

адекватності отриманої математичної інтерполяційної моделі на відповідність умовам, що визначають розрахункову схему стійкості укусу. Отримані рівняння регресії дають можливість для заданого діапазону вихідних даних визначати значущість і ступінь впливу кожного фактора на інтегральний коефіцієнт стійкості укусу земляного полотна доріг, що необхідно при виборі проектних параметрів системи «армоване земляне полотно – тимчасове динамічне навантаження від рухомого складу».

ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

1. Інструкція з утримання земляного полотна залізниць України / Л. І. Дяченко, Г. П. Кислий, В. О. Курач. – Д. : Вид-во АТЗТ ВКФ «Арт-прес», 2001. – 104 с.
2. **Грицьк В. І.** Расчеты земляного полотна железных дорог: Учеб. пособ. для вузов железнодорожного транспорта / В. И. Грицьк. – М. : УМК МПС, 1998. – 520 с.
3. ВСН 205-87. Ведомственные строительные нормы. Проектирование земляного полотна железных дорог из глинистых грунтов с применением геотекстиля. – М. : ЦНИИС, 1987. – 56 с.
4. Технические указания по применению нетканых материалов для усиления земляного полотна: ЦП-4591/МПС СССР, Главное управление пути. – М. : Транспорт, 1989. – 47 с.
5. **Джоунс К. Д.** Сооружения из армированного грунта / К. Д. Джоунс. – М. : Стройиздат, 1989. – 280 с.
6. **Гольдштейн М. Н.** Механика грунтов, основания и фундаменты / М. Н. Гольдштейн, А. А. Царьков, И. И. Черкасов. – М. : Транспорт, 1981. – 320 с.
7. **Босов А. А.** Методические указания к курсу «Теория надёжности и планирование эксперимента» / А. А. Босов. – Д. : ДИИТ, 1983. – Ч. II. – 47 с.
8. Моделювання технологічних процесів у середовище Microsoft Excel: Навч. посіб. / М. В. Терещенко, Є. М. Марченко, В. М. Ковшов та ін. – Д. : Пороги, 2005. – 266 с.

УДК 624:69.0365:692

КИНЕМАТИЧЕСКИЕ ОЦЕНКИ УСТОЙЧИВОСТИ КАРКАСНО-МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ К ЛАВИНООБРАЗНЫМ ОБРУШЕНИЯМ

*Е. А. Егоров, д. т. н., проф., Т. А. Ковтун-Горбачева, к. т. н., доц.,
Ю. В. Федоряка, к. т. н., Л. В. Купневич, асп.*

Ключевые слова: лавинообразное обрушение, механизм обрушения, здание, несущие конструкции, плиты перекрытий, колонны, работа внутренних усилий, работа внешних сил

Введение, анализ состояния вопроса. В последнее время в технической литературе активно обсуждается проблема лавинообразных, или, как их еще называют, прогрессирующих обрушений. Проблема является относительно новой и не совсем сопоставимой с подходами, традиционно применяющимися в строительстве, поэтому много внимания в указанных работах уделяется, прежде всего, методологическим аспектам проблемы [4; 5; 12]. Попутно разрабатываются и апробируются алгоритмы расчетных оценок сопротивляемости различных видов зданий и сооружений прогрессирующим обрушениям, анализируется напряженно-деформированное состояние, возникающее в конструкциях при локальных разрушениях тех или иных элементов [1; 13 – 15], проводятся экспериментальные исследования [3].

Как справедливо отмечено в [5], рассматриваемая проблема по сути своей весьма созвучна с проблемой живучести, которая, в свою очередь, имеет давнюю историю своего становления и развития (см. ссылки в [5]), но до настоящего времени оставалась не очень широко востребованной в практической инженерной деятельности. Сейчас по целому ряду причин эта проблема становится все более актуальной. К сегодняшнему дню в России, например, издан целый ряд руководств и рекомендаций [2; 8 – 11], где сформулированы отправные термины и понятия, а также основные и, в какой-то мере, конкретные расчетные и конструктивные принципы проектирования зданий и сооружений, стойких к лавинообразным обрушениям. К сожалению, все указанные выше документы носят частный характер, трактовка основных понятий в них имеет различия в целом ряде важных аспектов, отсутствуют общие принципы формирования расчетных аварийных ситуаций.

В украинских строительных нормах [6] приводится классификация объектов по классам последствий (ответственности), указывается, что главные несущие конструкции объектов с повышенной степенью ответственности должны проектироваться так, чтобы в аварийной ситуации вероятность возникновения лавинообразных разрушений была наименьшей. Такое же, по сути дела, требование содержится в [7] применительно к проектированию высотных жилых зданий, т. е. и в указанных документах никакой конкретики по рассматриваемым вопросам не содержится.

Очевидно, несколько раньше и весьма активно проблема сопротивляемости конструкций лавинообразным обрушениям разрабатывалась в работах авторов дальнего зарубежья [19 – 21], но и здесь (за рубежом) нормативное поле по данной проблеме представлено лишь отдельными положениями, рекомендациями и требованиями, содержащимися в различных руководствах и стандартах, как, например, [16 – 18] и др.

Цель и актуальность исследований. Таким образом, анализ всех упомянутых работ говорит о том, что на сегодняшний день проблема проектирования строительных объектов, эффективно сопротивляющихся лавинообразным обрушениям, является очень актуальной, но пока не обрела своей устоявшейся методологии (философии), что не позволяет сегодня формулировать какие-то жесткие нормативные регламентации (требования) по проектированию тех или иных объектов. В то же время наличие мощного компьютерного расчетного ресурса, с одной стороны, и простых, но эффективных инженерных расчетных методов, с другой, дает возможность реализовывать некоторые частные задачи, позволяющие оценить поведение конструкций в проектных аварийных ситуациях, предполагающих возникновение очагов лавинообразных разрушений. Решение таких задач, по мнению авторов, представляется также крайне важным, поскольку, во-первых, это позволяет получать предварительные оценки имеющихся у проектировщиков возможностей для создания конструкций, защищенных от лавинообразных обрушений, во-вторых, эти решения позволяют вскрыть в этой общей проблеме и целый ряд частных проблем как технического, так и экономического характера.

Результаты работы. В данной работе авторы рассматривают ряд простых аварийных ситуаций с локальными разрушениями колонн, применяя для оценки сопротивляемости зданий лавинообразным обрушениям кинематический метод предельного равновесия (на указанном методе построены все основные положения в упомянутых выше рекомендациях [2; 8 – 11]).

Решения строились на основе следующего понимания основных терминов, связанных с рассматриваемой проблемой:

– *лавинообразное обрушение* – обрушение здания или сооружения, возникающее в результате разрушения какого-либо отдельного конструктивного элемента и распространяющееся в виде цепной реакции от элемента к элементу (принцип «домино») вплоть до полного обрушения объекта или непропорционально большей его части;

– *проектная аварийная ситуация* – ситуация, которой предусматривается расчет конструкций на действие основных нагрузок в сочетании с аварийными воздействиями (одним или несколькими) в виде каких-либо дополнительных силовых факторов или деформаций (неравномерных осадок), а также в виде вполне определенных разрушений конструкций или их конструктивных элементов;

– *проектное аварийное разрушение* – любое оговоренное в проектной аварийной ситуации разрушение, которое рассматривается как одно из аварийных воздействий; причины и возможность возникновения таких воздействий, как правило, не требуют какой-либо физической аргументации, но нуждаются в однозначной технической формулировке. Объект должен быть запроектирован таким образом, чтобы никакое проектное аварийное разрушение не влекло за собой обрушения других элементов.

На рисунке 1 изображен участок многоэтажного здания с регулярной разбивкой сетки колонн $6,0 \times 6,0$ м и монолитными железобетонными междуэтажными перекрытиями. Перекрытия здания на рассматриваемом участке – монолитные из бетона класса В25, толщиной $t = 240$ мм, защитный слой бетона $a = 25$ мм. Плиты перекрытия армированы сетками (нижней и верхней) из стержней диаметром $d = 12$ мм с ячейкой 250 мм, класс арматуры А400. Колонны здания – железобетонные, бетон класса В45, сечение 400×400 мм. Стеновое ограждение – ненесущие навесные панели. Расчетные значения нагрузки: собственный вес конструкций перекрытия и пола – $7,6 \text{ кН/м}^2$, нагрузка от мебели и людей – $2,4 \text{ кН/м}^2$.

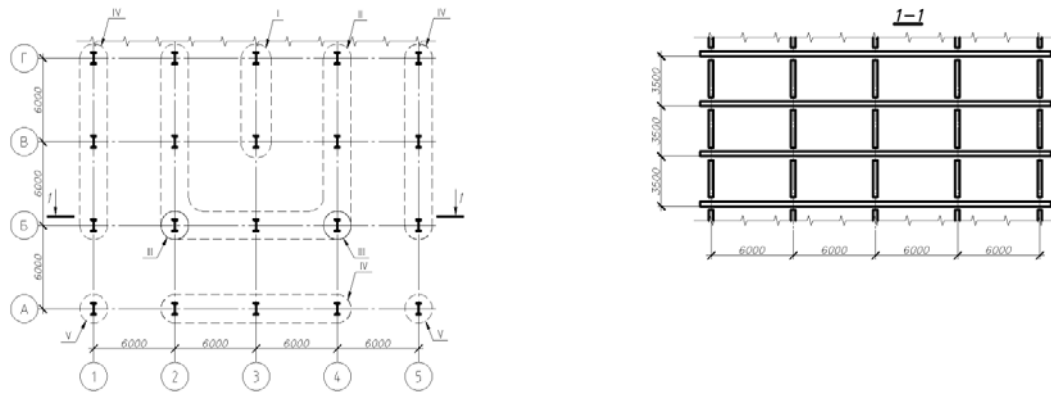


Рис. 1. План и разрез рассматриваемого участка здания

По требованиям проекта здание должно обладать сопротивляемостью лавинообразным разрушениям в ситуациях (проектные аварийные ситуации), допускающих гипотетическое разрушение (проектные аварийные разрушения) одной (любой) из колонн любого этажа здания.

В соответствии с принятыми условиями необходимо рассмотреть все проектные аварийные ситуации, которые предусматривают возможность разрушения той или иной колонны этажа. Количество требуемых к рассмотрению аварийных ситуаций можно существенно уменьшить, выделив по характеру последующего возможного обрушения плит перекрытия несколько характерных групп колонн, так что разрушения любых колонн, входящих в одну характерную группу, будут сопровождаться совершенно идентичными механизмами возможных обрушений плит покрытия. В рассматриваемом фрагменте здания можно выделить 5 характерных групп колонн (см. план на рис.1):

- I группа – колонны К-В3, К-Г3;
- II группа – колонны К-Г2, К-В2, К-Б3, К-В4, К-Г4;
- III группа – колонны К-Б2, К-Б4;
- IV группа – колонны К-Г1, К-В1, К-Б1, К-А2, К-А3, К-А4, К-Г5, К-В5, К-Б5;
- V группа – колонны К-А1, К-А5.

Таким образом, для выполнения поставленного в примере требования (сопротивляемость перекрытий при разрушении одной (любой) из колонн) достаточно рассмотреть 5 аварийных проектных ситуаций. В каждой аварийной проектной ситуации могут иметь место несколько возможных механизмов обрушения.

Рассмотрим проектную аварийную ситуацию, которой «предусматривается» разрушение одной из колонн, входящих в группу I. Процесс возможного обрушения плиты перекрытия при разрушении, например, колонны К-В3 может развиваться по двум схемам, показанным на рисунках 2, 3.

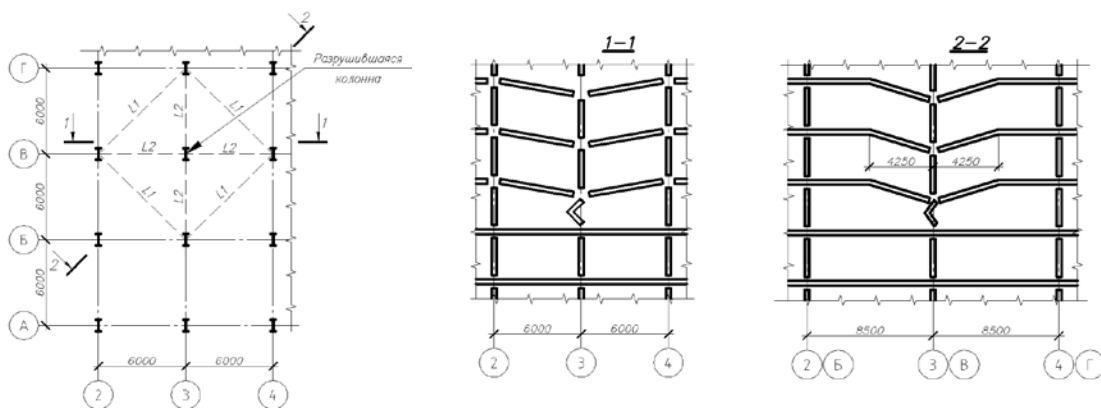


Рис. 2. Схема первого механизма обрушения плит перекрытия при разрушении колонны, относящейся к I группе

С позиций кинематического метода предельного равновесия можно считать, что плита перекрытия (пластина) будет разрушаться под нагрузкой с образованием линейных шарниров

пластичности. В качестве критерия неразрушимости плиты перекрытия будем принимать условие:

$$W \geq U, \quad (1)$$

где W , U – работа, соответственно, внутренних усилий и внешних силовых факторов на соответствующих перемещениях и углах поворота.

По первой схеме разрушения вычисление работы внутренних сил W сводится к определению работы изгибающих моментов по линиям шарниров пластичности, при этом для этой схемы обрушения считается, что по всем четырем сторонам опорного контура (см. рис. 2), обрушающаяся часть плиты жестко закреплена.

Формула для определения работы внутренних сил W в этом случае приобретает вид:

$$W = 4 \cdot L_1 \cdot m_y \cdot \varphi_1 + 4 \cdot L_2 \cdot m_y \cdot \varphi_2,$$

где $L_1 = 8,5$ м; $L_2 = 6,0$ м – длины линий возможных шарниров пластичности (см. рис. 2);

m_y – предельная величина изгибающего момента, который может восприниматься плитой перекрытия;

φ_1 , φ_2 – двугранные углы между деформированными участками плиты перекрытия (углы раскрытия).

Без учета работы бетона величина предельного изгибающего момента плиты перекрытия может быть определена по формуле:

$$m_y = \sigma_T \cdot f_a \cdot z,$$

где σ_T – предел текучести арматуры;

f_a – площадь сечения верхней арматуры, приходящейся на один погонный метр;

z – расстояние между центрами тяжести сечения верхней и нижней арматуры.

В данном случае:

$$f_a = 4 \cdot 3,14 \cdot (1,2^2 / 4) = 4,52 \text{ см}^2; \quad z = 24 - 2 \cdot 2,5 = 19 \text{ см};$$

$$m_y = 40 \cdot 4,52 \cdot 19 = 3435 \text{ кН} \cdot \text{см} / \text{м} = 34,4 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м}.$$

При вычислении указанных величин принималось, что предел текучести арматуры класса А400 равен $\sigma_T = 40$ кН/см².

Величины двугранных углов определялись исходя из единичного вертикального перемещения плиты перекрытия в точке опирания ее на разрушенную колонну. Тогда:

$$\varphi_1 = 1/4,25 = 0,235; \quad \varphi_2 = 1/6 + 1/6 = 0,333.$$

В итоге:

$$W = 4 \cdot 8,5 \cdot 34,4 \cdot 0,235 + 4 \cdot 6,0 \cdot 34,4 \cdot 0,333 = 450 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Работа внешних сил U будет определяться как произведение силы на величину ее перемещения. Здесь, опять-таки, как и при определении работы внутренних сил, величина перемещения плиты перекрытия в точке опирания на разрушенную колонну принималась равной единице.

Работа внешних сил, действующих на каждый из четырех деформированных треугольных участков плиты перекрытия (см. рис. 2), может быть определена по формуле:

$$U_1 = \text{площадь обрушаемого участка плиты} \cdot \text{суммарная величина равномерно распределенной нагрузки на перекрытие} \cdot \text{перемещение центра тяжести} =$$

$$= 0,5 \cdot 8,5 \cdot 4,25 \cdot 10 \cdot 0,333 = 60,15 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Работа массы вышележащей колонны:

$$U_2 = \text{вес колонны} \cdot \text{перемещение колонны по вертикали} = 25 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 3,5 \cdot 1,0 = 14 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Суммарная работа внешних сил будет равна:

$$U = 4 \cdot U_1 + U_2 = 4 \cdot 60,15 + 14 = 254,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

В итоге по первой схеме возможного обрушения будем иметь:

$$W = 450 \text{ кН} \cdot \text{м} > U = 254,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

То есть, основное условие неразрушимости (1) выполняется, и, значит, при разрушении какой-либо из колонн I характерной группы обрушение плит перекрытия по первой схеме является маловероятным.

Вторая схема возможного обрушения плиты перекрытия показана на рисунке 3. Расчет проводится по аналогичному алгоритму. При этом считается, что и во втором варианте обрушения по всем четырем сторонам опорного контура (см. рис. 3), обрушающаяся часть плиты жестко зашпемлена.

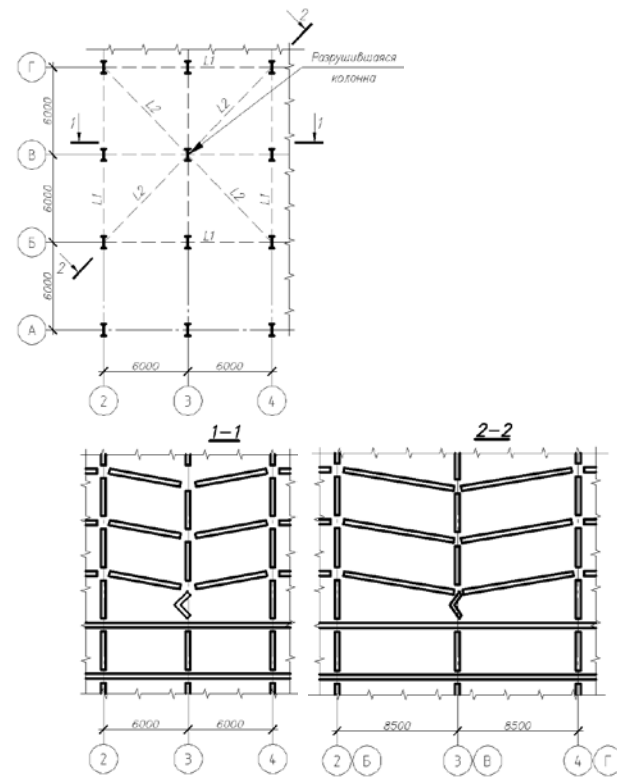


Рис. 3. Схема второго механизма возможного обрушения плит перекрытия при разрушении колонны, относящейся к I группе

Вычисление работы внутренних сил W :

$$W = 4 \cdot L_1 \cdot m_y \cdot \varphi_1 + 4 \cdot L_2 \cdot m_y \cdot \varphi_2 = 4 \cdot 12 \cdot 34,4 \cdot 0,167 + 4 \cdot 8,5 \cdot 34,4 \cdot 2 \cdot 0,118 = 552 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Работа внешних сил U :

$$U_1 = \text{площадь участка плиты} \cdot \text{суммарная величина равномерно распределенной нагрузки} \cdot \text{перемещение центра тяжести} = \\ = 0,5 \cdot 12 \cdot 6 \cdot 10 \cdot 0,333 = 120 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$$U_2 = \text{вес колонны} \cdot \text{перемещение колонны по вертикали} = 25 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 3,5 \cdot 1,0 = 14 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$$U = 4 \cdot U_1 + U_2 = 4 \cdot 120 + 14 = 494 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

В итоге по второй схеме возможного обрушения получено:

$$W = 552 \text{ кН}\cdot\text{м} > U = 494 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

то есть, критериальное условие (1) также выполняется, и, значит, при разрушении какой-либо из колонн I характерной группы обрушение плит перекрытия по второй схеме также является маловероятным. Однако можно заметить, что во втором варианте обрушения запас по прочности оказывается существенно более низким.

Аналогичным образом осуществляется проверка сопротивляемости монолитного перекрытия для случаев гипотетического разрушения колонн всех остальных характерных групп (см. рис. 1). Можно только отметить, что схемы возможных обрушений (предельных деформаций) плит перекрытий при разрушении колонн II и III групп по общей конфигурации такие же, как на рисунке 3, но для колонн II группы одна из сторон, а для колонн III группы –

две стороны опорного контура не будут иметь заземления. Это объясняется тем, что опорные контуры в указанных случаях выходят на внешние оси рассматриваемого участка здания, где на плиты перекрытий опираются только легкие навесные стеновые панели. При разрушении колонн IV и V группы схемы возможных обрушений плит перекрытий будут иметь вид, показанный на рисунке 4, а, б.

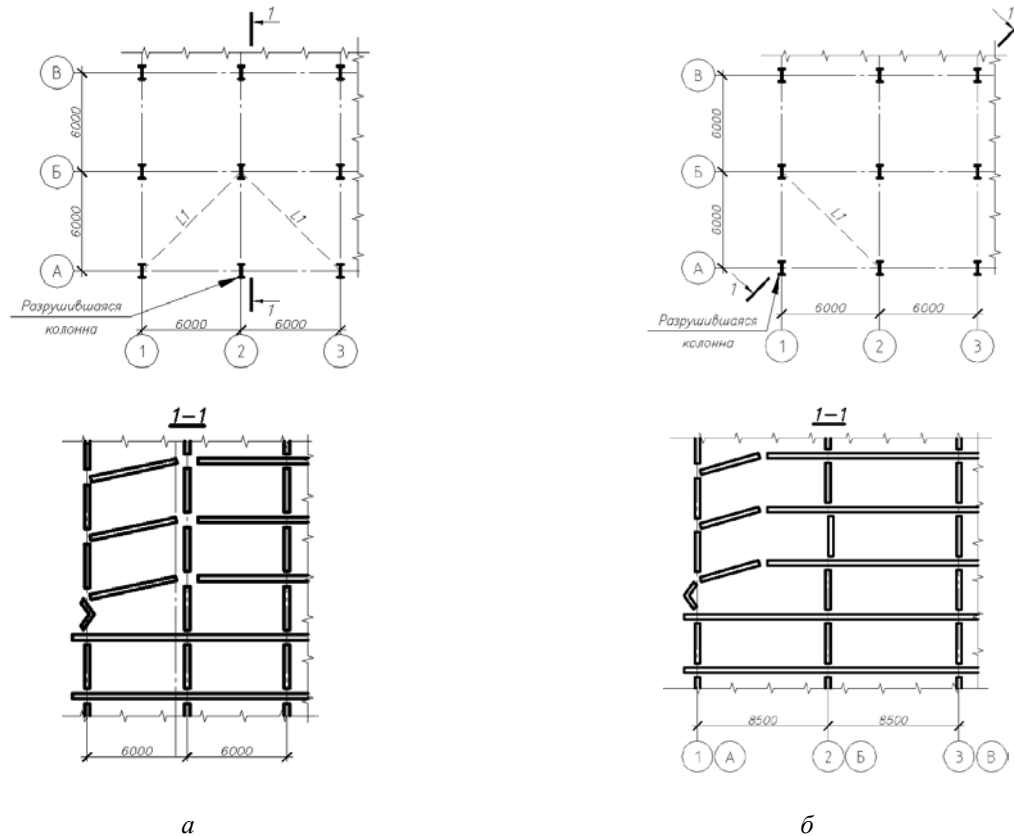


Рис. 4. Схемы возможных обрушений перекрытий при разрушении колонн IV и V групп

По высоте здания на этажах, расположенных над разрушенной колонной, процессы возможных обрушений будут развиваться в данном случае (типовые этажи) абсолютно идентично (см. разрезы 1-1, 2-2 на рис. 2, 3). Причем, если перекрытие первого над разрушенной колонной этажа не обрушается, то и на всех последующих (вышележащих) этажах обрушения маловероятны.

Проведенные расчеты показали, что для принятых в примере параметров монолитных плит перекрытия и разбивки сетки колонн условие (1) выполняется только при разрушениях колонн I и IV групп. При разрушениях одной из колонн, относящихся к II, III или V группам, на всех этажах происходит обрушение локальных участков перекрытий площадью по 144 м^2 для групп II и III, и по 18 м^2 при разрушении одной из колонн V группы. Все это недопустимо с позиций принятых в примере требований, предъявляемых к проекту.

Очевидно, что обеспечить неразрушимость перекрытий можно, в первую очередь, увеличив их несущую способность. При этом, однако, нужно иметь в виду, что увеличение общей толщины перекрытия мало что дает, поскольку в этом случае возрастает не только несущая способность (работа внутренних усилий W), но и нагрузка от собственного веса (а, значит, и работа внешних сил U). Поэтому нужно искать решения с применением более легкого бетона и высокопрочной арматуры. Во многих случаях наиболее эффективным может оказаться решение, заключающееся в правильном выборе варианта разбивки сетки колонн. Так, например, в данном случае при тех же параметрах плит перекрытий неразрушимость их в рассмотренных условиях обеспечивается путем внесения незначительных изменений в разбивку сетки колонн, как показано на рисунке 5.

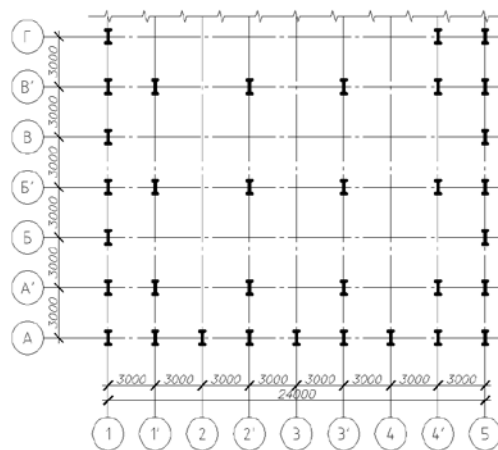


Рис. 5. Измененная сетка колонн

Следует отметить, что с позиций линейно-упругого расчета приведенные выше решения определяют верхнюю оценку сопротивляемости конструкций. Однако с позиций оценки сопротивляемости конструкций лавинообразным обрушениям такие решения можно считать вполне приемлемыми для инженерной практики.

Если говорить о технико-экономических аспектах проблемы, то можно отметить, что в рассмотренном примере параметры плит перекрытий приняты с дополнительным коэффициентом надежности в пределах $\gamma_{fn} = 1,15 \div 1,20$. Кроме того, следует учесть, что в рассмотренных выше проектных аварийных ситуациях при разрушениях той или иной колонны этажа на соседние, остающиеся неразрушенными, колонны будет передаваться дополнительная нагрузка, и они эту нагрузку должны воспринять не разрушаясь. Анализ рассмотренных выше возможных схем обрушений показывает, что для этого внутренние колонны здания должны быть рассчитаны с дополнительным коэффициентом надежности по нагрузке, равным $\gamma_{fn} = 1,25$, а крайние колонны – с коэффициентом $\gamma_{fn} = 1,5$. Указанные значения дополнительных коэффициентов надежности хорошо согласуются с результатами, полученными в [5; 6] на основе численных методов, и дают общую оценку примерного удорожания объектов, устойчивых к лавинообразным обрушениям.

Выводы. 1. Проектирование зданий и сооружений, устойчивых к лавинообразным обрушениям, может быть реализовано при условии четких формулировок проектных аварийных ситуаций.

2. Оценки сопротивляемости конструкций лавинообразным обрушениям на основе кинематического метода предельного равновесия являются весьма простыми в реализации и хорошо согласуются с результатами, полученными численными методами расчета. Они могут применяться в практике проектирования для назначения сечений основных несущих конструкций с последующим анализом напряженно-деформированного состояния численными методами.

3. По предварительным оценкам, требование по обеспечению устойчивости каркасно-монолитных зданий к лавинообразным обрушениям приводит к удорожанию стоимости строительства примерно на 25 – 30 %.

4. Наиболее простые и экономически оправданные приемы создания зданий, устойчивых к лавинообразным обрушениям, должны основываться на использовании легких бетонов, высокопрочной арматуры, а также эффективной разбивки сетки колонн.

ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. Алмазов В. О. Железобетонные каркасы без прогрессирующего обрушения // Режим доступа: fogum.dwg.ru.

2. Временные рекомендации по обеспечению безопасности большепролетных сооружений от лавинообразного (прогрессирующего) обрушения при аварийных воздействиях: МДС 20-2.2008 [Электронный ресурс]. – М., 2008. – Режим доступа: <http://www.gostrf.com>.

3. Дробот Д. Ю. Живучесть большепролетных металлических покрытий: автореф. дис. на соискание научн. степени канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / Д. Ю. Дробот. – М., 2010. – 22 с.

4. **Еремеев П. Г.** Обеспечение безопасности большепролетных сооружений от лавинообразного (прогрессирующего) обрушения при аварийных воздействиях / П. Г. Еремеев // Совр. промышл. и граждан. строительство. – 2008. – Т. 4. – № 3. – С. 129 – 134.
5. **Кудишин Ю. И.** Живучесть строительных конструкций – важный фактор снижения потерь в условиях аварийных ситуаций / Ю. И. Кудишин, Д. Ю. Дробот // Металеві конструкції. – 2009. – Т. 15. – № 1. – С. 59 – 71.
6. Общие принципы обеспечения надежности и конструктивной безопасности зданий, сооружений, строительных конструкций и оснований: ДБН В.1.2-14-2009. – Изд. офиц. – К. : Минрегионстрой Украины, 2009. – 38 с.
7. Проектування висотних житлових і громадських будинків: ДБН В.2.2-24-2009. – Офіц. вид. – К. : Міністерство регіонал. розвитку та будівництва України, 2009. – 184 с.
8. Рекомендации по защите высотных зданий от прогрессирующего обрушения. – М. : НИИЦ, 2006. – 34 с.
9. Рекомендации по защите жилых зданий с несущими кирпичными стенами при чрезвычайных ситуациях. – М. : НИИЦ, 2002. – 14 с.
10. Рекомендации по защите жилых каркасных зданий при чрезвычайных ситуациях. – М. : НИИЦ, 2002. – 20 с.
11. Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения. – М. : НИИЦ, 2005. – 24 с.
12. **Ройтман В. М.** Оценка стойкости зданий при прогрессирующем разрушении при комбинированных особых воздействиях с участием пожара / В. М. Ройтман // Жилищное строительство. – 2008. – № 8. – С. 20 – 22.
13. **Руденко Д. В.** Защита каркасных зданий от прогрессирующего обрушения / Д. В. Руденко, В. В. Руденко // Инженерно-строительный журнал. – 2009. – № 3. – С. 38 – 41.
14. **Скорук Л. Н.** Расчет высотных зданий и сооружений с учетом сопротивления прогрессирующему обрушению / Л. Н. Скорук, А. А. Орлиогло // Расчет и проектирование конструкций в среде SCAD OFFICE: научно-техн. семинар, 5 – 8 окт. 2009 г. – К., 2009. – С.16.
15. SCAD OFFICE. Вычислительный комплекс SCAD для пользователя / [Карпиловский В. С., Криксунов Э. З., Перельмутер А. В. и др.]. – М. : АСВ, 2006. – 591 с.
16. ASCE 7 – 02. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, 2002 edition. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2002.
17. ENV 1991 – 2 – 7: 1998. Eurocode 1: Basis of design and action on structures. Accidental actions due to impact and explosions. – Brussels: CEN, 1998.
18. NYC, 1973. Chapter 18, Resistance to Progressive Collapse Under Extreme Local Loads, Appendix A–Rules of the City of New York, Building Code of the New York City. Gould Publications, Binghamton, NY 13901, 2001.
19. **R. Shankar Nair**, Ph. D., P. E., S. E. Progressive Collapse Basics [Электронный ресурс] / R. Shankar Nair // Modern Steel Construction. – 2004. – Режим доступа: <http://www.modernsteel.com>.
20. **Xinzheng Lu**. Numerical Simulation for the Progressive Collapse of Concrete Building due to Earthquake / Xinzheng Lu, Xuchuan Lin, Yuhu Ma, Yi Li, Lieping Ye // Proc. the 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12 – 17, 2008. – Beijing, China. – CD-ROM.
21. **Zdenek P. Bazant**. Mechanics of Progressive Collapse: Learning from World Trade Center and Building Demolitions / Zdenek P. Bazant, Mathieu Verdure // Journal of Engineering Mechanics. – ASCE. – March 2007. – P. 308 – 319.

УДК621.432.3

РОЗРАХУНОК ПРОЦЕСІВ ВПУСКУ І СТИСКУ ДВЗ ІЗ РЕГУЛЬОВАНИМ СТУПЕНЕМ СТИСКУ ТА ЗМІНОЮ НАВАНТАЖЕННЯ ДРОСЕЛЮВАННЯМ СУМІШІ

В. Г. Заренбін, д. т. н., проф., Т. М. Колеснікова, ас., А. В. Балюра, студ.

Ключові слова: двигун внутрішнього згорання, змінний ступінь стиску, математична модель, впуск, стискання, процес

Постановка проблеми. Останнім часом усе гостріше стоїть проблема підвищення паливної економічності автомобільних двигунів внутрішнього згорання (ДВЗ) і посилюються