

## **ИССЛЕДОВАНИЕ МЕХАНИЗМОВ ФОРМИРОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ ПРИ ЛОКАЛЬНОМ ПОВРЕЖДЕНИИ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ**

С.М. ГРИГОРШЕВ, *ст. преподаватель*

*ОГОУ ВПО «Астраханский инженерно-строительный институт»*

*416150, Астраханская область, с. Красный Яр, ул. Советская, д.52, email:*

*surely457@mail.ru*

*В статье исследуются механизмы формирования напряженно-деформированного состояния элементов каркаса многоэтажных зданий, при локальном повреждении одной из несущих вертикальных конструкций. Исследования проводятся как в статической, так и в динамической постановках разрушения несущего элемента.*

*Ключевые слова: обрушение, колонна, многоэтажные здания, рамная конструктивная схема, вертикальный несущий элемент, перенапряжения, динамический эффект.*

Решение проблемы низкой устойчивости многоэтажных каркасных зданий к прогрессирующему обрушению в последнее время приобретает все большую актуальность. Это объясняется, прежде всего, необходимостью обеспечения сохранности и живучести зданий с повышенным скоплением людей [1]. При этом, данная проблема особенно актуальна в каркасных многоэтажных, в том числе и в высотных зданиях. Поскольку из-за высоких концентрации усилий в несущих элементах (колонны и ригели) каркасного здания, разрушение даже одного из них, вызывает значительный рост усилий в других, который, как правило, существенно превосходит, заложенные в проекте, коэффициенты запаса прочности. Не учет, либо формальный учет указанной аварийной ситуаций в проектных решениях, в большинстве случаев, предопределяет будущее практически лавинообразное обрушение либо всего здания. Так как, очевидно, что процесс разрушения, в таком случае, будет развиваться по нарастающей, из-за способности оставшихся конструкций, воспринять существенные дополнительные усилия, возникшие после обрушении одного из несущих элементов каркаса. Учитывая повышенную заселенность многоэтажных и особенно высотных зданий, эффект от такого обрушения может иметь значительные социальные и экономические последствия. Именно поэтому проблема обеспечения сохранности обозначенных зданий в различных случаях аварийных отказов одной или нескольких несущих конструкций является одной из наиболее важных и актуальных в настоящее время.

Стоит отметить, что указанная проблема является комплексной, охватывающей все разделы строительной механики. Поэтому нахождение эффективного ее решения невозможно без детального исследования механизмов формирования НДС здания, и изучения факторов, влияющих на эти механизмы, на всех этапах строительства и эксплуатации.

На основании вышеописанного, в данной статье исследуется формирование напряжено-деформированного состояния элементов каркаса многоэтажного здания, при локальном повреждении одного из вертикальных несущих элементов, а также определяются основные влияющие факторы.

Выбор вертикальных несущих конструкций, в качестве разрушаемых обусловлен большей вероятностью их повреждения, по сравнению с горизонтальными элементами и более значительными последствиями, возникающими при

их обрушении [1]. Поскольку последние, в большинстве современных зданий, представляют собой монолитный диск перекрытия, повреждения даже значительной части которого приводит к менее существенным последствиям, чем повреждение, например, одной колонны. Хотя, стоит отметить, что при проектировании необходимо учесть обе указанные ситуации, а именно, возможное обрушения вертикальных и горизонтальных несущих конструкций.

Исследование проводится в два этапа. На первом этапе исследуется изменение НДС при обрушении вертикального элемента здания в статической постановке, на втором, в динамической постановке разрушения элемента.

Для анализа примем каркасное 26-х этажное здание. Размеры в плане показаны на рис.1. Материал несущих конструкций зданий – железобетон класса В20 с модулем упругости  $E_b=27000\text{МПа}$ , сечение колонн  $0,4\times 0,4\text{м}$ , ригелей  $0,6(h)\times 0,3\text{м}$ , высота этажа  $3\text{м}$ . Перекрытия исследуемых зданий выполняются монолитными, толщиной  $0,18\text{м}$ . Полезная нагрузка на перекрытия принята равномерно распределённой и равной  $2\text{кПа}$ .

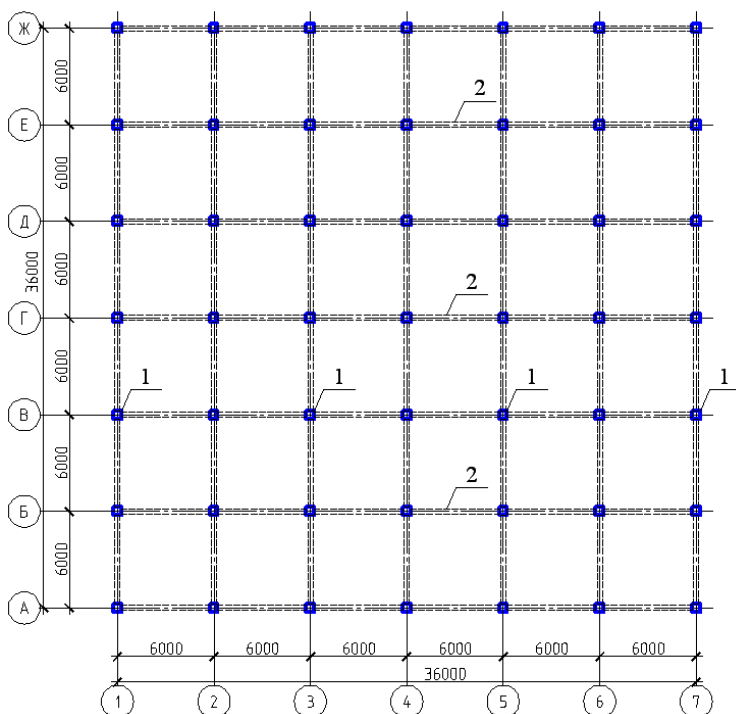


Рис. 1. План типового этажа, 1 – колонны, 2 – ригели

Следует отметить, что хотя принятая схема здания является упрощенной, поскольку в ней не учитываются проемы в перекрытиях, имеющиеся в реальных зданиях, однако, для запланированного анализа введенная идеализация расчетной схемы вполне приемлема. Это следует из работ [2,3], в которых отмечается, что наличие проемов в перекрытиях, несколько снижает общую жесткость здания, однако, данное снижение незначительное и, как правило, компенсируется наличием лифтовой шахты и частичной работой навесных стен. При этом введение указанного допущения позволяет существенно снизить трудоемкость построения расчетной модели здания и её последующий анализ, без снижения его достоверности. Кроме того, для упрощения анализа НДС зданий, здание моделировалось без диафрагм жесткости, что как будет показано далее, также качественно не изменит результаты исследований.

Анализ производился в программе MSC/Nastran. Расчетная модель здания имеет 38191 узел и 50622 элемента. Колонны и ригели смоделированы конечными элементами типа *BAR*, диафрагмы и плиты – *PLATE*, размер конечного элемента принят 1 м. В качестве расчетного случая, на первом этапе исследований, примем разрушение колонны<sup>1</sup> 9-го этажа расположенной в пересечении осей В-б. При расчете была учтена возможность продольной деформативности вертикальных элементов.

В результате статического анализа расчетной модели (рис.2) было установлено, что при обрушении выбранного вертикального элемента, происходит резкое увеличение напряжений в соприкасающихся, с обрушившимся элементом, ячейках. При этом за счет перераспределения усилий между ригелями и колоннами, напряжения снижаются по мере удаления от места обрушения (рис 2б). Однако это снижение происходит «медленно», поэтому перегружается значительная часть каркаса (рис.2б). Учитывая незначительные проектные коэффициенты запаса прочности (не более 30%), а также величины усилий, полученные в результате расчета, которые более чем в 5 раз превосходят значения при нормальной работе конструкций (рис. 2а), можно сделать вывод, что оставшиеся конструкции также разрушатся из-за недостаточной их прочности, даже если учитывать динамическое упрочнение материала конструкций.

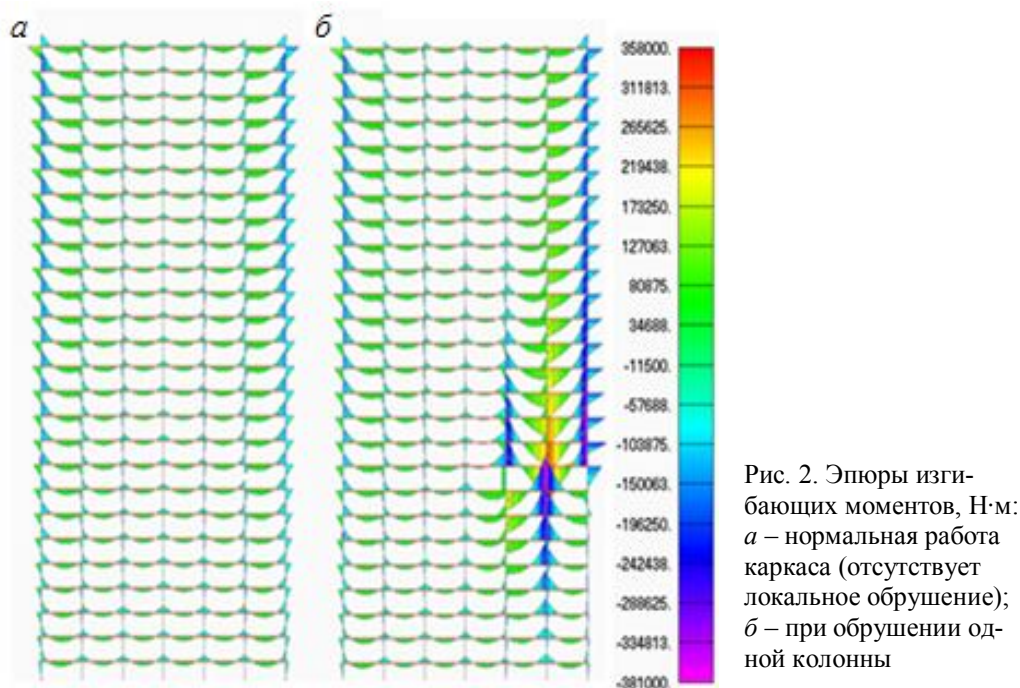


Рис. 2. Эпюры изгибающих моментов, Н·м:  
*а* – нормальная работа каркаса (отсутствует локальное обрушение);  
*б* – при обрушении одной колонны

Проанализировав результаты, изображенные на рис. 2, нетрудно заметить, что происходит не только количественное, но и качественное изменение в НДС элементов каркаса, расположенных как выше разрушенной колонны, так и ниже ее. При этом для вышерасположенных элементов, вышеуказанное, обусловлено изменением их расчетной схемы. А именно до своего повреждения, обрушив-

<sup>1</sup> Выбор того или иного элемента в качестве поврежденного в статической постановке, как было установлено исследованиями, качественно не влияет на механизмы изменения НДС расчетной модели здания при локальном повреждении выбранного.

шная колонна выполняла роль опоры, и вышерасположенные ригели работали как многопролетная балка. После разрушения, опора исключилась из расчетной модели, и ригель стал работать как балка, защемленная по концам, при этом на которую в пролете, условно сосредоточенно, передаются нагрузки от вышерасположенных этажей. Это и привело к изменению НДС ригеля в сечении над разрушенной колонной, выразившемуся в смене знака изгибающих моментов в пролете (см. рис. 2, б).

Следует отметить, что указанная причина изменения НДС вышерасположенных, относительно поврежденного элемента, подтверждается работами других ученых [4-6]. Однако, как было отмечено выше, существенное изменение напряжений происходит и в нижерасположенных элементах, что отчетливо видно на рис. 2, б. При этом проведенный анализ существующей литературы по данной проблеме показал, что обозначенное изменение НДС в элементах, расположенных под разрушенным, никем ранее не рассматривалось, даже в постановочном аспекте. Именно поэтому его рассмотрение представляет наибольший интерес, поскольку позволяет выявить скрытые механизмы прогрессирующего обрушения здания.

На основании сказанного, был проведен сравнительный анализ деформированного состояния каркаса здания до разрушения (рис.3а) и после разрушения выбранной колонны 9-го этажа (рис. 3, б).

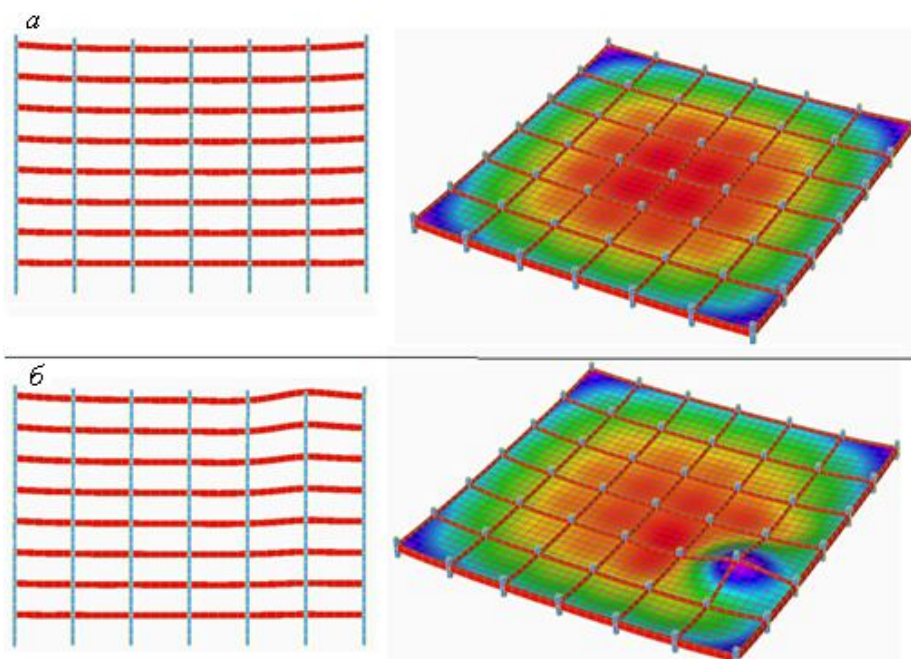


Рис. 3. Деформированное состояние фрагмента рамы (ось В) первых 9-ти этажей и перекрытия непосредственно расположенного под разрушаемым элементом  
*а* – до разрушения расчетного элемента; *б* – после разрушения

В результате анализа, а также учитывая работы [7,8], было получено, что изменение НДС в нижерасположенных, относительно места обрушения, элементах объясняется наличием фактора продольной деформативности вертикальных элементов и изменением разности вертикальных смещений опор ригелей. А именно после обрушения, частично происходит уменьшение продольных

деформаций (см. рис.3б) колонны, расположенной ниже разрушенной, вследствие ее разгрузки, т.е. наблюдается смещение вверх опор ригелей, расположенных непосредственно под исключенной колонной. Учитывая, что в зданиях повышенной этажности, вклад фактора продольной деформативности является существенным [7,8], изменение величин изгибающих моментов в ригелях, расположенных под разрушенным элементом, также должно быть значительным, что и подтверждается полученными ранее результатами (см. рис. 2, б).

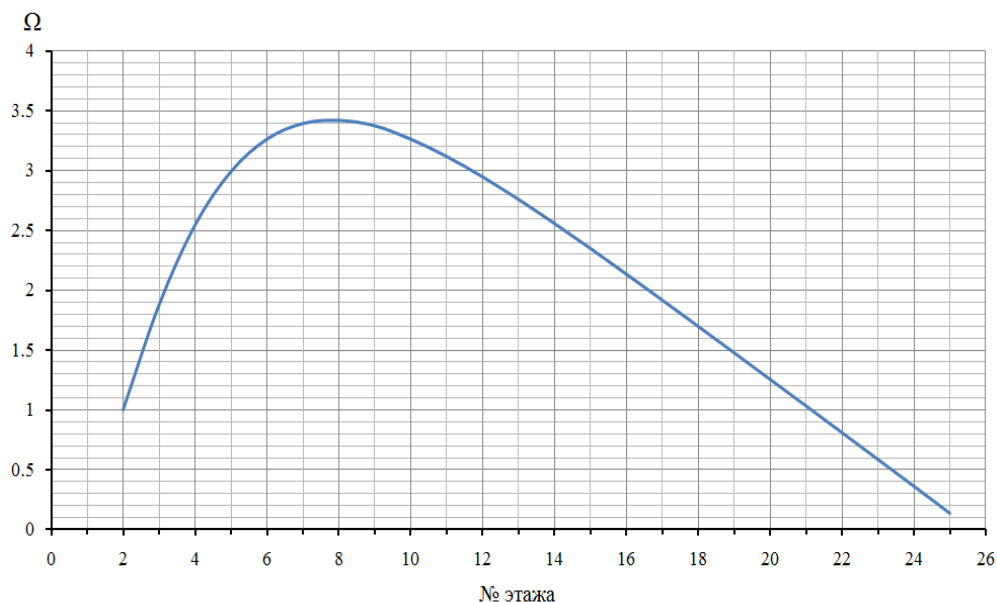


Рис. 4. Кривая относительного<sup>2</sup> изменения ( $\Omega$ ) дополнительного изгибающего момента, возникающего в сечении расчетного ригеля<sup>3</sup> вследствие восстановления начального деформированного состояния нижерасположенных, относительно разрушенной, колонн, в зависимости от расположения поврежденной колонны по высоте здания

Следует отметить, что величина смещения опор ригелей, вследствие восстановления «начального» ненагруженного состояния колонны, будет зависеть, прежде всего, от механических свойств ее материала, а также от первоначальной работы конструкции, а именно проявлялись ли, и в какой степени, пластические деформации в ней. При этом, очевидно, что наибольшие изменения в напряженном состоянии нижерасположенных ригелей, вследствие указанного фактора, будут наблюдаться в средней части здания, поскольку известно, что продольные деформации прямо пропорциональны длине элемента и нагрузке действующей на него [9]. Учитывая это, нетрудно заметить, что указанное восстановление на верхних этажах будет незначительно из-за условно малого изменения нагрузки, а также из-за дополнительного сдерживающего эффекта со стороны горизонтальных элементов расположенных ниже. На первых этажах

<sup>2</sup> Относительно дополнительного изгибающего момента, возникающего при обрушении колонны на втором этаже здания, а именно  $\Omega = M_i / M_{i=2}$ , где  $M_i$  – дополнительный изгибающий момент, возникающий при обрушении колонны на  $i$ -м этаже.

<sup>3</sup> В качестве расчетного ригеля, принят первый нижерасположенный, относительно места обрушения, ригель, в осях 5-6 по оси «В». Расчетное сечение здесь и далее – опора под и над разрушенной колонной (ось б), соответственно для нижерасположенного и вышерасположенного, относительно нее, ригеля.

обозначенное восстановление деформированного состояния колонн будет также меньше чем в средней части здания, по причине условно незначительной их высоты. Стоит отметить, что поскольку сдерживающий эффект со стороны горизонтальных элементов при разрушении колонны в нижней половине здания, будет несколько ниже, так как меньшее их количество будет участвовать в работе, поэтому степень влияния обозначенного выше фактора, в таком случае, будет несколько выше, чем при обрушении колонны на верхних этажах здания. Это и подтвердилось в ходе дальнейших исследований, при варьировании места обрушения вертикального элемента по высоте здания (см. рис.4). А именно по рис. 4 отчетливо видно, что кривая, характеризующая относительное изменение изгибающих моментов в первом, нижерасположенном относительно места обрушения ригеле, смещена влево. Это свидетельствует о том, что дополнительный изгибающий момент, возникающий вследствие проявления ранее указанного фактора восстановления деформированного состояния колонн, на первых этажах здания является более существенным, чем на последних. Таким образом, это подтверждает, что степень влияния данного фактора на первых этажах несколько выше, чем на последних. При этом, как и было обозначено ранее, наибольшее изменение в напряженном состоянии горизонтальных несущих элементов, расположенных ниже места обрушения элемента, достигается в средней части здания.

Подводя итог первому этапу исследований можно констатировать, что при обрушении вертикального несущего элемента, происходит существенное изменение напряженно-деформированного состояния элементов каркаса, расположенных как над разрушенным элементом, так и под ним. При этом для первых элементов, данное изменение обусловлено изменением расчетной схемы горизонтальных элементов, для вторых – фактором продольной деформативности вертикальных несущих элементов, а именно, их частичной разгрузкой и последующим восстановлением начального недеформированного состояния.

Основываясь на полученных результатах влияния фактора продольной деформативности вертикальных элементов, а также на работах [7,8], стоит отметить, что введенное ранее исключение диафрагмы из расчета для уменьшения трудоемкости, является оправданным. Поскольку механизмы изменения НДС остаются такими же, как и в рассмотренной рамной конструктивной схеме. При этом, как показали дополнительные проведенные исследования, если произойдет исключение из работы самой диафрагмы, ригели, примыкающие к ней, будут работать аналогичным образом, как и при обрушении колонны. Так как, при учете работы диафрагмы на вертикальные нагрузки, совместно с рамами, ее можно считать, как колонну, развитую в одном из направлений и имеющую большую, по сравнению с другими колоннами, площадь поперечного сечения [7]. В таком случае механизмы изменения НДС, связанные с изменением расчетной схемы для вышерасположенных ригелей и влиянием податливости вертикальных несущих элементов, для нижерасположенных ригелей, будут аналогичными обозначенным ранее. При этом степень влияния второго фактора будет не значительна, из-за малых продольных деформаций систем «диафрагма-колонна», по сравнению, с колоннами [7].

Предыдущие результаты, как и было, отмечено ранее, получены в статической постановке, а именно не учитывался динамический эффект, возникающий от исключения из работы вертикального элемента, вследствие его повреждения.

Поэтому, для полного подтверждения обозначенных выше выводов о характере изменения НДС здания при локальном обрушении его несущих элементов, а также подтверждения указанных факторов, влияющих на это изменение, необходимо рассмотреть вопрос: влияет ли качественно на НДС здания учет времени разрушения элемента?

Следует отметить, что основной сложностью учета динамического характера обрушения элемента в рассматриваемой задаче исследования устойчивости каркасных зданий к прогрессирующему обрушению, является большое количество возможных причин потери прочности несущего элемента. Согласно [1], такими причинами могут быть как различные взрывы, либо ударные воздействия, так и дефекты проектирования и строительства. При этом очевидно, что время разрушения элемента, в разных ситуациях может существенно отличаться друг от друга и, следовательно, различным будет и динамический эффект от обрушения элемента [9,10]. Поэтому определяющим фактором в динамической постановке рассматриваемой задачи, является выбор временного интервала разрушения элемента.

Поскольку, возможных причин обрушения элементов, как и было, отмечено ранее, может быть много, поэтому в статье рассмотрим несколько временных промежутков обрушения элементов. В качестве минимального времени разрушения элемента ( $t_{min}$ ) примем промежуток равный 0,05 сек., максимальный же ( $t_{max}$ ) ограничим в ходе расчета интервалом, при котором коэффициент динамичности ( $k_d$ ) будет меньше равен 1,05. Таким образом, при значениях времени разрушения большим, чем  $t_{max}$  результаты можно считать практически совпадающими, с результатами статического расчета, и, следовательно, динамическим эффектом, таком случае, можно пренебречь.

Проанализируем сначала динамический эффект получаемый при удалении принятой ранее колонны 9-го этажа, при  $t_{min}$ . Расчет также произведем средствами MSC/NASTAN, используя встроенный динамический процессор. График, характеризующий исключение из работы колонны 9-го этажа, при  $t_{min}$ , изображен на рис. 5. Шаг разбиения по времени, принят равным 0,05 сек.

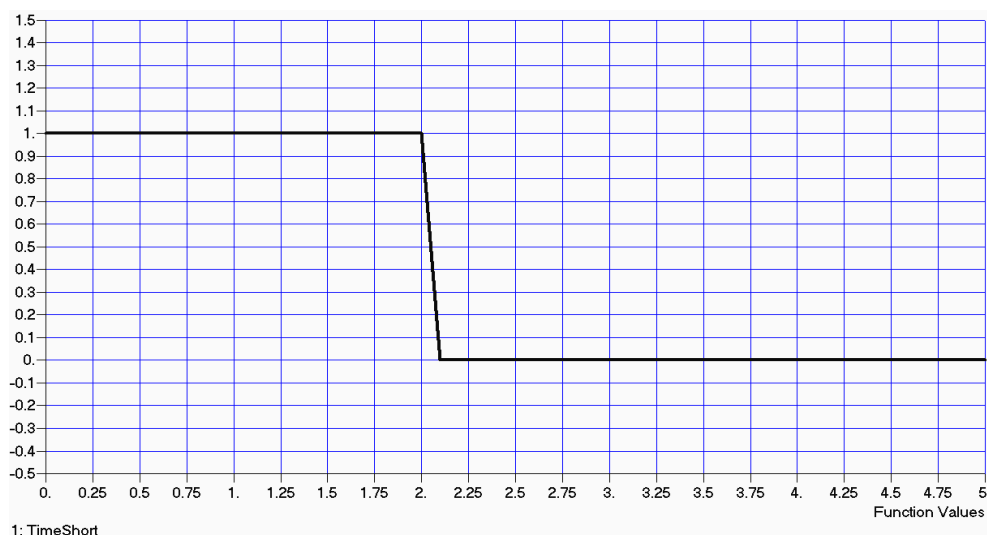
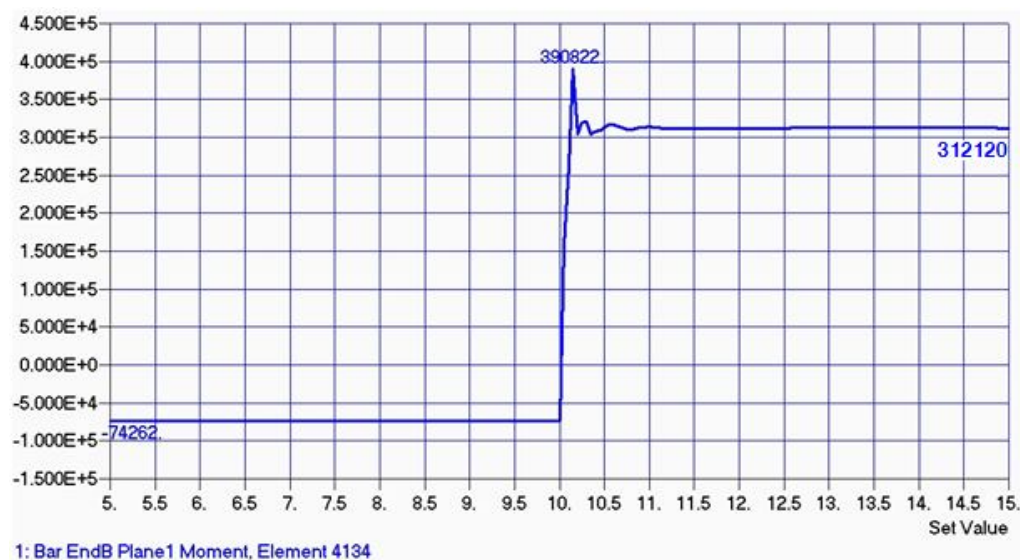


Рис. 5. График функции динамического исключения колонны во времени, вертикальная ось степень включенности элемента в работу, горизонтальная - время (с)

В результате проведенного динамического расчета НДС расчетной модели, при удалении рассмотренной ранее колонны, были получены следующие результаты, которые представлены на рис. 6, 7.

Согласно полученным результатам, при учете динамического характера исключения из работы элемента, наблюдается существенное количественное изменение в напряженном состоянии горизонтальных элементов каркаса, расположенных непосредственно как над исключенной колонной, так и под ней.

При этом, как отчетливо видно по рис. 5 и рис. 6, в начальный момент исключения из работы поврежденного элемента наблюдается существенный рост напряжений, который, спустя некоторое время, стабилизируется на значениях практически<sup>4</sup> совпадающих со значениями, полученными при статическом расчете. Разделив максимальное значение в элементе, полученное при динамическом расчете на значение в том же сечении, полученной в статической постановке, получим коэффициент динамичности: для вышерасположенного ригеля (рис. 6) равным  $k_d^B \approx 1,252$ ; для нижерасположенного (рис. 7)  $k_d^H \approx 1,15$ .



1: Bar EndB Plane1 Moment, Element 4134

Рис. 6. График изменения изгибающего момента на опоре<sup>5</sup> (Н·м) первого вышерасположенного, относительно места обрушения, ригеле, во времени (с)

Как видно, данные коэффициенты существенны, особенно для ригеля расположенного над разрушенным элементом. При этом следует отметить, что полученные коэффициенты не превосходят величин динамического коэффициента рекомендуемого к использованию различными отечественными и зарубежными исследователями, в том числе обозначенных в нормах, например в [10], в которых, в большинстве случаев принимается максимальная величина равная двум.

Следует отметить, что хотя и полученные значения значительно меньше двух, однако, это не свидетельствует о том, что коэффициент, приводимый в нормах, является завышенным.

<sup>4</sup> Погрешность составила не более 0,01 процента.

<sup>5</sup> Принята правая опора для ригеля, расположенного слева относительно обрушенной колонны





Рис. 7. График изменения изгибающего момента на опоре (Н·м) первого нижерасположенного, относительно места обрушения, ригеле во времени (с)

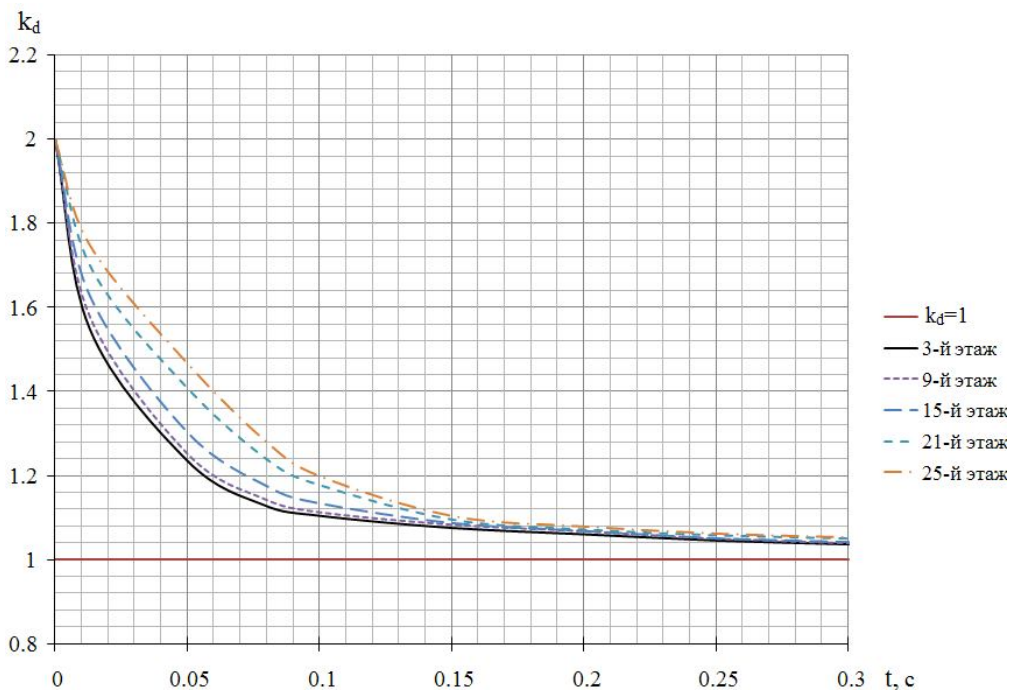


Рис. 8. Графики изменения коэффициента динамичности для первого вышерасположенного ригеля, в зависимости от времени разрушения элемента

Поскольку очевидно, что в зависимости от времени исключения из работы элемента и от расположения элемента по высоте здания, будет меняться и сам коэффициент динамичности. Приведенный же в нормах коэффициент  $k_d=2$ , соответствует мгновенному разрушению элемента [9], т.е. когда время разрушения практически равно нулю. Таким образом, учитывая вышесказанное, можно констатировать, что обозначенная максимальная величина коэффициента динамичности, является вполне возможной. Что и было подтверждено в результате

дальнейших исследований, при варьировании времени разрушения элемента (см. рис.8). А именно, при уменьшении времени обрушения элемента коэффициент динамичности все больше стремится к величине равной двум. При увеличении же указанного временного параметра  $k_d$  снижается, достигая при времени разрушения элемента 0,3 сек., значений близких единице, что свидетельствует почти о полном совпадении результатов динамического анализа с результатами статического расчета здания.

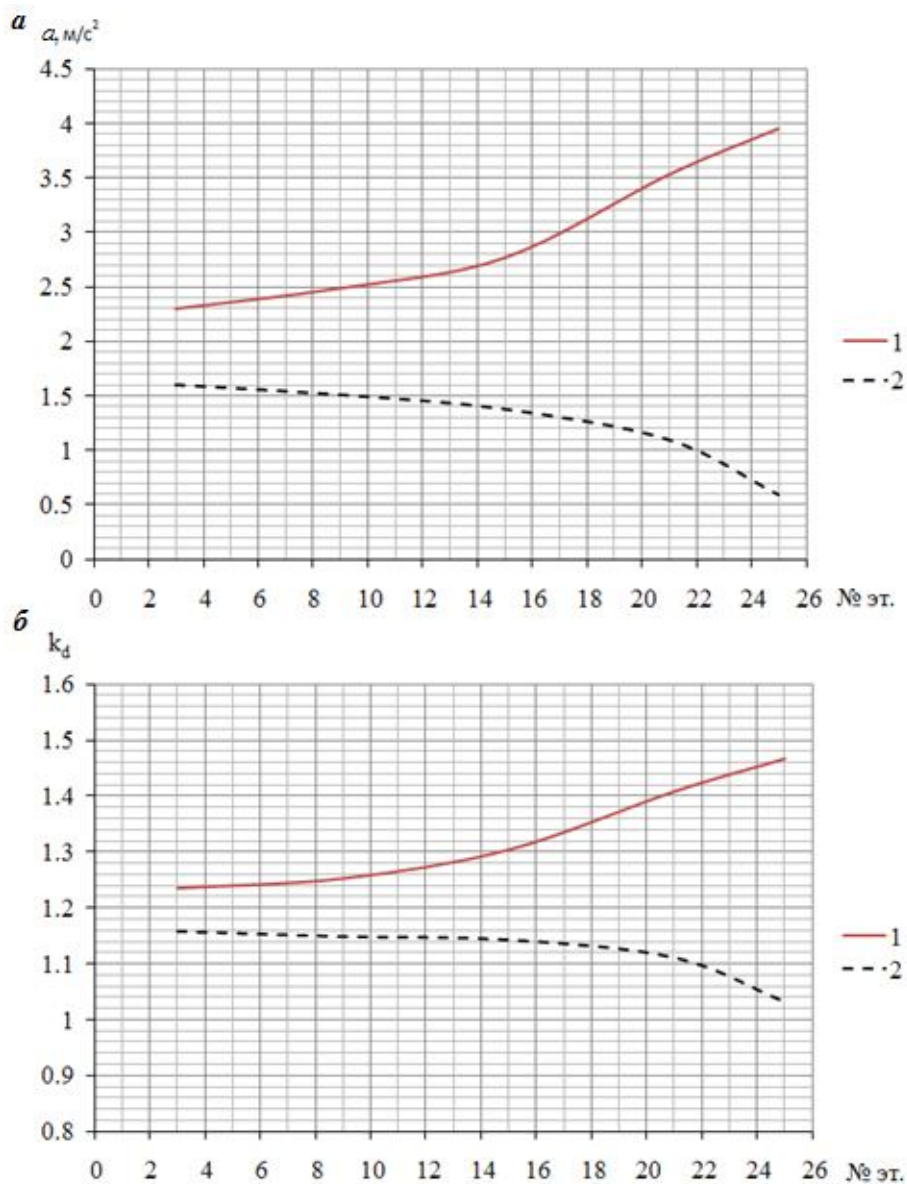


Рис. 9. Графики изменения ускорения<sup>6</sup> (а) и коэффициента динамичности (б) для первого вышерасположенного ригеля (линия 1) и первого нижерасположенного ригеля (линия 2), в зависимости от расположения поврежденной колонны по высоте здания

<sup>6</sup> Ускорение и коэффициент динамичности определены для ранее принятого расчетного сечения ригеля (см. сноску 3).

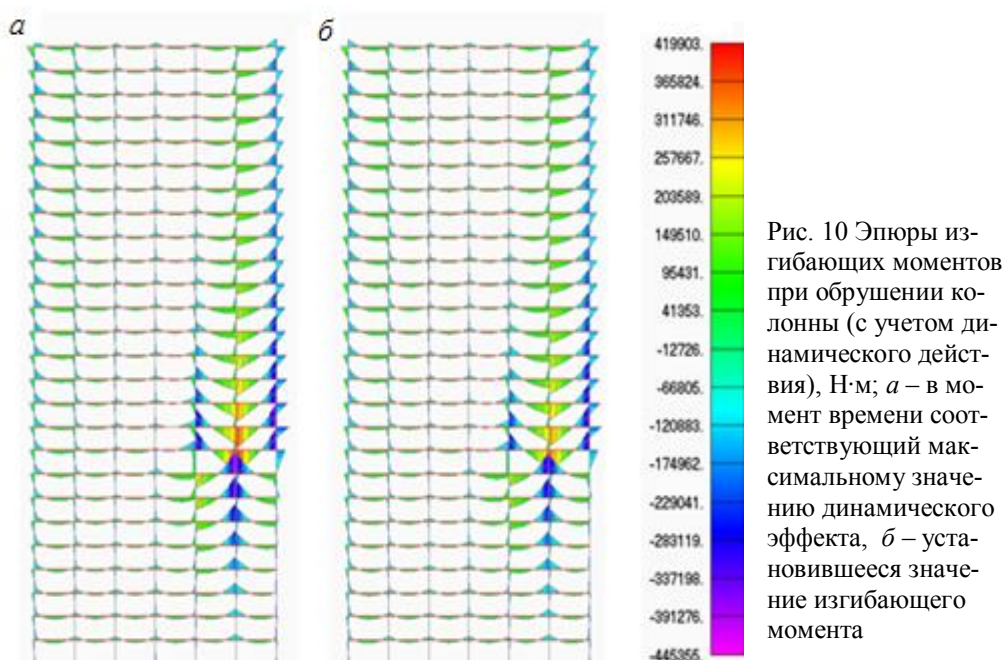
Анализируя кривые, изображенные на рис. 8, характеризующие изменения коэффициента динамичности в зависимости от времени разрушения и от расположения по высоте разрушенного элемента, нетрудно заметить еще одну закономерность.

Величина коэффициента динамичности зависит не только от времени разрушения элемента, но и от его расположения по высоте здания, что объясняется изменением инерционных сил элементах каркаса, вследствие изменения ускорений, возникающих в оставшихся элементах при обрушении одного из вертикальных несущих элементов. А именно, чем ниже располагается разрушаемый вертикальный элемент, тем меньше ускорение в вышерасположенных, относительно него, элементах (рис.9, а, линия 1).

Поскольку больше количество горизонтальных элементов (ригелей, монолитных перекрытий), включаются в работу, оказывая при этом сдерживающий эффект, а учитывая зависимость динамического коэффициента от ускорения [9], становится очевидным, что коэффициент динамичности, в случае, обрушения колонн на первых этажах здания, должен быть несколько ниже, чем на последних. Это и наблюдается на рис. 9, б.

В силу сказанного, для нижерасположенных, относительно места обрушения, элементов, будет наблюдаться обратная картина, поскольку, в данном случае, обозначенный ранее сдерживающий эффект, будет на первых этажах меньше, чем на последних, что отчетливо видно на рис. 9, б.

Как видно, причина изменения коэффициента динамичности, для нижерасположенных ригелей, вследствие влияния сдерживающего эффекта со стороны горизонтальных несущих конструкций, совпадает с одной из описанных в первой части причин изменения степени влияния фактора продольной податливости колонн. Это, тем самым подтверждает, логичность и не противоречивость выводов и их тесную взаимосвязь.



Стоит отметить, что изменения коэффициента динамичности в зависимости от расположения поврежденного элемента по высоте здания, в данном случае составило порядка 19 процентов для вышерасположенных относительно разрушенной колонны ригелей и около 13 процентов, для нижерасположенных (см. рис.9, б). Это является существенным, поэтому в случае оптимального, с точки зрения прочности, проектирования зданий, необходимо учитывать, что при одном и том же времени разрушения элемента, коэффициент динамичности в зависимости от расположения повреждаемого элемента по высоте здания будет значительно изменяться.

Подводя итог полученным результатам можно констатировать, что для эффективного обеспечения устойчивости многоэтажных каркасных зданий к прогрессирующему обрушению, необходимо знать примерное, либо наиболее вероятное время разрушения вертикального несущего элемента и его расположения по высоте здания. При этом, поскольку данные параметры в различных ситуациях могут варьироваться, необходимо в дальнейшем разработать эффективную методику определения вероятности возникновения той или иной причины обрушения элемента, по аналогии с методиками, существующие для расчета зданий на сейсмические воздействия.

Имея такую методику, впоследствии можно дополнить существующие нормы, графиками изменения коэффициента динамичности в зависимости от времени разрушения элемента и возможно даже от места расположения по высоте здания. Это в свою очередь позволит сократить общее количество расчетов, поскольку в таком случае будут учитываться только наиболее вероятные причины обрушения.

Следует отметить, что основной целью исследований в динамической постановке ставилось определение качественного влияния динамического эффекта на НДС элементов здания. На основании этого, был проанализирован в целом характер НДС каркаса здания в случае обрушении вертикального элемента, в результате которого, было установлено, что учет динамического эффекта, оказывает влияние в основном только на количественную оценку НДС элементов, практически не изменяя при этом его характер. Это отчетливо видно на рис. 10, на котором характер распределения изгибающих моментов в элементах каркаса остается одинаковым в разные моменты времени. При этом если сравнить рис. 10,б с рис. 2,б, который получен при статическом расчете, характер изгибающих моментов является практически одинаковым.

Стоит отметить, что в данном случае речь идет об изменении НДС перед началом развития пластических деформаций в конструкциях, которые, учитывая полученные величины напряжений, могут возникнуть в конструкциях здания. При их возникновении действительно произойдет изменение в характере НДС элементов, связанное с дополнительным перераспределением усилий в элементах, вследствие образования пластических шарниров. Однако такое изменение будет актуально, только в том случае если пластические деформации будут проявляться при значениях больших, чем полученные в статической постановке вопроса.

При этом как показали ранее проведенные исследования, образование пластических шарниров в элементах каркаса многоэтажных зданий, наступает при значениях меньших, чем полученных в статической постановке вопроса разрушения. В таком случае влияние дополнительного перераспределения усилий

присутствует как в статической постановке, так и в динамической, и, следовательно, качественное изменение, по сравнению со статическим анализом, в характере НДС элементов здания, при учете динамического эффекта разрушения не наблюдается.

Указанный выше вывод в полной степени подтверждается широким применением коэффициентов динамичности в зарубежных нормах [10]. Поскольку очевидно, что при качественном, а не только количественном влиянии динамического эффекта обрушения, использование квазистатического подхода неприемлемо, поскольку характер НДС при статическом расчете не будет аналогичен динамическому.

На основании вышесказанного можно констатировать, что учет динамического характера разрушения вертикального несущего элемента, а также использование динамических методов расчета, в большинстве случаев приводит в основном только к более точной количественной оценке результатов и практически не влияет на характер НДС элементов, по сравнению со статическим расчетом.

При этом учитывая сложность динамических расчетов, а также их требовательность к вычислительным мощностям ЭВМ, динамический расчет необходимо проводить только как проверочный, для зданий, прочность и устойчивость к прогрессирующему обрушению которых, в статической постановке обеспечена с достаточным запасом прочности, т.е. по аналогии с расчетом по предельным состояниям, отнести его ко второй, по степени необходимости группе расчетов, за первую – обязательную, принять расчеты в статической постановке.

#### Выводы

Подводя итог проведенным в статье исследованиям можно сделать следующие общие выводы.

1. Проблема обеспечения устойчивости многоэтажных каркасных зданий к прогрессирующему обрушению в настоящее время является одной из наиболее актуальных в строительной отрасли в целом.

2. Многоэтажные каркасные здания имеют более низкую устойчивость к прогрессирующему обрушению, при локальном повреждении одной из несущих конструкций, чем другие типы зданий.

3. Обрушение одного из вертикальных несущих элементов, приводит к существенному изменению НДС элементов каркаса, расположенных как над разрушенным элементом, так и под ним. При этом для первых, данное изменение обусловлено изменением расчетной схемы горизонтальных элементов, для вторых – фактором продольной деформативности вертикальных несущих элементов, а именно, их частичной разгрузкой и последующим восстановлением начального ненагруженного состояния.

4. Исключение или снижения степени влияния указанных выше причин изменения НДС, например, путем придания колоннам возможности работать не только на растяжение, но и на сжатие [1], а также использование высоко классовых бетонов, либо применение специальных конструктивных решений уменьшающих продольные деформации колонн, позволит эффективно обеспечить устойчивость многоэтажных зданий к прогрессирующему обрушению.

5. При проведении расчетов в динамической постановке, необходимо учитывать время обрушения элемента и его расположение по высоте здания, по-

сколькx данные параметры существенно влияют на коэффициенты динамичности.

6. Использование динамических методов расчета хотя и позволяет более точно и достоверно определить НДС элементов каркаса, однако приводит к существенному увеличению трудоемкости расчетов. Поэтому использование такого подхода на данном этапе развития техники является необходимым только для особо ответственных зданий, например, при проектировании небоскребов. В остальных случаях использование квазистатического подхода является наиболее оптимальным, с точки зрения точности и времени выполнения расчетов, по сравнению с динамическим расчетом.

#### Л и т е р а т у р а

1. СТО 008-02495342-2009 Предотвращение прогрессирующего обрушения железобетонных монолитных конструкций зданий [Текст]. – М.: ОАО «ЦНИИПромзданий», 2009. – 21с.
2. *Алявдин П.В.* Особенности работы несущих каркасов многоэтажных гражданских зданий при действии вертикальных и горизонтальных нагрузок [Текст] / *П.В. Алявдин А.И. Мордич, В.Н. Симбиркин* // II Белорусский конгресс по теоретической и прикладной механике «Механика-99». – Мн.: БелНИИС, 1999. – 204 с.
3. *Дроздов П.Ф.* Проектирование и расчет многоэтажных гражданских зданий и их элементов [Текст] / *П.Ф. Дроздов, М.И. Додонов, Л.Л.Паньшин, Р.Л. Саруханян.* – М.: Стройиздат, 1986. – 351с.
4. *Еремеев П.Г.* Предотвращение лавинообразного (прогрессирующего) обрушения несущих конструкций уникальных большепролетных сооружений при аварийных воздействиях [Текст] / *П.Г. Еремеев* // Стр. мех. и расч. соор., 2006. – №2. – С.65–72.
5. *Клюева Н.В.* К анализу живучести внезапно поврежденных рамных систем [Текст] / *Н.В. Клюева, В.С. Федоров* // Стр. мех. и расч. соор., 2006. – №3. – С.7–13.
6. *Назаров, Ю.П.* К проблеме обеспечения живучести строительных конструкций при аварийных воздействиях [Текст] / *Ю.П. Назаров, А.С. Городецкий, В.Н. Симбиркин* // Стр. мех. и расч. соор., 2009. – №4. – С.5–9.
7. *Сапожников А.И.* Влияние диафрагм жесткости на формирование напряженно-деформированного состояния каркасных зданий [Текст] / *А.И. Сапожников, С.М. Григоршев* // Изв. вузов. Строительство, 2009. – №.11/12 – С.108-113.
8. *Сапожников А.И.* Учет последовательности возведения зданий различной конструктивной схемы [Текст] / *А.И. Сапожников, С.М. Григоршев* // Изв. вузов. Строительство, 2010. – №.2. – С.96-105.
9. *Александров А.В.* Сопrotивление материалов. Изд. Третье исправленное. [Текст] / *А.В. Александров, В.Д. Потапов, Б.П. Державин.* – М.: Высш. шк., 2003. – 560с.
10. UFC 4-023-03. Unified Facilities Criteria (UFC). Design of Buildings to Resist Progressive Collapse [Text]. – Department of Defense USA, 2010. – 176 pages.

#### **RESEARCH OF MECHANISMS OF FORMATION OF A TENSE-DEFORMED CONDITION OF ELEMENTS OF A FRAMEWORK OF A MULTI-STOUREY BUILDING AT LOCAL DAMAGE OF LOAD-CARRYING STRUCTURES**

S.M.Grigorshev

In article, it is investigated mechanisms of formation of a tense-deformed condition of elements of a framing of multi-storey buildings, at local damage of one of vertical load-carrying structures. Researches are spent both in static, and in dynamic statements of destruction of a load-carrying structure.

KEY WORDS: breaking-down, a column, multi-storey buildings, frame constructive scheme, vertical load-carrying structures, overstress, dynamic effect.