НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER УДК 624.014.2:69.025.22 DOI: 10.22227/2305-5502.2023.1.2

Работа связевых стальных каркасов с учетом погрешностей монтажа и изготовления

Юсеф Радуан Хамати, Александр Романович Туснин

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. В качестве материала строительных конструкций сталь находит широкое применение из-за своих высоких механических характеристик. Стальные несущие конструкции многоэтажных зданий представляют собой систему, образованную колоннами, балками, дисками перекрытий и связями. Каркас многоэтажного здания имеет большое число элементов и их соединений. Ошибки при изготовлении, монтаже и эксплуатации стальных каркасов многоэтажных зданий могут привести к снижению несущей способности конструкций по сравнению с проектной. Отклонения от проектного положения происходят в результате нарушений правил технической эксплуатации зданий сверх допускаемых пределов, ошибок проектирования, несовершенства норм и низкого качества работ при изготовлении и монтаже конструкций. В действующих российских нормах не учитывается влияние погрешностей изготовления и монтажа на работу многоэтажных каркасов. Начальные геометрические дефекты конструктивной системы и ее отдельных элементов способствуют отличию работы реальной конструкции от идеализированной.

Материалы и методы. Изучение влияния начальных несовершенств на напряженно-деформированное состояние стального каркаса является актуальным. Начальные несовершенства учитывают или за счет приложения к идеализированной расчетной схеме эквивалентной нагрузки, или формирования геометрически искаженной несовершенствами расчетной схемы. Расчет может выполняться линейный или с учетом геометрической нелинейности.

Результаты. Приводятся результаты исследования работы стального связевого каркаса при наличии начальных несовершенств. Рассмотрено влияние начальных несовершенств в виде отклонения колонн от вертикали. Величины начального несовершенства определены в соответствии с действующими нормами РФ.

Выводы. Полученные результаты позволили предложить для расчета каркасов с несовершенствами поправочный коэффициент к результатам расчета идеализированного каркаса.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: погрешность монтажа и изготовления, связевой каркас, стальные конструкции, линейный расчет, нелинейный расчет, геометрические несовершенства, многоэтажные здания

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Хамати Ю.Р., Туснин А.Р. Работа связевых стальных каркасов с учетом погрешностей монтажа и изготовления // Строительство: наука и образование. 2023. Т. 13. Вып. 1. Ст. 2. URL: http://nso-journal.ru. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.1.2

Автор, ответственный за переписку: Юсеф Радуан Хамати, YoussefHamaty@outlook.com.

Operation of braced steel frameworks with regard to assembly and fabrication errors

Youssef R. Hamaty, Alexander R. Tusnin

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU); Moscow, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. As a building construction material, steel is widely used because of its high mechanical characteristics. Steel load-bearing structures of multi-storey buildings are a system formed by columns, beams, floor slabs and braces. The frame of a multi-storey building has a large number of elements and their connections. Errors in the fabrication, installation and operation of steel frames of multi-storey buildings can lead to a reduction in the load-bearing capacity of structures compared to the design. Deviations from the design position occur because of violations of the technical operatin.rules of the buildings beyond the permissible limits, design errors, imperfect standards and poor quality of work during the fabrication and installation of structures. The current Russian standards do not take into account the impact of fabrication and installation errors on the work of multi-storey frames. The initial geometric defects in the structural system and its individual elements contribute to the difference in performance between the real construction and an idealized one.

Materials and methods. The study of the effect of initial imperfections on the stress-strain state of the steel frame is important and relevant. Initial imperfections are taken into account either by applying an equivalent load to the idealized design scheme or by forming a geometrically distorted by imperfections design scheme. The analysis can be linear or geometrically non-linear. **Results.** The results of the study of braced steel framework performance in the presence of initial imperfections are presented. The effect of initial imperfections in the form of deflection of columns from the vertical is considered. The values of the initial imperfections are determined in accordance with the current RF standards.

Conclusions. The results obtained have made it possible to propose a correction factor to the results of the calculation of frames with imperfections to the results of the calculation of an idealized frame.

KEYWORDS: assembly and fabrication errors, braced framework, steel structures, linear calculation, nonlinear calculation, geometric imperfections, multi-storey buildings

FOR CITATION: Hamaty Y.R., Tusnin A.R. Operation of braced steel frameworks with regard to assembly and fabrication errors. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2023; 13(1):2. URL: http://nso-journal.ru. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.1.2

Corresponding author: Youssef R. Hamaty, YoussefHamaty@outlook.com.

введение

Каркас многоэтажного здания выполняет несущую функцию, заключающуюся в восприятии и передаче на основание всех силовых факторов, действующих на здание [1]. Каркас представляет собой пространственную систему несущих конструктивных элементов стержневого типа, обеспечивающих его необходимую жесткость, устойчивость и прочность. Кроме колонн, балок перекрытий и вертикальных связей, формируются жесткие диски перекрытий, которые создают эффективную передачу нагрузки на вертикальные связи [2, 3].

Каркасы многоэтажных зданий можно представить как стержневые пространственные системы. Выбор конструктивной схемы каркаса влияет на расход материалов и стоимость здания, эксплуатационные расходы и трудоемкость монтажа. Помимо обеспечения несущей способности каркаса необходимо исключить сверхнормативные горизонтальные и вертикальные перемещения, а также недопустимые колебания [4, 5]. В настоящее время внедрение стальных каркасов в массовое строительство сдерживается отсутствием типовых проектов. Применение типовых проектов позволит достичь надежности и высокого качества возведения каркасов, сократить сроки и трудоемкость строительства.

Монтаж многоэтажного стального каркаса осуществляется строителями высокой квалификации с помощью элементов заводского изготовления. Качественное проектирование и изготовление элементов каркаса служит залогом точной сборки конструкции на монтаж [6]. Особые требования предъявляются к точности сборки (обеспечение допустимых зазоров в узлах, отклонения от проектного положения по горизонтали и вертикали). Допустимая точность сборки для стальных каркасов достаточна высока. На точность монтажа оказывает влияние и технология устройства сварных и болтовых узлов [7]. Разработка стандартных шарнирных и жестких монтажных соединений упрощает монтаж стального каркаса [8]. Опыт и практика строительства многоэтажных стальных каркасов в жилых зданиях в Российской Федерации все еще ограничены, что привело к проведению работ по его разработке [9]. Однако каркас, смонтированный даже из идеально изготовленных конструкций, часто имеет отклонения колонн от вертикального положения, что ведет к снижению несущей способности конструкции [10].

Необходимо понимать отличие начальных несовершенств от дефектов и повреждений. Начальные несовершенства — это отклонение реальной конструкции от проектной в пределах, допускаемых нормами и контролирующими органами. Отличие реальной конструкции от проектного решения может привести к снижению несущей способности, что следует учитывать при расчете. Дефекты — это несоответствия конструкций с каким-либо параметром, установленным нормативным документом или проектом, полученные конструкцией на стадии изготовления и монтажа. Дефекты стараются выявить на этапе изготовления и возведения конструкций и устранить до ввода объекта в эксплуатацию. Не выявленные дефекты могут проявиться в процессе эксплуатации, что потребует ремонта или усиления конструкций. Повреждения — неисправности, полученные конструкцией при изготовлении, транспортировании, монтаже и эксплуатации. Дефекты и повреждения также сказываются на несущей способности конструкций, но не рассматриваются в данной статье [11, 12].



Рис. 1. Многоэтажное здание на несущем связевом каркасе [7]



Актуальность работы заключается в учете несовершенств, возникающих в результате изготовления и монтажа стальных конструкций и влияющих на работу стального каркаса многоэтажного здания. Изучение этого вопроса позволит расширить использование стальных конструкций в гражданском строительстве, в том числе многоэтажных зданий (рис. 1).

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Расчет стальных каркасов может выполняться несколькими методами (рис. 2):

1. Расчет в упругой постановке без учета геометрической нелинейности конструкции — упругий анализ первого порядка.

2. В упругой постановке с учетом геометрической нелинейности конструкции — упругий анализ второго порядка.

 С учетом физической нелинейности материала (допускается развитие пластических деформаций стали), но без учета геометрической нелинейности конструкции — пластический анализ первого порядка.

 С учетом физической и геометрической нелинейности — пластический анализ второго порядка.

Проведенные ранее исследования показывают, что анализ, основанный на расчете идеализированной многоэтажной стальной каркасной конструкции без учета несовершенств, часто не обеспечивает несущую способность здания и не отвечает эксплуатационным требованиям по допустимым перемещениям каркасов [14].

Оценка влияния начальных несовершенств была выполнена на примере связевого каркаса 10-этажного жилого здания, расположенного в IV снеговом и IV ветровом районе. Здание имеет прямоугольный план, размеры в плане 54,4 × 12,3 м. Высота этажа равна 2,95 м. Здание без подвала. Шаг поперечных рам переменный в продольном направлении 3,0; 3,3; 3,6; 3,8 и 3,9 м. В поперечном направлении шаг колонн 4,3; 3,3 и 4,7 м. На рис. 3 показан фрагмент плана здания, на рис. 4 — разрез.

Перекрытия здания выполняются в виде монолитной железобетонной плиты по профилированному настилу. Плита имеет толщину 130 мм, по которой устраиваются цементно-песчаная стяжка толщиной 45 мм и слой звукоизоляции из пенополистирола толщиной 23 мм, линолеум. В отличие от перекрытий на плиту покрытия укладывается утеплитель из минеральной ваты толщиной 210 мм, цементно-песчаная стяжка толщиной 30 мм, гидроизоляционный ковер.

Стены здания — каркасно-обшивные. В проекте расчета каркаса вес стен учтен приближенно и принят равным 1 кПа.

Для обеспечения устойчивости и жесткости связевого каркаса устраиваются вертикальные связи. Вертикальные несущие конструкции каркаса — колонны располагаются на пересечениях осей. Колонны и балки перекрытия изготавливаются из прокатных двутавров по ГОСТ Р 57837–2017¹. Сталь колонн и балок — С345. Устойчивость и жесткость связевого каркаса обеспечивается вертикальными связями между колоннами.

Вес стального каркаса учитывается по сечениям элементов при расчете вычислительными комплексами. При определении нагрузки от собственного веса каркаса принимается в расчет коэффициент надежности по нагрузке, равный 1,05, и строительный коэффициент 1,2², учитывающий наличие ребер, накладок, фасонок и опорных пластин. Нагрузка на стальные ригели перекрытия установлена с учетом ширины грузовой площади, равной шагу поперечных рам.

Для IV снегового района нормативная снеговая нагрузка — 2,0 кПа, расчетная — 2,8 кПа. Для IV ветрового района нормативное ветровое давление — 0,48 кПа.

При проведении расчета учтено следующее. Конечно-элементная модель каркаса стержневая.





¹ГОСТ Р 57837–2017. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Технические условия. 2 СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23–81*.



Рис. 3. План типового этажа



Рис. 4. Разрез каркаса

Рассмотрена работа отдельной плоской рамы, что учитывает особенности конструкции каркаса. Для расчета использован вычислительный комплекс ЛИРА-САПР 2021. Колонны каркаса крепятся к фундаменту шарнирно. Также шарнирно к колоннам крепятся балки перекрытий. Жесткость каркаса в горизонтальном направлении обеспечивается вертикальными связями. В таблице представлены типы жесткостей и сечения элементов каркаса [15].

Нагрузка³ прикладывалась к расчетной схеме в виде пяти загружений:

1) вес несущих конструкций;

2) постоянная нагрузка — вес ограждающих конструкций;

- 3) полезная нагрузка;
- 4) снеговая нагрузка;
- 5) ветровая нагрузка.

Начальные несовершенства каркаса приняты в соответствии с действующими российскими нормами⁴. Колонны в здании приняты двухэтажными, длиной 5900 мм, отклонение верха колонны составляет от вертикали 15 мм. Кроме отклонения от вертикали, учтена и начальная погибь колонны со стрелой 0,0015 длины. Указанные отклонения от проектной геометрии были учтены в геометрии модели, в этом случае колонна разделена на десять равных частей и коорди-

Типы жесткостей элементов покрытия

Тип жесткости	Наименование элемента	Сечение
1	Колонны	25K2
2	Балки	30Б1
3	Связи	«Молодечно» 100 × 100 × 3 мм

³ СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07–85*.

⁴ СП 70.13330.2012. Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01–87.



Рис. 5. Способы учета начальных несовершенств при проведении расчетов: *а* — прямой учет геометрических несовершенств в расчетной схеме; *b* — способ эквивалентной загрузки

наты определены для каждого узла, чтобы получить стрелу прогиба на 8,85 мм произведено смещение в одном направлении на 15 мм вверх колонны, и эти отклонения накапливались до верха здания. Суммарное отклонение верха здания равно 75 мм [16].

Помимо прямого учета искаженной геометрии, выполнялись расчеты с дополнительными распределенными горизонтальными нагрузками, прикладываемыми на каждом этаже по Еврокоду 1993-1-1⁵ [17–20]. В этом способе дефект преобразуется в дополнительную боковую нагрузку, которая прикладывается к недеформированной конструкции. Представленные эквивалентные нагрузки рассчитаны на то, чтобы дать тот же момент, который даст прямая реализация начальных дефектов. Расчеты по методике Еврокода выполнены вычислительным комплексом ЛИРА-САПР 2021. К расчетной схеме с искаженной геометрией прикладывались указанные выше нагрузки и осуществлялся расчет усилий и перемещений. На рис. 5 показаны исходная схема, схема с несовершенствами, а также расчетная схема с дополнительной горизонтальной нагрузкой.

Кроме расчетов по первому и второму способу учета несовершенств, проведен расчет контрольного каркаса без искажений геометрии и без учета дополнительных горизонтальных воздействий. Полученные разными способами перемещения и усилия характерных точек и сечений каркаса сравнивались

Строительство: ТОМ 13. ВЫПУСК 1 (47) наука и образование

⁵ EN 1993-1-1:2005. Проектирование стальных конструкций. Общие правила.

друг с другом. Изучалось влияние несовершенств на результаты расчета от отдельных загружений.

Все расчеты выполнялись при упругой работе стали. Рассмотрено два варианта расчета:

- в геометрически линейной постановке;
- в геометрически нелинейной постановке.

Сечения элементов рамы первоначально подобраны так, чтобы была обеспечена несущая способность при действии сочетаний расчетных нагрузок. В расчетное сочетание включены постоянная, снеговая,



Рис. 6. Результаты линейного расчета колонн среднего ряда в связевом блоке: *a* — перемещения по *x*, мм; *b* — изгибающий момент *My*, кH · м; *c* — продольные усилия *N*, кH; *d* — усилия в связях, кH

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

На рис. 6 и 7 приведены результаты расчета для средней колонны, входящей в связевой блок, а также представлены горизонтальные перемещения каркаса и усилия в колоннах, определенные

Строительство: Том 13. Выпуск 1 (47) наука и образование



Рис. 7. Результаты нелинейного расчета колонн среднего ряда в связевом блоке: a — перемещения по x, мм; b — изгибающий момент My, кН · м; c — продольные усилия N, кН; d — усилия в связях, кН

соответственно линейным и нелинейным расчетом.

На рис. 8 представлены результаты сравнения линейного и нелинейного расчетов при прямом учете искажений в геометрии расчетной схемы.

При анализе результатов необходимо принимать во внимание, что прямой учет погрешностей

сборки и изготовления в геометрии каркаса является более правильным, но требует формирования более сложных расчетных схем, учитывающих погрешности геометрии каркаса. Перемещения и усилия, полученные линейным расчетом связевого каркаса, мало отличаются от результатов нелинейного расчета, что позволяет для связевого каркаса рекомен-



Рис. 8. Результаты сравнения линейного и нелинейного расчетов: *a* — перемещения по *x*, мм; *b* — изгибающий момент *My*, кH · м; *c* — усилия *N*, кH; *d* — усилия в связях, кH

довать линейный метод расчета. Исходя из этого, при анализе влияния погрешностей каркаса рассматривались результаты линейного расчета идеализированного каркаса и каркаса с прямым учетом погрешностей.

Горизонтальные перемещения связевого каркаса при учете погрешности изготовления и монтажа ока-

зались на 3,5 % больше по сравнению с идеальным каркасом. На продольные усилия в колоннах связевого каркаса искажения геометрии каркаса практически не влияют. Изгибающие моменты в колоннах связевого каркаса невелики и мало влияют на несущую способность каркаса. Так, от максимального изгибающего момента нормальные напряжения составляют 8,50 МПа, в то время как суммарные напряжения в этом сечении равны 139,50 МПа. Для рассмотренного каркаса характерно, что на уровне перекрытий нечетных этажей наблюдается небольшое отличие моментов, определенных в каркасе с учетом погрешностей геометрии, на уровне перекрытий нечетных этажей до 11 % и большое отличие на уровне перекрытий четных этажей до 3,2 раз.

Продольные усилия в элементах вертикальных связей в каркасе с прямым учетом погрешности геометрии оказались больше, чем в идеальном каркасе на 9 %. Максимальное отличие усилий в элементах связей каркаса с погрешностями по сравнению с идеальным каркасом имеет место в элементах связей первого этажа.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

На основании расчетов напряженно-деформированного состояния (НДС) каркаса многоэтажного здания установлено следующее:

 использование методики Еврокода с дополнительными горизонтальными нагрузками на уровне каждого этажа ведет к получению завышенных по сравнению с фактическими перемещений и усилий;

 прямой учет погрешностей изготовления и сборки в геометрии каркаса позволяет более точно оценить работу каркаса;

 погрешности изготовления и монтажа связевого каркаса мало влияют на горизонтальные перемещения, которые увеличиваются до 3,5 %, и практически не влияют на продольные усилия в колоннах;

 нормальные напряжения от изгибающих моментов в наиболее загруженных колоннах первого этажа составляют не более 8,50 МПа, что составляет 6,10 % от суммарных напряжений в колоннах;

 продольные усилия в элементах вертикальных связей искаженного каркаса при прямом учете погрешностей изготовления и монтажа на 9 % больше, чем в каркасе с идеальной геометрией;

• для практического учета влияния отклонений каркаса от проектной геометрии рекомендуется проведение расчета идеализированной расчетной схемы с умножением результатов на поправочные коэффициенты: для перемещений $\gamma_{cu} = 1,05$, для изгибающих моментов в колоннах на уровне перекрытий нечетных этажей $\gamma_{cM} = 1,11$, для перекрытий четных этажей $\gamma_{cM} = 3,2$, для продольных усилий в колоннах $\gamma_{cN} = 1$, в связях $\gamma_{cC} = 1,09$;

 для уменьшения отклонений каркаса от проектной геометрии необходимо соблюдать технологические мероприятия, компенсирующие погрешности изготовления и монтажа;

• требуются дополнительные исследования влияния несовершенств каркаса на его НДС.

Результаты, полученные для основного исследования, можно считать действительными только для рассмотренной конструкции каркаса. Для разработки нормативных рекомендаций следует провести теоретические, экспериментальные и численные исследования широкой группы многоэтажных каркасов.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. *Турьева А.В.* Стальной каркас многоэтажного здания: преимущества и обеспечение жесткости // Севергеоэкотех-2013 : мат. XIV Междунар. молодежной науч. конф : в 5-ти частях. 2013.

2. Туснин А.Р., Рыбаков В.А., Назмеева Т.В. Проектирование металлических конструкций. Часть 2: Металлические конструкции. Специальный курс : учебник. М. : Перо, 2020. 436 с.

3. *Лебедь Е.В., Ибрагимов А.М.* Проектирование металлического каркаса многоэтажного здания : учебно-методическое пособие. М. : МИСИ – МГСУ, 2020.

4. *Dhiman S., Nauman M., Islam N.* Behaviour of multistory steel structure with different types of bracing systems // International Refereed Journal of Engineering and Science (IRJES). 2015. Vol. 4. Issue 1. Pp. 70–82.

5. Новоселов А.А., Хусенова И.А. Влияние типа связей на деформативность каркаса многоэтажного здания со стальным каркасом // Вопросы строительства и инженерного оборудования объектов железнодорожного транспорта : мат. науч.-практ. конф. 2017. С. 27–34. 6. Ведяков И.И., Конин Д.В., Одесский П.Д. Стальные конструкции высотных зданий. М. : Издво АСВ, 2014. 272 с.

7. Хамати Ю. Контроль точности монтажа конструкций стального каркаса // Дни студенческой науки : сб. докл. науч.-техн. конф. по итогам науч.исслед. работ студентов Института строительства и архитектуры (ИСА) НИУ МГСУ. 2022. С. 917–919.

8. Царитова Н.Г., Лагутина Д.Р. Анализ существующих узловых соединений пространственных конструкций и разработка шарнирного узла // Современное строительство и архитектура. 2020. № 4 (20). С. 26–30. DOI: 10.18454/mca.2020.20.3

9. Эффективные жилые здания на стальном каркасе : методическое пособие // Инженерный центр Ассоциации развития стального строительства. М. : АКСИОМ ГРАФИКС ЮНИОН, 2018. 41 с.

10. Конин Д.В. Статистическая оценка неточностей монтажа колонн металлических каркасов высотных зданий // Строительная механика и расчет сооружений. 2010. № 6 (233). С. 12–19. 11. Металлические конструкции: справочник проектировщика / под ред. В.В. Кузнецова. Т. 3. М. : Изд-во АСВ, 1999. 528 с.

12. Смирнов В.В., Свитиов М.А., Шилеева А.Ю., Шихова Е.Н., Поникарова Ю.Е. Анализ дефектов и повреждений металлических конструкций зданий металлургических производств // European science. 2015. № 8 (9). С. 51–54.

13. Nassr A.A., Razaqpur A.G., Tait M.J., Campidelli M., Foo S. Strength and stability of steel beam columns under blast load // International Journal of Impact Engineering. 2013. Vol. 55. Pp. 34–48. DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2012.11.010

14. Хамати Ю. Учет влияния случайного распределения начальных несовершенств на расчетную схему многоэтажного здания со стальным каркасом // Дни студенческой науки : сб. докл. науч.-техн. конф. по итогам науч.-исслед. работ студентов Института строительства и архитектуры (ИСА) НИУ МГСУ. 2022. С. 620–622.

15. *Хамати Ю*. Несущая способность стального каркаса с учетом начальных несовершенств : дис. ... канд. тех. наук. М., 2022.

Поступила в редакцию 18 января 2023 г. Принята в доработанном виде 6 февраля 2023 г. Одобрена для публикации 6 февраля 2023 г. 16. Конин Д.В. Статистическая оценка неточностей монтажа колонн металлических каркасов высотных зданий // Строительная механика и расчет сооружений. 2010. № 6 (233). С. 12–19.

17. Shayan S., Rasmussen K.J.R., Zhang H. On the modelling of initial geometric imperfections of steel frames in advanced analysis // Journal of Constructional Steel Research. 2014. Vol. 98. Pp. 167–177. DOI: 10.1016/j.jcsr.2014.02.016

18. Arrayago I., Rasmussen K.J.R., Real E. Statistical analysis of the material, geometrical and imperfection characteristics of structural stainless steels and members // Journal of Constructional Steel Research. 2020. Vol. 175. P. 106378. DOI: 10.1016/j. jcsr.2020.106378

19. *Kala Z*. Sensitivity analysis of steel plane frames with initial imperfections // Engineering Structures. 2011. Vol. 33. Issue 8. Pp. 2342–2349. DOI: 10.1016/j.engstruct.2011.04.007

20. Shayan S., Rasmussen K.J.R., Zhang H. On the modelling of initial geometric imperfections and residual stress of steel frames. The University of Sydney, 2012.

ОБ АВТОРАХ: Юсеф Радуан Хамати — кандидат технических наук, исследователь кафедры металлических и деревянных конструкций, инженер; Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; YoussefHamaty@outlook.com;

Александр Романович Туснин — доктор технических наук, доцент, профессор кафедры металлических и деревянных конструкций, директор Института промышленного и гражданского строительства (ИПГС); Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; РИНЦ ID: 455914, Scopus: 6507367654, ORCID: 0000-0002-9997-9436; TusninAR@mgsu.ru.

Вклад авторов: все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации. Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

INTRODUCTION

The frame of a multi-storey building has the loadbearing function of absorbing and transmitting to the foundation all the forces acting on the building [1]. The frame is a spatial system of load-bearing structural elements of the rod type that provides the necessary rigidity, stability and strength. In addition to the columns, slab beams and vertical braces, rigid floor slabs are formed which create an effective load transfer to the vertical braces [2, 3].

Frames of multi-storey buildings can be represented as core spatial systems. The choice of frame design influences the material consumption and cost of the building, the operating costs and the labour required for installation. In addition to ensuring the load-bearing capacity of the frame, excessive horizontal and vertical movements as well as unacceptable vibrations must be excluded [4, 5]. At present, the introduction of steel frames in mass construction is constrained by the lack of standard designs. The use of standard designs will make it possible to achieve reliability and high quality of frame erection, reduce the time and labour intensity of construction.

The assembly of a multi-storey steel frame is carried out by highly qualified builders using prefabricated elements. High-quality design and fabrication of the framing elements is the key to accurate assembly of the structure on installation [6]. Special requirements are imposed on the accuracy of assembly (ensuring the allowable gaps in nodes, deviations from the design position horizontally and vertically). The permissible assembly accuracy for steel frameworks is quite high. The assembly accuracy is also influenced by the technology of welded and bolted assemblies [7]. The development of standard hinged and rigid mounting joints simplifies the installation of steel frame [8]. The experience and practice of constructing multi-storey steel frames in residential buildings in the Russian Federation is still limited, which has led to work on its development [9]. However, the frame assembled even from perfectly manufactured structures often has column deflections from the vertical position, which leads to a reduction in the load-bearing capacity of the structure [10].

The distinction between initial imperfections and defects and damage must be understood. Initial imperfections — are deviations of the real structure from the design within the limits permitted by standards and inspection authorities. Differences between the real structure and the design solution can lead to a reduction in the load-bearing capacity which must be taken into account in the calculation. Defects are non-compliances of the structure with any parameter specified in the normative document or the design, obtained by the structure during the fabrication and installation phase. Defects shall be detected at the stage of fabrication and erection of structures and

Fig. 1. Multi-storey building on a load bearing braced frame [7]

eliminated before the object is put into operation. Unidentified defects may appear during operation, which will require repair or reinforcement of structures. Defects — are faults caused to the structure during manufacture, transport, installation and operation. Defects and damage also affect the load-bearing capacity of structures but are not discussed in this article [11, 12].

The relevance of the work lies in the consideration of imperfections arising from the manufacture and installation of steel structures and affecting the performance of the steel frame of a multi-storey building. The study of this issue will enable the wider use of steel structures in civil engineering, including multi-storey buildings (Fig. 1).

MATERIALS AND METHODS

The calculation of steel frames can be carried out using several methods (Fig. 2):

1. Calculation in the elastic approach without regard to the geometric nonlinearity of the structure first order elastic analysis.

2. In the elastic approach, taking into account geometric nonlinearity of the structure — second order elastic analysis.





Fig. 2. General characteristics of steel frame calculation methods [13]: *a* — calculation methods; *b* — load-deformation curve for different types of calculation



Fig. 3. Floor plan of a typical storey



Fig. 4. Frame section

3. Considering the physical non-linearity of the material (plastic deformation of steel is allowed to develop), but without considering the geometric non-linearity of the structure — first order plastic analysis.

4. Taking physical and geometric nonlinearity into account — second order plastic analysis.

Previous research shows that analyses based on the calculation of an idealised multi-storey steel frame structure without regard to imperfections often fail to ensure the load-bearing capacity of the building and do not meet the operational requirements for permissible frame movements [14].

The impact of the initial imperfections was assessed using the example of the bonded frame of a 10-storey residential building located in snow and wind district IV. The building has a rectangular plan, with plan dimensions of 54.4×12.3 m. The floor height is 2.95 m. The building has no basement. The pitch of the transverse frames is variable, in the longitudinal direction, 3.0; 3.3; 3.6; 3.8 and 3.9 m. In transverse direction, the column spacing is 4.3; 3.3 and 4.7 m. Fig. 3 shows a fragment of the building plan, Fig. 4 is a sectional view.

The floor of the building is a monolithic reinforced concrete slab on profiled flooring. The slab is 130 mm thick, on which a 45 mm cement-sand screed and a 23 mm thick soundproofing layer of polystyrene foam and linoleum are laid. In contrast to the floor slab, a 210 mm mineral wool insulation, a 30 mm cement-sand screed and a waterproofing carpet are laid on the floor slab.

The walls of the building are frame cladding. The weight of the walls is approximated in the frame design and taken as 1 kPa.

To ensure the stability and stiffness of the lattice frame, the vertical braces are arranged. The vertical load-bearing structures of the frame – the columns –



Fig. 5. Ways of accounting for initial imperfections in calculations: a — direct accounting for geometric imperfections in the design scheme; b — equivalent loading method

are located at the intersections of the axes. Columns and slab beams are made of rolled I-beams according to GOST R $57837-2017^1$. The steel of columns and beams is C345. The stability and stiffness of the ligament frame is ensured by the vertical ties between the columns.

The weight of the steel frame is factored into the element cross-sections in the calculation by means of calculation tools. In determining the load from the frame's own weight, a load factor of 1.05 and a construction factor of 1.2^2 are taken into account for the ribs, linings, chamfers and support plates. The load capacity of the steel floor girders is determined by taking the width of the load area equal to the spacing of the transverse frames into account.

For snow district IV the normative snow load is 2.0 kPa, the design is 2.8 kPa. For area IV the normative wind pressure is 0.48 kPa.

The following has been taken into account in the calculation. The finite element model of the frame is a core model. The operation of a separate flat frame is considered, which takes into account the features of the frame design. The LIRA-SAPR 2021 computer system is used for the calculation. The columns of the frame are hinged to the foundation. The floor girders are also hinged to the columns. The horizontal stiffness of the frame is ensured by vertical braces. The table shows the types of stiffnesses and crosssections of the frame elements [15].

The load³ was applied to the design scheme as five loads:

1) the weight of the supporting structures;

2) constant load — the weight of the building envelope;

3) payload;

4) snow load;

5) wind load.

The initial imperfections of the frame have been assumed in accordance with current Russian standards⁴. The columns in the building are assumed to be two-storey, 5,900 mm long, and the deviation of the column tops is 15 mm from vertical. In addition to the vertical deflection, an initial column col-

Types of cover element stiffnesses

Rigidity type	Name of item	Section
1	Columns	25K2
2	Beams	30Б1
3	Links	"Molodechno" $100 \times 100 \times 3 \text{ mm}$

lapse of 0.0015 in length is also taken into account. These deviations from the design geometry have been accounted for in the model geometry, in this case the column is divided into ten equal parts and the coordinates are determined for each node, to obtain a deflection boom of 8.85 mm an offset of 15 mm in one direction is made up the column and these deviations have accumulated to the top of the building. The total deflection at the top of the building is 75 mm [16].

In addition to direct consideration of the distorted geometry, calculations were performed with additional distributed horizontal loads applied at each floor according to Eurocode 1993-1-1⁵ [17-20]. In this method, the defect is converted into an additional lateral load, which is applied to the non-deformed structure. The presented equivalent loads are designed to give the same moment that a direct realisation of the initial defects would give. Calculations according to the Eurocode method are performed with the LIRA-SAPR 2021 calculation system. The above loads were applied to the design scheme with distorted geometry and forces and displacements were calculated. Fig. 5 shows the original scheme, the scheme with imperfections as well as the calculation scheme with additional horizontal load.

In addition to the first and second imperfection calculations, a control frame without geometric distortions and without additional horizontal forces was calculated. The displacements and forces of the characteristic points and cross-sections of the frame were compared with each other using different methods. The influence of imperfections on the calculation results from individual loads was studied.

All calculations have been carried out with elastic steel. Two calculations have been considered:

- in a geometrically linear formulation;
- in a geometrically nonlinear formulation.

The cross-sections of the frame elements were originally selected so that its load-carrying capacity is ensured under the action of combinations of design loads. The design combination includes permanent, snow load, useful load and wind load. The permanent and usable loads are taken with a combination factor of 1, the wind loads with a combination factor of 0.9 and the snow loads with a combination factor of 0.7.

RESEARCH RESULTS

Fig. 6 and 7 show the calculation results for the middle column included in the bonding block, and present the horizontal displacements of the framework

²CP 16.13330.2017. Steel structures. Revised edition of SNiP II-23–81*.

⁴SP 70.13330.2012. Bearing and Enclosing Structures. Revised edition of SNiP 3.03.01-87.

⁵ EN 1993-1-1:2005. Design of steel structures. General rules.

¹GOST R 57837–2017. Hot-rolled steel T-beams with parallel edges of flanges. Technical specifications.

³CP 20.13330.2016. Loads and impacts. Revised edition of SNiP 2.01.07-85*.



Fig. 6. Results of linear calculation of mid-row columns in a bonded block: a — displacement along x, mm; b — bending moment My, kN · m; c — longitudinal forces N, kN; d — forces in bonds, kN

and the forces in the columns determined by linear and non-linear calculation, respectively.

Fig. 8 shows the results of a comparison between the linear and non-linear calculations when distortions in the geometry of the calculation scheme are directly accounted for.

When analysing the results, it should be taken into account that the direct consideration of assembly and manufacturing errors in the frame geometry is more correct, but requires the formation of more complex calculation schemes that take into account the errors in the frame geometry. The displacements and forces obtained by the linear calculation of the braced framework do not differ much from the results of the non-linear calculation, which makes it possible to recommend the linear calculation method for the braced framework. Therefore, the results of the linear calculation of the idealized frame and the frame with direct consideration of errors were considered in the analysis of the influence of frame errors.



Fig. 7. Results of nonlinear calculation of mid-row columns in a bonded block: a — displacement along x, mm; b — bending moment My, kN · m; c — longitudinal forces N, kN; d — forces in bonds, kN

The horizontal displacement of the braced framework was 3.5 % greater than that of the ideal frame when the manufacturing and assembly errors were taken into account. The longitudinal forces in the braced framework columns are practically unaffected by the distortion of the frame geometry. The bending moments in the columns of the braced framework are small and have little effect on the load-bearing capacity of the frame. Thus, from the maximum bending moment the normal stresses are 8.50 MPa, while the total stresses in this section are 139.50 MPa. For the considered frame it is characteristic that at the level of odd-floor slabs a small difference of moments determined in the frame taking into account geometry errors is observed at the level of odd-floor slabs



Fig. 8. Results of comparison of linear and non-linear calculations: a — displacements along x, mm; b — bending moment My, kN · m; c — forces N, kN; d — forces in bonds, kN

up to 11 % and a big difference at the level of even-floor slabs up to 3.2 times.

The longitudinal forces in the vertical connection elements of the frame with direct consideration of geometric errors are 9 % higher than in the ideal frame. The maximum difference in the forces in the connection elements of the frame with errors compared to the ideal frame occurs in the connection elements of the ground floor.

CONCLUSION AND DISCUSSION

Based on the calculations of the stress-strain state (SSS) of the frame of a multi-storey building, the following has been established: • the use of the Eurocode methodology with additional horizontal loads at each storey level leads to overestimated displacements and forces compared to the actual ones;

• the direct incorporation of manufacturing and assembly errors into the frame geometry allows for a more accurate assessment of frame performance;

• the horizontal movements, which increase by up to 3.5 %, are little affected by fabrication and installation errors in the lattice frame and have almost no effect on the longitudinal forces in the columns;

• the normal bending moment stresses in the most loaded columns of the ground floor do not exceed 8.50 MPa, which is 6.10 % of the total stresses in the columns;

• the longitudinal forces in the vertical connection elements of the distorted frame are 9 % higher than in a frame with perfect geometry when direct consideration of manufacturing and assembly errors is taken into account; • for the practical consideration of the influence of frame deviations from the design geometry, we recommend the calculation of an idealised design scheme multiplying the results by the correction factors: for displacements $\gamma_{cu} = 1.05$, for bending moments in columns at odd-floor ceilings $\gamma_{cM} = 1.11$, for even-floor ceilings $\gamma_{cM} = 3.2$, for longitudinal forces in columns $\gamma_{cN} = 1$, in bonds $\gamma_{cC} = 1.09$;

• to reduce frame deviations from the design geometry, technological measures must be taken to compensate for manufacturing and installation errors;

• further research is required on the effects of frame imperfections on the frame's SSS.

The results obtained for the main study can only be considered valid for the considered frame design. Theoretical, experimental and numerical studies should be carried out on a wide group of multi-storey frames in order to develop normative recommendations.

REFERENCES

1. Tur'eva A.V. Steel frame of a multi-storey building: advantages and rigidity. Severgeoekotekh-2013 : Materials of the XIV International Youth Scientific Conference : in 5 parts. 2013. (rus.).

2. Tusnin A.R., Rybakov V.A., Nazmeeva T.V. Design of metal structures. Part 2: Metal structures. Special course : textbook. Moscow, Pero Publ., 2020; 436. (rus.).

3. Lebed' E. V., Ibragimov A.M. *Designing a metal frame of a multi-storey building : educational and methodical manual.* Moscow, MISI – MGSU, 2020. (rus.).

4. Dhiman S., Nauman M., Islam N. Behaviour of multistory steel structure with different types of bracing systems. *International Refereed Journal of Engineering and Science (IRJES)*. 2015; 4(1):70-82.

5. Novoselov A.A., Khusenova I.A. The influence of the type of connections on the deformability of the frame of a multi-storey building with a steel frame. *Questions of construction and engineering equipment of railway transport projects: materials of the scientific and practical conference.* 2017; 27-34. (rus.).

6. Vedyakov I.I., Konin D.V., Odessa P.D. *Steel structures of high-rise buildings*. Moscow, ASV Publ., 2014; 272. (rus.).

7. Khamati Yu. Control of the accuracy of the installation of steel frame structures. *Days of Student Science* : Collection of reports of the scientific and technical conference on the results of research works of students of the Institute of Construction and Architecture *(ISA) NRU MGSU.* 2022; 917-919. (rus.).

8. Tsaritova N.G., Lagutina D.R. Analysis of existing nodal joints of spatial structures and development of a hinged node. *Modern Construction and Architecture*. 2020; 4(20):26-30. DOI: 10.18454/mca.2020.20.3 (rus.).

9. Efficient residential buildings on a steel frame : methodical manual/Engineering Center of the Association for the Development of Steel Construction. Moscow, AXIOM GRAPHICS UNION, 2018; 41. (rus.).

10. Konin D.V. Statistical evaluation of inaccuracies in the installation of columns of metal frames of high-rise buildings. *Construction Mechanics and Calculation of Structures*. 2010; 6:12-19. (rus.).

11. *Metal structures : Handbook /* ed. by V.V. Kuznetsov. Moscow, ASV Publ., 1999; 528. (rus.).

12. Smirnov V.V., Svittsov M.A., Shileeva A.Yu., Shikhova E.N., Ponikarova Yu.E. Analysis of defects and damages of metal structures of buildings of metallurgical industries. *European science*. 2015; 8(9):51-54. (rus.).

13. Nassr A.A., Razaqpur A.G., Tait M.J., Campidelli M., Foo S. Strength and stability of steel beam columns under blast load. *International Journal of Impact Engineering*. 2013; 55:34-48. DOI: 10.1016/j. ijimpeng.2012.11.010

14. Khamati Yu. Taking into account the influence of the random distribution of initial imperfections on the design scheme of a multi-storey building with a steel frame. *Days of Student Science : Collection of reports of the scientific and technical conference on the results of research works of students of the Institute of Construction and Architecture (ISA) NRU MGSU.* 2022; 620-622. (rus.).

15. Khamati Yu. Bearing capacity of the steel frame, taking into account the initial imperfections : dis. ... cand. tech. sciences. Moscow, 2022. (rus.).

16. Konin D.V. Statistical evaluation of inaccuracies in the installation of columns of metal frames of high-rise buildings. *Construction Mechanics and Calculation of Structures*. 2010; 6(233):12-19. (rus.).

17. Shayan S., Rasmussen K.J.R., Zhang H. On the modelling of initial geometric imperfections of steel frames in advanced analysis. *Journal of Constructional Steel Research*. 2014; 98:167-177. DOI: 10.1016/j.jcsr.2014.02.016

18. Arrayago I., Rasmussen K.J.R., Real E. Statistical analysis of the material, geometrical and imperfection characteristics of structural stain-

Received January 18, 2023. Adopted in revised form on February 6, 2023. Approved for publication on February 6, 2023. less steels and members. *Journal of Constructional Steel Research*. 2020; 175:106378. DOI: 10.1016/j. jcsr.2020.106378

19. Kala Z. Sensitivity analysis of steel plane frames with initial imperfections. *Engineering Structures*. 2011; 33(8):2342-2349. DOI: 10.1016/j.eng-struct.2011.04.007

20. Shayan S., Rasmussen K.J.R., Zhang H. On the modelling of initial geometric imperfections and residual stress of steel frames. The University of Sydney, 2012.

BIONOTES: Youssef R. Hamaty — Candidate of Technical Sciences, Researcher of the Department of Metal and Wooden Structures, engineer; Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU); 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; YoussefHamaty@outlook.com;

Alexander R. Tusnin — Doctor of Technical Sciences, Associate Professor, Professor of the Department of Metal and Wooden Structures, Director of the Institute of Industrial and Civil Engineering; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ID RSCI: 455914, Scopus: 6507367654, ORCID: 0000-0002-9997-9436; TusninAR@mgsu.ru.

Author contributions: all authors have made an equivalent contribution to the preparation of the publication. The authors declare no conflict of interest.