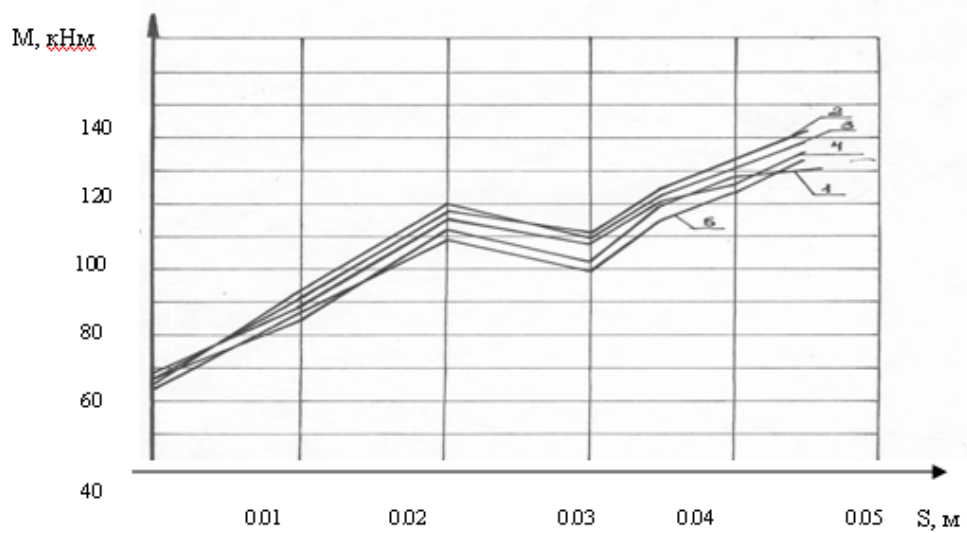


Рисунок 5 - Распределение изгибающих моментов в пролете ригелей в осях А – Б

1 – 5 – номер этажа.

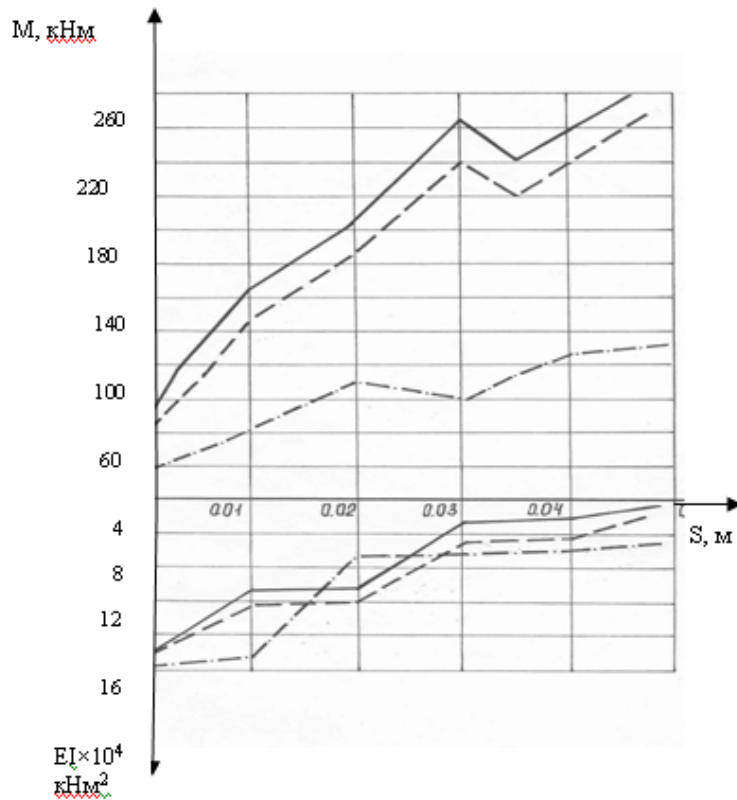


Рисунок 6 - Диаграмма изменения внутренних усилий и касательной жесткости сечения жестких узлов сопряжения ригелей и колонн

- - опорное сечение (элемент 53);
- - - - - приопорное сечение (элемент 54);
- · - · - · - сечение в пролете (элемент 57).

Снижение $M_{изг}$ в пролетах сопровождается существенным увеличением моментов на опоре и в приопорных сечениях. При просадке 0,035 м наблюдается обратная картина, то есть увеличение моментов в пролете сопровождается уменьшением моментов опорных и приопорных участков. Это вызвано тем, что при дальнейшем увеличении просадки продолжается образование новых трещин (ригели IV-V этажей), увеличивается ширина раскрытия и глубина трещин, возникших ранее. Рост неупругих деформаций бетона вызывает дальнейшее изменение соотношения жесткостей элементов и их участков, новое перераспределение внутренних усилий.

Разрушение жестких узлов сопряжения ригелей и колонн начинается при просадке, равной 0,045 м, при которой в ряде опорных сечений (элементы 29, 53, 77, 101) возникают пластические шарниры. Дальнейшее увеличение изгибающего момента в таком сечении становится невозможным. Пластический шарнир допускает лишь увеличение относительных деформаций отдельных волокон бетона и арматуры.

Такое изменение в поведении ряда сечений приводит к интенсивному перераспределению усилий. Изгибающие моменты при дальнейшем увеличении просадки ($S = 0,05$ м) растут в сечениях, ранее незатронутых пластическими деформациями. При этом возникают новые пластические шарниры (элементы 30, 54, 78, 102). Заканчивается процесс перераспределения усилий превращением системы в кинематический механизм, когда количество пластических шарниров в одном ригеле равно трем.

Таким образом, для описанного варианта расчета с использованием предложенной методики расчета установлено предельно допустимое значение просадки, равное 0,05 м.

Как показали результаты численных исследований работы каркасного здания на восприятие неравномерных деформаций основания по выше приведенным вариантам, появление трещин в ряде элементов рамы приводит к существенному снижению их жесткости в процессе деформирования и, как следствие, перераспределению внутренних усилий. Однако, расчетом установлено, что наиболее опасным вариантом деформирования основания для каркасных зданий, решенных по жесткой конструктивной схеме является вариант, когда возникает просадка только под одним фундаментом.

Сопоставление результатов расчета по упругой схеме с предложенной дает существенные расхождения. Так, согласно результатам упругого расчета разрушение ряда жестких узлов рамы происходит при просадке, равной 0,02 м. Учет изменения жесткости сечений в процессе деформирования здания в целом позволил более точно определить значение предельно допустимой деформации основания для расчетного варианта.

Выводы.

1. Учет изменения жесткостных характеристик конструкций при расчете рам на восприятие неравномерных деформаций основания приводит к иному перераспределению усилий в элементах по сравнению с традиционным расчетом. Пренебрежение влиянием изменения жесткости конструкций при расчете рам может привести в ряде случаев к существенным ошибкам в определении расчетных усилий в ее элементах и неверному анализу напряженно-деформированного состояния рамы в целом.

2. Сопоставление результатов расчета каркасных зданий на восприятие неравномерных деформаций основания по упругой схеме и по предложенной методике показало, что решение задачи в упругой постановке дает завышенные значения внутренних усилий в элементах рамы в 2 и более раз.

3. В результате расчета каркасных зданий с жесткими узлами сопряжения ригелей и колонн на восприятие неравномерных деформаций основания установлено, что незначительные просадки основания приводят к появлению трещин в опорных и приопорных сечениях ригелей. Увеличение просадки сопровождается появлением новых и раскрытием образовавшихся ранее трещин, что приводит к изменению жесткостей сечений. Расчетом установлено, что разрушение многоэтажных каркасных зданий, решенных по жесткой конструктивной схеме, происходит в случае, когда жесткость опорных сечений снижена на 90 %, приопорных сечений – на 77 %, пролетных сечений – на 70 %.

Библиографический список

1. *Расчет параметров напряженно-деформированного состояния изгибаемых элементов с применением деформационной модели: отчет по научно-исследовательской работе ДонГТУ, 2007.*

2. *Дыховичный А.А. Статически неопределимые железобетонные конструкции / Дыховичный А.А. - К.: Будівельник, 1978. – 108 с.*

3. *Аридов В.А. О расчете шарнирно опертых на фундаменты рам с учетом их совместной работы / В.А. Аридов // Пространственные конструкции зданий и сооружений (исследование, расчет, проектирование, применение): сб. статей – М.: Б. и. – 1996. – № 8. – С. 166-171.*

4. *Голышев А.Б. Железобетонные конструкции / Голышев А.Б., Полищук В.П., Бачинский В.Я.: под ред. А.Б. Голышева. - К.: Логос, 2001. – 420 с.*

Рекомендовано к печати д.т.н., проф. П.Н. Должиковым