УДК 69.07:624.04
doi: 10.33622/0869-7019.2023.05.17-24

Коэффициенты динамичности для большепролетных ферм с локальными разрушениями

Александр Романович ТУСНИН, доктор технических наук, зав. кафедрой металлических и деревянных конструкций, tusninar@mgsu.ru

Мария Петровна БЕРГЕР, кандидат технических наук, преподаватель, bergermp@mgsu.ru

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337 Москва, Ярославское ш., 26

Аннотация. *Выполнен расчет на устойчивость к прогрессирующему обрушению большепролетных покрытий с локальными повреждениями ферм. Предложено несколько вариантов конструктивных схем покрытия, повышающих живучесть конструкции при исключении из работы одного из элементов стропильной фермы. Проведена серия численных динамических расчетов для выявления зависимости коэффициента динамичности от местоположения поврежденного стержня (нижний или верхний пояс стропильной фермы). Также исследовано изменение коэффициента динамичности нагрузки для ферм пространственного каркаса покрытия, расположенных рядом с фермой, у которой произошло локальное разрушение стержня. На основании проведенных расчетов получены значения коэффициентов динамичности для каждого из рассмотренных вариантов. Исследовано распределение усилий в поврежденной ферме при типовом расположении связей по покрытию и в случае с установленной дополнительной вертикальной связевой фермой по всей длине здания. В соответствии с полученными результатами рассчитаны коэффициенты динамичности для каждого из рассмотренных конструктивных вариантов покрытия. Даны рекомендации по выполнению квазистатического расчета с использованием определенных авторами значений коэффициентов динамичности.*

Ключевые слова: *стальные фермы, коэффициент динамичности, локальное разрушение, численный расчет, большепролетное покрытие, прогрессирующее обрушение, квазистатический расчет*

Для цитирования: *Туснин А. Р., Бергер М. П.* Коэффициенты динамичности для большепролетных ферм с локальными разрушениями // Промышленное и гражданское строительство. 2023. № 5. С. 17—24. doi: 10.33622/0869-7019.2023.05.17-24

DYNAMIC COEFFICIENTS FOR QUASI-STATIC ANALYSIS OF LARGE-SPAN TRUSSES WITH LOCAL FAILURES

Alexander R. TUSNIN, tusninar@mgsu.ru

Maria P. BERGER, bergermp@mgsu.ru

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Yaroslavskoe shosse, 26, Moscow 129337, Russian Federation

Abstract. *The calculation for the resistance to progressive collapse of large-span coatings with local damage to trusses was carried out. Several variants of constructive coating schemes are proposed that increase the survivability of the structure when one of the elements of the roof truss is excluded from operation. A series of numerical dynamic calculations has been performed to identify the dependence of the value of the dynamic coefficient on the location of the damaged rod (lower or upper chord of the roof truss). Also, the change in the value of the dynamic coefficient for the trusses of the spatial frame of the coating, located next to the truss, in which the local destruction of the rod occurred, was studied. On the basis of calculations conducted, the values of the dynamic coefficients for each of the considered options were obtained. The distribution of forces in the damaged truss was studied in the case of a typical arrangement of ties along the pavement and in the case of an additional vertical truss installed along the entire length of the building. In accordance with the results obtained, the dynamic coefficients were calculated for each of the considered constructive variants of the coating. Recommendations are given for performing a quasi-static calculation using the values of dynamic coefficients determined by the authors.*

Keywords: *steel truss, dynamic coefficient, local failure, numerical analysis, large-span coating, progressive collapse, quasi-static analysis*

For citation: Tusnin A. R., Berger M. P. Dynamic Coefficients for Quasi-Static Analysis of Large-Span Trusses With Local Failures. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo* [Industrial and Civil Engineering], 2023, no. 5, pp. 17—24. (In Russ.). doi: 10.33622/0869-7019.2023.05.17-24

© ТУСНИН А. Р., БЕРГЕР М. П., 2023

Уникальные здания и сооружения, к которым относятся и здания пролетом свыше 100 м, должны проектироваться с повышенным уровнем надежности. Это обусловлено возможными существенными людскими и материальными потерями при обрушении большепролетных покрытий. Причины повреждения конструкций разнообразны. Это — ошибки проектирования, изготовления, монтажа и эксплуатации. Важно исключить развитие прогрессирующего обрушения, когда из-за локального повреждения происходит разрушение на большой площади покрытия. Сложность проблемы обусловлена тем, что локальное повреждение изменяет расчетную схему конструкции и ведет к росту усилий. Повреждение может происходить в очень короткий промежуток времени, что сопровождается развитием колебаний и появлением значительных динамических усилий.

Проблемой исследования устойчивости зданий и сооружений к прогрессирующему обрушению активно занимаются многие ученые и инженеры с середины XX в. [1—4]. К настоящему моменту отечественными [5—10] и зарубежными [11—14] учеными разработаны многочисленные расчетные методики. На территории России и в других странах мира действуют нормативные документы, регламентирующие порядок выполнения таких расчетов. Однако в связи с большим разнообразием конструктивных решений и архитектурных форм проблема расчета на прогрессирующее обрушение до сих пор не потеряла своей актуальности [15—17]. В связи с технологическими особенностями производственных процессов многие промышленные здания относятся к классу КС-3, даже если их пролеты меньше 100 м. Такие здания также необходимо проектировать с учетом возможного прогрессирующего обрушения. В работах [18, 19] рассмотрен ряд проблем, связанных с выполнением расчета на устойчивость к прогрессирующему обрушению в соответствии с действующими нормативными документами.

В рамках настоящей статьи представлены результаты численных динамических расчетов стальных покрытий с локальными повреждениями элементов стропильных ферм. Цель исследования — разработка методики квазистатического расчета с использованием обоснованных значений коэффициентов динамичности. Применение предложенной методики менее трудоемко по сравнению с выполнением расчетов в динамической постановке, что позволяет облегчить процедуру расчета на устойчивость к прогрессирующему обрушению.

Были рассмотрены большепролетные покрытия, которые характерны для авиационных ангаров. В результате проведенных численных исследований предложены конструктивные схемы, увеличивающие живучесть конструкции покрытия при локальном разрушении одного из стержней стропильной фермы. На основании полученных результатов численных исследований сформулированы рекомендации по назначению коэффициента динамичности нагрузки для разных пролетов и вариантов повреждения, а также предложен алгоритм выполнения квазистатического расчета.

Расчет в динамической постановке выполнялся по следующему алгоритму.

1. Определяется вариант повреждения конструкции. В соответствии с действующими нормативными документами для стержневых систем типа ферм следует рассматривать локальное разрушение одного (любого) стержня фермы. Проведенными ранее исследованиями [20] установлено, что наиболее опасные варианты повреждений для ферм — повреждения элементов поясов. В связи с этим в данной работе повреждения раскосов и стоек не рассматриваются. Исследуется два самых неблагоприятных варианта повреждения ферм, а именно наиболее нагруженный стержень верхнего или нижнего поясов.

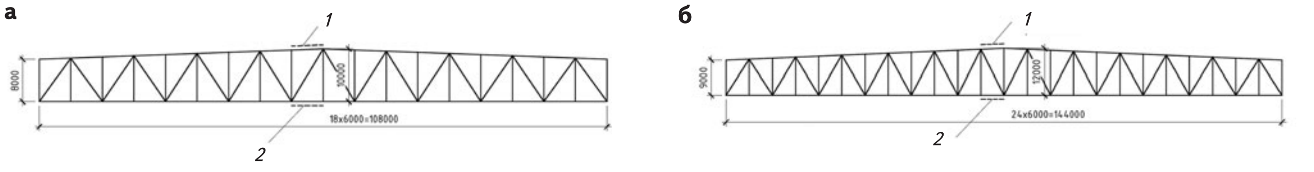
2. Выполняется статический расчет неповрежденной конструкции на действие расчетного сочетания нагрузок, которое назначается в соответствии с нормативными документами, и определяются усилия в удаляемом стержне.

3. В зависимости от рассматриваемого варианта локального разрушения из конструкции удаляется один стержень фермы и расчетная схема корректируется.

4. Определяются частоты собственных колебаний измененной расчетной схемы, т. е. поврежденной конструкции. Первые две частоты собственных колебаний использовались для назначения параметров демпфирования поврежденной конструкции. Значение логарифмического декремента колебаний принято $\delta = 0,3$ в соответствии с СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».

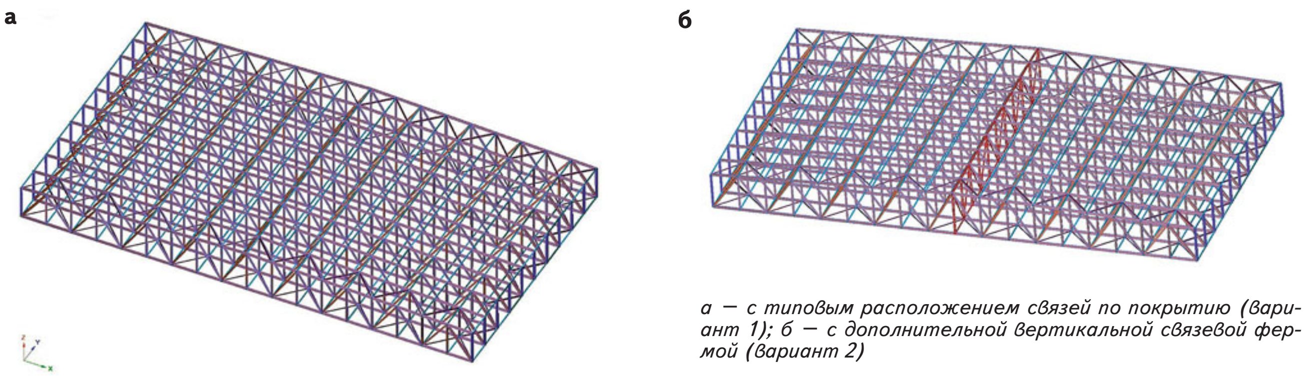
5. К узлам в измененной расчетной схеме вместо удаленного стержня прикладываются усилия, полученные на основании статического расчета, чтобы моделировать наличие стержня в конструкции.

6. Выполняется динамический расчет измененной расчетной схемы. При этом нагрузка на конструкцию оставалась постоянной, а усилия, моделирующие поврежденный элемент, уменьшались от максимального значения до нуля за временной промежуток равный 0,01 с. Выбранное время исключения моделирует мгновенный выход поврежденного элемента из строя и, таким



1 — место локального повреждения верхнего пояса; 2 — то же, нижнего пояса

Рис. 1. ***Геометрические схемы фермы пролетом 108 м (а) и 144 м (б)***



а — с типовым расположением связей по покрытию (вариант 1); б — с дополнительной вертикальной связевой фермой (вариант 2)

Рис. 2. ***Пространственная модель покрытия пролетом 108 м***

образом, позволяет получить максимальное значение коэффициента динамичности. Проведенные ранее численные исследования показали, что чем меньше временной промежуток, за который стержень выходит из строя, тем больше коэффициент динамичности для фермы [20].

7. Вычисляется коэффициент динамичности. На основании анализа напряженно-деформированного состояния поврежденной конструкции при запредельной работе стержня выявлено, что, кроме продольных сил в элементах фермы, в узлах стержней, соседних с поврежденным, возникают значительные изгибающие моменты. В связи с этим коэффициент динамичности определялся как максимальное отношение максимальных продольных сил или изгибающих моментов, полученных при динамическом расчете поврежденной конструкции, к максимальным продольным силам или максимальным изгибающим моментам, возникающим при ее статическом расчете соответственно.

Для выявления особенностей работы стропильной фермы с локальными повреждениями в составе конструкции покрытия исследовался каркас производственного здания, включающий в себя, кроме ферм, колонны, вертикальные связи и связи по покрытию. В качестве характерных конструкций исследованы стальные стропильные фермы трапециевидного очертания в составе пространственного каркаса пролетами 108 и 144 м, марка стали С345. Здание одноэтажное, однопролетное, длиной 60 м. Марка стали для основных несущих конструкций принята С345.

Конструктивная схема каркаса в поперечном направлении рамная, в продольном — связевая. Шаг поперечных рам принят 6 м, ригелем рамы служит стропильная ферма. Крепление фермы к колоннам шарнирное по изгибающему моменту в плоскости и из плоскости фермы, в опорном узле линейные перемещения фермы относительно колонны исключены. Все узлы в ферме приняты жесткими. Горизонтальные связи по покрытию и распорки крепятся шарнирно. Прогоны в расчетную схему не включались. Жесткость и геометрическую неизменяемость покрытия обеспечивает система горизонтальных и вертикальных связей по верхним и нижним поясам ферм. Общая устойчивость здания формируется поперечными рамами и вертикальными связями по продольным рядам колонн при совместной работе с жестким в горизонтальной плоскости диском покрытия. Решетка ферм треугольная со стойками. Геометрические схемы ферм показаны на *рис. 1*.

В расчетное сочетание включены нормативные нагрузки: постоянная от веса несущих конструкций и кровли, а также пониженное значение снеговой нагрузки. Нагрузка на фермы прикладывалась в узлы верхнего пояса. Сбор нагрузок на покрытие, принятые коэффициенты надежности по нагрузке и ответственности для статического расчета и расчета на прогрессирующее обрушение приведены в *табл. 1*.

В рамках исследования рас-

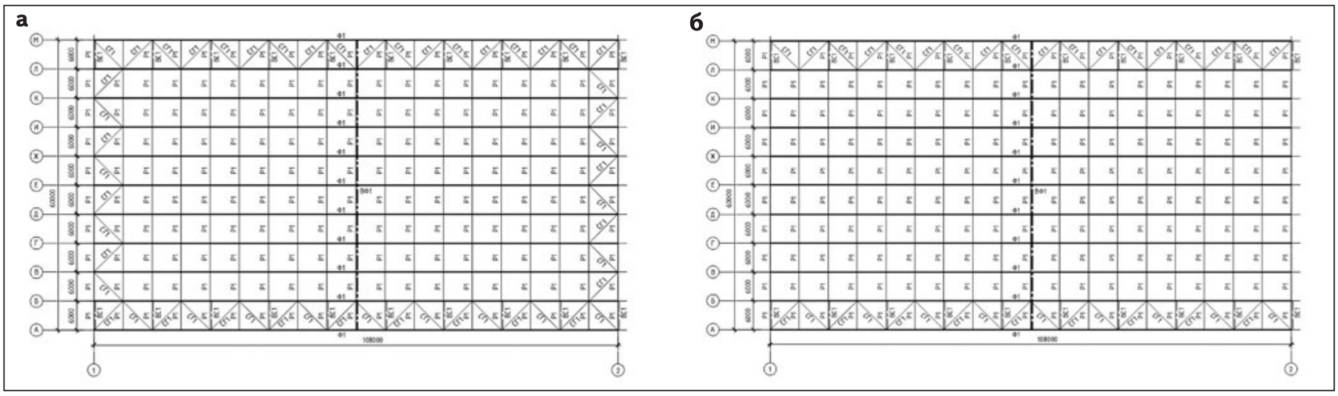


Рис. 3. *Схемы расположения связей и распорок по нижним (а) и верхним (б) поясам ферм*

смотрены два варианта конструкции покрытия:

- с типовым расположением связей по покрытию (вариант 1);
- с дополнительной вертикальной расположенной по центру пролета связевой фермой на всю длину здания (вариант 2).

Пространственная схема этих вариантов покрытий для пролета 108 м приведена на *рис. 2*.

Для указанных вариантов конструкций покрытий выполнены численные расчеты, определены коэффициенты динамичности для поврежденной фермы и соседних с ней ферм. Проведены оценка и сравнение работы каркаса для каждого из вариантов при локальном разрушении стержня фермы. Расчеты выполнены в программном комплексе ЛИРА 10.8 с использованием модуля «Динамика+».

Сечения стержней ферм подобраны по первой группе предельных состояний с учетом сохранения несущей способности фермы при возможном локальном разрушении одного из элементов. Были рассмотрены варианты повреждения наиболее нагруженного элемента верхнего и нижнего поясов.

Схемы расположения горизонтальных связей и распорок по нижнему и верхнему поясам ферм соответственно для фермы пролетом 108 м даны на *рис. 3*. Утолщенными осевыми линиями

1. Сбор нагрузок на покрытие

Нагрузка	Нормативное значение, кН/м^2	Коэффициент надежности		Расчетное значение, кН/м^2
		по нагрузке γ_f	по ответственности γ_n	
Статический расчет				
Постоянная нагрузка:				
утеплитель (верхний слой) — плиты минераловатные, t = 40 мм, ρ = 190 кг/м^3;	0,076	1,2		0,1
утеплитель (нижний слой) — плиты минераловатные, t = 70 мм, ρ = 115 кг/м^3;	0,081		1,1	0,107
профлист Н75-750-0,8	0,112	1,05		0,129
			Σ =	**0,336**
Собственный вес металлических конструкций	Учтен автоматически ПК ЛИРА 10.8			
Кратковременная нагрузка: снеговая	1,071	1,4	1,1	1,649
			Σ =	**1,985**
Расчет на прогрессирующее обрушение				
Постоянная нагрузка:				
утеплитель (верхний слой) — плиты минераловатные, t = 40 мм, ρ = 190 кг/м^3;	0,076			0,076
утеплитель (нижний слой) — плиты минераловатные, t = 70 мм, ρ = 115 кг/м^3;	0,081	1	1	0,081
профлист Н75-750-0,8	0,112			0,112
			Σ =	**0,269**
Собственный вес металлических конструкций	Учтен автоматически ПК ЛИРА 10.8			
Кратковременная нагрузка: снеговая	0,536	1	1	0,536
			Σ =	**0,805**

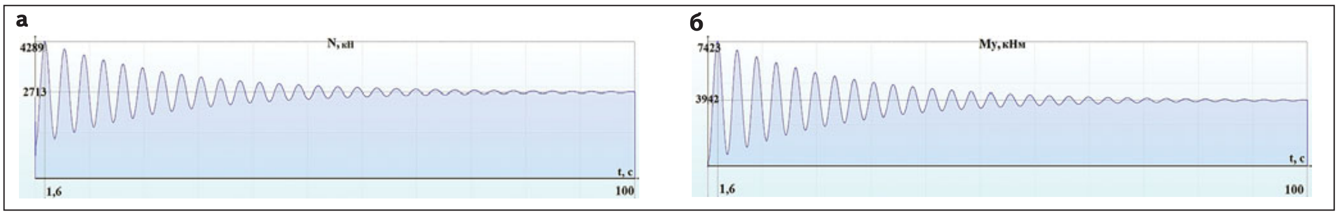
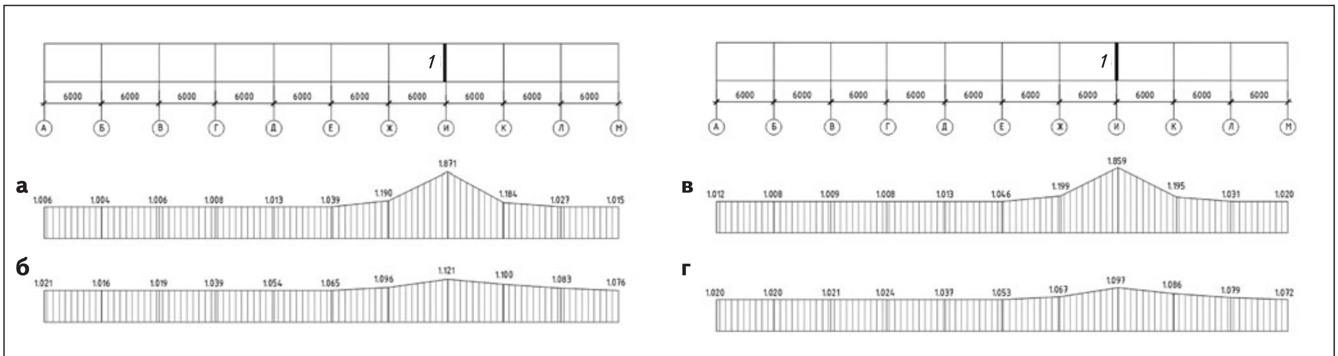


Рис. 4. *Зависимости продольной силы (а) и изгибающего момента (б) от времени в стержне нижнего пояса, пролет 108 м*



а, в — при типовом расположении связей; б, г — с дополнительной связевой вертикальной фермой; 1 — поврежденная ферма

Рис. 5. *Эпюры распределения коэффициента динамичности по покрытию пролетами 108 м (а, б) и 144 м (в, г) при повреждении верхнего пояса*

показаны вертикальные связевые фермы.

Сечения элементов для рассмотренных покрытий пролетами 108 и 144 м представлены в *табл. 2*.

Графики изменения продольных усилий и изгибающих моментов в стержнях нижнего пояса фермы пролетом 108 м для варианта повреждения верхнего пояса и времени исключения 0,01 с приведены на *рис. 4*. Для пролетов 144 м характер изменения продольных усилий при повреждении стержня аналогичен.

Максимальные значения коэффициентов динамичности нагрузки для поврежденной фермы при разных вариантах локального разрушения приведены в *табл. 3*.

Для обоих вариантов конструктивного решения покрытия локальное повреждение верхнего пояса ведет к развитию более значительных динамических усилий как при типовых связях, так и с дополнительной вертикальной связевой фермой.

2. Сечения элементов покрытия

Элемент	Сечение элементов, пролет, м	
	108	**144**
Нижний и верхний пояс	Двутавр 40К1	40К3
Раскос: опорный		
рядовой	30К1	35К3
Стойки		30К1
Распорки по верхнему и нижнему поясам ферм	Труба 180×6	
Горизонтальные связи по верхнему и нижнему поясам ферм	Уголок 250×16	
Вертикальные связи по фермам	Труба 200×6	

3. Значения коэффициента динамичности в поврежденной ферме при различном времени исключения

Пролет, м	Место разрушения	Каркас с типовым расположением связей	Каркас с дополнительной связевой вертикальной фермой
108	Пояс: нижний/верхний	1,392/1,871	1,072/1,121
144		1,399/1,859	1,084/1,097

Однако при типовом расположении связей установленные распорки и элементы связей плохо перераспределяют нагрузку с поврежденной фермы на соседние и поврежденная ферма работает как плоская. Разница между значениями коэффициентов

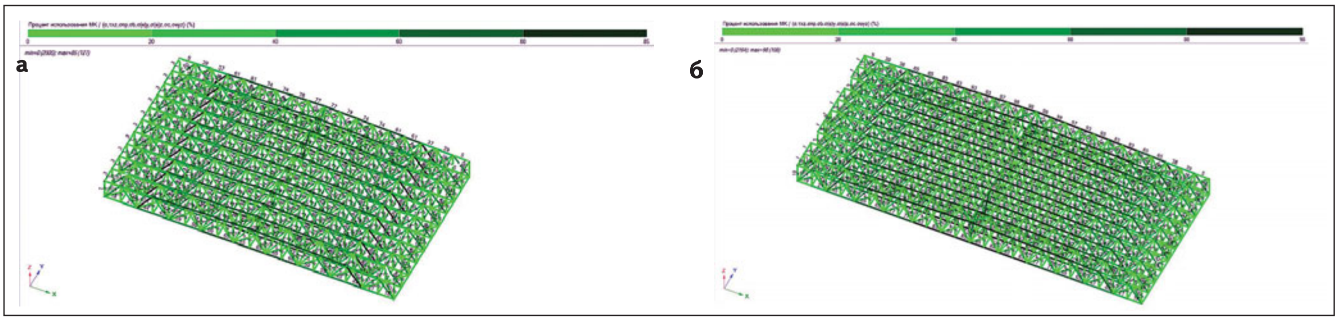


Рис. 6. ***Коэффициенты использования при проверке по первому предельному состоянию, пролеты 108 м (а) и 144 м (б)***

динамичности для верхнего и нижнего поясов превышает 30 %.

При установке дополнительной вертикальной связевой фермы наиболее неблагоприятным по-прежнему остается вариант повреждения сжатого стержня верхнего пояса. В этом случае разница между значениями коэффициентов динамичности для верхнего и нижнего поясов составляет всего 6 %. Таким образом, можно сделать вывод, что при рассмотренной компоновке покрытия усилия в каркасе перераспределяются более равномерно, независимо от места расположения поврежденного стержня.

Эпюры распределения коэффициента динамичности для всего покрытия показаны на *рис. 5*. Они приведены для наиболее неблагоприятного варианта локального разрушения — повреждения верхнего пояса.

При конструктивном решении с дополнительной связевой фермой происходит перераспределение усилий с поврежденной фермы на соседние фермы покрытия. Разница между значениями коэффициента динамичности в поврежденной и соседних фермах не превышает 3 %. При этом эпюра распределения коэффициента динамичности по фермам покрытия близка к прямолинейной с небольшим пиком в поврежденной ферме, а значение коэффициента динамичности около 1. На основании полученных результатов для расчета каркасов с дополнительными вертикальными связями можно рекомендовать значение коэффициента динамичности для всех ферм $k_d = 1{,}12$.

Для рассмотренных каркасов были выполнены статические расчеты с учетом нагрузки, умноженной на полученные значения коэффициента динамичности, и проведена конструктивная проверка по I и II предельным состояниям. Расчет показал, что несущая способность покрытия при принятых сечениях элементов обеспечена, а прогибы не превышают предельных $f_u = l/30 = 3600$ мм (пролет 108 м) и $f_u = l/30 = 4800$ мм (пролет 144 м) в соответствии с п. 5.4 нормативного документа*. Коэффициенты использования конструктивных элементов приведены на *рис. 6*.

При проектировании зданий и сооружений расчет устойчивости покрытий со стропильными фермами к прогрессирующему обрушению с учетом запредельной работы стальных стержней можно выполнять в квазистатической постановке с использованием нагрузки, умноженной на коэффициент динамичности. На основании проведенных расчетов рекомендуется следующий алгоритм расчета.

1. Определяется вариант повреждения фермы покрытия.

2. С учетом выбранного варианта меняется расчетная схема поврежденной фермы.

3. К расчетной схеме прикладывается принятая с учетом действующих норм нагрузка, умноженная на коэффициент динамичности, который соответствует принятому варианту повреждения. На основании численных исследований установлены коэффициенты динамичности:

- для поврежденной фермы в составе пространственного каркаса при типовом расположении связей по покрытию: для растянутого пояса $k_d = 1{,}4$, сжатого пояса $k_d = 1{,}9$. Для ферм соседних с поврежденной $k_d = 1{,}2$;
- для поврежденной фермы в составе пространственного каркаса при установке дополнительной вертикальной связевой фермы: для всех ферм покрытия $k_d = 1{,}12$.

4. Выполняется статический расчет и проверяется несущая способность стержней конструкции. При необходимости сечения стержней корректируются.

Предложенная практическая методика менее трудоемкая по сравнению с проведением динамических расчетов поврежденной конструкции и позволяет облегчить процедуру расчета на устойчивость к прогрессирующему обрушению. Наиболее рационально применение разработанной методики при проектировании пространственных каркасов производственных зданий при большом числе загружений и со-

* СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения» (с изм. № 1—3).

четаний нагрузок. Также рекомендации по определению коэффициентов динамичности дают возможность более точно учесть динамические эффекты роста усилий при внезапном локальном повреждении. Использование коэффициентов динамичности менее $k_d = 2$ позволяет уменьшить металлоемкость здания без снижения надежности покрытия.

Выводы

1. Разработана и апробирована методика динамического расчета поврежденных стержней ферм в запредельной стадии работы. Предложен алгоритм квазистатического расчета с использованием полученных коэффициентов динамичности.

2. При расчете устойчивости стальной фермы к прогрессирующему обрушению следует рассматривать сценарии с исключением из работы стержня верхнего или нижнего пояса в середине пролета фермы.

3. Выявлено, что при повреждении верхнего пояса коэффициенты динамичности будут больше, чем при повреждении нижнего пояса.

4. Численными исследованиями установлено, что при типовом расположении связей покрытия работа поврежденной фермы мало отличается от работы плоской фермы. Установка дополнительной вертикальной связевой фермы в коньке стропильной фермы на всю длину здания ведет к более эффективному перераспределению нагрузки с поврежденной фермы на соседние.

5. При установке дополнительной вертикальной связевой фермы в середине пролета (коньке) за счет перераспределения нагрузки на неповрежденные фермы коэффициент динамичности для поврежденной фермы не превышает $k_d = 1{,}12$. Такой же коэффициент динамичности в этом случае принимается и для соседних ферм.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. *Беленя Е. И.* Предельные состояния поперечных рам одноэтажных промышленных зданий. М. : Госстройиздат, 1958. 124 с.
2. *Ржаницын А. Р.* Теория расчета строительных конструкций на надежность. М. : Стройиздат, 1978. 239 с.
3. *Белостоцкий А. М., Павлов А. С.* Расчет конструкций большепролетных зданий с учетом физической, геометрической и конструктивной нелинейностей // Международный журнал по расчету гражданских и строительных конструкций. 2010. Т. 6. № 1-2. С. 80–86.
4. *Алмазов В. О., Плотников А. И., Расторгуев Б. С.* Проблемы сопротивления зданий прогрессирующему разрушению // Вестник МГСУ. 2011. № 2. С. 16–20.
5. *Бондарев Ю. В., Нгуиен Т. С.* Расчет стержневых систем при внезапном удалении отдельных элементов // Строительная механика и расчет сооружений. 2010. № 4(231). С. 43–48.
6. *Колчунов В. И., Клюева Н. В., Андросова Н. Б., Бахтиярова А. С.* Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях. М. : АСВ, 2014. 208 с.
7. *Перельмутер А. В.* Развитие требований к безотказности сооружений // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2015. № 1(48). С. 81–101.
8. *Райзер В. Д.* К проблеме живучести зданий и сооружений // Строительная механика и расчет сооружений. 2012. № 5. С. 77–78.
9. *Кудишин Ю. И.* Концептуальные проблемы живучести строительных конструкций // Вестник МГСУ. 2009. № 2 (спец.). С. 28–36.
10. *Тамразян А. Г.* Рекомендации к разработке требований к живучести зданий и сооружений // Вестник МГСУ. 2011. № 2. С. 77–83.
11. *Starossek U.* Typology of progressive collapse [Типология прогрессирующего обрушения] // Engineering Structures. 2007. Vol. 29. No. 9. Pp. 2302–2307.
12. *Nethercot D. A.* Design of building structures to improve their resistance to progressive collapse [Проектирование строительных конструкций с учетом устойчивости к прогрессирующему обрушению] // Procedia Engineering. The 12th East Asia-Pacific conference on structural engineering and construction. 2011. Vol. 14. Pp. 1–13.
13. *Zhu Y. F., Chen C. H., Huang Y.* et al. Component-based model for posttensioned steel connections against progressive collapse [Компонентная модель предварительно напряженных узлов стальных конструкций для расчета на прогрессирующее обрушение] // Steel and Composite Structures. 2021. No. 40(4). Pp. 481–493. doi: 10.12989/scs.2021.40.4.481
14. *Petrone F., Shan L., Kunnath S.* Assessment of building robustness against disproportionate collapse [Оценка устойчивости здания к прогрессирующему обрушению] // Journal of Structural Engineering. 2020. No. 146(12). P. 04020272. doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002820
15. *Fedorova N. V., Vu N. T., Iliushchenko T. A.* Dynamic additional loading of the frame of a multi-story building after the failure of one of the structures [Динамическое догружение каркаса многоэтажного здания после разрушения одной из конструкций] // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2020. Vol. 896. P. 012040. doi: 10.1088/1757-899X/896/1/012040
16. *Колчунов В. И., Московцева В. С.* Живучесть железобетонных каркасов многоэтажных зданий

со сложнонапряженными элементами // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2022. № 18(3). С. 195–203. doi: 10.22363/1815-5235-2022-18-3-195-203

17. *Eremeev P. G., Vedyakov I. I., Zvezdov A. I.* Suspension large-span roofs structures in Russia [Висячие большепролетные конструкции покрытий в России] // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2021. Vol. 17. No. 2. Pp. 34–42. doi: 10.22337/2587-9618-2021-17-2-34-42
18. *Еремеев П. Г., Ведяков И. И.* Еще раз о проблеме защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения // Промышленное и гражданское строительство. 2021. № 8. С. 4–10. doi: 10.33622/0869-7019.2021.08.04-10
19. *Туснина О. А.* Выбор аварийных ситуаций при расчете на прогрессирующее обрушение промышленного здания // Промышленное и гражданское строительство. 2021. № 9. С. 60–65. doi: 10.33622/0869-7019.2021.09.60-65
20. *Туснин А. Р., Бергер М. П.* Расчет фермы с поврежденными элементами // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 11. С. 35–41.

R E F E R E N C E S

1. Belenya E. I. *Predel'nye sostoyaniya poperechnykh ram odnoetazhnykh promyshlennykh zdaniy* [Limit states of transverse frames of one-story industrial buildings]. Moscow, Gosstroyizdat Publ., 1958. 124 p. (In Russ.).
2. Rzhanitsyn A. R. *Teoriya rascheta stroitel'nykh konstruktsiy na nadezhnost'* [Theory of calculation of building structures for reliability]. Moscow, Stroyizdat Publ., 1978. 239 p. (In Russ.).
3. Belostotsky A. M., Pavlov A. S. Long span buildings analysis under physical, geometric and structural nonlinearities consideration. *Mezhdunarodnyy zhurnal po raschetu grazhdanskikh i stroitel'nykh konstruktsiy*, 2010, vol. 6, no. 1-2, pp. 80–86. (In Russ.).
4. Almazov V. O., Plotnikov A. I., Rastorguev B. S. Problems of resistance of buildings to progressive destruction. *Vestnik MGSU*, 2011, no. 2, pp. 16–20. (In Russ.).
5. Bondarev Yu. V., Nguien T. S. Design of bar systems with sudden removal of individual elements. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy*, 2010, no. 4(231), pp. 43–48. (In Russ.).
6. Kolchunov V. I., Klyueva N. V., Androsova N. B., Bakhtiyarova A. S. *Zhivuchest' zdaniy i sooruzheniy pri zaproektnykh vozdeystviyakh* [Survivability of buildings and structures under beyond-design impacts]. Mocsow, ASV Publ., 2014. 208 p. (In Russ.).
7. Perel'muter A. V. Structural reliability requirements. *Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta*, 2015, no. 1(48), pp. 81–101. (In Russ.).
8. Rayzer V. D. To the problem of survivability of buildings and structures. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy*, 2012, no. 5, pp. 77–78. (In Russ.).
9. Kudishin Yu. I. Conceptual problems of survivability of building structures. *Vestnik MGSU*, 2009, no. 2, pp. 28–36. (In Russ.).
10. Tamrazyan A. G. Recommendations for the development of requirements for the survivability of buildings and structures. *Vestnik MGSU*, 2011, no. 2, pp. 77–83. (In Russ.).
11. Starossek U. Typology of progressive collapse. *Engineering Structures*, 2007, vol. 29, no. 9, pp. 2302–2307.
12. Nethercot D. A. Design of building structures to improve their resistance to progressive collapse. *Procedia Engineering*. The 12th East Asia-Pacific conference on structural engineering and construction. 2011, vol. 14, pp. 1–13.
13. Zhu Y. F., Chen C. H., Huang Y. et al. Component-based model for posttensioned steel connections against progressive collapse. *Steel and Composite Structures*, 2021, vol. 40, no. 4, pp. 481–493. doi: 10.12989/scs.2021.40.4.481
14. Petrone F., Shan L., Kunnath S. Assessment of building robustness against disproporionate collapse. *Journal of Structural Engineering*, 2020, vol. 146, no. 12, p. 04020272. doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002820
15. Fedorova N. V., Vu N. T., Iliushchenko T. A. Dynamic additional loading of the frame of a multi-story building after the failure of one of the structures. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 2020, vol. 896, p. 012040. doi: 10.1088/1757-899X/896/1/012040
16. Kolchunov V. I., Moskovtseva V. S. Survivability of reinforced concrete frames of multi-storey buildings with complexly stressed elements. *Stroitel'naya mekhanika inzhenernykh konstruktsiy i sooruzheniy*, 2022, no. 18(3), pp. 195–203. (In Russ.). doi: 10.22363/1815-5235-2022-18-3-195-203
17. Eremeev P. G., Vedyakov I. I., Zvezdov A. I. Suspension large-span roofs strucrures in Russia. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*, 2021, vol. 17, no. 2, pp. 34–42. doi: 10.22337/2587-9618-2021-17-2-34-42
18. Eremeev P. G., Vedyakov I. I. Once again about the problem of protecting buildings and structures from progressive collapse. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*, 2021, no. 8, pp. 4–10. (In Russ.). doi: 10.33622/0869-7019.2021.08.04-10
19. Tusnina O. A. The choice of emergency situations when calculating the progressive collapse of an industrial building. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*, 2021, no. 9, pp. 60–65. (In Russ.). doi: 10.33622/0869-7019.2021.09.60-65
20. Tusnin A. R., Berger M. P. Analysis of the truss with damaged elements. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*, 2018, no. 11, pp. 35–41. (In Russ.).