

ОЦЕНКА РИСКОВ ОТКАЗА КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ ИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА В ОСОБОЙ РАСЧЕТНОЙ СИТУАЦИИ

А. В. Тур¹, В. В. Тур², А. А. Лизогуб³

¹ К. т. н., доцент, заведующий кафедрой архитектуры, УО «Брестский государственный технический университет», Брест, Беларусь, e-mail: aturphd@gmail.com

² Д. т. н., профессор, заведующий кафедрой технологии бетона и строительных материалов, УО «Брестский государственный технический университет», Брест, Беларусь, e-mail: profsturvic@gmail.com

³ Магистр технических наук, младший научный сотрудник ОЛ «НИЦИС», УО «Брестский государственный технический университет», Брест, Беларусь, e-mail: p_332_14lizogub@mail.ru

Реферат

В статье рассмотрены вопросы оценки рисков отказа конструктивных систем из железобетона в особой расчетной ситуации. Рассмотрены существующие в нормативных документах и технической литературе методы установления целевых значений параметров надежности и приемлемого допустимого риска при выполнении проверок живучести конструктивных систем. Предложена методика определения целевых мер надёжности на основании критериев индивидуального и социального (группового) рисков для конструктивных систем из сборного железобетона. Полученные в работе зависимости позволили установить величины прогнозируемых площадей обрушения, для которых надёжность конструктивной системы обеспечивается требованиями, основанными на индивидуальном риске. В статье показано, что при больших площадях обрушения параметры надежности в особой расчётной ситуации должны устанавливаться на основе критериальных зависимостей для социального (группового) риска.

Ключевые слова: индивидуальный риск, социальный риск, вероятность отказа, индекс надежности, площадь обрушения.

RISKS OF FAILURE ASSESSMENT OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURAL SYSTEMS IN AN ACCIDENTAL DESIGN SITUATION

A. V. Tur, V. V. Tur, A. A. Lizahub

Abstract

The article considers the issues of assessing the risks of failure of structural systems made of reinforced concrete in an accidental design situation. The methods existing in codes and technical literature for determining the target values of reliability parameters and acceptable risk when performing robustness checks of structural systems are considered. A methodology for determining target reliability measures based on criteria of individual and social (group) risks for structural systems made of precast reinforced concrete is proposed. The dependences obtained in the work made it possible to determine the values of the predicted collapse areas, for which the reliability of the structural system is provided by requirements based on individual risk. The article shows that for large areas of collapse, reliability parameters in an accidental design situation should be established on the basis of criteria dependencies for social (group) risk.

Keywords: individual risk, social risk, probability of failure, reliability index, collapse area.

1 Введение

Решение задачи по оцениванию живучести будет по-прежнему не полным даже при условии того, что разработанные модели сопротивления и эффектов воздействий адекватно описывают физическое поведение поврежденной конструктивной системы в особой расчетной ситуации, а присущие им неопределенности (ошибки моделирования) сведены к некоторому разумному минимуму. Это обусловлено тем обстоятельством, что проверки живучести конструктивной системы следует базировать на научно-обоснованных критериях, представленных, как правило, в виде детерминистических неравенств, содержащих в своей правой части нормируемые значения допустимых (целевых) мер надежности, явно выраженных в терминах рисков и связанных с ними вероятностей отказа (индексов надежности) или неявно в виде расчётных значений, определяемых при помощи системы частных коэффициентов полувероятностных методов. Так, например, ТКП EN 1991-1-7 [1] содержит требование, в соответствии с которым для зданий класса 3 следует выполнять «систематическую оценку рисков». С другой стороны, эти меры надежности используют для калибровки системы частных коэффициентов в моделях сопротивлений и воздействий, применяемых для проверок предельных состояний полувероятностными методами.

Таким образом, установление допустимых или целевых значений параметров надежности для выполнения проверок живучести конструктивных систем в особых расчетных ситуациях является отдельной проблемой, которой следует уделить отдельное внимание в исследовании феномена прогрессирующего обрушения.

Согласно принципу MLSC (англ. *Marginal Life Saving Cost Principle*), установленному в международном стандарте СТБ ISO 2394 [2], требуемый (целевой) уровень надежности тесно связан с готовностью общества платить за спасение одной анонимной жизни и может быть количественно определен с помощью критерия LQI (англ. *Life Quality Index*). Вместе с тем в стандарте СТБ ISO 2394 [2] указано, что практическая реализация критерия MLSC с использованием LQI-критерия требует установления на нормативном уровне «абсолютных значений допустимых рисков для обеспечения безопасности жизнедеятельности» [2].

Таким образом, для разработанных и разрабатываемых расчетных моделей сопротивлений и воздействий должны быть установлены допустимые параметры надежности, в частности, согласно СТБ-ISO 2394 [2], допустимые (целевые) значения риска. Альтернативно для установления допустимого (целевого) риска может быть использована концепция LQI-критерия (индекса качества жизни) согласно [2].

Фундаментальный постулат, принятый при установлении приемлемого (допустимого) риска, заключается в том, что риски, связанные с отказом конструктивных систем зданий, запроектированных и возводимых в соответствии с современными принципами передовой практики, считаются достаточно малыми и приемлемыми для общества. С другой стороны, современная передовая практика отражена в действующих стандартах и нормах проектирования конструкций, правильное применение которых влечет за собой создание конструктивных систем, являющихся безопасными и надежными по определению. В соответствии с этими соображениями, наиболее простым и логичным подходом является установление приемлемого (допустимого) риска как неотъемлемого риска, изложенного в упомянутых нормах.

Общий алгоритм процедуры установления допустимых рисков показан на рисунке 1 и соответствует ISO 2394 [2]. При выполнении качественного анализа рисков (см. рисунок 1) выявляют возможные сценарии угроз (j) и формы отказа, связанные с анализируемой конструкцией. В контексте рассматриваемой проблемы сценарий угрозы (j) описывают конкретным сценарием обрушения в результате отказа (f) ключевого элемента по установленной форме отказа (k), приводимой в действие соответствующей схемой нагружения (e).

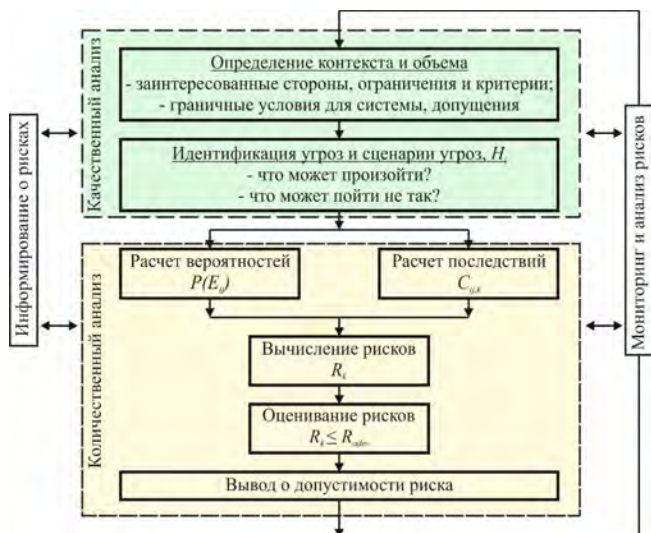


Рисунок 1 – Общий алгоритм процедуры установления рисков [2]

2 Определение целевых мер надёжности на основании критериев индивидуального и социального (группового) рисков для конструктивных систем из сборного железобетона

В качестве иллюстрации рассмотрим реализацию процедуры установления допустимого (целевого) риска для актуализированной конструктивной системы типового межвидового каркаса Б1.020.1,

для которой, согласно [1], [3], [4], разработана интегрированная система горизонтальных и вертикальных связей. В процессе анализа варьировали следующие параметры конструктивной системы: компоновку и геометрические размеры, прочностные характеристики материалов, сочетания и величину воздействий. Полный анализ включал 1000 конструктивных систем зданий, соответствующих классу СС2 по [4].

2.1 Описание конструктивной системы

Конструктивная система представляет собой наиболее широко применяемый в практике строительства связевой каркас с шарнирным сопряжением ригелей с колоннами, выполненный по серии Б1.020.1. Для устройства перекрытия использованы сборные многослойные плиты высотой 220 мм, изготовленные по агрегатно-поточной технологии, шарнирно сопряжённые с ригелями высотой 450 мм. Пространственная устойчивость здания обеспечена системой диафрагм жесткости, объединенных горизонтальными дисками перекрытий. Работа перекрытия из многослойных плит в качестве диска обеспечивается за счет приварки ригелей к консолям колонн, сварки связевых плит между собой и ригелями, а также за счет тщательного замоноличивания шпонок и швов между всеми элементами перекрытия (см. рисунок 2).

Живучесть конструктивной системы при отказе ключевого элемента (колонны) обеспечивается исключительно за счет устройства системы горизонтальных (внутренних продольных в направлении ригелей, внутренних поперечных в направлении плит, периметрических в направлении ригелей и плит) и вертикальных связей.

Для оценивания рисков было рассмотрено 1000 гипотетических, но реально реализуемых конструктивных систем со следующими варьируемыми геометрическими параметрами:

- высота H , ширина B и длина L в осях здания;
- пропорции здания $H:B:L$;
- количество этажей, n_s ;
- шаг колонн в продольном направлении здания l ;
- шаг колонн в поперечном направлении здания b .

Каждое рассматриваемое здание прямоугольное в плане и представляет собой один температурный блок (см. рисунок 3).

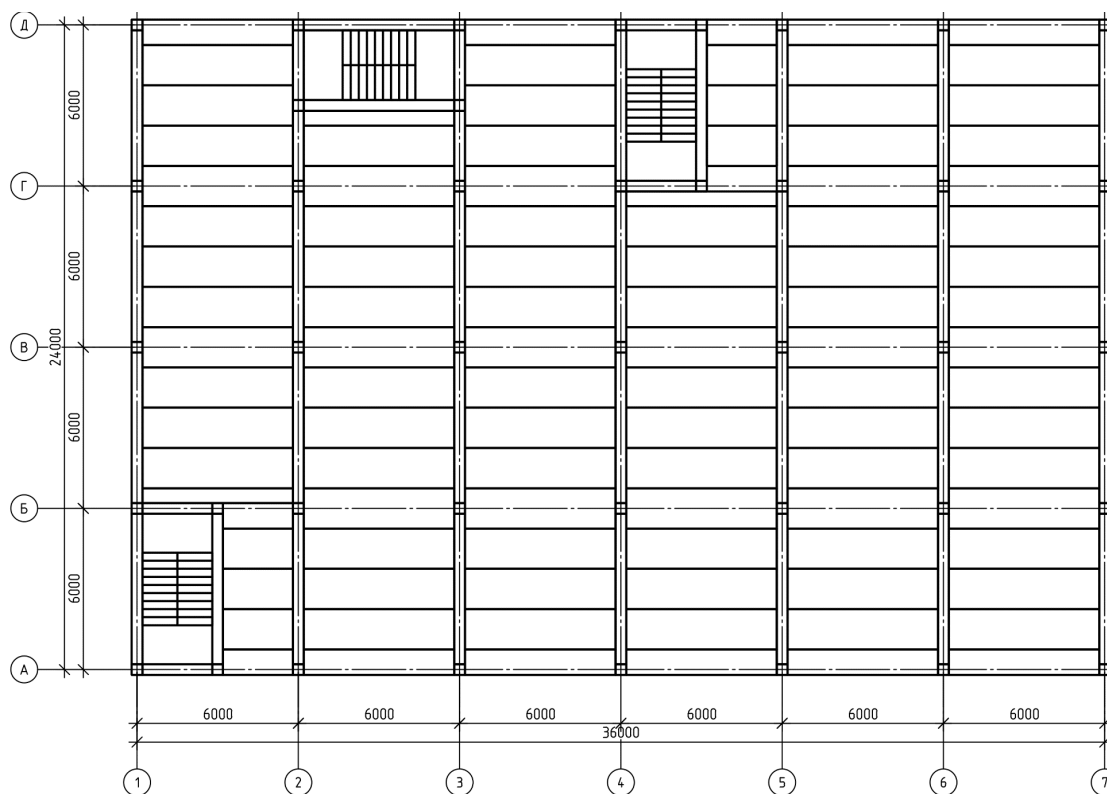


Рисунок 2 – План 5-этажного офисного здания

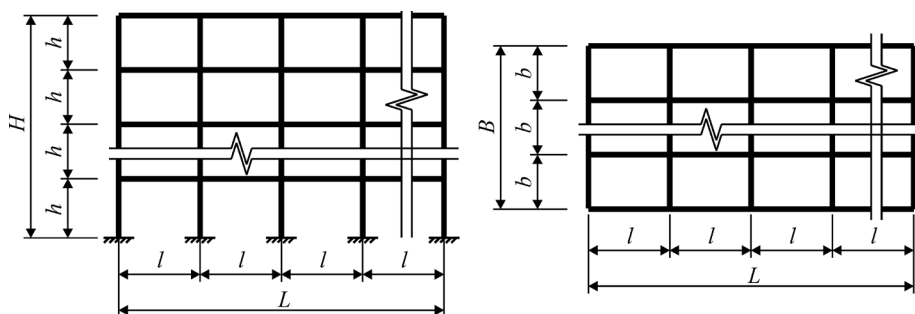


Рисунок 3 – Геометрические параметры H:B:L рассматриваемых конструктивных систем (слева: разрез; справа: план)

Значения геометрических параметров рассматриваемой выборки конструктивных систем, принятые в ходе анализа рисков, приведены в таблице 1. Указанные пропорции (H:B:L) соответствуют номинальным размерам в осях элементов каркаса здания. Этажность n_s (не учитывая подвальную часть и покрытие) варьируется от 1 до 11 этажей. В настоящем исследовании принята постоянная высота этажа $h_s = 3.3$ м, а полная высота зданий H варьируется от 3,3 до 36,3 м. В плане учтены габаритные размеры здания по крайним осям в продольном и поперечном направлениях (L и B) от 24 до 90 метров. Шаг колонн в поперечном направлении здания b составил – 6.0 и 7.2 м, а в продольном направлении здания l – 6.0 и 9.0 м.

Таблица 1 – Комбинации геометрических параметров рассматриваемой выборки конструктивных систем

B:L	h_s , м	b , м	l , м	n_s	H , м	B , м	L , м
4:6	3.3	6.0	6.0	1-11	3.3, 6.6,	24	36
4:8					9.9, 13.2,		
4:12					16.5, 19.8,		
6:6					23.1, 26.4,		
6:8					29.7, 33.0,		
6:12					36.3		
4:4	3.3	6.0	9.0	1-11	3.3, 6.6,	24	36
4:6					9.9, 13.2,		
4:8					16.5, 19.8,		
4:10					23.1, 26.4,		
					29.7, 33.0,	24	90
					36.3		
4:4	3.3	7.2	6.0	1-11	3.3, 6.6,	28.8	24
4:6					9.9, 13.2,		
4:8					16.5, 19.8,		
4:10					23.1, 26.4,		
4:12					29.7, 33.0,		
					36.3		

2.2 Материалы и воздействия

Основные значения характеристик свойств материалов и воздействий, принятые при традиционном проектировании конструктивных систем, составленных из рассматриваемой выборки приведены в таблице 2.

2.3 Граничные условия

Главной особенностью расчетной схемы связевого каркаса серии Б1.020.1 является шарнирное сопряжение плит перекрытия с ригелями и ригелей с колоннами, что учитывается при проверках предельных состояний несущей способности и эксплуатационной пригодности. При проверках живучести в данных исследованиях были учтены мембранные эффекты, обусловленные работой системы горизонтальных (внутренних продольных в направлении ригелей, внутренних поперечных в направлении плит, периметрических в направлении ригелей и плит) и вертикальных связей.

В работе [5] принято допущение, согласно которому балки и колонны конструктивной системы, в рамках анализа надежности, рассматриваются как статически определимые элементы. Это обосновывается тем, что при одном и том же уровне нагружения вероятность отказа статически определимых элементов выше, чем у статически неопределимых элементов, для которых свойственны перераспределение усилий, образование пластических шарниров,

развитие пластических деформаций и мембранных эффектов. Также не принимается во внимание влияние граничных условий на характер и величину последствий обрушения. Другими словами, авторы [5] утверждают, что риски для пользователя, находящегося в статически определимой конструктивной системе, выше чем риски в сопоставимой статически неопределимой системе. Данное допущение приводит к более консервативной оценке рисков, что является допустимым, но не всегда рациональным подходом.

Таблица 2 – Основные значения характеристик свойств материалов и воздействий, принятые при проектировании конструктивных систем

Параметр	Обозначение	Значение	Ед. изм.
Материалы			
Характеристическая прочность бетона на сжатие	f_{ck}	30	Н/мм ²
Характеристическая прочность рабочей арматуры	f_{yk}	500	Н/мм ²
Предельные относительные деформации рабочей арматуры	ϵ_{uk}	0.05	мм/м
Отношение предельной прочности на растяжение к физическому пределу текучести рабочей арматуры	$k = (f_{uk} / f_{yk})$	1.08	Н/мм ²
Характеристическая прочность связевой арматуры	f_{yk}	240	Н/мм ²
Предельные относительные деформации связевой арматуры	ϵ_{uk}	0.15	мм/м
Отношение предельной прочности на растяжение к физическому пределу текучести связевой арматуры	$k = (f_{uk} / f_{yk})$	1.30	Н/мм ²
Удельный вес железобетона	ρ_c	25	кН/м ³
Воздействия			
Собственный вес многопустотных плит	g_s	3	кПа
Собственный вес ригеля	g_g	4,73	кН/м
Собственный вес колонны	g_c	4	кН/м
Постоянная нагрузка	q_s	2,44	кПа
Функциональная нагрузка	q_k	2	кПа

2.4 Живучесть конструктивной системы в особой расчетной ситуации

Проектирование системы горизонтальных и вертикальных связей выполнено по методу энергетического баланса поврежденной системы [6] и удовлетворяют требованиям [3] и [4].

В соответствии с предписывающими нормами [3], [4] форматом безопасности при проектировании конструктивных систем в особой расчетной ситуации по методу частных коэффициентов является следующее условие:

$$E_d(G_k, Q_{k1}, \psi_{1,1}, Q_{k2}, \psi_{2,1}) \leq R_d(f_{ck}, \gamma_c, f_{sk}, \gamma_s, a_k, \theta_k), \quad (1)$$

где E_d – расчетное значение эффекта воздействия;

R_d – расчетное значение сопротивления конструкции;

$G, Q_1, Q_2, f_c, f_s, a, \theta$ – значения основных параметров, описывающих воздействия, свойства материалов, геометрические размеры и неопределенности моделей.

Расчетные значения основных переменных определяются с учетом их неопределенностей и ошибок моделирования путем применения к их характеристическим значениям частных коэффициентов γ , коэффициентов сочетания ψ и других мер надежности [3], [4].

В соответствии с СП 5.03.01 [3] п. 4.2.5.3 в особой расчетной ситуации частный коэффициент для бетона принимают равным $\gamma_c = 1,2$, а частный коэффициент для арматуры $\gamma_s = 1,0$. Коэффициенты сочетания воздействий для жилых и офисных зданий $\psi_{1,1} = 0,5$ и $\psi_{2,1} = 0,3$ соответственно.

В таблице 3 представлены результаты определения минимального необходимого количества горизонтальных связей по методу энергетического баланса в соответствии с предписанными нормами [3], [4] форматом безопасности для 5-этажного офисного здания, представленного на рисунке 2.

2.5 Сценарии угроз H

При анализе рисков в данной работе для каждой из 1000 гипотетических конструктивных систем рассматривались все возможные сценарии особых расчетных ситуаций. Было принято следующее допущение: в результате реализации особого события H (идентифицируемого или неидентифицируемого) отказывает один (один за раз) ключевой элемент (колонна) с вероятностью $P(D/H) = 1$ и далее рассматривается поврежденная конструктивная система, живучесть которой обеспечивается за счет работы системы связей.

Все гипотетические сценарии особых расчетных ситуаций в зависимости от отказавшего ключевого элемента можно условно разделить на четыре типа:

- внезапное удаление (отказ) центральной колонны;
- внезапное удаление (отказ) крайней колонны (в направлении ригелей);
- внезапное удаление (отказ) крайней колонны (в направлении плит);
- внезапное удаление (отказ) угловой колонны.

Таблица 3 – Минимальное необходимое количество горизонтальных связей

Расчетная ситуация	Вид связей	Требуемая площадь связей A_i , мм ²
удаление центральной колонны	внутренние продольные (в направлении ригелей)	4189.19
	внутренние поперечные (в направлении связевых плит)	794.07
	внутренние поперечные (в направлении рядовых плит)	397.03
удаление крайней колонны (в направлении ригелей)	периметрические связи (в направлении ригелей)	2094.59
	периметрические связи (в направлении связевых плит)	794.07
	внутренние поперечные (в направлении рядовых плит)	397.03
удаление крайней колонны (в направлении плит)	периметрические связи (в направлении ригелей)	4189.19
	периметрические связи (в направлении связевых плит)	794.07
	внутренние поперечные (в направлении рядовых плит)	397.03
удаление угловой колонны	периметрические связи (в направлении ригелей)	2094.59
	периметрические связи (в направлении связевых плит)	794.07
	внутренние поперечные (в направлении рядовых плит)	397.03

2.6 Модель сопротивления

Рассматриваемый при анализе фрагмент перекрытия при выходе из строя/отказе центральной колонны показан на рисунке 4.

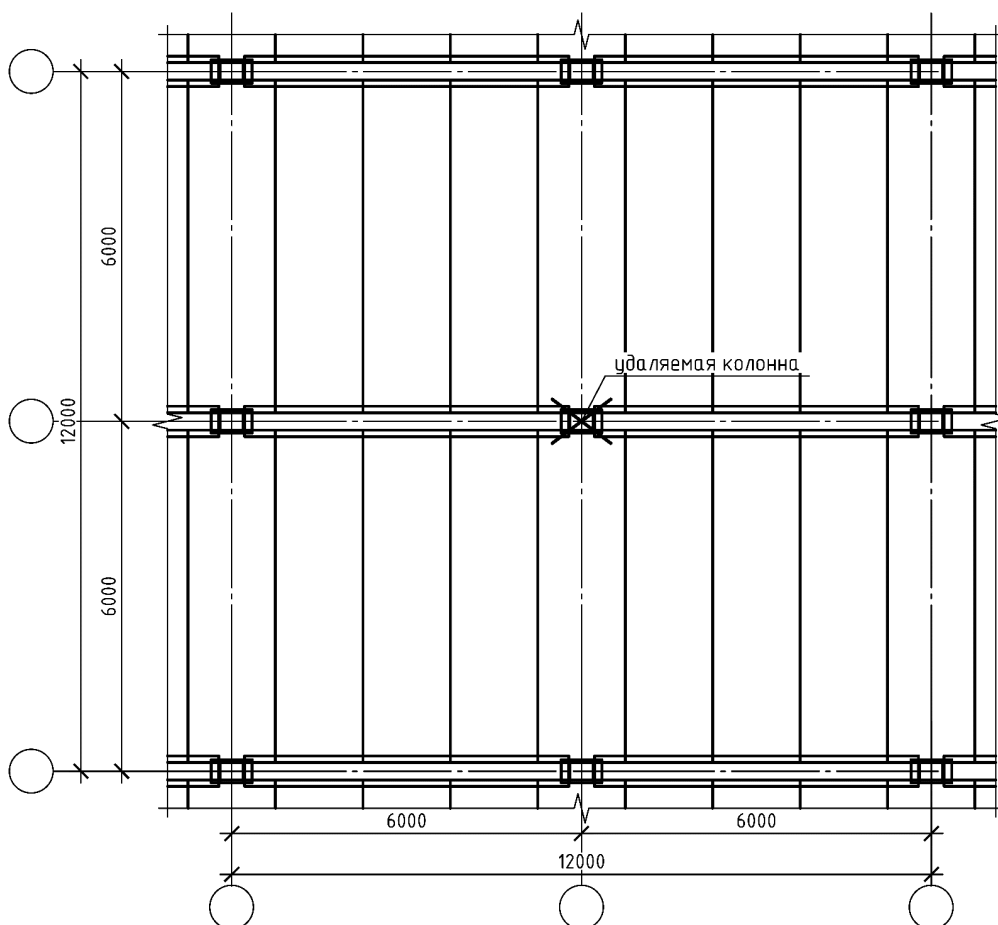


Рисунок 4 – Схема рассматриваемого фрагмента перекрытия

2.6.1 Определение диаграмм «N-w» для принятых связевых элементов

Для получения диаграммы «N-w», связывающей продольное растягивающее усилие N с перемещением w (локальным смещением) связи, работающей на растяжение, следует учитывать диаграмму «т-s», описывающую закон сцепления по контакту с окружающим бетоном.

Для описания зависимости «N-w» по результатам анализа результатов испытаний стержней, заглубленных в бетоне, а также с учетом рекомендаций *fib Bulletin 43* [7], для моделирования работы связи была предложена трехлинейная идеализированная диаграмма [6], показанная на рисунке 5.

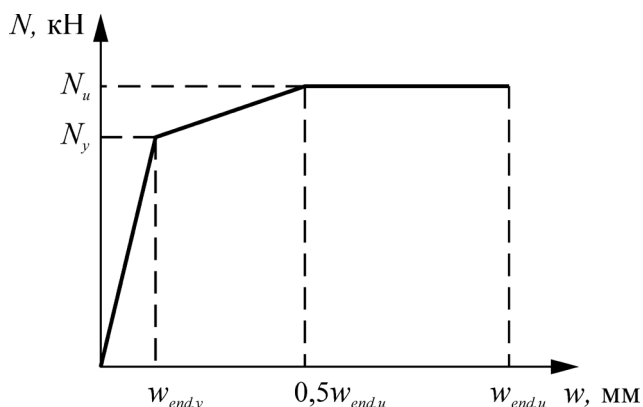


Рисунок 5 – Идеализированная диаграмма «N-w» для связи из арматурной стали, работающей на растяжение [6]

Для перехода от диаграммы «т-s» к зависимости «N-w» необходимо: а) определить длину зоны передачи напряжений l_t ; б) распределить деформации $\varepsilon_s(x)$ и $\varepsilon_c(x)$ на этой длине [6].

В общем случае длина зоны передачи напряжений возрастет с возрастанием растягивающего усилия. При этом для отдельного стержня, заделанного в бетоне, возможны следующие случаи: 1) длина зоны передачи напряжений меньше или равна длине анкеровки; 2) длина зоны передачи напряжений больше длины анкеровки. Следует отметить, что для непрерывных связей растяжения, проходящих через перекрытие, практически всегда справедлив случай 1 [6].

При условии упругой работы стержня и смещения его торца не более чем на 1 мм, справедлива следующая зависимость, полученная в *fib Bulletin 43* [7], *fib Bulletin 72* [8] при обосновании расчетных положений, внесенных в *fibMC2010* [9]:

$$w_{end} = 0,288 \cdot \left(\frac{\sigma_s^2}{\tau_{b,max} \cdot E_s} \right)^{0,714} + \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 2 \cdot \varnothing, \quad (2)$$

$$\text{где } \tau_{b,max} = 2,5\sqrt{f_{cd}} \text{ – для «хороших» условий сцепления;} \quad (3)$$

$$\tau_{b,max} = 1,25\sqrt{f_{cd}} \text{ – для «всех других» условий сцепления;} \quad (4)$$

\varnothing – диаметр стержня, в мм.

Длина участка пластических деформаций может быть получена из условия равновесия [6]:

$$l_{t,pl} = \frac{F_{su} - F_{sy}}{\tau_{bm,pl} \cdot \pi \cdot \varnothing} = \left(\frac{f_{ud} - f_{yd}}{\tau_{bm,pl}} \right) \cdot \frac{\varnothing}{4}, \quad (5)$$

где $\tau_{bm,pl}$ – средние значения напряжений сцепления по контакту на длине зоны пластического деформирования, определяемые по формуле (6).

Для деформативных стержней периодического профиля (арматура классов В и С согласно СП 5.03.01-2020) в *fib Bulletin 43* [7], *fib Bulletin 72* [8] предложено определять средние напряжения сцепления на длине зоны пластического деформирования при разрыве стержней из зависимостей:

$$\tau_{bm,pl} = 0,27\tau_{b,max}, \quad (6)$$

где $\tau_{b,max}$ определяется по формулам (3) или (4) в зависимости от условий сцепления.

Предельное смещение (удлинение) связевого стержня определяется по формуле (7):

$$W_{end,u} = l_{t,pl} \cdot \varepsilon_{sm,pl} + W_{end,y}, \quad (7)$$

где $\varepsilon_{sm,pl}$ – средние относительные деформации арматурного стержня на длине участка пластического деформирования, согласно *fib Bulletin 43* [7] приняты равными $\varepsilon_{sm,pl} = 0,5\varepsilon_{su}$.

Как следует из уравнения (7) предельное перемещение возрастает по мере увеличения длины зоны пластического деформирования $l_{t,pl}$.

2.6.2 Максимальные вертикальные перемещения в направлении ригелей и плит

При условии равномерного деформирования связевых элементов, максимально допустимое вертикальное перемещение a_u определяется как наименьшее значение из отдельно рассмотренных в двух направлениях геометрических схем деформированной поврежденной конструктивной системы: в направлении ригелей (рисунок 6а) и в направлении плит (рисунок 6б).

В направлении **ригелей** предельное вертикальное перемещение a_g может быть определено по схеме (рисунок 6а) в следующем виде:

$$a_g = 2 \cdot \sqrt{(l_g \cdot w_g + w_g^2)}. \quad (8)$$

В направлении **связевых плит** предельное вертикальное перемещение a_{sl} может быть определено по схеме (рисунок 6б) в следующем виде:

$$a_{sl} = 2 \cdot \sqrt{(l_{sl} \cdot w_{sl} + w_{sl}^2)}. \quad (9)$$

Максимально допустимое вертикальное перемещение поврежденной системы a_u из условия совместной работы может быть определено как $a_u = \min(a_g, a_{sl})$.

Для случая, когда $a_{sl} < a_g$ в связевых элементах ригелей при достижении поврежденной системой перемещений a_{sl} не будут достигнуты предельные усилия и деформации. Из уравнения (8) определим величину продольных деформаций связевых элементов ригелей из условия их совместной работы с плитами перекрытия:

$$w_{end,u,g} = 0,5 \cdot \left(\sqrt{l_g^2 + a_{u,min}^2} - l_g \right). \quad (10)$$

Для учета влияния **рядовых плит** на сопротивление поврежденной системы определим их перемещения $a_{sl,i}$ и соответствующие деформации в связевых элементах $w_{end,u,sl,i}$ (рисунок 7).

Для рядовой плиты, следующей за связевой, вертикальное перемещение $a_{sl,2}$ составит

$$a_{sl,2} = a_{sl} \cdot \frac{(L-s)}{L}. \quad (11)$$

Величина продольных деформаций связевых элементов рядовой плиты, следующей за связевой, из условия их совместной работы перекрытия:

$$w_{end,u,sl,2} = 0,5 \cdot \left(\sqrt{l_{sl}^2 + a_{sl,2}^2} - l_{sl} \right). \quad (12)$$

Аналогичным образом перемещения $a_{sl,i}$ и соответствующие деформации в связевых элементах $w_{end,u,sl,i}$ определяются для всех рядовых плит.

2.6.3 Энергия деформирования связевых элементов

Энергия деформирования для каждого связевого соединения может быть выражена согласно [6], [7] через коэффициент деформационной способности связевого элемента ξ :

$$\xi(w) = \frac{W_{int}(w_{end,u})}{N_u \cdot w_{end,u}}; \tag{13}$$

$$\sum_{i=1}^n Q_i \cdot a_{z,i} = \sum_{i=1}^n \xi_i(w_{i,max}) \cdot N_{i,u} \cdot w_{i,max}. \tag{15}$$

$$W_{int}(w) = \int_0^{w_{end,u}} N(w)dw, \tag{14}$$

Когда движение прекращается, система, вероятно, не обязательно находится в состоянии равновесия, поэтому в дополнение к условию (15) должно быть выполнено следующее условие:

$$R_{stat}(a_{qz,max}) \geq m \cdot g. \tag{16}$$

где W_{int} – энергия деформирования связевого элемента (площадь фигуры под кривой функции « $N-w$ » (см. рисунок 5)).

2.6.4 Уравнения энергетического баланса для элементов поврежденной конструктивной системы

Уравнение энергетического баланса деформированной системы можно записать в следующем виде:

Схема фрагмента перекрытия поврежденной конструктивной системы при сценарии отказа центральной колонны представлена на рисунке 8.

Уравнения динамических сопротивлений для совместно работающих ригелей, связевых и рядовых плит в соответствии с условием (15) сведены в таблицу 4.

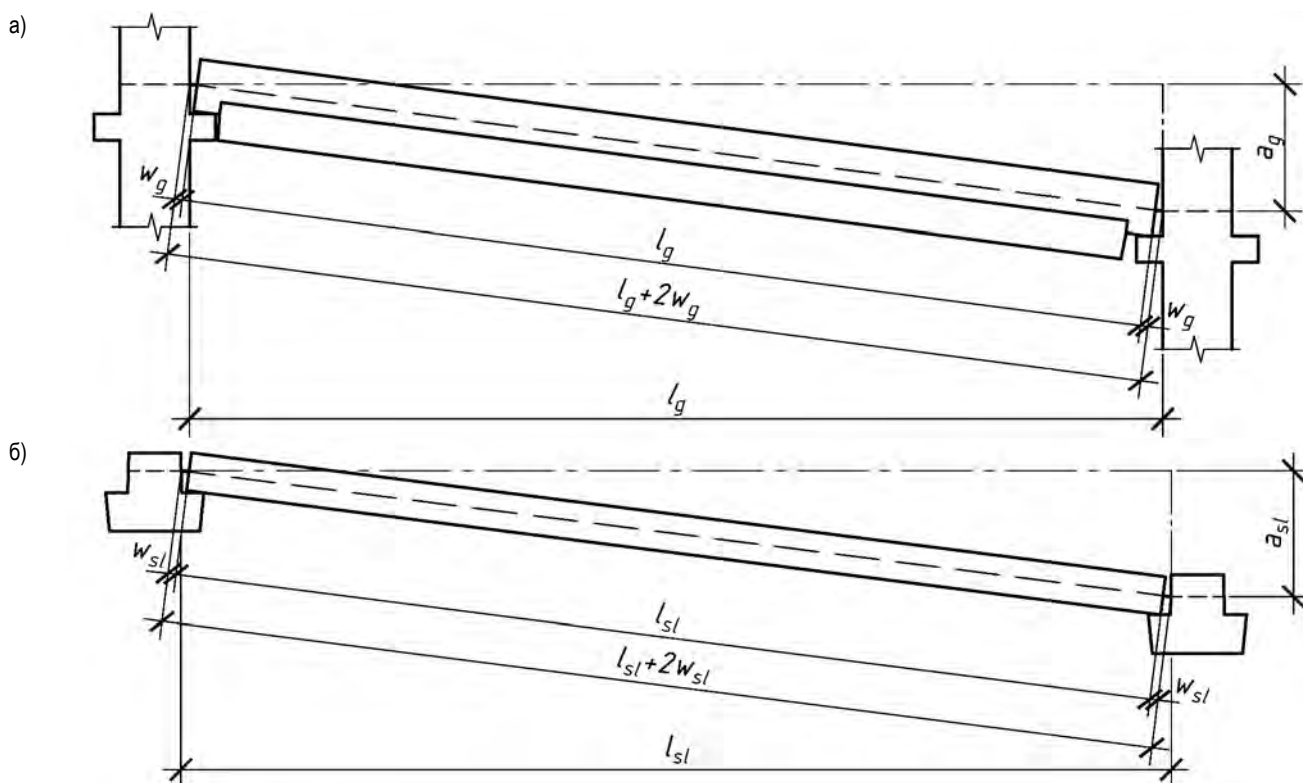


Рисунок 6 – Схема деформированной поврежденной конструктивной системы

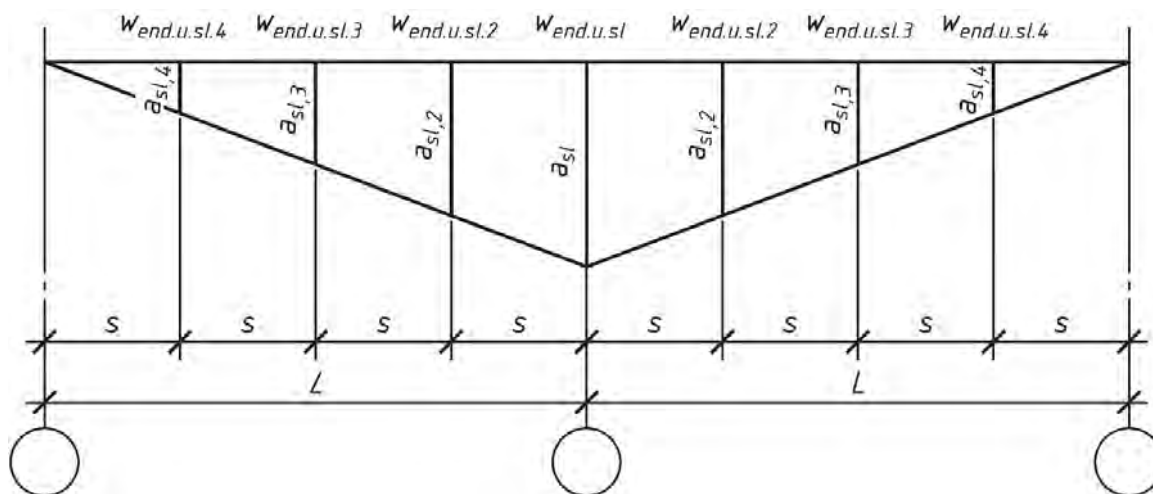


Рисунок 7 – Схема деформированной поврежденной конструктивной системы по оси удаленной колонны в направлении ригелей

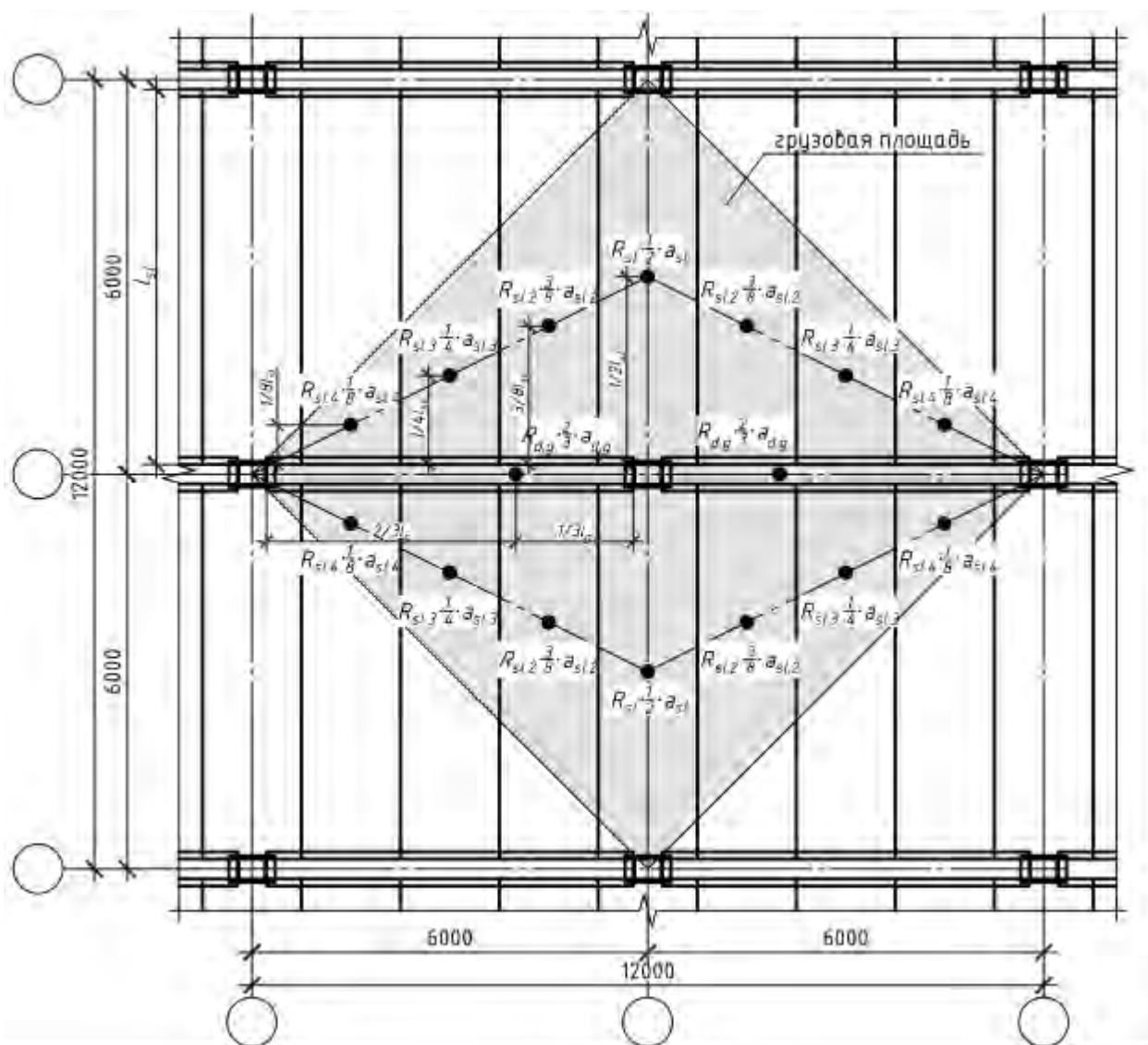


Рисунок 8 – Схема фрагмента перекрытия поврежденной конструктивной системы при сценарии отказа центральной колонны

Таблица 4 – Динамическое сопротивление совместно работающих ригелей, связевых и рядовых плит

Элемент системы	Обозначение	Уравнение динамического сопротивления	Коеф. <i>k</i>	Количество элементов
Ригель	$R_{d.g}$	$\frac{(2 \cdot N_{u.g} \cdot w_{end.u.g} \cdot \xi(w_{end.u.g}))}{k \cdot a_{sl}}$	2/3	2
Связевая плита	$R_{d.sl}$	$\frac{2 \cdot N_{u.sl.i} \cdot w_{end.u.sl.i} \cdot \xi(w_{end.u.sl.i})}{k \cdot a_{sl.i}}$	1/2	2
Рядовая плита	$R_{d.sl.2}$		3/8	4
	$R_{d.sl.3}$		1/4	4
	$R_{d.sl.4}$		1/8	4

Полное динамическое сопротивление для рассматриваемой системы в соответствии с рисунком 8 и таблицей 4 примет вид:

$$R_{dyn.tot} = 2 \cdot R_{d.g} + 2 \cdot R_{d.sl} + 4 \cdot (R_{d.sl.2} + R_{d.sl.3} + R_{d.sl.4}). \quad (17)$$

Тогда величина статического сопротивления рассматриваемой системы составит

$$R_{st.tot} = 2 \cdot R_{dyn.tot}. \quad (18)$$

В уравнении (18) использован коэффициент 2. Это объясняется тем, что даже если связевое соединение будет иметь идеально пластическую реакцию, статическое сопротивление цепной системы возрастает практически линейно с возрастанием перемещения *a* (рисунок 9).

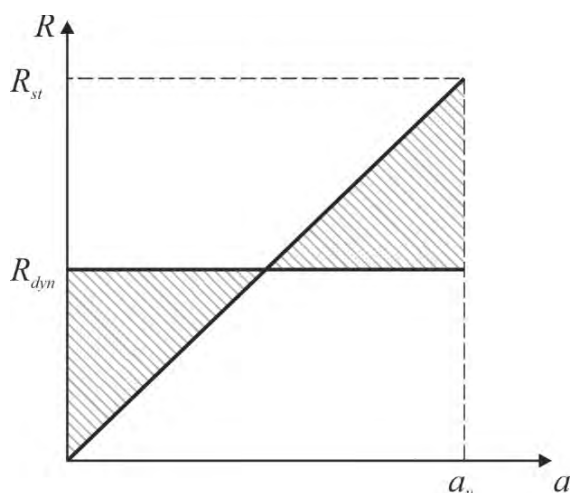


Рисунок 9 – Взаимосвязь квазистатического и динамического сопротивления при максимальном вертикальном перемещении для цепной системы

2.7 Модель воздействий

При вероятностном моделировании реализацию особого воздействия следует рассматривать как импульс в любой момент времени. Такой импульс имеет очень высокую интенсивность и короткий период действия по сравнению с постоянными G и продолжительными функциональными Q (переменными) нагрузками [10].

Кратковременная часть функциональной нагрузки не учитывается в модели полной нагрузки в произвольный момент времени, так как она также, как и особое воздействие, является импульсом, а вероятность реализации двух импульсов одновременно крайне мала [10]. Длительная составляющая функциональной нагрузки Q описывается как нагрузка в произвольный момент времени [11].

В общем виде [2], [10], [11] вероятностная модель полной нагрузки E , действующей на поврежденную конструктивную систему

сразу после реализации особого события с учетом неопределенности модели воздействий θ_E , может быть записана в виде уравнения (19):

$$E = \theta_E (G + Q). \tag{19}$$

2.8 Анализ надежности в особой расчетной ситуации

2.8.1 Вероятность отказа

Для формирования соответствующих функций состояния $g(X)$ был предварительно выполнен качественный анализ рисков и идентифицированы наиболее репрезентативные формы (механизмы) отказа элементов систем, запроектированных строго согласно требованиям действующих норм [1], [3], [4] (из условия $R_d = E_d$). Условные вероятности отказа для каждой репрезентативной формы (механизма) отказа были определены для всех элементов, интегрированием функции состояния, что формально можно записать:

$$P_f = \text{Prob}\{g(X) \leq 0\} = \int_{g(X) \leq 0} f_X(X) dX. \tag{20}$$

2.8.2 Вероятностные модели базисных переменных

Вероятностные модели базисных переменных, описывающих постоянные G и функциональные Q нагрузки в момент отказа ключевого элемента, приняты в соответствии с [2], [10], [11]. Коэффициент неопределенности модели воздействий и коэффициент неопределенности модели сопротивления в особой расчетной ситуации θ_E и θ_R приняты в соответствии с [11].

Модель сопротивления представлена в виде уравнений энергетического баланса для рассматриваемых поврежденных конструктивных систем, которые учитывают характерные механизмы сопротивления: для сборной перекрытия с системой горизонтальных связей из арматурных стержней класса S240 – мембранные эффекты [6]. Модели базисных переменных характеристик материалов приняты в соответствии с [11]. Геометрические параметры для упрощения приняты в виде детерминированных значений. Принятые вероятностные модели основных базисных переменных представлены в таблице 5.

Таблица 5 – Принятые вероятностные модели базисных переменных

№	Категория переменных	Наименование базисных переменных	Обозн. X	Ед. изм.	Распределение	Среднее μ_X	Ст. откл. σ_X
1	Воздействия	Постоянная	G	кН/м ²	N	G_k	$0,1\mu_G$
2		Функциональная – 5 лет	Q	кН/м ²	GU	$0,2Q_k$	$1,1\mu_Q$
3	Прочность материалов	Бетон C30/37	f_c	МПа	LN	38	4,8
4		Предел текучести арматуры S500	f_y	Н/мм ²	LN	560	30
5		Предел текучести арматуры S240	f_y	Н/мм ²	LN	300	30
6	Геометрические размеры	Поперечное сечение Защитн. сл. бетона	b, h, a	мм	det.	–	–
7	Неопределенности модели	Козф. к нагрузкам	θ_E	–	N	1	0,10
8		Козф. к сопротивлению	θ_R	–	N	1	0,05

N – нормальное распределение; LN – логнормальное распределение; GU – распределение Гумбеля; det. – детерминированные значения

2.8.3 Функция состояния

В качестве отклика модели сопротивления R принято предельное динамическое сопротивление поврежденной конструктивной системы на первом полупериоде колебаний в соответствии с положениями энергетического подхода [6].

Вероятности отказа для рассматриваемых поврежденных конструктивных систем в особой расчетной ситуации получены в соответствии со следующей функцией предельного состояния $g(X)$:

$$g(X) = \theta_R \cdot R - \theta_E \cdot (G + Q). \tag{21}$$

Вероятностное моделирование функции предельного состояния выполнено с помощью метода Монте-Карло при количестве симуляций $n = 10^7$.

В таблице 6 представлены результаты определения вероятностей отказа и площадей обрушения в различных расчетных ситуациях для 5-этажного офисного здания, представленного на рисунке 2.

2.9 Модели последствий

Последствия частичного и полного обрушения, вызванного отказом конструктивного элемента для сценария (j) оценивали с использованием модели последствий, предложенной в [5].

Учитывая то обстоятельство, что подходы к оцениванию последствий, приведенные в [5], характеризуются неопределенностями высокого уровня, моделирование последствий отказа в большинстве случаев упрощают, рассматривая только человеческие жертвы, хотя в общем случае согласно [5] следует рассматривать все последствия (экономические, экологические, социальные и т. п.). В соответствии с моделью [5] рассчитывают ожидаемое число потенциальных жертв N_j в зависимости от предполагаемой площади обрушения A_{col} (для зданий класса СС2 по [4] $N_j = 0.27A_{col}^{0.5} - 1 \geq 0$).

Таблица 6 – Условные вероятности отказа по энергетическому подходу и площади обрушения

Расчетная ситуация	$P(g(X)<0)$ $P(C DH)$	Кол-во колонн на этаж	Площадь обрушения A_{col} при удалении колонны n -го этажа, м ²				
			1 эт.	2 эт.	3 эт.	4 эт.	5 эт.
удаление центральной колонны	0.008315	15	720	576	432	288	144
удаление крайней колонны (в направлении ригеля)	0.008315	6	360	288	216	144	72
удаление крайней колонны (в направлении плиты)	0.008315	10	360	288	216	144	72
удаление угловой колонны	0.007501	4	180	144	108	72	36

3 Оценивание рисков. Допустимые значения

При установленных значениях вероятности отказа (P_{ij}) и ожидаемом числе потенциальных жертв (N_j), связанных с каждым из сценариев (j), значение социального (группового) риска (R) для отдельной конструктивной системы здания определяют, рассматривая все (n_{sc}) возможные сценарии отказа.

На рисунке 10 приведено графическое представление социального (группового) риска в зависимости от общей (полезной) площади анализируемого здания (A) для всех анализируемых вариантов зданий. Каждая точка графика (см. рисунок 10) представляет собой социальный риск, связанный с отказом одной конструктивной системы и установленный с применением «профиля рисков» [5].

Масштабный эффект, наблюдаемый на рисунке 10, исключает возможность определения приемлемого уровня социального (группового) риска в абсолютном выражении. В связи с этим критерий приемлемости может быть выражен как функция некоторого параметра, учитывающего размер рассматриваемой эталонной системы, например общая площадь-нетто помещений/перекрытий здания A (A_{floor}). На рисунке 10 показаны допустимые годовые значения рисков R_{adm} , представляющих фактически собой ожидаемое число смертельных случаев, связанных с отказом конкретной конструктивной системы в зависимости от площади здания A (A_{floor}). В свою очередь ожидаемое число погибших в результате отказа конкретной конструктивной системы $E(N)$ определяются площадью под соответствующим графиком $F-n$, что было показано в работе [5].

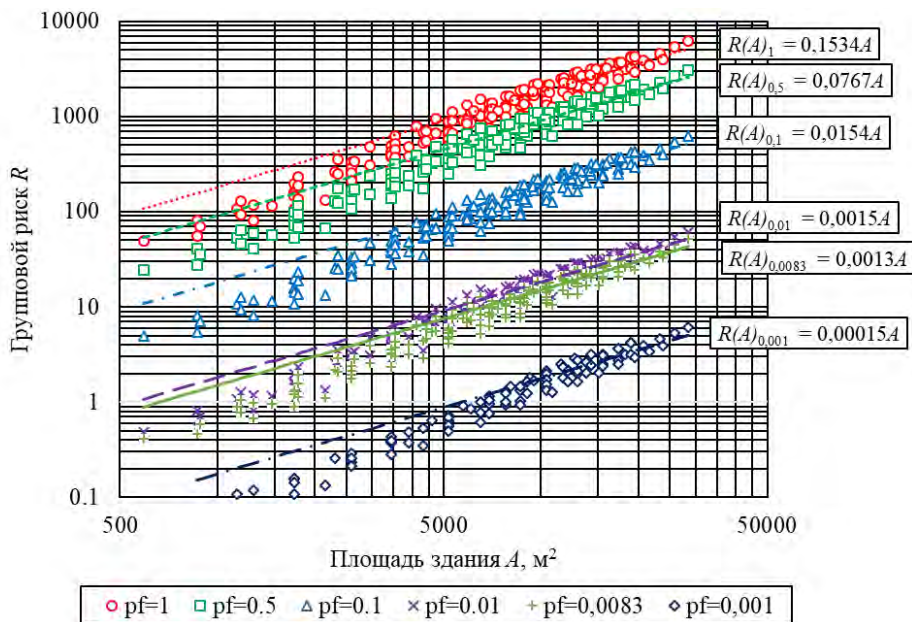


Рисунок 10 – Социальный (групповой) риск (R) в зависимости от общей (полезной) площади анализируемого здания (A)

Как видно из рисунка 10, социальный риск для людей, связанный с конструкционным отказом, изменяется в довольно широких пределах, в том числе в зависимости от масштабного эффекта. Риски, связанные с отказом конструктивных систем, элементы которых запроектированы строго в соответствии с действующими нормами [1], [3], [4], возрастают с увеличением числа форм отказа, числа конструктивных элементов, составляющих систему, сочетаний воздействий, приводящих к отказу элемента, и, как показано на рисунке 10, с увеличением общей площади-нетто здания. Вместе с тем масштабный эффект может быть исключен путём нормализации результатов, т. е. отнесением рисков R_{adm} к общей площади помещений здания A (A_{floor}), как показано на рисунке 11, или общему числу форм отказа (числу сценариев отказа, n_{sc}).

Следует сделать и ещё одну ремарку. Для полученных результатов область между 95 % и 5 % квантилями распределения довольно узкая, что указывает на высокий уровень оптимизации каркаса Б1.020.1. Поэтому при дальнейшем анализе будем опираться на средние значения рисков.

Таким образом, на рисунке 10 представлены годовые значения условного социального (группового) риска (R_{adm}), фактически представляющего собой ожидаемое число смертельных исходов на единицу площади нетто помещений здания A (A_{floor}), которое, в соответствии с принятыми предпосылками, рассматривается как допустимое или приемлемое согласно действующими ТНПА. Следует подчеркнуть, что при вычислении рисков определяли вероятность отказа поврежденной конструктивной системы при различных расчетных сценариях (после удаления крайней, средней, угловой колонн (одной за раз) на i -ом этаже) после реализации особого события (т. е. вероятность реализации особого события в анализе рисков не учитывается). На рисунке 11 показаны значения условного индивидуального риска (R/A), определенного для конструктивной системы после удаления ключевого элемента при реализации определенного сценария, т. е. полученные значения относят к оцениванию рисков при проверках живучести.

Из рисунка 11 следует, что для каркаса Б1.020.1 (запроектированного в соответствии с требованиями живучести) годовое значение условного относительного риска составило $(R/A)_{0,0083} = 1,3 \cdot 10^{-3}$.

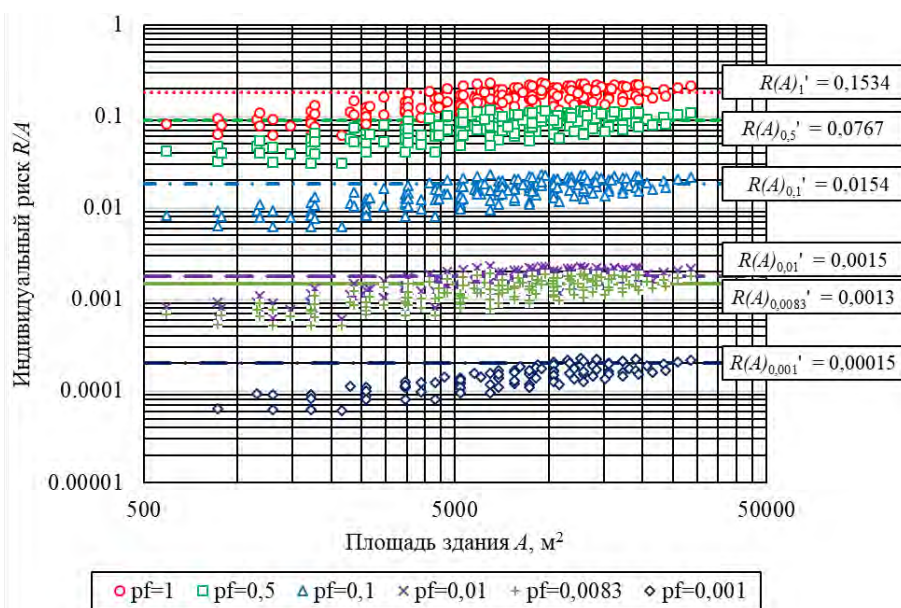


Рисунок 11 – Индивидуальный риск (R/A) в зависимости от общей (полезной) площади анализируемого здания (A)

3.1 Целевые значения индивидуального риска

Учитывая то обстоятельство, что индивидуальный риск, или вероятность того, что данный пользователь здания утратит жизнь в результате его обрушения в течение установленного реферативного периода времени (T_{ref}), не зависит от площади нетто здания и площади обрушения (масштабного фактора), он может быть определен путем умножения относительного риска (R/A) на коэффициент заполнения или норму площади, приходящейся на одного человека ($\mu_{A,i}$). Норма площади зависит от назначения здания и категории нагрузочных площадей согласно СН 2.01.03 [12] и может изменяться в широких пределах (от 0.5 м²/чел в зданиях с большим скоплением людей до 10 м²/чел для жилых зданий).

Допустимое значение индивидуального годового риска ($T_{ref} = 1$ год) с учетом коэффициента заполнения $\mu_{A,i} = 10$ м²/чел для анализируемого каркаса класса СС2 составило

$$r_{iR,adm} \cong \left(\frac{R}{A}\right)_{1y} \cdot \mu_{A,i} = 1,3 \cdot 10^{-3} \cdot 10 = 1,3 \cdot 10^{-2}. \quad (22)$$

Коэффициент заполнения для зданий класса СС3 – $\mu_{A,i} = 3$ м²/чел.

В свою очередь допустимая вероятность отказа $P_{f,adm,iR}$ может быть получена из зависимостей (23)–(24) путем подстановки условной вероятности того, что человек, находящийся в здании попадает в область обрушения ($P(d|f)$). Значение условной вероятности $P(d|f)$ в первом приближении может быть принято согласно [5] для класса СС2 равным 0.05, а для класса СС3 – 0.2.

Тогда допустимая вероятность отказа поврежденной системы, определенная из годового значения индивидуального риска, составит:

$$P_{f,adm,iR} \leq \frac{r_{iR,adm}}{P(d|f)} = \frac{1,3 \cdot 10^{-3} \cdot 10}{0,05} = 0,26 \leq 1 \quad (23)$$

для класса СС2;

$$P_{f,adm,iR} \leq \frac{r_{iR,adm}}{P(d|f)} = \frac{1,3 \cdot 10^{-3} \cdot 3}{0,2} = 0,02 \leq 1 \quad (24)$$

для класса СС3.

Допустимой условной вероятности отказа поврежденной системы класса СС2 $P_{f,tag,iR} = 0.26$ соответствует индекс надежности $\beta = 0.6$, а для класса СС3 – $\beta = 2.1$. Полученные меры надежности могут служить основой для последовательной калибровки частных /

глобальных коэффициентов, используемых в расчетных моделях сопротивлений и эффектов воздействий полувероятностного метода проверки живучести.

Для модифицированной (поврежденной) конструктивной системы значения условных вероятностей отказа $P_{f,tag|EX,iR}$ определенных на основе условного индивидуального риска в ряде случаев могут превысить единицу, в частности при пересчете на 50-летний реферативный период (например для класса СС2 произведение $P_{f,tag,iR} \times T_{ref} = 0.26 \times 50 = 13$, но не более 1). Подобные решения получены в работе [5]. Это означает, что индивидуальные риски не являются решающими для определения целевой условной вероятности отказа конструктивных систем в особых расчетных ситуациях. В более широком смысле этот вывод согласуется с «философией» действующих норм проектирования конструктивных систем в особых расчетных ситуациях, в которых, как было показано ранее, утверждается, что проектирование конструктивных систем в особых расчетных ситуациях должно быть, в первую очередь, направлено на предотвращение событий обрушения с непропорционально большими последствиями [1], [3]. В соответствии с этим общим подходом к проектированию социальный (групповой) риск оказывается значимым для определения условной целевой надежности элемента при реализации угрозы и последующем особом воздействии.

3.2 Целевые значения социального (группового) риска

Функция «F-n», применяемая для представления социального (группового) риска согласно ISO 2394 [2] довольно точно описывается зависимостью между годовой частотой (вероятностью) появления события с числом $n \geq N$ жертв и числом жертв N . Математическое описание кривой «F-n» представлено в ISO 2394 [2] в виде:

$$F(n) \leq A \cdot n^{-\alpha}, \quad (25)$$

где α – коэффициент, посредством которого выражают общественное отрицание (неприятие) событий, приводящих к большому числу жертв ($\alpha = 2$);

$A = F(1)$ – константа, представляющая собой частоту появления события с $N \geq 1$ жертвой. Как правило, значение A должно соответствовать системе отсчета для которой применяют «F-n» критерий.

Согласно [2] для исключения принятия нерациональных решений, параметры критерия «F-n» должны соответствовать ожидаемому числу жертв $E(n)$, определяемому по формуле (26):

$$E(n) \cong F(1) \cdot \frac{\alpha}{\alpha - 1}. \quad (26)$$

Из-за вышеупомянутого масштабного эффекта большее число анализируемых сценариев опасности n_j , связанных с конкретной конструктивной системой, в конечном итоге приводит к сравнительно более высоким неявно приемлемым рискам R_{adm} .

Если в выражении (26) число жертв $E(N)$ заменить на R_{adm} , годовая целевая кумулятивная частота возникновения событий обрушения конструкций с $N \geq 1$ смертельным исходом, $F(1)_{tag}$, может быть выведена как функция площади-нетто помещения A :

$$F(1)_{tag} = (R_{adm} / A) \cdot \frac{\alpha}{\alpha - 1} \quad (27)$$

При этом определяется размер эталонной системы, связанной с заданными критериями «F-n». Для рассматриваемых условий, когда константа $F(1)_{tag} = 0.65 \times 10^{-4}$ /год и показатель неприятия риска α , принятый равным $\alpha = 2$ в соответствии с [5], [13], критерии приемлемости «F-n» определяются согласно уравнению (25). Эта процедура позволяет избежать возможных противоречий в ожидаемом количестве погибших и, следовательно, обеспечивает полную согласованность критериев приемлемости/допустимости, рассчитанных для индивидуальных и социальных рисков. Полученный критерий социального (группового) риска «F(n)-n» для поврежденной конструктивной системы после вынужденного удаления ключевого элемента показан на рисунке 12.

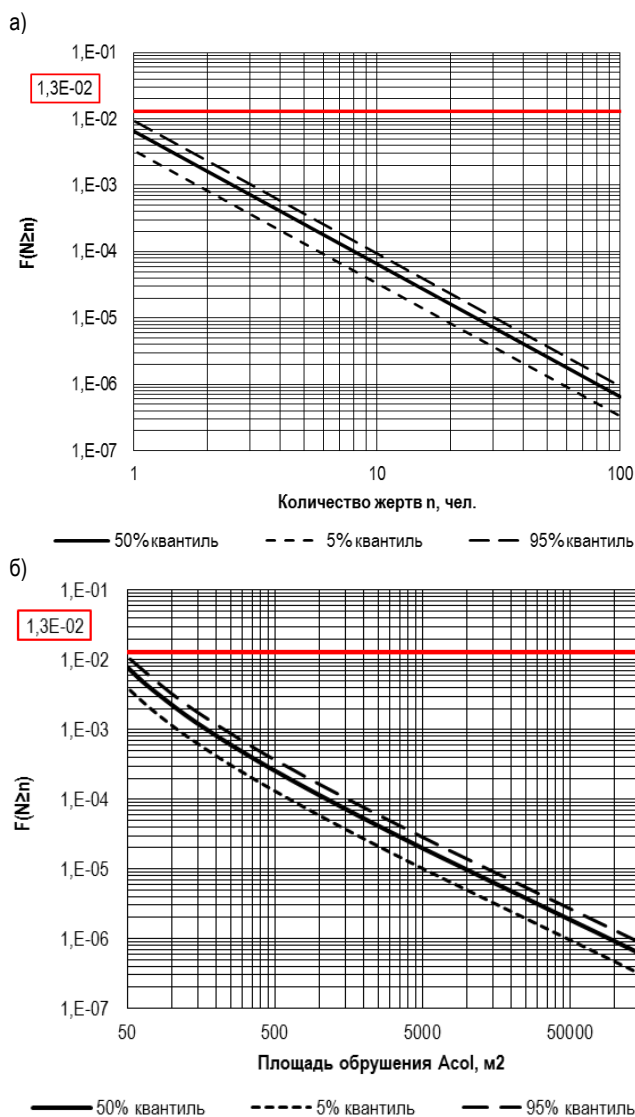


Рисунок 12 – Критерий «F-n» по формуле (23), построенный в зависимости от ожидаемого числа жертв (а) и площади обрушения A_{col} (б)

С практической точки зрения при применении этого критерия конструктивная система трансформируется до одного элемента. Это соответствует частоте появления события с $N \geq 1$ жертвой (константа A) и может быть затем преобразована в допустимую вероятность отказа $P_{f,tag,SR}$, базируясь на групповом риске:

$$P_{f,tag,SR} = \frac{A \cdot n^{-\alpha}}{P(N|f)} \leq 1. \quad (28)$$

Критериальная зависимость вероятности отказа $P_{f,tag,SR}$ от предполагаемой площади обрушения A_{col} для поврежденной конструктивной системы с удаленным ключевым элементом, построенная по формуле (28), показана на рисунке 13.

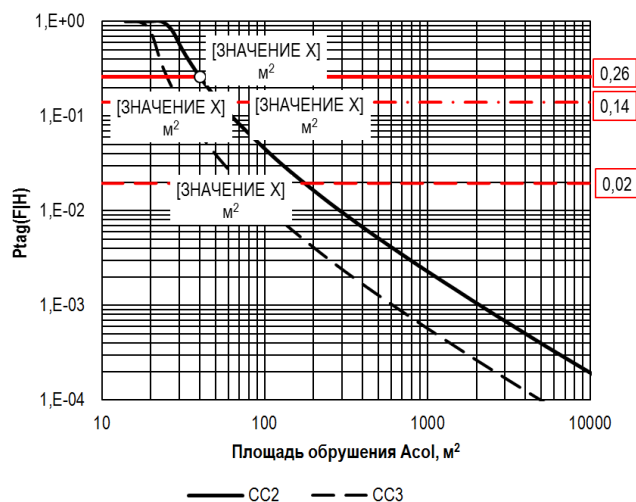


Рисунок 13 – Критериальная зависимость « $P_{f,tag,SR} - A_{col}$ » по ф.(28) для поврежденной конструктивной системы

Зависимость индекса надёжности $\beta_{tag,SR}$ от площади обрушения A_{col} , полученная из условия ограничения социального (группового) риска, показана на рисунке 14.

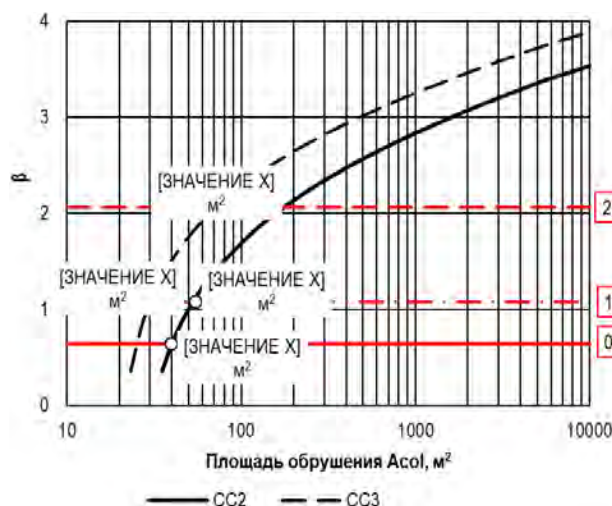


Рисунок 14 – Зависимость индекса надёжности $\beta_{tag,SR}$ от площади обрушения A_{col} , полученная из условия ограничения социального (группового) риска – формула (28)

Как видно из графического представления результатов расчётов, показанного на рисунках 13 и 14, для класса CC2 в случае, когда площадь обрушения не превышает $A_{col} \leq 40 \text{ м}^2$, в качестве целевой меры надёжности может быть принята вероятность отказа, определенная по ф.(21) из целевого значения индивидуального риска. Ана-

логично для класса СС3 целевые значения вероятности отказа могут быть установлены на основании индивидуального риска $f_{(22)}$ при площади обрушения $A_{col} \leq 70 \text{ м}^2$. Для больших площадей обрушения

при определении целевых мер надёжности следует пользоваться критериальными зависимостями для социального риска, как это показано в таблице 7.

Таблица 7 – Целевые значения индексов надёжности $\beta_{tag,acc}$ при проверках живучести поврежденной системы

Индекс	Класс последствий по СН 2.01.01	
	СС2	СС3
$\beta_{tag,acc}$	$A_{col} > 40 \text{ м}^2$ $-\Phi^{-1} \left[\frac{0.65 \cdot 10^{-4} \cdot (0.27 \cdot A_{col}^{0.565})^{-2}}{0.05} \cdot t_{ref} \right]$	$A_{col} > 70 \text{ м}^2$ $-\Phi^{-1} \left[\frac{0.65 \cdot 10^{-4} \cdot (0.58 \cdot A_{col}^{0.565})^{-2}}{0.2} \cdot t_{ref} \right]$
	$A_{col} \leq 40 \text{ м}^2$ $-\Phi^{-1} \left[1.3 \cdot 10^{-2} \cdot t_{ref} \right]$	$A_{col} \leq 70 \text{ м}^2$ $-\Phi^{-1} \left[1.3 \cdot 10^{-2} \cdot t_{ref} \right]$

Примечание: t_{ref} – реферативный период

Полученные результаты также могут быть использованы для определения критериев приемлемости риска в рамках подхода «настолько низкий, насколько это практически осуществимо» (ALARP) [14]. В рамках этого подхода риски, превышающие те, которые определяются 95-процентными квантилями (или средними значениями рисков), могут рассматриваться как недопустимые, а риски ниже, чем средние значения (или 5-процентные квантили), как приемлемые без ограничений (рисунок 12). Риски между этими двумя пределами будут приемлемыми только в том случае, если их снижение невозможно или стоимость необходимых мер явно непропорциональна достигнутому улучшению [13].

На рисунке 15 представлены графики целевых значений индексов надёжности $\beta_{tag,acc}$ от площади обрушения A_{col} , определенные по критериальным зависимостям в таблице 7.

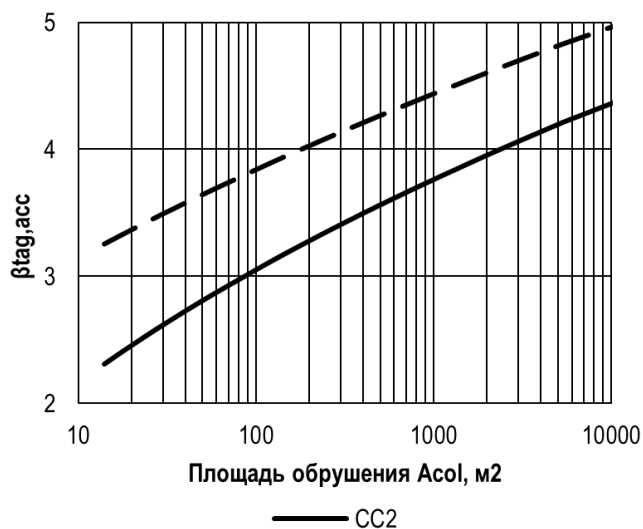


Рисунок 15 – Зависимость $\beta_{tag,acc}$ от A_{col}

4 Выводы

Принятие обоснованного решения о критерии группового риска находится в компетенции органов государственного управления на национальном уровне. Полагаясь на результаты выполненного исследования для поврежденной конструктивной системы при проверках живучести, можно принять данное значение параметра $F(1)_{tag} = 0.65 \times 10^{-4} / \text{год}$ для применения в национальной практике при назначении допустимых мер надёжности, основываясь на требованиях социального риска. Анализ полученных в работе зависимостей позволяет утверждать, что при прогнозируемых площадях обрушения до 40 м^2 (СС2) и 70 м^2 (СС3) надёжность конструктивной систе-

мы обеспечивается требованиями, строящимися на индивидуальном риске, а при больших площадях обрушения требования устанавливаются для особой расчётной ситуации, основываясь на критериальных зависимостях для социального (группового) риска.

Благодарности: «Исследование выполнено в рамках отдельного проекта научно-исследовательской работы Министерства образования Республики Беларусь «Разработка методики установления допустимых значений мер надёжности в критериях живучести поврежденных конструктивных систем из железобетона, применяемых при проверках их устойчивости к прогрессирующему обрушению от чрезвычайных воздействий» (№ гос. регистрации 20231582)».

Список цитированных источников

1. ТКП EN 1991-1-7-2009. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. – Часть 1–7. Общие воздействия. Особые воздействия. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – 66 с.
2. Надёжность строительных конструкций. Общие принципы : СТБ ISO 2394-2007. – Минск : Госстандарт Республики Беларусь, 2007. – 69 с.
3. Бетонные и железобетонные конструкции : СП 5.03.01-2020. – Минск, 2020. – 224 с.
4. Основы проектирования строительных конструкций : СН 2.01.01-2022. – Минск, 2022. – 65 с.
5. Hingorani, R. Acceptable life safety risks associated with the effects of gas explosions on reinforced concrete structures : thesis / R. Hingorani. – Caminos, 2017. – <http://dx.doi.org/10.20868/UPM.thesis.47772>.
6. Тур, В. В. Проверка живучести конструктивных систем из сборного железобетона по методу энергетического баланса / В. В. Тур, А. В. Тур, А. А. Лизогуб // Вестник МГСУ. – 2021. – Т. 16. – № 8. – С. 1015–1033. – <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2021.8.1015-1033>.
7. fib Bulletin No. 43: Structural connections for precast concrete buildings. Guide to good practice. – 2008. – 370 p. – <https://doi.org/10.35789/fib.BULL.0043>.
8. fib Bulletin No. 72. Bond and anchorage of embedded reinforcement: Background to the fib Model Code for Concrete Structures 2010: Technical report / International Federation for Structural Concrete. – 2014. – 370 p. – <https://doi.org/10.35789/fib.BULL.0072>.
9. fib Model Code for Concrete Structures 2010 / International Federation for Structural Concrete (fib). – 2013. – 402 p. – <https://doi.org/10.1002/9783433604090>.
10. Combinations of actions for accidental design situation: a review, analysis, and propositions / V. V. Tur [et al.] // Inżynieria Bezpieczeństwa Obiektów Antropogenicznych. – 2020. – № 3. – P. 173–197.
11. Holický, M. Introduction to probability and statistics for engineers / M. Holický. – Springer Science & Business Media, 2013.

12. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Воздействия для определения огнестойкости : СН 2.01.03-2019. – Минск, 2020. – 43 с.
 13. Tanner, P. Acceptable risks to persons associated with building structures / P. Tanner, R. Hingorani // Structural Concrete. – 2015. – Vol. 16, No. 3. – P. 314–322.
 14. Diamantidis, D. Background Documents on Risk Assessment in Engineering Document 3 Risk Acceptance Criteria / D. Diamantidis // Joint Committee on Structural Safety. – 2008. – P. 2–13.
 7. fib Bulletin No. 43: Structural connections for precast concrete buildings. Guide to good practice. – 2008. – 370 p. – <https://doi.org/10.35789/fib.BULL.0043>.
 8. fib Bulletin No. 72. Bond and anchorage of embedded reinforcement: Background to the fib Model Code for Concrete Structures 2010: Technical report / International Federation for Structural Concrete. – 2014. – 370 p. – <https://doi.org/10.35789/fib.BULL.0072>.
 9. fib Model Code for Concrete Structures 2010 / International Federation for Structural Concrete (fib). – 2013. – 402 p. – <https://doi.org/10.1002/9783433604090>.
 10. Combinations of actions for accidental design situation: a review, analysis, and propositions / V. V. Tur [et al.] // Inżynieria Bezpieczeństwa Obiektów Antropogenicznych. – 2020. – № 3. – P. 173–197.
 11. Holický, M. Introduction to probability and statistics for engineers / M. Holický. – Springer Science & Business Media, 2013.
 12. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Воздействия для определения огнестойкости : СН 2.01.03-2019. – Минск, 2020. – 43 с.
 13. Tanner, P. Acceptable risks to persons associated with building structures / P. Tanner, R. Hingorani // Structural Concrete. – 2015. – Vol. 16, No. 3. – P. 314–322.
 14. Diamantidis, D. Background Documents on Risk Assessment in Engineering Document 3 Risk Acceptance Criteria / D. Diamantidis // Joint Committee on Structural Safety. – 2008. – P. 2–13.
- References
1. ТКР EN 1991-1-7-2009. Evrokod 1. Воздействия на конструкции. – Част' 1–7. Общчье воздействия. Особые воздействия. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – 66 с.
 2. Надежность строител'ных конструкций. Общчье принципы : STB ISO 2394-2007. – Минск : Gosstandart Respubliki Belarus', 2007. – 69 с.
 3. Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii : SP 5.03.01-2020. – Минск, 2020. – 224 с.
 4. Osnovy proektirovaniya stroitel'nyh konstrukcij : SN 2.01.01-2022. – Минск, 2022. – 65 с.
 5. Hingorani, R. Acceptable life safety risks associated with the effects of gas explosions on reinforced concrete structures : thesis / R. Hingorani. – Caminos, 2017. – <http://dx.doi.org/10.20868/UPM.thesis.47772>.
 6. Tur, V. V. Proverka zhivuchesti konstruktivnyh sistem iz sbornogo zhelezobetona po metodu energeticheskogo balansa / V. V. Tur, A. V. Tur, A. A. Lizogub // Vestnik MGSU. – 2021. – Т. 16. – №. 8. – S. 1015–1033. – <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2021.8.1015-1033>.
- Материал поступил 20.06.2024, одобрен 10.07.2024, принят к публикации 10.07.2024*