

**ОСОБЕННОСТИ СОЗДАНИЯ РАСЧЕТНЫХ СХЕМ, РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ  
МНОГОЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ С СОБЛЮДЕНИЕМ МЕР ЗАЩИТЫ  
ОТ ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО ОБРУШЕНИЯ****О. Б. Завьялова, В. В. Куликов**

**Завьялова Ольга Борисовна**, кандидат технических наук, доцент, заведующая кафедрой промышленного и гражданского строительства, Астраханский государственный архитектурно-строительный университет, г. Астрахань, Российская Федерация, e-mail: pgs\_agasu@mail.ru;

**Куликов Владислав Вадимович**, ассистент кафедры экспертизы, эксплуатации и управления недвижимостью, Астраханский государственный архитектурно-строительный университет, г. Астрахань, Российская Федерация

Устойчивость зданий к прогрессирующему обрушению в большей степени зависит от правильности выбора его конструктивной системы, аварийной расчетной схемы, а также методики задания и расчета конечно-элементной модели. В статье рассмотрено применение нового СП 385 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования» с изменениями от 2019 года в применении к расчету монолитных зданий в программе Мономах-САПР. Авторами разработана методика учета нормативных сопротивлений бетона и повышающих коэффициентов в соответствии с СП385. Предлагаемая методика позволяет инженеру-проектировщику контролировать учитываемые в расчете параметры модели здания и делает прозрачными результаты расчета. Сделаны выводы об экономической составляющей при расчете на устойчивость к прогрессирующему обрушению.

**Ключевые слова:** конечные элементы, расчетная схема здания, прогрессирующее обрушение, железобетонный каркас, численное моделирование.

**FEATURES OF CREATING CALCULATION SCHEMES, CALCULATION AND CONSTRUCTION  
OF A MULTI-STORY FRAME BUILDING IN COMPLIANCE WITH MEASURES OF PROTECTION  
AGAINST PROGRESSIVE COLLAPSE****O. B. Zavyalova, V. V. Kulikov**

**Zavyalova Olga Borisovna**, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Head of the Department of Industrial and Civil Engineering, Astrakhan State University of Architecture and Civil Engineering, Astrakhan, Russian Federation, e-mail: pgs\_agasu@mail.ru;

**Kulikov Vladislav Vadimovich**, Assistant of the Department of Expertise, Operation and Management of Real Estate, Astrakhan State University of Architecture and Civil Engineering, Astrakhan, Russian Federation

The stability of buildings to progressive collapse depends to a greater extent on the correctness of the choice of its structural system, emergency design scheme, as well as the methodology for setting and calculating the finite element model. The article discusses the application of the new SP 385 "Protection of buildings and structures from progressive collapse. Design Rules" with changes from 2019 in application to the calculation of monolithic buildings in the Monomakh-CAD program. The authors have developed a methodology for taking into account the normative resistances of concrete and increasing coefficients in accordance with SP385. The proposed methodology allows the design engineer to control the parameters of the building model taken into account in the calculation and makes the calculation results transparent. Conclusions are drawn about the economic component in the calculation of resistance to progressive collapse.

**Keywords:** finite elements, design scheme of the building, progressive collapse, load-bearing structure, numerical modeling.

Расчет на прогрессирующее обрушение необходим при проектировании несущих конструкций всех современных многоэтажных и высотных зданий с целью предотвращения обрушения конструкций и во избежание человеческих жертв. Необходимо, чтобы конструктивная система здания могла обеспечить прочность и устойчивость в случае местного разрушения несущих конструкций на время, за которое смогут эвакуироваться люди.

Косвенное проектирование основано на требованиях к конструкциям для обеспечения защиты от прогрессирующего разрушения. Например, профессора М. Fintel и D.M. Schultz [1] для описания этого подхода использовали термин «общая структурная целостность». Другими словами – это метод структурного синтеза конструктивной системы с созданием наперед заданных требований, эффективно выполняющих функци-

ональные свойства. Проектирование конфигурации конструктивной системы заключается в определении её топологии, геометрии и параметров армирования сечения [2]. Метод прямого проектирования используется непосредственно при проектировании и конструировании каркасов зданий и сооружений. Этот метод включает в себя поиск альтернативных путей силового сопротивления (ALP), при котором требуется, чтобы конструкция была способна сохранить несущую способность после утраты конструктивного элемента, и разрушения были бы локализованы посредством перераспределения усилий через конструктивные связи; метод назначения локального сопротивления (SLR или Key). Авторами работы [3] отмечено, что меры вторичной защиты и косвенного проектирования не всегда эффективны, особенно для зданий и сооружений

повышенного уровня ответственности и с массовым пребыванием людей. Меры активной защиты (прямое проектирование) наиболее целесообразны для таких объектов капитального строительства, требования по защите которых отражены во многих законодательных и нормативно-правовых документах разных стран.

Целый ряд научных работ по рассматриваемой проблеме проведен в «ЦНИИ Промзданий». Широко известны исследования В. В. Гранева, Э. Н. Кодыша, Н. Н. Трекина, И. К. Никитина по проектированию и обеспечению устойчивости сборных железобетонных связевых каркасов от прогрессирующего обрушения [4, 5], а также работы Айзенберга, Кодыша, Никитина, Смирнова [6] по сейсмостойким многоэтажным зданиям с железобетонным каркасом. Результаты этих исследований обобщены в монографиях, нормативно-технических документах (СТО, рекомендации по проектированию и др.) по защите зданий от прогрессирующего обрушения<sup>12</sup>.

На случай возникшей чрезвычайной ситуации в результате локального обрушения конструкций, здание должно проверяться на особое сочетание нагрузок, включающее в себя постоянные, временные длительно действующие, а также воздействия, возникшие вследствие разрушений несущих конструкций (СТО-008-02495342, СП 267.1325800)<sup>34</sup>.

Одним из направлений исследования в данной работе является разработка методики учета нового СП 385 с изменениями от 2019 года<sup>5</sup> при расчете в программном комплексе «Мономах-САПР» (версии 2015–2016 г.) Следует отметить, что ряд отечественных программных комплексов, в частности «SCAD» и «Ли́ра», позволяют выполнить расчет на прогрессирующее обрушение. Проблема заключается в том, что разработчики этих программ, как правило, не распространяются о заложенных ими методиках формирования и расчета конструктивной модели. Ответственность же за живучесть зданий возложена не на разработчиков ПК, а на проектировщиков, действующих, что называется, на свой страх и риск. Кроме того, в большей части проектных организаций установлены версии программ 2015–2016 года, явно не учитывающие последние изменения нормативной литературы. А ведь до последнего времени (до принятия нового СП 385, динамический характер

нагрузки при расчете квазистатическим методом предлагалось учитывать коэффициентом 2, как при внезапном (мгновенном) приложении статической нагрузки. Новый СП 385 с изменениями от 2019 года не предполагает удвоения статической нагрузки. Поэтому авторы настоящего исследования взяли на себя смелость выполнить расчет монолитного здания на прогрессирующее обрушение статическим способом в повсеместно используемой программе «МОНОМАХ» с учётом рекомендаций СП 385, чтобы получить ясную и прозрачную картину распределения внутренних усилий. В данной работе рассмотрены варианты усиления реально запроектированного каркасно-монолитного многоэтажного здания путем увеличения армирования несущих конструкций после исключения из работы каркаса ряда элементов в соответствии с рекомендациями нормативной литературы (СП 267.1325800.2016, СП 401.1325800.2018, СП 385.1325800.2018)<sup>6</sup>. Вторым направлением исследования будет сравнение материалоемкости первичной и вторичной расчетных схем.

Рассматриваемое здание представляет собой наиболее высокую секцию жилого комплекса высотой 24 этажа. Высота типового этажа составляет 3,0 м. При построении и расчете модели учтена совместная работа здания и грунтового основания.

Конструктивная схема здания каркасная с несущими монолитными колоннами и пилонами, расположенными по площади перекрытия и наружному периметру и несущим монолитным железобетонным ядром в центре здания. Пространственная жесткость обеспечивается совместной работой вертикальных несущих элементов (колонн, пилонов), монолитного ствола и монолитными перекрытиями, образующими горизонтальные диски и обеспечивающие неизменяемость конструкции в горизонтальном направлении. Наибольший шаг колонн (пилонов) высотной части составляет 6,4 м. Пилоны прямоугольного сечения приняты размером 250 × 1200 мм, 250 × 1500 мм, 250 × 1800 мм.

Расчетная схема здания получена путем построения геометрии в программе «Компоновка» программного комплекса «Мономах-САПР», с последующим преобразованием в конечно-элементную модель.

Расчетная модель в общем виде изображена на рисунке 1.

<sup>1</sup> СТО-008-02495342-2009. Предотвращение прогрессирующего обрушения железобетонных монолитных конструкций зданий.

<sup>2</sup> СП 267.1325800.2016 «Здания и комплексы высотные. Правила проектирования». Разработан: АО НИЦ Строительство, АО ЦНИИЭП жилища, ОАО МНИИТЭП, Утверждён: 30.12.2016 Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации.

<sup>3</sup> СП 401.1325800.2018 Здания и комплексы высотные. Правила градостроительного проектирования.

<sup>4</sup> СП 385.1325800.2018 "Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения". Разработан: АО ЦНИИПромзданий, ЗАО Горпроект, АО МНИИТЭП, ООО Техрекон, ФГБОУ ВО ЗГУ, Утверждён: 05.07.2018 Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, Стандартинформ 2018 г.

<sup>5</sup> Там же.

<sup>6</sup> СП 14.13330.2014 «Строительство в сейсмических районах». – 2011, 2014 гг. Разработан: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, ОАО НИЦ Строительство, Утверждён: Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, Издан: Минстрой России 2014 г.

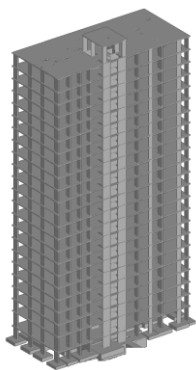


Рис. 1. Общий вид модели здания

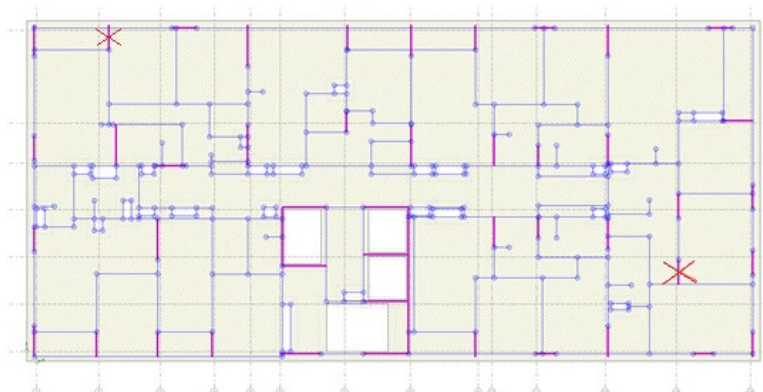


Рис. 2. Схема выведения элементов из пространственной работы конструкции

Для воплощения в реальность понятия «локальное разрушение» в соответствии с действующей нормативной документацией для многоэтажных зданий выполняется поочередное исключение из расчетной схемы лишь одного из вертикальных несущих элементов. Сводом правил<sup>1</sup> разрешается выведение из работы отдельно стоящих колонн, пилонов, пересечений несущих стен. Возможен вариант с выведением из работы углового стыка двух и более стен, например, угла здания или его ядра жесткости общей длиной не более 6 м.

В данной работе было произведено моделирование двух аварийных ситуаций. Аварийные ситуации воспроизводят исключение из работы основной расчетной схемы пилонов среднего ряда в первом случае и крайнего ряда – во втором (рис. 2).

Расчёт производится в ПК Мономах-САПР квазистатическим методом. В соответствии с п. 6.1–6.3 СП 385.1325800.2018, расчёт на прогрессирующее обрушение ведём на действие нормативных постоянной, длительной и кратковременных нагрузок. Коэффициенты сочетаний принимаем

равными единице в соответствии с п. 6.5. СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия»<sup>2</sup>. В соответствии с СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения» вместо расчетных характеристик бетона, учитываем нормативные, умножая расчетное сопротивление бетона на коэффициент 1,3 для тяжёлого бетона<sup>3</sup>. Нормативные характеристики сопротивления прокатной стали принимаем по СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции»<sup>4</sup> с учетом допустимости работы пластичных сталей за пределом текучести. Коэффициент условий работы особого предельного состояния для пластичных сталей с пределом текучести в соответствии с СП 296.1325800 «Здания и сооружения. Особые воздействия»<sup>5</sup> принимаем равным 1,1.

Результаты армирования плиты перекрытия для первичной схемы представлены на рисунке 4. Подобранные значения армирования плиты перекрытия по первоначальной расчетной схеме сведены в таблицу 1.

Таблица 1

**Армирование плиты перекрытия по первичной расчетной схеме**

	Класс арматуры	Шаг арматурных стержней, мм	Диаметр арматурных стержней, мм
Верхняя продольная X	A500	200 (фон) 200 (дополнит.)	Ø8 Ø12/16
Верхняя продольная Y	A500	200 (фон) 200 (дополнит.)	Ø8 Ø12/16
Нижняя продольная X	A500	200 (фон) 200 (дополнит.)	Ø8 Ø10/12
Нижняя продольная Y	A500	200 (фон) 200 (дополнит.)	Ø8 Ø10/12

<sup>1</sup> СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения». Разработан: АО ЦНИИПромзданий, ЗАО Горпроект, АО МНИИТЭП, ООО Техрекон, ФГБОУ ВО ЗГУ, Утверждён: 05.07.2018 Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, Стандартиформ 2018 г.

<sup>2</sup> СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\* (с Изменением № 1).

<sup>3</sup> СП 63.13330.2018\*. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. П. 6.1.11.

<sup>4</sup> СП 16.13330.2017 Свод правил «Стальные конструкции», Актуализированная редакция СНиП II-23-81\*. Утвержден приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 27 февраля 2017 г. № 126/пр и введен в действие с 28 августа 2017 г.

<sup>5</sup> СП 296.1325800 «Здания и сооружения. Особые воздействия». Утвержден и введен в действие приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 3 августа 2017 г. № 1105/пр и введен в действие с 4 февраля 2018 г.



Рис. 4. Результат подбора верхнего армирования плиты вдоль оси X, для первоначальной расчетной схемы

В качестве внезапно удаляемого элемента для первой аварийной схемы принимаем пилон среднего ряда первого этажа на пересечении осей В-13, для второй – пилон по осям Ж-2. Для воспроизведения во вторичной расчетной схеме учета коэффициентов динамического упрочнения бетона и условий работы в особом предельном состоянии, равных 1,15, высчитывается сопротивление бетона в особом предельном состоянии. Расчетное сопротивление для бетона класса В-20, используемого в качестве материала плит перекрытий, в первичной схеме составляет 11,5МПа. Для бетона, используемого во вторичной схеме, составит  $11,5 \times 1,15 \times 1,15 \times 1,3 = 19,7\text{МПа}$ . Так как Мономах-САПР не предполагает использование нормативного сопротивления, задаём во вторичной

схеме бетон класса В-35, имеющий соответствующее расчетное сопротивление. Аналогично производим расчет для бетона, используемого в вертикальных несущих элементах. При существующем в первичной схеме бетоне В30 с расчетным сопротивлением 17МПа, для схемы с аварийным воздействием учитываемое сопротивление бетона составит  $17 \times 1,15 \times 1,15 \times 1,3 = 29,2\text{МПа}$ , поэтому для вторичной схемы в пилонах и стенах принимаем бетон класса В50 с соответствующим расчетным сопротивлением. Результаты требуемого армирования плиты для вторичной схемы с исключенным пилоном первого этажа по оси В-13 представлены на рисунке 5.

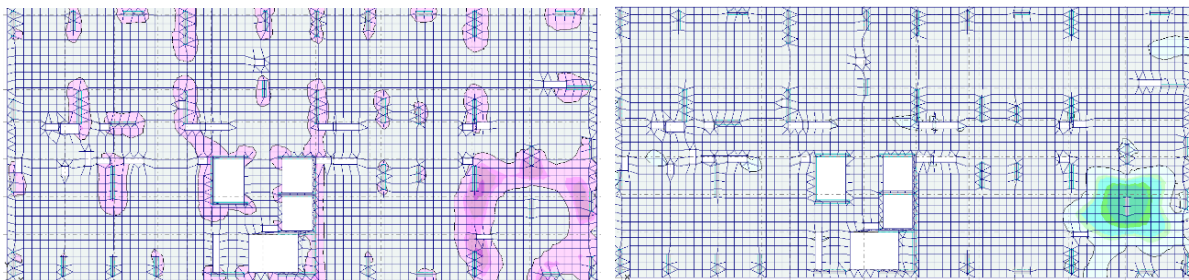


Рис. 5. Результат подбора верхнего армирования плиты вдоль оси X (слева) и нижнего армирования плиты вдоль оси Y (справа) для вторичной расчетной схемы с удалением пилона по осям В-13

Согласно расчету по вторичным схемам, некоторые участки плиты перекрытия требуют увеличения армирования по сравнению с первоначально полученными значениями. Производим повторный подбор армирования. Устанавливаем дополнительную нижнюю арматуру в месте наибольших усилий (прогибов) – там, где были удалены колонны, т. е. в местах опирания плит перекрытия (надпорных площадках), будет установлена к основной, диаметром 8мм, шагом 200мм дополнительная нижняя арматура Ø22 по оси y и Ø18 по оси x, к основной за

счет сгущения сетки армирования, то есть в разбежку 100 с сеткой фонового армирования.

Отметим, что ранее в надпорных участках плит перекрытия ниже дополнительное армирование не требовалось, за исключением редких единичных случаев. Наличие нижней сетки дополнительного армирования во вторичной расчетной схеме обусловлено появлением растянутой зоны с максимальными значениями армирования.

После изменения расчетной схемы в ходе исключения из работы пилона, произошло пере-

распределение изгибающих моментов в смежных пролетах плит перекрытия. Зоны дополнительного верхнего армирования увеличиваются за счет большего пролета, то есть располагаются на  $\frac{1}{4}$  нового пролета (или середине старых). В этой зоне дополнительная *верхняя* арматура, увеличивается введением дополнительной из прутьев  $\varnothing 20$  вместо  $\varnothing 16$ , как это было ранее между прутьями основного армирования, таким образом, что шаг учащенной сетки будет

также равен 100мм, при этом произойдет увеличение диаметров в зонах дополнительного верхнего армирования. Кроме того, увеличивается длина зон раскладки дополнительной верхней арматуры за счет увеличения пролетных частей. Наблюдается увеличение площади поперечного армирования в зонах продавливания вокруг торцевых частей колонн (пилонов).

Вновь полученные значения армирования плиты перекрытия по вторичной расчетной схеме сведены в таблице 2.

Таблица 2

**Армирование плиты перекрытия по вторичной расчетной схеме**

	Класс арматуры	Шаг арматурных стержней, мм	Диаметр арматурных стержней, мм
Верхняя продольная X	A500	200 (фон) 200 (дополнит.)	$\varnothing 16$ $\varnothing 16/18$
Верхняя продольная Y	A500	200 (фон) 200 (дополнит.)	$\varnothing 16$ $\varnothing 16/20$
Нижняя продольная X	A500	200 (фон) 200 (дополнит.)	$\varnothing 20$ $\varnothing 18/20$
Нижняя продольная Y	A500	200 (фон) 200 (дополнит.)	$\varnothing 20$ $\varnothing 20/22$

В результате расчёта максимальное вертикальное перемещение составило:  $14,1 - 1,2 = 12,9$  мм (рис. 6–7). В соответствии с п. 5.4 СП 385.1325800.2018<sup>1</sup>, прогибы изгибаемых элементов конструктивной системы для особого предельного состояния при условии обеспече-

ния минимально допустимой длины зоны опирания во всех случаях не должны превышать  $1/50$  длины пролета. Таким образом, при получившейся суммарной длине двух пролетов равной  $3460 + 3620 = 7080$  мм, максимально допустимый прогиб составит:  $7080 / 50 = 141,6$  мм.

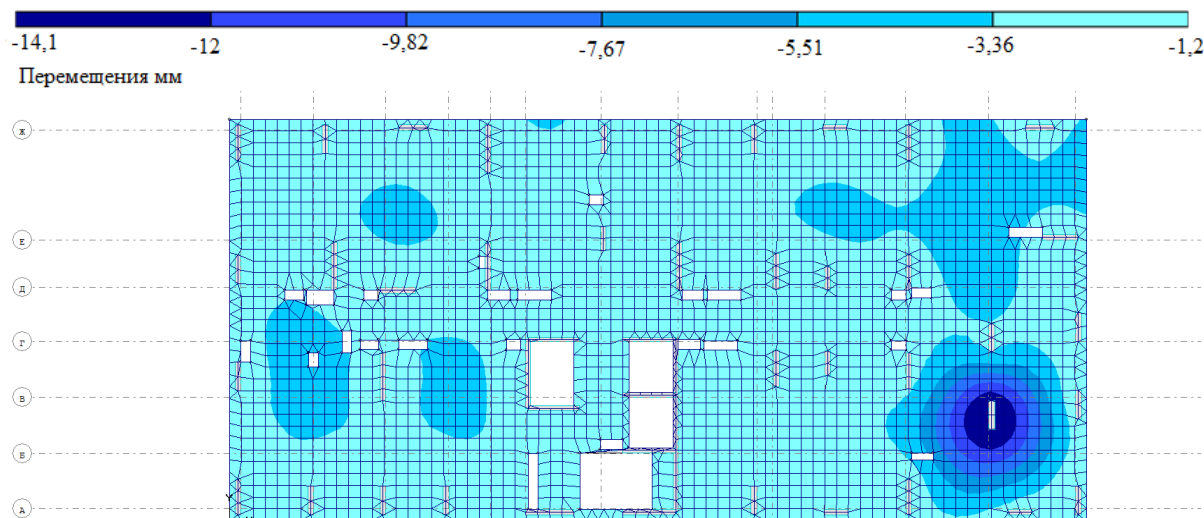


Рис. 6. Результат полученных изополей вертикальных перемещений плиты перекрытия над первым этажом для расчетной схемы с удаленным пилоном В-13

В результате делаем вывод, что максимальное вертикальное расчетное перемещение, полученное в результате расчёта (12,9 мм), не превышает предельно допустимого прогиба (141,6 мм), условие выполняется.

Проводим также анализ армирования в вертикальных элементах – колоннах (пилонах). Для вторичных схем получены усилия в колоннах и стенах-диафрагмах, примыкающих к участкам с удалённым пилоном по осям В-13. Значения усилий сведены в таблице 3.

<sup>1</sup> СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения». Разработан: АО ЦНИИпромзданий, ЗАО Горпроект, АО МНИИТЭП, ООО Техрекон, ФГБОУ ВО ЗГУ, Утверждён: 05.07.2018 Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, Стандартинформ 2018 г.

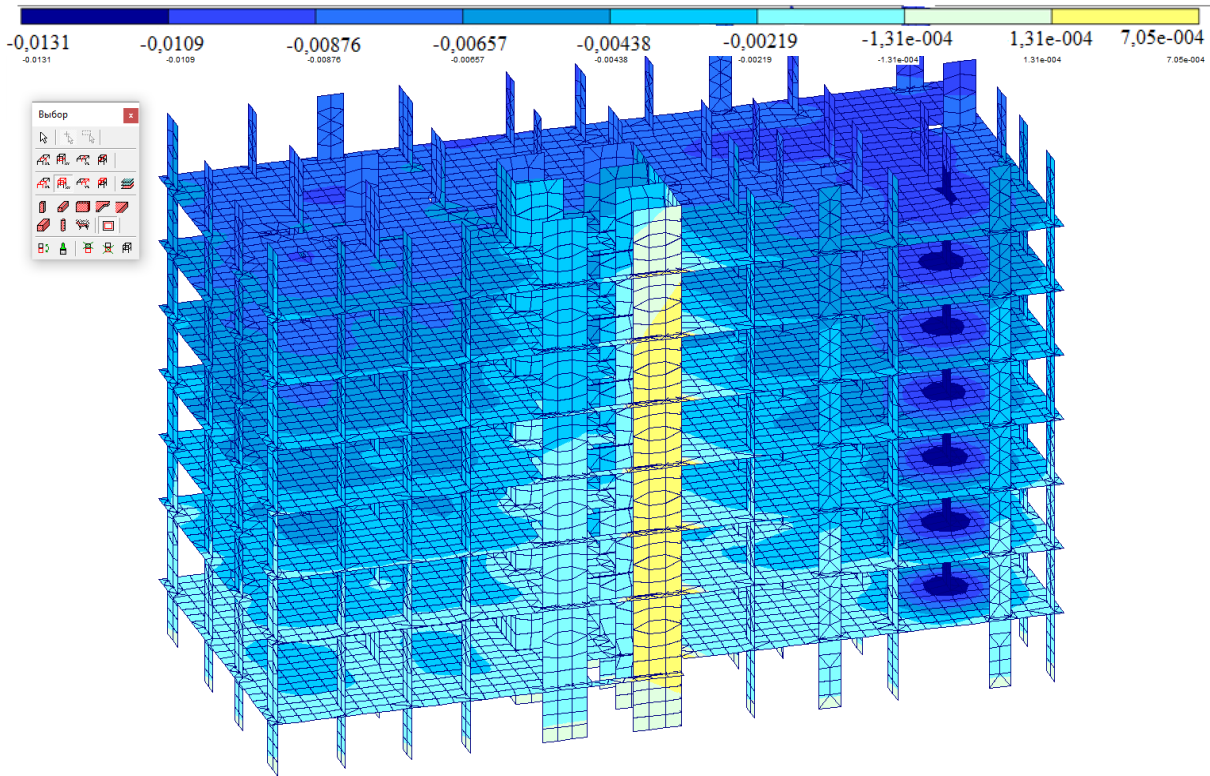


Рис. 7. Результат полученных изополей вертикальных перемещений каркаса, для расчетной схемы с удаленным пилоном.

Таблица 3

**Изменение усилий в смежных пилонах при удалении пилон по осям В-13**

Номер колонны (пилон)	Значение усилия до удаления колонны В-13	Значение усилия после удаления колонны	Изменение нагрузки на колонны, %
А-12	422,66Т	484,83Т	+14,7
В-12	492,62Т	578,72Т	+17,47
А-13	213,37Т	288,71Т	+35,32
В-13	335,9Т	(Удалена)	-
Г-13	362,06Т	531,81Т	+42,83
А-14	211,4Т	245,94Т	+16,34
В-14	248,9Т	337,81Т	+35,72
Г-14	275,34Т	300,74Т	+9,22

Расчеты показали, что по сравнению с первичной конструктивной системой, при исключении пилон первого этажа по осям В-13 внутренние усилия в элементах каркаса меняются в значительной степени. Нагрузка на соседние колонны возрастает от 9,22 до 42,83 %.

В выполненном расчете повышающий коэффициент к расчетному сопротивлению бетона принимался равным  $1,3 \times 1,15 \times 1,15 = 1,72$ . Откуда следует, что только за счет упрочнения бетона продольное усилие в пилоне площадью  $0,3 \text{ м}^2$  может быть увеличено на 366 тонн. То есть для самого нагруженного пилон Г-13, с максимальным приращением нагрузки на 42,83 %, составляющим 170 т, несущая способность при особом воздействии достаточна. Более того, по вторичной схеме за счет увеличения сопротивления бетона рекомендуемый процент армирования даже меньше, чем в первичной схеме (рис. 8 и 9). Таким образом, дополнительного усиления колонн не требуется.

Основным средством защиты здания от прогрессирующего обрушения в данной работе является резервирование прочности несущих элементов.

Необходимо обратить внимание на то, что, несмотря на отсутствие поставленных ограничений по величине раскрытия трещин и прогибов в плитах перекрытий, необходимо зарезервировать прочность горизонтальных несущих конструкций. Для перекрытия происходит исчерпание несущей способности. В ходе расчетов было переопределено принятое ранее армирование, произведено усиление горизонтального армирования плиты перекрытия, введением дополнительной стержневой арматуры.

Подсчет объемов расхода бетона и арматуры показал увеличение материалоемкости горизонтальных элементов. В частности, увеличено армирование плит перекрытий, для первого этажа вновь полученное значение составляет 17415,2 кг при изначально подобранном 11076,5 кг.

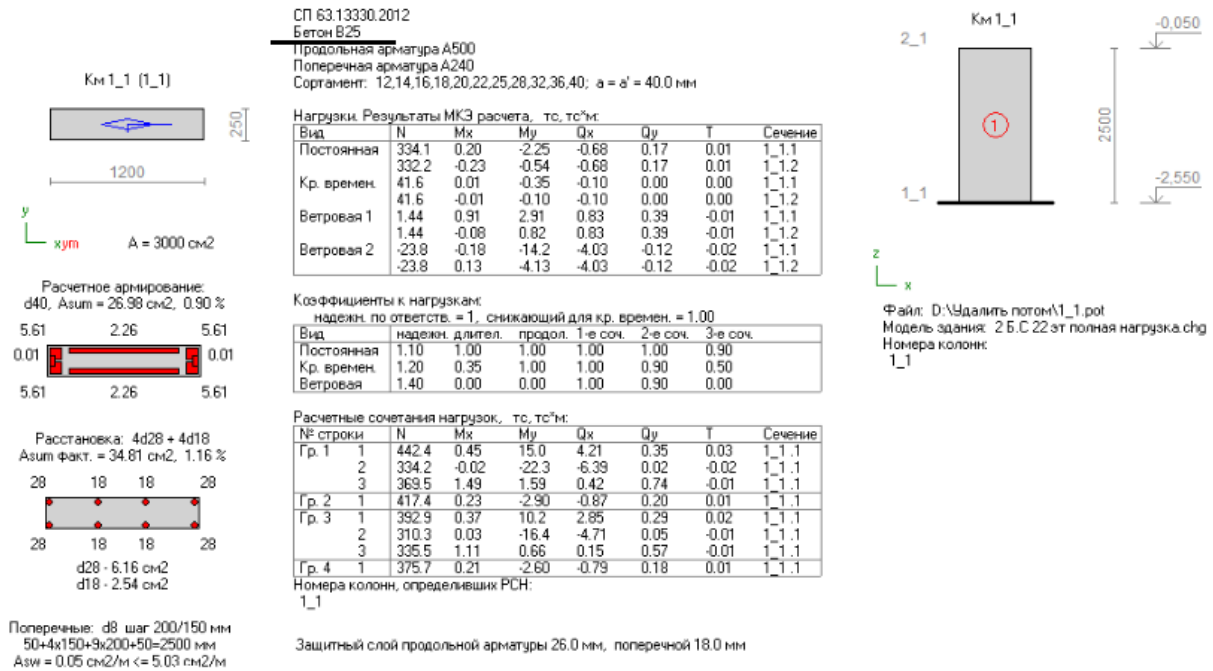


Рис. 8. Результат полученного армирования пилона Г-13 по первичной расчетной схеме

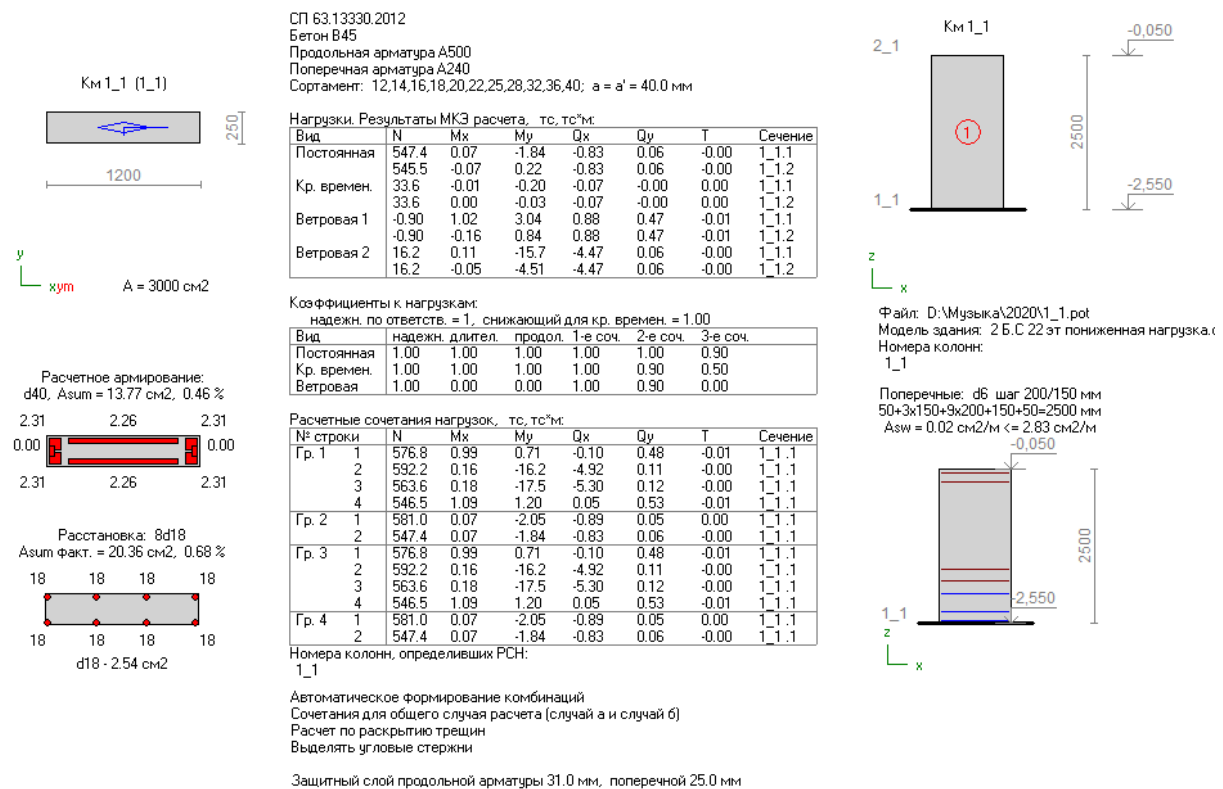


Рис. 9. Результат полученного армирования пилона Г-13 по вторичной расчетной схеме

Таким образом, разница значений на одну плиту перекрытия над первым этажом равна 6338,7 кг, что составляет около 57,22 % увеличения веса арматуры. Следует отметить, что удаление из расчетной схемы элементов вышележащих этажей приведет к увеличению армирования в меньшей степени в силу уменьшения

количества учитываемых перекрытий над рассматриваемым, и соответственно, уменьшению продольной силы в удаляемом пилоне.

На основании выполненной работы можно сделать следующие выводы:

1. Предлагаемая методика расчета на прогрессирующее обрушение в программном комплексе «Мономах-САПР» позволяет применить

требования последних нормативных документов и оценить реальную картину распределения усилий во вторичной расчетной схеме.

2. Применение корректирующих коэффициентов к расчетному сопротивлению бетона показало, что несущая способность вертикальных конструкций сохраняется.

3. В плитах перекрытия дополнительное армирование, в основном, необходимо при изменении расчетной схемы плиты, когда увеличивается её пролет за счет удаления вертикальной конструкции, и происходит перераспределение изгибающих моментов – приопорные сечения становятся пролетными, а смежные опорные сечения испытывают больший момент в верхних волокнах. Эта проблема решается за счет увеличения фонового армирования плиты и по верхней, и по нижней грани за счет сгущения сетки армирования до 100 мм.

4. Общее увеличение армирования рассмотренной плиты над первым этажом составляет более 50 %. При этом следует отметить, что дополнительные относительные перемещения вторичной схемы в вышележащих плитах перекрытий плавно уменьшаются и уже к плите перекрытия над восьмым этажом практически исчезают (рис. 7). Остаются лишь пролетные прогибы в плитах. Уменьшаются размеры зон дополнительного армирования и номенклатура используемых в них диаметров. Таким образом, удаление колонн верхних этажей во вторичных схемах будет давать меньшее увеличение дополнительного армирования в связи с меньшими расчетными сжимающими усилиями в этих колоннах. Это также следует учитывать при подсчете экономической составляющей тех или иных проектных решений.

#### Список литературы

1. Fintel M., Schultz D.M. Philosophy for Structural Integrity of Large Panel Buildings // Journal of the Prestressed Concrete Institute. 1976. Vol. 21. No 21. Pp. 46-69.
2. Емельянов С.Г. Особенности проектирования узлов конструкций жилых и общественных зданий из панельно-рамных элементов для защиты от прогрессирующего обрушения / Емельянов С.Г., Федорова Н.В., Колчунов В.И. // Строительные материалы – 2017. – № 3 – С.23–26.
3. Гениев Г.А. Экспериментально-теоретические исследования неразрезных балок при аварийном выключении из работы отдельных элементов / Гениев Г.А., Ключева Н.В. // Известия ВУЗов. Строительство – 2000. – № 10(502) – С.21–26.
4. Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н., Никитин И.К. Проектирование многоэтажных зданий с железобетонным каркасом. М.: Издательство АСВ, 2009. 346с.
5. Кодыш Э.Н., Никитин И.К., Трекин Н.Н. Расчет железобетонных конструкций из тяжелого бетона по прочности, трещиностойкости и деформациям. М.: Издательство АСВ, 2010. 352с.
6. Айзенберг Я.М., Кодыш Э.Н., Никитин И.К., Смирнов В.И., Трекин Н.Н. Сейсмостойкие многоэтажные здания с железобетонным каркасом. Москва: Издательство АСВ, 2012. 264с.

© О. Б. Завьялова, В. В. Куликов

#### Ссылка для цитирования:

Завьялова О. Б., Куликов В. В. Особенности создания расчетных схем, расчета и конструирования многоэтажного каркасного здания с соблюдением мер защиты от прогрессирующего обрушения // Инженерно-строительный вестник Прикаспия : научно-технический журнал / Астраханский государственный архитектурно-строительный университет. Астрахань : ГАОУ АО ВО «АГАСУ», 2022. № 1 (39). С. 58–65.

УДК 574

DOI 10.52684/2312-3702-2022-39-1-65-69

## ОЦЕНКА ЭКОЛОГИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА ПРИЧАЛОВ НА ПРИБРЕЖНО-РЕЧНЫЕ ЭКОСИСТЕМЫ

*Г. Б. Абуова, И. Ю. Киреева, Д. А. Батаев*

**Абуова Галина Бекмуратовна**, кандидат технических наук, доцент, декан факультета инженерных систем и пожарной безопасности, Астраханский государственный архитектурно-строительный университет, г. Астрахань, Российская Федерация, e-mail: isipb@ausu.ru;

**Киреева Ирина Юрьевна**, кандидат биологических наук, доцент кафедры пожарной безопасности и водопользования, Астраханский государственный архитектурно-строительный университет, г. Астрахань, Российская Федерация, e-mail: kireevaiu0@gmail.com;

**Батаев Дмитрий Андреевич**, магистр, Астраханский государственный архитектурно-строительный университет, г. Астрахань, Российская Федерация

Неблагоприятные воздействия хозяйственной деятельности на окружающую среду принято снижать за счет обязательного соблюдения экологических требований при проведении строительных мероприятий, ограничения объемов использования природных ресурсов и нормированием воздействия планируемых работ на все компоненты природной среды при разработке любого проекта. В статье представлен анализ отдельных данных гидрохимического мониторинга прибрежно-речной территории на участке строительства портовых причалов с применением дноуглубительных работ. На основании