

**Федеральное государственное бюджетное образовательное  
учреждение высшего образования  
«САНКТ-ПЕТЕРБУРГСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-  
СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»**

*На правах рукописи*

**ЛОБОВСКИЙ Михаил Олегович**

**СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА УСТОЙЧИВОСТИ  
СКВОЗНЫХ ДВУХВЕТВЕВЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ  
КОНСТРУКЦИЙ**

Специальность 2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация  
на соискание учёной степени кандидата технических наук

Научный руководитель:  
доктор технических наук, профессор  
Григорий Иванович Белый

Санкт-Петербург – 2025

## СОДЕРЖАНИЕ

<b>ВВЕДЕНИЕ.....</b>	<b>4</b>
<b>ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ.....</b>	<b>12</b>
1.1. Виды, область применения и особенности работы сжато-изогнутых сквозных элементов стальных конструкций.....	12
1.1.1. Виды и область применения.....	12
1.1.2. Особенности работы сквозных элементов стальных конструкций.....	16
1.2. Краткий обзор исследований устойчивости внецентренно сжатых сквозных элементов.....	17
1.3. Краткий обзор исследований устойчивости сжато-изогнутых сплошностенчатых элементов.....	20
1.4. Выводы по главе.....	23
1.5. Цель и задачи исследования.....	24
<b>ГЛАВА 2. УСТОЙЧИВОСТЬ ДВУХВЕТВЕВЫХ РЕШЕТЧАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ОБЩЕМ СЛУЧАЕ ЗАГРУЖЕНИЯ .....</b>	<b>25</b>
2.1. Предварительные замечания.....	25
2.2. Влияние устойчивости ветви между узлами решетки на общую устойчивость двухветвевых элементов.....	27
2.3. Общая устойчивость решетчатых элементов, нагруженных продольной силой с различными концевыми эксцентриситетами.....	32
2.4. Общая устойчивость решетчатых колонн с жестким и неподвижно-шарнирным опорным закреплением.....	40
2.5. Выводы по главе.....	46
<b>ГЛАВА 3. ВЛИЯНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ ВЕТВЕЙ ИЗ ПЛОСКОСТИ ЗАГРУЖЕНИЯ НА ОБЩУЮ УСТОЙЧИВОСТЬ ЭЛЕМЕНТА.....</b>	<b>47</b>
3.1. Предварительные замечания.....	47
3.2. Деформационный расчет внецентренно сжатой ветви переменной продольной силой, при упругой работе материала.....	48
3.3. Обобщение обратного численно-аналитического метода на расчет устойчивости фактически нагруженных ветвей.....	51

3.4. Анализ результатов устойчивости ветвей из плоскости решетки при действии переменной продольной силы.....	55
3.5. Влияние устойчивости ветви из плоскости решетки на общую устойчивость решетчатого элемента.....	58
3.5.1. При шарнирном закреплении решетчатого элемента .....	58
3.5.2. При жестком и неподвижно-шарнирном закреплении на концах решетчатого элемента .....	61
3.6. Выводы по главе.....	63
<b>ГЛАВА 4.    ВЛИЯНИЕ ДЕФЕКТОВ И ПОВРЕЖДЕНИЙ НА ОБЩУЮ УСТОЙЧИВОСТЬ РЕШЕТЧАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ .....</b>	<b>65</b>
4.1. Предварительные замечания.....	65
4.2. Влияние расцентровки узлов соединительной решетки на общую устойчивость сквозного элемента .....	66
4.3. Влияние отсутствия отдельных элементов соединительной решетки на общую устойчивость сквозного стержня .....	69
4.4. Влияние искривления сквозного элемента в плоскости решетки на общую устойчивость.....	71
4.5. Выводы по главе.....	76
<b>ГЛАВА 5.            ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ                    ИССЛЕДОВАНИЯ</b>	
<b>ДЕЙСТВИТЕЛЬНОЙ РАБОТЫ СКВОЗНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ</b>	
<b>КОНСТРУКЦИЙ .....</b>	<b>77</b>
5.1. Цель и задача эксперимента.....	77
5.2. Описание экспериментальных образцов, датчиков и установки для испытания .....	78
5.3. Методика проведения и описание экспериментального исследования .....	82
5.4. Сравнительный анализ экспериментальных и теоретических результатов	85
5.5. Выводы по главе.....	88
<b>ОБЩИЕ ВЫВОДЫ .....</b>	<b>89</b>
<b>СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ.....</b>	<b>90</b>
<b>ПРИЛОЖЕНИЕ 1.....</b>	<b>106</b>
<b>АКТ ВНЕДРЕНИЯ .....</b>	<b>114</b>

## ВВЕДЕНИЕ

Основные предпосылки современных методов расчёта устойчивости элементов строительных конструкций были заложены в фундаментальных трудах выдающихся учёных, включая С.П. Тимошенко [1], Б.М. Броуде [2], В.И. Трофимова [3], Н.С. Стрелецкого [4], А.Р. Ржаницына [5] и др. Их работы способствовали разработке комплексного подхода к расчёту как сплошностенчатых, так и сквозных элементов стальных конструкций. В частности, влияние деформаций сдвига было учтено путём увеличения длины решетчатого стержня, что позволило определять его приведённую гибкость.

Важное место в исследованиях занимает анализ напряжённо-деформированного состояния различных типов решётчатых стержней, включая двухветвевые [2, 12-14], трехгранные [6-8] и четырехгранные [2,9-11] элементы.

Как подчёркивал В.В. Горев [19], современные методы расчёта, несмотря на их эффективность, содержат определённые противоречия. В частности, усилия, используемые при проверке общей устойчивости сквозного стержня, оказываются значительно выше допустимых значений, применяемых при проверке устойчивости ветвей. Данное противоречие обусловлено тем, что при проверке общей устойчивости учитывается дополнительная стрелка изгиба (как результат деформационного расчёта), в то время как местная (ветвей) устойчивость отрицает ее. Это приводит к тому, что при проверке общей устойчивости решетчатой колонны может быть не обеспечена устойчивость ее отдельных элементов (ветвей).

Указанная проблема проявляется при использовании расчётной схемы, рекомендованной действующими нормативными документами [150]. Данная схема предполагает, загрузку элемента продольной силой с равными концевыми эксцентриситетами, соответствующим максимальному изгибающему моменту, который в незначительной степени изменяется по длине. В подавляющем большинстве других расчетных ситуациях проверка общей устойчивости по [150] выполняется с запасом, незначительная часть которого обеспечивает устойчивость ветвей между узлами решетки в рамках общей устойчивости.

### **Актуальность исследования.**

Решетчатые (сквозные) двухветвевые элементы строительных металлоконструкций применяются преимущественно в качестве колонн рам промышленных зданий и сооружений. Существующие методы их расчета на общую (в плоскости решетки) устойчивость имеют ряд допущений, которые не позволяют учитывать фактического нагружения по длине элемента, что ведет к занижению несущей способности, и оценить влияние дефектов и повреждений на эксплуатационную пригодность конструкции.

Расчет на устойчивость ветвей из плоскости решетки производится по максимальной величине продольной силы. В подавляющем числе случаев расчетных сочетаний нагрузок продольные силы, действующие на концах выделенных по расчетной длине ветви, имеют различные значения. Поэтому расчет на устойчивость ветвей из плоскости решетки следует проводить при действии переменной продольной силы.

Кроме того, в нормативных расчетах сквозных элементов возникают внутренние противоречия. Согласно СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции», проверка устойчивости решетчатых элементов выполняется с разделением на общую и местную (ветвей между узлами решетки). Это не гарантирует обеспечение местной устойчивости ветвей при проверке общей устойчивости двухветвевых решетчатых элементов, выделенного из конструкции по расчетной длине, поскольку последняя выполняется при наличии в ветвях усилий, явно превышающих значения, допускаемых по условиям местной устойчивости.

Для определения фактической несущей способности существующих и проектируемых сквозных двухветвевых элементов стальных конструкций и возможности ее определения при наличии в элементах различных дефектов и повреждений, современные методы расчета требуют усовершенствования.

Учитывая изложенное, тема диссертации является *актуальной*.

### **Цель и задачи исследования**

**Целью исследования** является развитие методов расчета общей устойчивости двухветвевых решетчатых элементов, позволяющее принять расчетную модель, соответствующую фактическому загрузению при обеспечении устойчивости ветвей в двух взаимно перпендикулярных плоскостях.

### **Задачи исследования:**

1. Изучить особенности напряженно-деформированных и предельных состояний, сжато-изогнутых стальных двухветвевых решетчатых элементов.
2. Разработать метод расчета общей устойчивости двухветвевых решетчатых элементов стальных конструкций при условии обеспечения устойчивости ветвей.
3. Адаптировать обратный численно-аналитический метод на расчет устойчивости ветвей из плоскости решетки, подверженных действию переменной продольной силы.
4. Выполнить расчетную оценку влияния дефектов и повреждений на общую устойчивость двухветвевых решетчатых элементов.
5. Провести экспериментальные исследования деформирования и устойчивости двухветвевых решетчатых элементов, а также влияния дефектов и повреждений на общую устойчивость.

**Научная гипотеза:** полагается, что аналитический, в сочетании с обратным численным методом, могут быть развиты и распространены на расчет устойчивости сквозных двухветвевых элементов стальных конструкций, в том числе имеющих дефекты и повреждения, при общем случае загрузки с учетом обеспечения устойчивости ветвей в двух взаимно перпендикулярных плоскостях.

**Объект исследования** – сквозные двухветвевые элементы стальных конструкций.

**Предмет исследования** – параметры устойчивости сквозных двухветвевых элементов стальных конструкций с учетом обеспечения устойчивости ветвей.

**Область исследования** соответствует требованиям Паспорта научной специальности ВАК – 2.1.1. «Строительные конструкции, здания и сооружения», пункт 1 «Построение и развитие теории, разработка аналитических и вычислительных методов расчёта механической безопасности и огнестойкости, рационального проектирования и оптимизации конструкций и конструктивных систем зданий, и сооружений».

**Научная новизна исследования:**

1. Разработан аналитический метод расчета общей устойчивости двухветвевых решетчатых элементов при общем случае загрузки в зависимости от устойчивости ветвей.

2. Доказана возможность применения и адаптирован для ветвей решетчатых элементов стальных конструкций обратный метод расчета устойчивости по фактическому их нагружению.

3. Определена зависимость общей устойчивости двухветвевых решетчатых элементов от имеющихся в них дефектов и повреждений.

**Теоретическая значимость исследования:**

1. Получено численно-аналитическое решение задачи общей устойчивости сквозных двухветвевых элементов стальных конструкций при фактическом нагружении с учетом обеспечения устойчивости ветвей, позволяющее установить влияния дефектов и повреждений на несущую способность.

2. Адаптирован обратный численно-аналитический метод расчета устойчивости ветвей из плоскости решетки при действии переменной продольной силы, дает возможность получить новые достоверные данные о несущей способности.

**Практическая значимость исследования** заключается в возможности применения результатов исследований в практику строительства и обследования промышленных и гражданских зданий по оценке общей устойчивости сквозных двухветвевых элементов стальных конструкций при фактическом нагружении с учетом обеспечения устойчивости ветвей, а также предложенной методики расчетной оценки влияния дефектов и повреждений на общую устойчивость и несущую способность решетчатых элементов. Полученные результаты могут быть использованы для дальнейшего развития нормативной базы по проектированию металлических конструкций.

**Методология и методы исследования.** В качестве методологической базы диссертационного исследования используются аналитический и обратный численно-аналитический методы, апробированный алгоритм «сечение», особенностью которого является учет физической нелинейности материалов, положения деформационной теории упругих стержней, а также метод упругих решений.

**Положения, выносимые на защиту:**

1. Метод проверки общей устойчивости сквозных двухветвевых элементов стальных конструкций, с учетом обеспечения устойчивости ветвей как в плоскости решетки, так и из этой плоскости.
2. Адаптированный обратный численно-аналитический метод на расчет устойчивости ветвей из плоскости решетки, подверженных действию переменной продольной силы.
3. Метод расчетной оценки влияния различных дефектов и повреждений на общую устойчивость двухветвевых элементов стальных конструкций.
4. Результаты экспериментальных исследований действительной работы сквозных элементов.

**Достоверность полученных результатов** обеспечивается:

*использование общепринятых расчетных допущений:*

- теории деформационного расчета упругих стержней;
- стандартных моделей поведения упругопластических материалов.

*экспериментально-теоретической проверкой:*

- хорошим согласованием результатов расчета на основе разработанных методов с результатами известных решений частных задач;
- удовлетворительной сходимостью теоретических выводов с экспериментальными результатами, полученными при выполнении диссертационной работы.

**Апробация работы.** Основные выводы и результаты диссертационной работы были представлены на международных и всероссийских конференциях и конкурсах:

- XVI Международная научно-техническая конференция «Актуальные вопросы архитектуры и строительства» НГАСУ (Сибстрин), 2023 г., г. Новосибирск;
- LXXVI Региональная научно-практическая конференция студентов, аспирантов и молодых ученых «Актуальные проблемы современного строительства» (СПбГАСУ), 2023 г., г. Санкт-Петербург;
- IV Национальная научная конференция «Актуальные проблемы строительной отрасли и образования» (МГСУ), 2023 г., г. Москва;
- LXXVIII Международная научно-практическая конференция «Архитектура – Строительство – Транспорт – Экономика» (СПбГАСУ), 2024 г., г. Санкт-Петербург;
- «Всероссийский инженерный конкурс (ВИК) 2024/2025». По результатам конкурса работа была выбрана в число победителей, 2025 г., г. Москва.

**Публикации.** Материалы диссертационной работы опубликованы в 5 печатных работах, в том числе 4 работы опубликованы в изданиях, входящих в перечень ведущих рецензируемых научных журналов, утвержденный ВАК РФ.

— Белый, Г. И. Устойчивость ветвей решетчатых элементов стальных конструкций / Г. И. Белый, М. О. Лобовский // Вестник гражданских инженеров. – 2023. – № 2(97). – С. 18-29. – DOI 10.23968/1999-5571-2023-20-2-18-29. – EDN YWGOEA. (п.л. 0,81, авторский вклад 90%)

— Лобовский, М. О. Влияние дефектов и повреждений на общую устойчивость решетчатого элемента / М. О. Лобовский // Вестник гражданских инженеров. – 2024. – № 1(102). – С. 23-29. – DOI 10.23968/1999-5571-2024-21-1-23-29. – EDN LIMXHW. (п.л. 0,43, авторский вклад 100%)

— Лобовский, М. О. Совершенствование метода расчета двухветвевых элементов стальных конструкций / М. О. Лобовский // Актуальные проблемы строительной отрасли и образования - 2023: Сборник докладов IV Национальной научной конференции, Москва, 15 декабря 2023 года. – Москва: Московский государственный строительный университет (национальный исследовательский университет), 2024. – С. 47-50. – EDN AIEPQK. (п.л. 0,25, авторский вклад 100%)

— Белый, Г. И. Устойчивость двухветвевых решетчатых элементов стальных конструкций при общем нагружении / Г. И. Белый, М. О. Лобовский // Вестник гражданских инженеров. – 2025. – №4(111). – С. 26-34. (п.л. 0,56, авторский вклад 90%)

### **Внедрение результатов работы.**

Результаты исследований в практической области были использованы ООО «Инжиниринговая компания «Город-А» (ООО «ИК «Город-А») в качестве альтернативного метода проверки устойчивости стальных двухветвевых колонн в рамках обследования технического состояния строительных конструкций крановой эстакады мостового крана г/п 100т (шифр 1979-2-22-ТО1) и подтверждаются актом внедрения.

### **Диссертационная работа состоит из пяти глав:**

**Во введении** сформулирована проблема и обоснована актуальность совершенствования метода расчета устойчивости сквозных двухветвевых

элементов стальных конструкций, работающих на сжатие с изгибом, проанализирована степень разработанности темы исследования, проведен системный анализ существующих экспериментальных и теоретических разработок в области определения общей устойчивости решетчатых элементов, подверженных внецентренному сжатию, поставлены цели и задачи проводимых исследований, приведена научная новизна, сформулирована теоретическая и практическая значимость диссертационной работы, сформулированы положения, выносимые на защиту, даны сведения об апробации результатов исследования и количестве публикаций.

**В первой главе** представлены основные виды существующих решетчатых конструкций, проведен анализ их напряженно-деформированных и предельных состояний, также краткий обзор экспериментальных и теоретических исследований центрально и внецентренно сжатых решетчатых и сплошностенчатых элементов стальных конструкций.

**Во второй главе** разработан метод проверки общей устойчивости сквозных элементов стальных конструкций с учетом обеспечения устойчивости ветвей.

**В третьей главе** представлен адаптированный обратный метод проверки устойчивости для расчета ветвей решетчатых элементов стальных конструкций по их фактическому нагружению.

**В четвертой главе** выполнена расчетная оценка влияния различных дефектов и повреждений на устойчивость решетчатых элементов стальных конструкций.

**В пятой главе** представлены экспериментальные исследования фактической работы решетчатых конструкций. Выполнено сравнение результатов расчета с экспериментальными данными.

**Структура и объем работы.** Диссертационная работа состоит из введения, пяти глав, общих выводов, списка литературы и приложения. Объем работы 114 страниц машинописного текста, 9 таблиц, 53 формулы и 66 рисунков. Список литературы состоит из 155 наименований, в том числе 25 – на иностранных языках.

## ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ

### 1.1. Виды, область применения и особенности работы сжато-изогнутых сквозных элементов стальных конструкций

#### 1.1.1. Виды и область применения

Сквозные стальные конструкции находят широкое применение в строительстве промышленных зданий и сооружений. В частности, их элементы активно используются в качестве составных частей ферм (раскосы и стойки), несущих конструкций мостов и большепролетных перекрытий, а также в виде элементов пространственных конструкций типа опор ЛЭП, мачт, башен и множество других подобных сооружений, для создания конструктивной формы которых используются стержневые решетчатые конструкции (рис. 1.1).

Наиболее распространёнными являются примеры использования сквозных стержней в качестве несущих конструкций, а именно: колонны производственных зданий, стойки рабочих площадок, опоры галерей, эстакад, газоходов и т.п.



Рисунок 1.1 Примеры использования решетчатых сквозных конструкций

При всем многообразии технических решений, сквозные конструкции имеют общие принципы образования конструктивной формы.

Они представляют собой систему ветвей (поясов), объединенных между собой соединительной решеткой. В зависимости от числа ветвей, стержневые

конструкции делятся на плоские (двухветвевые) и пространственные, которые имеют три и более ветвей (поясов)

Соединительные решетки могут быть раскосными (по типу ферм) и безраскосными (на соединительных планках). Основные типы раскосных решеток двухветвевых колонн приведены на рисунке 1.2.

В настоящее время наиболее распространенной решеткой является треугольная (рис. 1.2а). Вызвано это малой трудоемкостью изготовления и четкой схемой работы данных конструкций, однако недостатками треугольной решетки являются то, что в результате возникающего обжатия конструкции при жестком прикреплении раскосов к ветвям, они начинают работать на сжатие в сочетании с изгибом.

В случае необходимости уменьшения расчетной длины ветвей колонны (по результатам расчетов), к треугольной решетке добавляют горизонтальные распорки (рис. 1.2б) или применяют раскосную схему (рис. 1.2г). Раскосную схему решетки в двухветвевых колоннах рекомендовано применять только при знакопостоянном изгибающем моменте, когда целесообразно обеспечить работу длинных элементов на растяжение, а коротких – на сжатие.

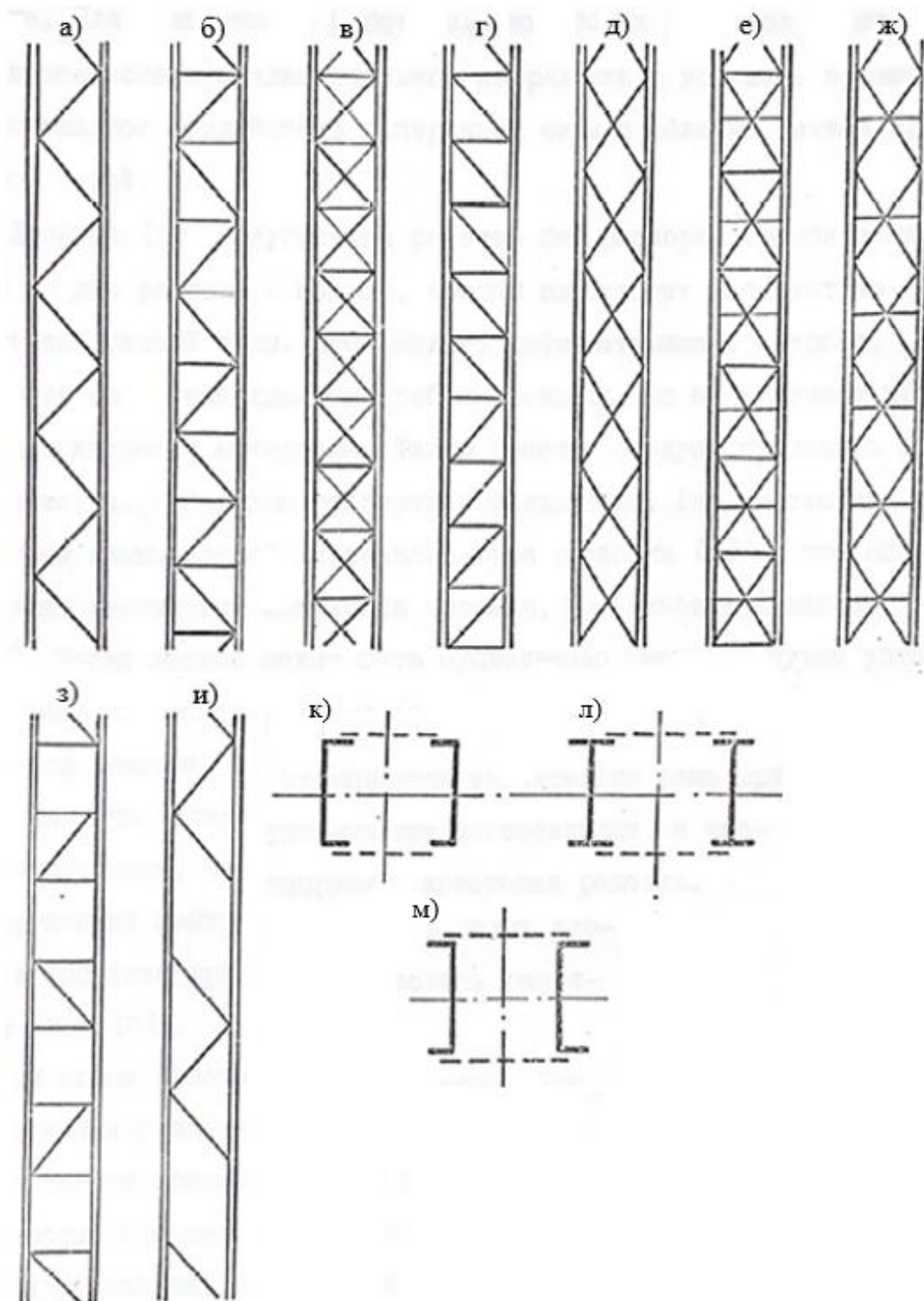
Добавление любых элементов в состав решетки сквозных колонн приводит к увеличению трудоемкости конструирования и изготовления элементов. Устройство горизонтальных распорок в составе решетки ведет к возникновению в ветвях колонны изгибающих усилий, вызванных обжатием конструкции продольной силой, при этом выполняемые распорки должны обладать достаточной жесткостью, чтобы обеспечить работу на сжатие, которое определяется не только поперечной силой, как в треугольной решетке, но и усилием от обжатия ветвей.

Крестовая решетка (рис. 1.2в) является более жесткой по сравнению с остальными (а,б,г). В данной решетке из-за обжатия ветвей продольной силой в раскосах возникают значительные усилия (сжатия и растяжения), при этом ветви колонны не подвергаются изгибу. В данной решетке допускается применять раскосы, работающих только на растяжение. Для включения в работу сжатых элементов решетки может быть использовано предварительное напряжение с

усилием, превышающем суммарное воздействие поперечной силы и обжатия ветвей продольной силой.

Двойная треугольная или ромбическая решетка (рис. 1.2д) имеет по два раскоса в одной панели, каждый из которых воспринимает половину поперечной силы. Данная схема позволяет значительно снизить деформативность стержней решетки, путем уменьшения их расчетной длины, при этом такие колонны обладают высокой материалоемкостью. Решетка такого вида чаще всего применяется в тех случаях, когда ветви колонны обладают относительно небольшой жесткостью при значительном расстоянии между ними. Для уменьшения расчетной длины ветвей, как и в случае с треугольной решеткой, добавляются горизонтальные распорки (рис. 1.2ж), что способствует увеличению жесткости составного стержня в целом, однако, приводит к возникновению изгиба в отдельных ветвях. Для снижения изгибающих усилий добавляются промежуточные горизонтальные распорки (рис. 1.2е). Данные усовершенствования конструкции решетчатых колонн приводят к большим трудозатратам при изготовлении элемента и значительному увеличению материалоемкости, в связи с чем данная схема решетки применяется крайне редко.

В малонагруженных внецентренно сжатых (при условии малых эксцентриситетов) стержнях, в целях экономии металла и снижения трудозатрат используют разряженную решетку (рис. 1.2з, и).



**Рисунок 1.2.** Основные типы раскосных решеток двухветвевых колонн:

- а) Треугольная решетка; б) Треугольная решетка с горизонтальными распорками; в) Крестовая решетка; г) Раскосная решетка; д) Двойная треугольная или ромбическая решетка; е) Крестовая решетка с промежуточными горизонтальными распорками; ж) Ромбическая решетка с горизонтальными распорками; з) Разреженная решетка (вариант 1); и) Разреженная решетка (вариант 2); к) Симметричное сечение решетчатого элемента, ветви которого выполнены из швеллеров; л) Симметричное сечение решетчатого элемента, ветви которого выполнены из двутавров; м) Симметричное сечение решетчатого элемента, ветви которого выполнены из развернутых швеллеров;

### 1.1.2. Особенности работы сквозных элементов стальных конструкций

В большей степени напряженно-деформированное состояние (НДС) решетчатых элементов зависит от типа соединительной решетки.

Треугольная решетка (рис. 1.2а), которая воспринимает только поперечную силу и не препятствует осевым деформациям ветвей, можно назвать «безраспорной». Изменение длины панели, полученной в результате деформации ветвей колонны, в следствии их обжатия, не вызывает в элементах решетки появления вторичных напряжений, при условии шарнирного примыкания элементов решетки к ветвям колонны (осевые напряжения).

Жесткое прикрепление раскосов при любой схеме решетки приводит к появлению в ее элементах дополнительных напряжений изгиба, которые возникают за счет перемещений узлов, вызванных деформацией ветвей, однако, вследствие малой погонной жесткости раскосов, применяемых обычно на практике, эти напряжения незначительны и ими можно пренебрегать.

Треугольная с горизонтальными распорками (рис. 1.2б) и крестовая (рис. 1.2в) решетки являются распорными. Когда на решетчатую колонну действует продольная сила, в том числе и с эксцентриситетом (внецентренное сжатие) в раскосах возникают сжимающие, а в распорках растягивающие напряжения. При растяжении ветвей колонны знак напряжений в элементах решетки изменяется на обратный.

Из вышесказанного можно сделать вывод о том, что несущая способность сквозных элементов стальных конструкций определяется совокупностью таких факторов как: тип поперечного сечения, размеры стержня и его граней, схема соединительной решетки, угол наклона раскосов к ветвям колонны, соотношения геометрических характеристик ветвей и элементов решетки и т.п. Большое количество факторов затрудняет выбор рациональных решений при проектировании данного вида конструкций.

Так же на несущую способность элемента оказывают большое влияние технологические факторы, которые проявляются при изготовлении и транспортировке конструкции. К таким факторам относятся различного рода

дефекты и повреждения, а именно: погнутость элементов, расцентровка узлов соединительной решетки, механические повреждения или отсутствие отдельных элементов решетки, дополнительные сварочные напряжения и т.п.

Влияние технологических факторов возможно снизить только путем усложнения (повышения трудоемкости изготовления) конструкции соединительной решетки, к которой будут предъявляться высокие требования при изготовлении, и которая будет обеспечивать большую жесткость готового элемента.

## **1.2. Краткий обзор исследований устойчивости внецентренно сжатых сквозных элементов**

Проведенные многочисленные исследования устойчивости пространственных решетчатых (сквозных) колонн заложили основу для практического метода проверки несущей способности конструкций, благодаря трудам таких ученых, как С.П. Тимошенко [1], Б.М. Броуде [2], В.И. Трофимова [3], Н.С. Стрелецкого [4], А.Р. Ржаницына [5]. Эти исследования легли в основу методики расчета как сквозных, так и сплошностенчатых стержней по формулам и таблицам.

Методика расчетов была расширена путем комплексного исследования напряженно-деформированных и предельных состояний различных типов стержневых конструкций. Исследования проводились на двухветвевых [2, 12-14], трехгранных [6-8] и четырехгранных [2,9-11] элементах.

Разработанные принципы расчетов были расширены за счет анализа напряженно-деформированных и предельных состояний различных типов стержневых конструкций, включая двухветвевых [2, 12-14], трехгранных [6-8] и четырехгранных [2,9-11] элементы.

Среди зарубежных работ, посвященных уточнению методов расчета сквозных элементов, можно отметить исследования [15-18].

В исследованиях А.Р. Ржаницына [5, 34, 85-89, 127] рассматривались составные стержни в виде отдельных ветвей, соединенных между собой решеткой (связями), воспринимающей нормальные и касательные напряжения. Данная теория распространялась на случай, когда материал ветвей рассматривался как нелинейно деформируемый, а также учитывались общие деформации сквозного стержня

А.Р.Ржаницыным и Э.Г.Давыдовым [81] анализировалась устойчивость сквозных двухветвевых элементов на основании нелинейно-упругой модели материала.

В.М.Путилина в своем исследовании [137] изучал работу внецентренно сжатых, в плоскости соединительной решетки, сквозные элементов с учетом дополнительных напряжений, возникающих в элементах решётки в следствие жёсткости узлов, обжатия панелей, смещения элементов решётки относительно осей (расцентровка), а также влияния сварочных напряжений и других факторов.

А. И. Конаков в своей работе [138] провёл детальный анализ устойчивости сквозных двухветвевых элементов стальных конструкций. Основное внимание было уделено случаям, когда потеря устойчивости происходит из плоскости соединительной решётки, параллельно плоскости приложения нагрузки. В ходе исследования рассматривались различные факторы, влияющие на поведение конструкций под нагрузкой: от особенностей распределения внутренних усилий в элементах решётки до характера взаимодействия между ветвями в условиях пространственной работы. При этом решение задачи рассматривалось в упругой постановке без учета крутильных деформаций отдельных элементов и составной колонны в целом. В экспериментальных исследованиях А.И.Конакова [138] рассматривалось влияние расцентровки в узлах крепления элементов решетки к ветвям колонны (внеузловое крепление раскосов) на несущую способность элемента

В дальнейшем, В.М.Калушиным [139] было проведено экспериментальное исследование большого числа элементов, в результате чего была дана оценка

влияния расцентровки узлов решетки и начальной кривизны сквозной колонны на критическую силу.

Многолетние исследования позволили разработать практическую методику расчета решетчатых стальных конструкций на общую и местную (ветвей) устойчивость. В.В. Горев [19] подчёркивал, что данная методика расчёта, несмотря на ее эффективность, содержит определённые противоречия. В частности, усилия, используемые при проверке общей устойчивости сквозного стержня, оказываются значительно выше допустимых значений, применяемых при проверке устойчивости ветвей. Данное противоречие обусловлено тем, что при проверке общей устойчивости учитывается дополнительная стрелка изгиба (как результат деформационного расчета), в то время как местная (ветвей) устойчивость отрицает ее. Это приводит к тому, что при проверке общей устойчивости решетчатой колонны может быть не обеспечена устойчивость ее отдельных элементов (ветвей).

Указанная проблема проявляется при использовании расчётной схемы, рекомендованной действующими нормативными документами [150]. Данная схема предполагает, загрузку элемента продольной силой с равными концевыми эксцентриситетами, соответствующее максимальному изгибающему моменту, который в незначительной степени изменяется по длине. В подавляющей числе других расчетных ситуациях проверка общей устойчивости по [150] выполняется с запасом, незначительная часть которого обеспечивает устойчивость ветвей между узлами решетки в рамках общей устойчивости.

Разработанный В.В. Горевым альтернативный метод [9, 19-24, 76-80] расчета внецентренно сжатых и сжато-изогнутых сквозных элементов по деформированной схеме позволил устранить данное противоречие. Предложенный метод не требует разделения проверок устойчивости на общую и местную, как это требуют действующие нормативные документы [150], что является более удобным при практическом применении..

Данный метод основывается на разделении общего коэффициента потери устойчивости  $\varphi_e$  на произведение коэффициента устойчивости ветви  $\varphi_{ув}$  и коэффициента общей устойчивости сквозного элемента  $\varphi_e^*$ , определяемого по

уточненной приведенной гибкости. Этот метод позволяет проводить комплексную оценку устойчивости решетчатых элементов без разделения на отдельные виды проверок (общую и местную). Однако он вызывает значительное занижение фактической несущей способности элемента. Этот аспект был отмечен в исследованиях Г.И. Белого [25–27].

Таким образом, несмотря на прогрессивность предложенного метода, его практическое применение требует тщательного учёта всех факторов и возможных корректировок для повышения точности результатов расчёта.

### **1.3. Краткий обзор исследований устойчивости сжато-изогнутых сплошностенчатых элементов**

Для исследования устойчивости ветвей сквозных конструкций из плоскости соединительной решетки выполним обзор существующих научных разработок в области сжато-изогнутых сплошностенчатых элементов.

Существующие методы расчета строительных конструкций по предельным состояниям были получены благодаря трудам таких советских ученых как: Н.С.Стрелецкий, А.А.Гвоздев, В.А.Балдин, И.И.Гольденблат и многим другим. Предложенные ими методы до сих пор используются при проектировании новых и проверке существующих, эксплуатируемых зданий и сооружений [113-120]. Дальнейшее совершенствование методов расчета конструкций направлено на изучение фактической работы элемента и проведения соответствующих теоретических и экспериментальных исследований.

В промышленном и гражданском строительстве большинство металлических конструкций представляют собой стержневые системы, работающие на сжатие и внецентренное сжатие (сжатие с изгибом). Их несущая способность главным образом зависит от обеспечения устойчивости, что находит подтверждение в многочисленных исследованиях, упомянутых в работах [22-24, 28, 37, 40, 44, 48, 122-124]. В связи с этим, вопросы устойчивости стержневых конструкций

представляют собой фундаментальную проблему в теории сооружений, и обладают большой теоретической значимостью и практической актуальностью.

Основные положения теории устойчивости стержневых систем были сформулированы в трудах таких ученых, как Ф.Энгессера, Л.Эйлера, Ф.С.Ясинского, Т.Кармана и других. В последствии эта теория получила развитие в трудах, Н.С.Стрелецкого [4, 114, 115, 126], А.Р.Ржаницына [5, 34, 85-89, 127], А.А.Пиковского [128], А.В.Геммерлинга [74, 75], Г.Е.Бельского [64, 65, 66, 118], К.Жезек [125] и многих других выдающихся исследователей [7, 13, 15, 84, 113, 121]. Эти работы были сосредоточены на изучении вопросов, связанных с плоской формой потери устойчивости стержней.

Вопросы пространственной устойчивости стальных стержней впервые были рассмотрены В.З. Власовым [129] при упругой работе материала рассматривался сжатый стержень тонкостенного недеформируемого сечения.

Возможность расчета по предлагаемой методике В.З. Власовым была подтверждена экспериментальными исследованиями С.И.Стельмаха [130], проводимые на элементах двутаврового несимметричного сечения.

Нельзя оставить без внимания экспериментальные исследования В.В. Пинаджана [100], посвященные изучению напряженно-деформированного состояния и несущей способности стальных двутавровых колонн, сжатых с двухосными эксцентриситетами.

Влияние величины двухосного эксцентриситета и гибкости колонн на их пространственную устойчивость и деформации, получено экспериментально на образцах из алюминиевых сплавов А.З.Зарифьяном, В.В.Артемовым и А.Н.Дудченко [98].

Множество испытаний с целью определения максимальной несущей способности стальных двутавровых и Н-образных стоек при центральном и внецентренном сжатии проводилось в ЦНИИСК им. Кучеренко [132-136]. Однако их количество остается недостаточным, так как они затрагивают лишь малый круг задач (определенные условия опирания, отдельные виды нагрузок (равные эксцентриситеты), ограниченная область типов сечений и т.д.). Данные

исследования включали испытания шарнирно-закрепленных стержней, нагруженных продольной силой с равными эксцентриситетами на концах. Исключением стали экспериментальные исследования американского ученого С. Birnstiel [131, 149], где образцы нагружались продольными силами с различными двухосными эксцентриситетами на концах.

Задача пространственной устойчивости стержневых элементов из одиночных швеллеров, сжатых с двухосным эксцентриситетом, с учетом влияния остаточных напряжений и местной потери устойчивости, была рассмотрена в работе [102].

Среди зарубежных исследований стоит выделить труды W.F. Chen [147] и совместную работу W.F. Chen и Atsuta T. [148], в которых представлена теория расчета стоек двутаврового и швеллерного сечений при упругопластической работе материала. Этот метод основывается на последовательных приближениях, позволяющих определить несущую способность и деформации (перемещения) рассматриваемого элемента.

Исследование напряженно-деформированного состояния сжатых стоек швеллерного сечения отмечены в работе А.В. Потапова [140].

Г.И.Белым [60,61] было реализовано решение деформационной задачи устойчивости упругих сплошностенчатых стержней по изгибной, изгибно-крутильной и пространственной формам с разложением нагрузок на активные и параметрические. Рост активных нагрузок увеличивает прогибы стержня без появления новых форм равновесия, а рост параметрических нагрузок в определенный момент времени приводит к бифуркации. В результате чего, задача деформационного расчета сводилась к комбинации решений двух более простых – задаче недеформационного расчета и бифуркационной задаче устойчивости. При этом учет развития пластических деформаций в этих задачах проводился на основании деформационной теории пластичности А.А.Ильюшина с помощью алгоритма «сечение», что позволило определить дополнительные перемещения точек оси стержня и кручение, вызванные физической нелинейностью.

Следует отметить, что разработанное Г.И. Белым аналитическое решение [26] в сочетании с алгоритмом «сечение» [141] позволило прямым [142] и обратным

численно-аналитическим [146] методами решить ряд новых задач устойчивости элементов конструкций [31, 105, 106, 143, 144, 145].

Многочисленные теоретические и экспериментальные исследования позволили разработать практический метод расчета сжато-изогнутых сплошностенчатых элементов, однако применение его при проверке устойчивости ветвей сквозной колонны из плоскости соединительной решетки приводит к занижению несущей способности ветви. Это вызвано тем, что проверка выполняется по максимальной величине продольной силы, хотя, как известно, при любом расчетном сочетании нагрузок, продольные усилия, действующие на концах выделенного по расчетной длине элемента (ветви), практически всегда имеют различные значения. Поэтому расчет на устойчивость ветвей из плоскости решетки следует проводить при фактически действующей переменной продольной силе.

#### **1.4. Выводы по главе**

Проведенный обзор исследований устойчивости сжато-изогнутых сквозных и сплошностенчатых элементов стальных конструкций позволяет сделать следующие выводы:

1. Существующие методы расчета устойчивости решетчатых стальных конструкций не учитывают фактическое загрузение элементов, что приводит к существенному занижению несущей способности.

2. Влияние устойчивости ветвей на общую устойчивость сквозных элементов конструкций впервые было рассмотрено Горевым В.В., однако, предлагаемый им метод приводит к некоторому занижению несущей способности.

3. В современных методах расчета проверка устойчивости ветвей из плоскости решетки выполняется по максимальной величине продольной силы, что также приводит к занижению несущей способности элемента. Поэтому расчет на устойчивость ветвей из плоскости решетки следует проводить при фактически действующей переменной продольной силе.

4. Существующие методы расчета не позволяют учитывать влияние дефектов и повреждений на общую устойчивость решетчатых конструкций.

### **1.5. Цель и задачи исследования**

**Целью исследования** является изучение общей устойчивости двухветвевых решетчатых элементов с учетом фактического нагружения при обеспечении устойчивости ветвей, как в плоскости решетки, так и из этой плоскости.

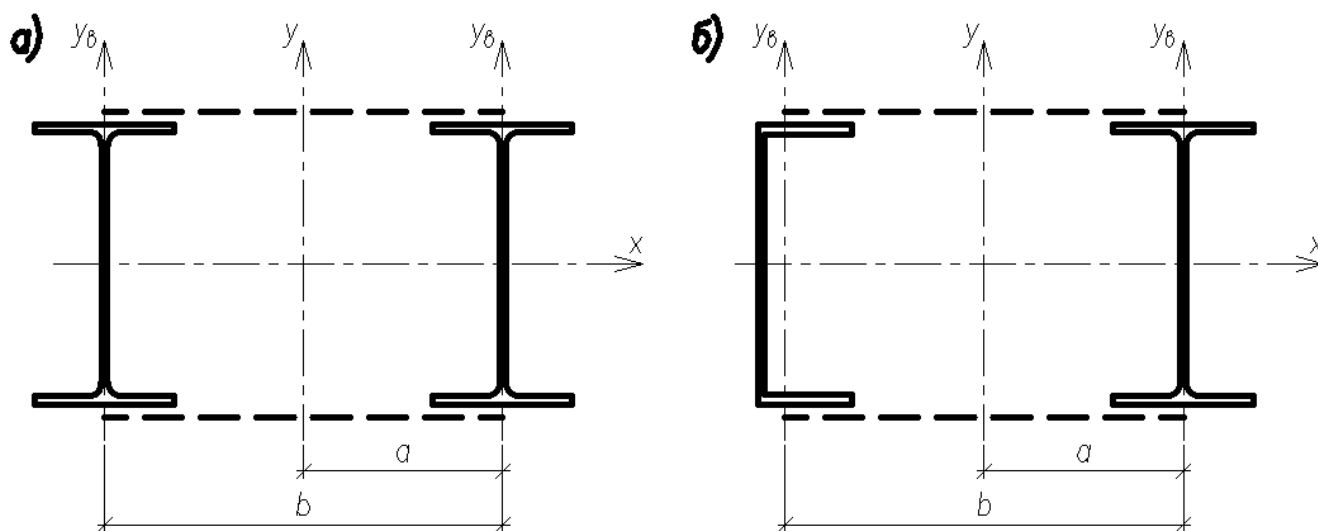
**Задачи исследования:**

1. Изучить особенности напряженно-деформированных и предельных состояний стальных двухветвевых решетчатых элементов.
2. Разработать метод расчета общей устойчивости двухветвевых решетчатых элементов стальных конструкций при условии обеспечения устойчивости ветвей.
3. Адаптировать обратный численно-аналитический метод на расчет устойчивости ветвей из плоскости решетки, подверженных действию переменной продольной силы.
4. Выполнить расчетную оценку влияния дефектов и повреждений на общую устойчивость двухветвевых решетчатых элементов.
5. Провести экспериментальные исследования деформирования и устойчивости двухветвевых решетчатых элементов с целью сопоставления полученных данных с результатами расчета.

## ГЛАВА 2. УСТОЙЧИВОСТЬ ДВУХВЕТВЕВЫХ РЕШЕТЧАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ОБЩЕМ СЛУЧАЕ ЗАГРУЖЕНИЯ

### 2.1. Предварительные замечания

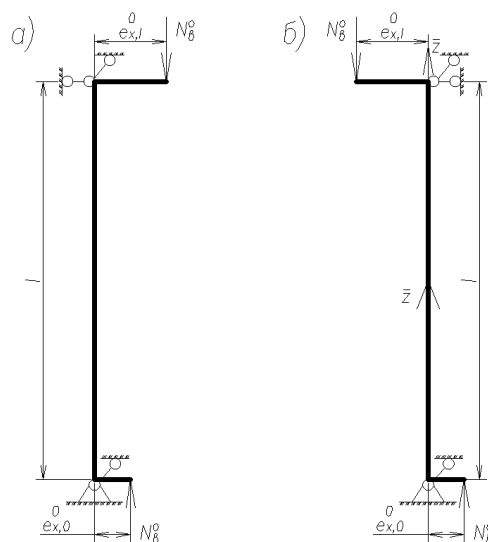
Предметом исследования данной работы является устойчивость решетчатого элемента, составленного из двух профилей, соединенных между собой решеткой в двух плоскостях (см. рис.2.1). В промышленных зданиях и сооружениях сечения таких элементов (колонн) с преобладающим изгибом в плоскости поперечных рам имеют как минимум одну ось симметрии [22, 23, 24] (см. рис.2.1). Закрепление на опорах в двух взаимно перпендикулярных плоскостях приведено к шарнирным (см.рис.2.2).



**Рисунок 2.1** Поперечное сечение сквозного элемента: а) Двухсимметричное сечение;  
б) Моносимметричное сечение

На основании аналитического метода расчета общей устойчивости сквозных элементов стальных конструкций, предложенного Белым Г.И. рассматривается, наиболее распространенная в практике расчета, комбинация продольной сжимающей силой  $N^0$  с различными значениями изгибающих моментов на его концах:  $M_{y(0)}^0$  ( $e_{x,0}^0 = M_{y(0)}^0 / N^0$ ) и  $M_{y(l)}^0$  ( $e_{x,l}^0 = M_{y(l)}^0 / N^0$ ) На рис. 2.2 а и б показаны

расчетные комбинации для левой (см.рис.2.2а) и правой (см.рис.2.2б) ветвей составной колонны соответственно.



**Рисунок 2.2** Загрузка элемента

Как подчёркивал В.В. Горев [19], современные методы расчёта, несмотря на их эффективность, содержат определённые противоречия. В частности, усилия, используемые при проверке общей устойчивости сквозного стержня, оказываются значительно выше допустимых значений, применяемых при проверке устойчивости ветвей в плоскости решетки. Данное противоречие обусловлено тем, что при проверке общей устойчивости учитывается дополнительная стрелка изгиба (как результат деформационного расчета), в то время как местная (ветвей) устойчивость отрицает ее. Это приводит к тому, что при проверке общей устойчивости решетчатой колонны может быть не обеспечена устойчивость ее отдельных элементов (ветвей).

Принимая во внимание вышеизложенное, проверка общей устойчивости решетчатых элементов должна проводиться с учетом обеспечения устойчивости ветвей между узлами решетки. Такой подход позволяет комплексно оценить поведение всей конструкции под нагрузкой и своевременно выявлять возможные зоны риска.

Следует заметить также, что расчет двухветвевых решетчатых элементов стальных конструкций на общую устойчивость по СП 16.13330.2017 [150]

выполняется при действии продольной силы с равными концевыми эксцентриситетами, которые рекомендуется определять по максимальному значению моментов  $e_x^0 = M_{y,\max}^0 / N^0$ , что в подавляющем большинстве случаев не соответствует фактическому нагружению и приводит к заниженным результатам. Для устранения этого недостатка, выделение из конструкции элемента и его расчет, следует вести не по расчетной, а по фактической длине с использованием формы потери устойчивости, вытекающей, как и расчетная длина, из соответствующего решения бифуркационной задачи устойчивости конструкции.

## 2.2. Влияние устойчивости ветви между узлами решетки на общую устойчивость двухветвевых элементов

На первом этапе рассмотрим нагружение элемента в плоскости решетки с равными концевыми эксцентриситетами  $e_{x,0}^0 = e_{x,e}^0 = e_x^0$ , что соответствует нормативной [150] расчетной модели. Следуя ей В.В. Горев [19], как это уже упоминалось ранее, предложил метод расчета по деформированной схеме, не требующих разделять проверку на общую и местную устойчивость, который рекомендовано выполнять по формуле:

$$\frac{N}{\Phi_e^* \Phi_{y\theta} AR_y \gamma_c} \leq 1, \quad (2.1)$$

где  $\Phi_{y\theta}$  – коэффициент устойчивости ветви между узлами решетки;

$\Phi_e^*$  – коэффициент общей устойчивости, принимаемый по табл. Д.4 СП16.13330.2017 в зависимости от скорректированной коэффициентом  $\Phi_{y\theta}$  условной приведенной гибкости  $\bar{\lambda}_{ef}^* = \bar{\lambda}_{ef} \sqrt{\Phi_{y\theta}}$  ( $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E}$ ) и относительного эксцентриситета  $m_y = e_x^0 a / i_y^2$  ( $a$  – расстояние от главной свободной оси сечения, перпендикулярной плоскости изгиба, до оси наиболее сжатой ветви) (см. рис.2.1);

$$i_y^2 = I_y / A.$$

В методе Горева В.В. [19] общий коэффициент потери устойчивости  $\varphi_e$  (соответствующий СП 16.13330.2017) заменяется на произведение двух коэффициентов:  $\varphi_{y\phi}$  - коэффициент устойчивости ветви;  $\varphi_e^*$  - коэффициент общей устойчивости, определяемый по условной приведенной гибкости сквозного элемента. Использование коэффициента  $\varphi_{y\phi}$  при проверке общей устойчивости решетчатого стержня позволяет выполнять расчет элементов эксплуатируемых стальных конструкций, имеющих различные дефекты и повреждения.

Практика расчета бездефектных элементов строительных конструкций по (2.1) показала, что предложенный В.В. Горевым метод [19-21] может существенно занижать фактическую несущую способность решетчатого элемента. Этот аспект был отмечен в исследованиях Г.И. Белого [25-27].

При загрузении элемента в плоскости решетки с равными концевыми эксцентриситетами  $e_{x,0}^0 = e_{x,e}^0 = e_x^0$ , что соответствует «нормативной» расчетной модели, Белым Г.И. была предложена проверка общей устойчивости с учетом обеспечения устойчивости ветви, которая выполняется по традиционной формуле с заменой  $\varphi_e$  на  $\varphi_{ed}$ :

$$\frac{N}{\varphi_{ed} A R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (2.2)$$

где 
$$\varphi_{ed} = \frac{b}{2a} - \sqrt{\frac{b^2}{4a^2} - \frac{1}{a}}, \quad (2.3)$$

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{\bar{\lambda}_{ef}^2}{\pi^2 \varphi_{y\phi}} \left[ 1 - \left( m_y^o + m_{y\phi}^o \frac{\varphi_{y\phi} - 0,8}{0,2} \right) \cdot 0,2337 \right]; \\ b &= \left[ 1 + \left( m_y^o + m_{y\phi}^o \frac{\varphi_{y\phi} - 0,8}{0,2} \right) \right] \varphi_{y\phi}^{-1} + \frac{\bar{\lambda}_{ef}^2}{\pi^2} \end{aligned} \right\} \quad (2.4)$$

$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E}$  - условная приведенная гибкость;  $m_y^o = e_x^0 / a$  - относительный эксцентриситет силы N;  $\varphi_{y\phi}$  - коэффициент устойчивости ветви между узлами решетки;  $m_{y\phi}^o = 0,008 + 0,03 \bar{\lambda}_{ef}$  - относительный эксцентриситет, компенсирующий физическую нелинейность, которая, согласно унифицированной диаграмме работе

стали (см. рис. 3.3), проявляется от предела пропорциональности  $\bar{\sigma}_{n.n} = \sigma_{n.n} / R_y = 0,8$  до предела текучести  $\bar{\sigma}_m = 1,0$ . При  $\varphi_{y\phi} < 0,8$  принимается  $m_{y\phi}^o = 0$ .

Анализируя аналитическое решение (2.3), (2.4) можно увидеть, что коэффициент общей устойчивости  $\varphi_{ed}$  зависит от устойчивости ветвей  $\varphi_{y\phi}$ , что дает возможность учитывать влияние дефектов и повреждений ветвей на общую устойчивость решетчатого элемента.

Для доказательства достоверности предлагаемого Г.И. Белым метода (2.3) в таблице 2.1 представлено сравнение коэффициента  $\varphi_{ed}$ , полученного по (2.3), без учета влияния ветвей  $\varphi_{y\phi} = 1$ , с коэффициентом  $\varphi_e$ , определяемого в соответствии с табл. Д.4 СП 16.13330.2017 [150]. Полученные результаты подтверждают достаточную точность предложенного решения (разница не более 2.6%) и возможность его применения в практических расчетах, проектируемых и эксплуатируемых стальных конструкций.

Таблица 2.1

**Сопоставление коэффициентов  $\varphi_{ed}$  при  $\varphi_{y\phi} = 1$  по формуле (2.3) с нормативным значением  $\varphi_{ed} / \varphi_{e, cn}$**

Условная приведенная гибкость $\bar{\lambda}_{ef}$	Относительный эксцентриситет $m_x$							
	0,25	0,5	1	1,5	2	3	4	8
1	0,990	0,982	0,981	0,986	0,974	0,994	0,987	1,002
2	1,000	1,004	1,002	0,997	0,996	0,983	0,996	0,990
3	1,006	1,012	1,007	1,005	1,002	0,999	1,006	0,989
4	0,979	1,006	1,012	1,009	1,011	1,014	1,019	0,985
5	0,966	0,991	1,011	1,012	1,021	1,012	1,020	-

Для удобства практического применения, в аналитической форме (2.3), получено решение деформационной задачи решетчатого элемента, используя унифицированную диаграмму работы стали (см. рис. 3.3) и модель упругого стержня с компенсирующим развитие пластических деформаций дополнительным относительным эксцентриситетом  $m_{y\phi}^o = 0,008 + 0,037\bar{\lambda}_{ef}$ .

Для определения величины влияния устойчивости ветвей  $\varphi_{y\sigma}$  на общую устойчивость решетчатого элемента сопоставим коэффициент  $\varphi_{ed}$ , определяемый по (2.3), с  $\varphi_e$  полученный по табл. Д.4 СП 16.13330.2017 [150], в зависимости от относительного эксцентриситета  $m_y^0 = 0,5 \dots 4,0$ , условной приведенной гибкости стержня  $\bar{\lambda}_{ef} = 1 \dots 5$  и устойчивости ветви  $\bar{\lambda}_{y\sigma} = 1 \dots 2$ .

При малых значениях  $\bar{\lambda}_{y\sigma} = 1$  ( $\varphi_{y\sigma} = 0,948$ ) (см. сплошные линии на рис. 2.3) для решетчатых стержней гибкостью  $\bar{\lambda}_{ef} \leq 3$  наблюдается незначительное снижение общей устойчивости находящиеся в пределах 2,4...6,1%, то с увеличением условной гибкости  $\bar{\lambda}_{y\sigma} = 2$  ( $\varphi_{y\sigma} = 0,826$ ) (см. штрихпунктирные линии на рис. 2.3) общая устойчивость снижается на 15,5% (см.  $\varphi_{ed} / \varphi_e$  при  $\bar{\lambda}_{ef} = 2$ ,  $m_y^0 = 4$ ).

Пунктирными линиями на графике (см. рис. 2.3) представлено сопоставление произведения коэффициентов  $\varphi_e^* \varphi_{y\sigma}$ , в соответствии с методом Горева В.В. [19] с  $\varphi_e$  полученный по табл. Д.4 СП 16.13330.2017 [150], при условии обеспечения устойчивости ветви с  $\bar{\lambda}_{y\sigma} = 2$  ( $\varphi_{y\sigma} = 0,826$ ). Из рис. 2.3 видно, что метод Горева В.В. [19]  $\varphi_e^* \varphi_{y\sigma}$  занижает общую устойчивость решетчатого элемента относительно предлагаемого Г.И. Белым метода (2.3) на 1.6%...12.6%. Снижение значений наблюдается по мере увеличения условной гибкости решетчатого стержня  $\bar{\lambda}_{ef}$  при малых и средних относительных эксцентриситетах  $m_y^0 = 0,5 \dots 2,0$



**Рисунок 2.3** Сопоставление коэффициентов общей устойчивости  $\varphi_{ed}$  и  $\varphi_e^* \varphi_0$  с  $\varphi_e$  по СП16.13330.2017 в зависимости от  $\bar{\lambda}_{ef}$

В аналитическом решении (2.3), (2.4) заложена рекомендованная СП 16.13330.2017 [150] схема нагружения, когда исследуемый элемент загружен продольной силой с равными концевыми эксцентриситетами, что соответствует максимальному изгибающему моменту, который в незначительной степени изменяется по длине. В подавляющем числе других расчетных ситуаций, проверка общей устойчивости по [150] будет выполняться с некоторым запасом обеспечивающем устойчивость ветвей в условиях предельного деформированного состояния элемента в плоскости решетки.

В заключении отметим, что предложенный Г.И. Белым аналитический метод будет обобщён на исследование шарнирно закрепленного на концах решетчатого элемента, нагруженного продольной силой при произвольном распределении изгибающих моментов по длине, а также когда элемент выполняет функции колонны поперечных рам, имеющей жесткое защемление в фундаменте и шарнирно-неподвижное закрепление в уровне ригеля, нагруженной продольной силой в сочетании с продольным и поперечным изгибом.

### 2.3. Общая устойчивость решетчатых элементов, нагруженных продольной силой с различными концевыми эксцентриситетами

Проверка общей устойчивости, при рассмотрении деформированного состояния сквозного элемента в плоскости параллельной соединительной решетки, с использованием фактической длины элемента и формы потери устойчивости, вытекающей, как и расчетная длина, из соответствующего решения бифуркационной задачи устойчивости, может быть описано «деформационным» уравнением относительно перемещений  $u(\bar{z})$ :

$$EJ_{y,ef}u^{IV} + N^0u''(\bar{z}) = -q_x^0(\bar{z}) \quad (2.5)$$

где  $J_{y,ef}$  – приведенный к сплошному сечению момент инерции;  $\bar{z} = z/l$ .

Следуя процедуре выделения элемента из конструкции, общее решение уравнения (2.5) представим в виде комбинации частных решений [26]: бифуркационной задачи устойчивости при действии параметрических сил [34] и задачи недеформационного расчета при действии активных моментов  $M_y^0(\bar{z})$ , вызывающих продольный изгиб и распределенной нагрузки  $q_x^0(\bar{z})$ .

В соответствии с терминологией А.Р. Ржаницина [34], параметрическими называются нагрузки, при которых рассматриваются задачи о бифуркации форм равновесия, а активными - нагрузки (усилия), при любой величине которых бифуркация не возникает.

Комбинация частных решений, в этом случае получает вид:

$$u(\bar{z}) = U_y \cdot \varphi_y(\bar{z}) + U_n \cdot \varphi_n(\bar{z}) \quad (2.6)$$

где  $\varphi_y(\bar{z})$  – форма потери устойчивости, соответствующая наименьшему критическому параметру;  $U_y$  – амплитуда перемещений, с точностью до которой решаются бифуркационные задачи устойчивости;  $\varphi_n(\bar{z})$  – форма деформирования элемента при действии активных сил;  $U_n$  – амплитуда перемещений, находящаяся в линейной зависимости от тех же сил.

Подставляя (2.6) в уравнение (2.5) получим:

$$L_u = EJ_{y,ef} u_y^{IV} + N^0 [u_y^{II}(\bar{z}) + u_n^{II}(\bar{z})] = 0 \quad (2.7)$$

Уравнение (2.7) в этом случае описывает деформированное состояние элемента, имеющего начальное искривление  $u_n(\bar{z})$ , вызванное действием активных нагрузок, загруженного только параметрической силой  $N^0$ .

Применив к (2.7) процедуру метода Бубнова-Галеркина  $\int_0^1 L_u \varphi_y(\bar{z}) d\bar{z} = 0$  можно определить  $u_y$  с точностью до которых решаются бифуркационные задачи устойчивости.

Таким образом в решении (2.6) становятся известными все составляющие перемещений при совместном действии активных и параметрических нагрузок, что позволяет вести расчет решетчатых элементов на общую устойчивость при упругой работе материала.

Учитывая изложенное, рассмотрим влияние устойчивости наиболее нагруженной между узлами решетки ветви на общую устойчивость при загрузении шарнирно закрепленного решетчатого элемента продольной силой с различными значениями концевых эксцентриситетов  $e_{x0}^0$  и  $e_{xl}^0$  (см. рис. 2.4). При этом заметим, что в ряде работ (см. [19, 20]) уже рассматривалась такая схема загрузения, однако полученные в них результаты исследования по различным причинам не нашли практического применения.

Физическую нелинейность по оси ветви от предела пропорциональности  $\bar{\epsilon}_{Ry} = \epsilon_{mj}; E/R_y = 0.8$  до предела текучести  $\bar{\epsilon}_m = 1.7$ , как это уже упоминалось, будем компенсировать введением дополнительных концевых эксцентриситетов продольной силы [25].

$$e_{y\phi}^0 = (0,008 + 0,037 \bar{\lambda}_{ef}) a \quad (2.8)$$

где  $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{E/R_y}$  – приведенная условная гибкость;  $a$  – расстояние от оси решетчатого элемента до оси наиболее нагруженной ветви.

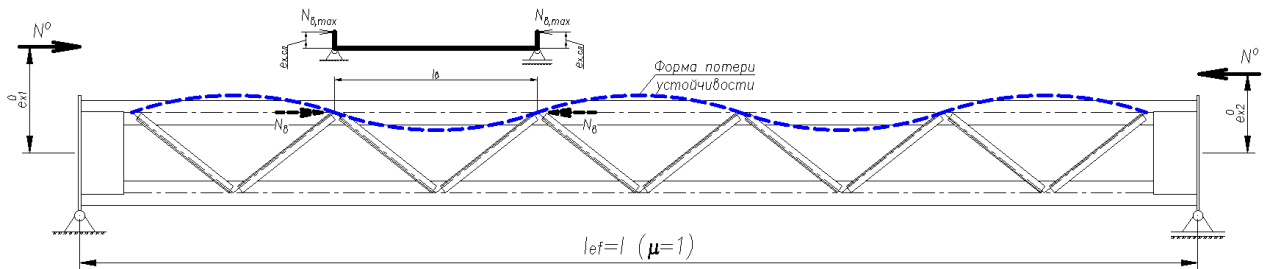
Дифференциальное уравнение равновесия элемента при таком загрузении (см. рис. 2.4) примет вид:

$$EJ_{y,ef}u'' + N^0u = -N^0e_{x0}^0 [K_{d,\phi} - (1-n)\bar{z}] \quad (2.9)$$

где  $n = e_{xz}^0 / e_{x1}^0$  – соотношения эксцентриситетов, которые в практике расчета принимают  $-0,8 \leq n \leq 1$  [33];  $\bar{z} = z/e$ ;  $N_{\epsilon,max} \leq \varphi_{y\epsilon} R_y A_{\epsilon}$  – предельное усилие по устойчивости ветви;  $\varphi_{y\epsilon}$  – определяется с учетом случайного эксцентриситета

$$e_{x,cl} = \frac{l_{\epsilon}}{750} - \frac{i_{x\epsilon}}{20}; \quad K_{d,\phi} = 1 + \frac{e_{y,\phi}^0 (\varphi_{y\epsilon} - 0,8)}{e_{y0}^0 \cdot 0,2} \quad \text{– коэффициент учитывающий физическую}$$

нелинейность (при  $\varphi_{y\epsilon} \geq 0,8$ );



**Рисунок 2.4** Схема нагружения решетчатого элемента

Решение задачи устойчивости выполнялось с применением аналитического метода и комбинации решений частных задач, предложенных Г.И. Белым [25–27]. При таком нагружении (см. рис. 2.4) решение принимает вид:

$$u = U_n \left\{ \frac{4}{3} \left[ (3K_{d,\phi} - 1 + n)\bar{z} - 3K_{d,\phi}\bar{z}^2 + (1-n)\bar{z}^3 \right] \right\} + U_y \sin \pi \bar{z} \quad (2.10)$$

где  $U_n = \frac{N^0 l^2}{8EJ_{y,ef}} \cdot e_{x1}^0$ ;  $U_y$  – неизвестная амплитуда перемещений при действии параметрических нагрузок;  $\sin \pi \bar{z}$  – форма потери устойчивости.

Первый член в (2.10) является решением задачи недеформационного расчета, а второй – решением бифуркационной задачи устойчивости, при которой амплитуда перемещений  $U_y$  остается неизвестной.

Для определения  $U_y$  общее решение (2.10) подставим в уравнение (2.9), в результате чего получим:

$$L_u = EJ_{y,ef} \cdot u_y'' + N^0(u_n + u_y) = 0 \quad (2.11)$$

Уравнение (2.11) описывает задачу устойчивости центрально сжатого элемента, в котором присутствует начальное искривление оси (см. рис.2.5), соответствующее решению задачи недеформационного расчета.

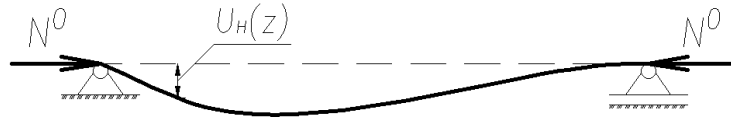


Рисунок 2.5 Расчетная схема элемента

Применив к (2.11) процедуру метода Бубнова-Галеркина:  $\int_0^l L_u \cdot u'' d\bar{z} = 0$

определим  $u_y$  после чего общее решение (2.10) в безразмерных параметрах примет вид:

$$u = \frac{\varphi_{ed} \bar{\lambda}_{ef}^2}{8} \cdot e_{x1}^0 \left\{ \frac{4}{3} \left[ (3K_{d,\phi} - 1 + n) \bar{z} - 3K_{d,\phi} \bar{z}^2 + (1-n) \bar{z}^3 \right] + \frac{16(2K_{d,\phi} - 1 + n)}{\pi^3} \cdot \frac{\varphi_{ed} \bar{\lambda}_{ef}^2 / \pi^2}{1 - \varphi_{ed} \bar{\lambda}_{ef}^2 / \pi^2} \sin \pi \bar{z} \right\} \quad (2.12)$$

где  $m_{y1}^0 = e_{x1}^0 / a$  – относительный эксцентриситет силы  $N^0$  на левой опоре (см. рис. 2.4);  $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E}$  – условная приведенная гибкость;  $\varphi_{ey} = N^0 / R_y A$ .

Изгибающий момент, действующий в плоскости решетки с учетом влияния перемещений (2.12) определим:

$$M_y(\bar{z}) = N^0 \cdot e_{x1}^0 \left\{ K_{d,\phi} - (1-n) \bar{z} + \frac{u(\bar{z})}{e_{x0}^0} \right\} \quad (2.13)$$

При этом максимальное значение  $M_y(\bar{z})_{\max}$  может быть определено в сечении с координатой  $\bar{z}_*$ , где  $Q_y(\bar{z}) = \frac{dM_y(\bar{z})}{d\bar{z}} = 0$ . Выполнив эту процедуру с использованием (2.13) получим:

$$\cos \pi \bar{z}_* = \left( \frac{(1-n)}{2(2K_{d,\phi} - 1 + n)} \cdot \frac{(1 - \varphi_{ed} \bar{\lambda}_{ef}^2 / \pi^2)}{\varphi_{ed} \bar{\lambda}_{ef}^2 / \pi^2} \left( \frac{\pi^2}{\varphi_{ed} \bar{\lambda}_{ef}^2} - \frac{\pi^2}{12(1-n)} \cdot \left[ 3K_{d,\phi} - 1 + n - 6K_{d,\phi} \bar{z}_* + 3(1-n) \bar{z}_*^3 \right] \right) \right) \quad (2.14)$$

Анализируя уравнение (2.14) можно увидеть, что наиболее нагруженную панель ветви можно определить по результатам решения деформационной задачи (определения  $\varphi_{ed}$ ) при обеспечении устойчивости ветви:

$$N_{\sigma, \max} \leq \varphi_{y\sigma} R_y A_\sigma \quad (2.15)$$

где  $N_{\sigma, \max}$  – максимальное значение продольного усилия в ветви, определяемое действием  $N$  и деформационным моментом  $M_y(\bar{z})$  по (2.13);  $A_\sigma$  – площадь сечения ветви.

На основании предлагаемого аналитического решения задачи устойчивости решётчатого элемента с учетом обеспечения устойчивости наиболее нагруженной ветви между узлами решетки, в которой определялся  $M_y(\bar{z})_{\max}$ , характеризующийся коэффициентом  $\varphi_{y\sigma}$ , можно получить:

$$\bar{\sigma}_\sigma = \varphi_{ed} \left\{ 1 + m_{y1}^0 \left[ K_{d,\phi} - (1-n)\bar{z} \right] + \frac{\varphi_{ed}^2 \bar{\lambda}_{ef}^2}{8} \cdot m_{y1}^0 \left\{ \begin{array}{l} \frac{4}{3} \left[ (3K_{d,\phi} - 1 + n)\bar{z} - 3K_{d,\phi}\bar{z}^2 + (1-n)\bar{z}^3 \right] + \\ + \frac{16(2K_{d,\phi} - 1 + n)\varphi_{ed}\bar{\lambda}_{ef}^2 / \pi^2}{\pi^3 (1 - \varphi_{ed}\bar{\lambda}_{ef}^2 / \pi^2)} \sin \pi \bar{z} \end{array} \right\} \right\} = \varphi_{y\sigma} \quad (2.16)$$

При этом коэффициент устойчивости ветви между узлами решетки  $\varphi_{y\sigma}$  устанавливается:

- при проектировании новых конструкций – как для центрально сжатых стержней;
- при оценке технического состояния эксплуатируемых стальных конструкций с учетом следующих дефектов, и повреждений:
  - расцентровки узлов решетки  $\varphi_{y\sigma, расц}$  ;
  - искривление оси  $\varphi_{y\sigma, иск}$  ;
  - повреждение ветви  $\varphi_{y\sigma, пов}$  ;
  - отсутствию элементов решетки  $l_{ef} = 2l_{nan}$  .

Коэффициенты устойчивости ветвей эксплуатируемых решётчатых элементов  $\varphi_{y\sigma, расц}$ ,  $\varphi_{y\sigma, иск}$  и  $\varphi_{y\sigma, пов}$ , могут быть определены по рекомендациям Пособия по проектированию усиления стальных конструкций [151] с учетом актуализации приведенной в СП 16.13330.2017 [150].

Для определения  $\varphi_{ed}$  используем равенство (2.15), которое в развернутом виде и безразмерных параметрах приобретает вид:

$$\varphi_{ed} \left\{ 1 + m_{y1}^0 [K_{d,\phi} - (1-n)\bar{z}] \right\} + \frac{\varphi_{ed}^2 \bar{\lambda}_{ef}^2}{8} \cdot m_{y1}^0 \left\{ \begin{aligned} & \frac{4}{3} [(3K_{d,\phi} - 1 + n)\bar{z} - 3K_{d,\phi}\bar{z}^2 + (1-n)\bar{z}^3] + \\ & \frac{16(2K_{d,\phi} - 1 + n)\varphi_{ed}\bar{\lambda}_{ef}^2 / \pi^2}{\pi^3 (1 - \varphi_{ed}\bar{\lambda}_{ef}^2 / \pi^2)} \sin \pi\bar{z} \end{aligned} \right\} = \varphi_{y\bar{e}} \quad (2.17)$$

Преобразовав (2.17) в кубическое уравнение относительно  $\varphi_{ed}$ , имеем:

$$\varphi_{ed}^3 c_1 + \varphi_{ed}^2 a_1 - \varphi_{ed} b_1 + 1 = 0 \quad (2.18)$$

$$\text{где } c_1 = \frac{\bar{\lambda}_{ef}^4}{\pi^4 \varphi_{y\bar{e}}} m_{y1}^0 (K_2 - K_3); \quad a_1 = \frac{\bar{\lambda}_{ef}^2}{\pi^2 \varphi_{y\bar{e}}} [1 + m_{y1}^0 (K_1 - K_2)]; \quad b_1 = \frac{K_1}{\varphi_{y\bar{e}}} + \frac{\bar{\lambda}_{ef}^2}{\pi^2}; \quad K_3 = \frac{1}{\pi} \cdot 2(2K_{d,\phi} - 1 + n) \sin \pi\bar{z}$$

$$K_1 = 1 + m_{y1}^0 [K_{d,\phi} - (1-n)\bar{z}]; \quad K_2 = \frac{\pi^2}{6} [(3K_{d,\phi} - 1 + n)\bar{z} - 3K_{d,\phi}\bar{z}^2 + (1-n)\bar{z}^3];$$

Для упрощения решения пренебрегаем первым членом уравнения (2.18), в результате чего получим квадратное уравнение:

$$\varphi_{ed}^2 \cdot a_1 - \varphi_{ed} \cdot b_1 + 1 = 0 \quad (2.19)$$

По результатам выполненных проверок (см. ПРИЛОЖЕНИЕ 1) было получено, что пренебрежение первым членом уравнения (2.18) приводит к увеличению коэффициента общей устойчивости  $\varphi_{ed}$  до 2,5% в наиболее нагруженной панели, что в большинстве случаев является приемлемым.

Тогда коэффициент общей устойчивости с учетом обеспечения устойчивости наиболее нагруженной ветви между узлами решетки можно получить из решения (2.19):

$$\varphi_{ed} = \frac{b_1}{2a_1} - \sqrt{\frac{b_1^2}{4a_1^2} - \frac{1}{a_1}} \quad (2.20)$$

Учитывая различные эксцентриситеты приложения продольной силы на концах решетчатого элемента, можно более достоверно оценить устойчивость и раскрыть резервы несущей способности. На графиках рис. 2.6...2.9 проиллюстрировано сравнение коэффициентов, полученных при действии продольной силы с различными значениями концевых эксцентриситетов (см. рис.

2.4)  $\varphi_{ed}$  с  $\varphi_{e,сн}$  когда эксцентриситеты равны и определяются по максимальному моменту. Сплошными линиями на графиках (см. рис. 2.6...2.9) представлены результаты сравнения коэффициентов без учета влияния устойчивости ветвей  $\varphi_{yв} = 1$  на общую устойчивость решетчатого стержня (в соответствии с СП 16.13330.2017 [150]), а пунктирными линиями – при  $\varphi_{yв} = 0,901$ . Видно, что по мере снижения  $n = e_{y0}^0 / e_{y1}^0$  от +0,5 до -0,8 резервы составляют:

- при малых значениях  $m_{y1}^0 = 0,25 \dots 1,0$ , условия близкие к центральному сжатию элемента – от 6% до 43% когда  $\bar{\lambda}_{ef} = 2 \dots 5$ .
- при средних значениях (изгибаемый элемент)  $m_{y1}^0 = 2 \dots 4$ , от 14% до 50% когда  $\bar{\lambda}_{ef} = 2,5 \dots 5$ .

По результатам сравнения было замечено, что влияние изменения отношения между эксцентриситетами приложения продольной силы  $n = e_{y0}^0 / e_{y1}^0 = 0,5 \dots -0,8$  оказывает большее влияние для изгибаемых элементов ( $m_{y1}^0 = 2 \dots 4$ ), чем для тех, у которых условия приближены к центральному сжатию ( $m_{y1}^0 = 0,25 \dots 1,0$ ).

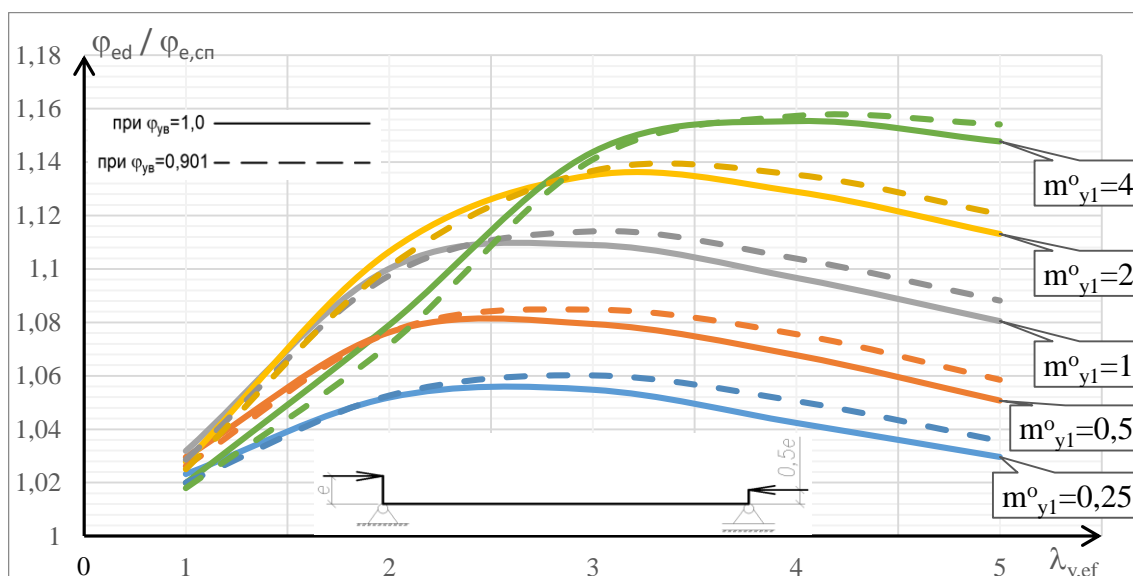


Рисунок 2.6 Коэффициент  $\varphi_{ed} / \varphi_{e,сн}$  при  $n = 0,5$

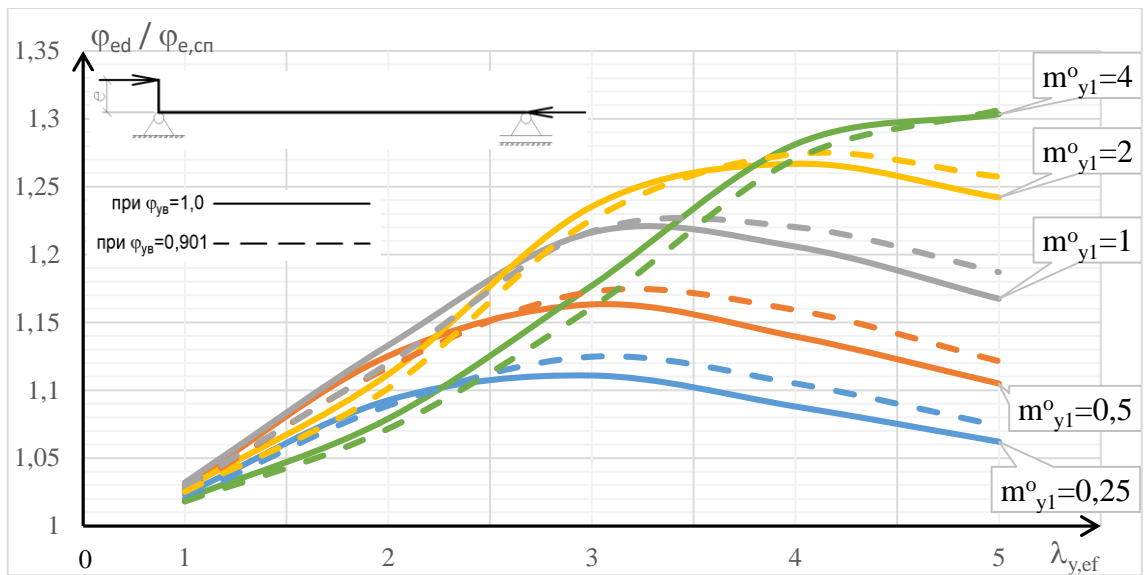


Рисунок 2.7 Коэффициент  $\Phi_{ed} / \Phi_{e,сн}$  при  $n = 0$

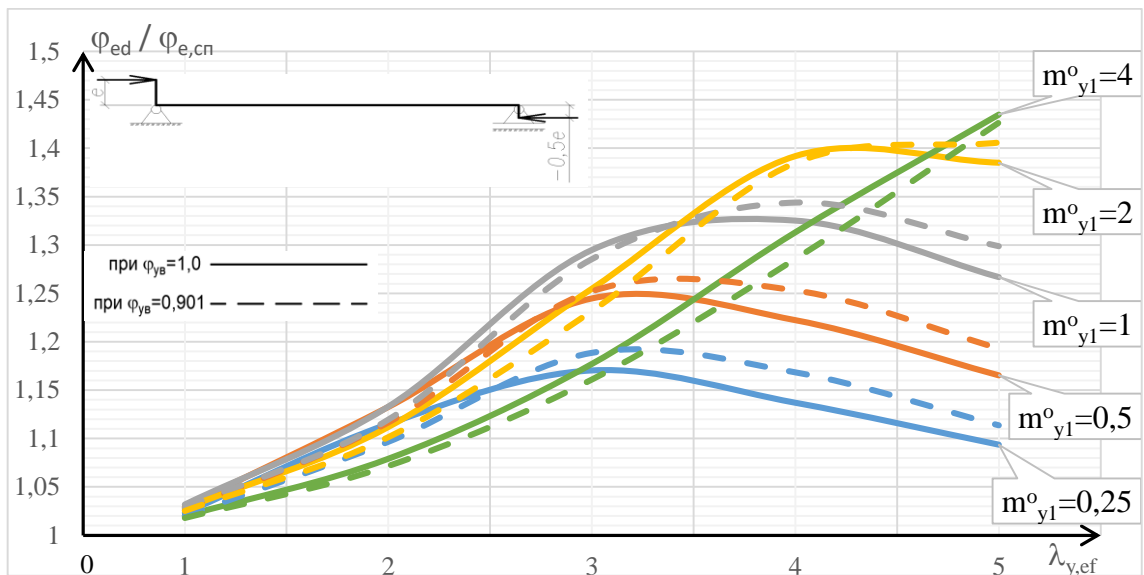


Рисунок 2.8 Коэффициент  $\Phi_{ed} / \Phi_{e,сн}$  при  $n = -0,5$

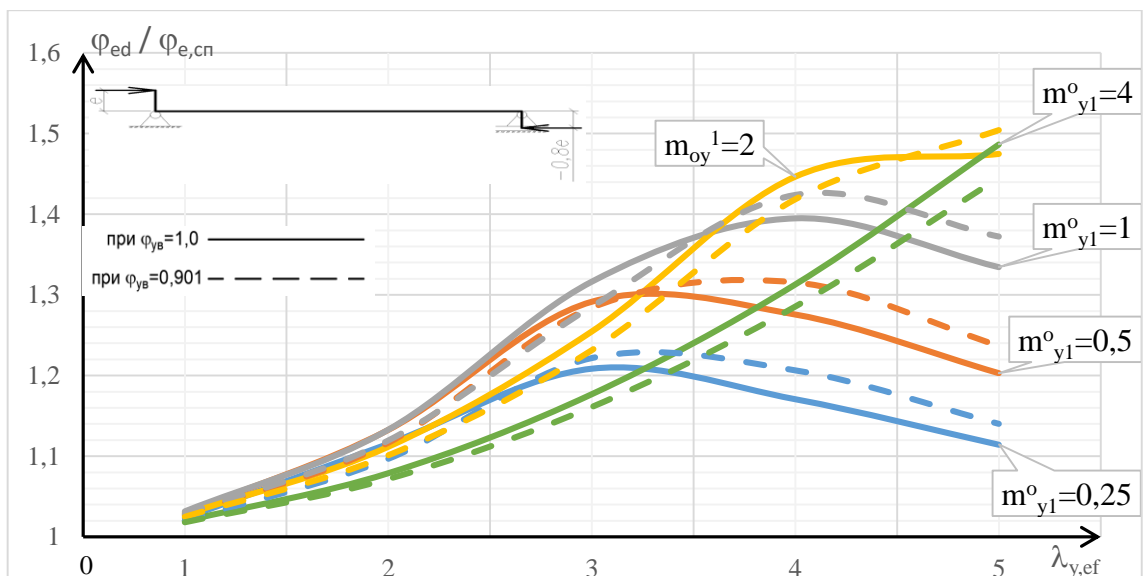


Рисунок 2.9 Коэффициент  $\Phi_{ed} / \Phi_{e,сн}$  при  $n = -0,8$

## 2.4. Общая устойчивость решетчатых колонн с жестким и неподвижно-шарнирным опорным закреплением

Для выявления резервов общей устойчивости при произвольном закреплении решетчатого элемента, выделение его из конструкции произведем не по расчетной, а по фактической длине. Это в отличие от «нормативной» методики расчета, позволит учесть реальное его нагружение, что в свою очередь потребует вести расчет с использованием формы потери устойчивости, вытекающей из решения бифуркационной задачи устойчивости конструкции.

С целью иллюстрации такого подхода, рассмотрим устойчивость колонны поперечной рамы одноэтажного производственного здания, имеющей жесткое защемление в фундаменте и неподвижно-шарнирное закрепление в уровне ригеля. Загружение примем продольной силой в сочетании с продольным и поперечным изгибом (см. рис. 2.10).

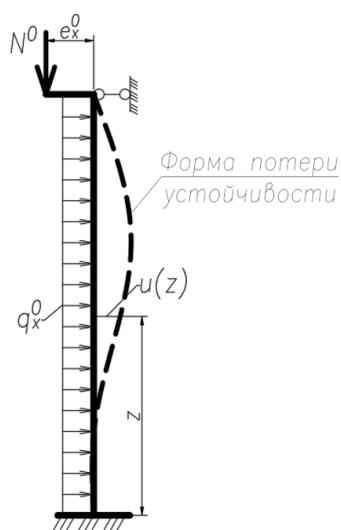


Рисунок 2.10 Расчетная схема колонны

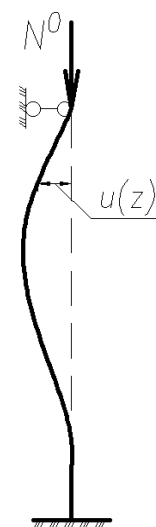


Рисунок 2.11 Форма потери устойчивости колонны

Функция потери устойчивости решетчатого элемента, нагруженного только продольной силой ( $e_x^0 = q_x^0 = 0$  см. рис.2.11) представим в виде алгебраического полинома, соответствующего всем граничным условиям задачи

$$u_y = U_y \left( 4,5\bar{z}^2 - 3,5\bar{z}^3 - 4\bar{z}^4 + 3\bar{z}^5 \right), \quad (2.21)$$

которая позволяет получить критический параметр силы  $N^0$  с точностью до 0,9% и может быть использована в деформационном расчете.

Перемещение точек оси стержня при отдельном действии изгибающего момента на уровне шарнирного закрепления и равномерно распределенной нагрузки  $q_x^0$  (см. рис. 2.10) вытекают из соответствующего расчета элемента по недеформируемой схеме:

$$M_{y,l}^0 = N^0 e_x^0 \rightarrow u_{n,m} = +U_{n,m} (\bar{z}^2 - \bar{z}^3) \quad (2.22)$$

$$u_{n,q} = +U_{n,q} \cdot \frac{1}{6} (3\bar{z}^2 - 5\bar{z}^3 + 2\bar{z}^4), \quad (2.23)$$

где  $U_{n,m} = \frac{N^0 e_x^0 l^2}{4EJ_{y,ef}}$ ;  $U_{n,q} = \frac{q_x^0 l^4}{8EJ_{y,ef}}$ ;

Имея решения частных задач (2.21), (2.22), (2.23) и выполнив процедуру деформационного расчета, изложенную в предыдущей задаче, получим выражение для перемещения в виде:

$$u = U_{n,m} \left\{ \begin{array}{l} \left( \bar{z}^2 - \bar{z}^3 \right) + n_q \frac{1}{6} (3\bar{z}^2 - 5\bar{z}^3 + 2\bar{z}^4) - \frac{0,11(1+2,19n_q) \frac{\Phi_{ed} \bar{\lambda}_{ef}^2}{\pi^2}}{1 - \frac{\Phi_{ed} \bar{\lambda}_{ef}^2}{\pi^2}} \\ \cdot (4,5\bar{z}^2 - 3,5\bar{z}^3 - 4\bar{z}^4 + 3\bar{z}^5) \end{array} \right. \quad (2.24)$$

где  $n_q = \frac{U_{n,q}}{U_{n,m}} = \frac{q_x^0 l^2}{2M_{y,l}^0}$  - отношение моментов в заземлении колонны при действии активных нагрузки  $q_x^0$  и моментов  $M_{y,l}^0 = N^0 e_x^0$ .

Изгибающий момент, действующий в плоскости решетки с учетом влияния перемещений (2.24) определим:

$$M_y(\bar{z}) = -\frac{N^0 \cdot e_{x0}^0}{2} \left\{ \begin{array}{l} (1-3\bar{z}) + \frac{n_q}{2} (1-5\bar{z} + 4\bar{z}^2) + \frac{1,1(1+2,19n_q) \frac{\Phi_{ed} \bar{\lambda}_{ef}^2}{\pi^2}}{1 - \frac{\Phi_{ed} \bar{\lambda}_{ef}^2}{\pi^2}} \\ \cdot (0,45 - 1,05\bar{z} - 2,4\bar{z}^2 + 3\bar{z}^3) \end{array} \right. \quad (2.25)$$

В этом случае выражение для определения усилий в наиболее нагруженной ветви в любом сечении  $\bar{z}$  (панели), примет имеет вид:

$$\varphi_{ed} \left\{ 1 + \frac{K_{d,\phi} m_{y1}^0}{2} \left[ \begin{array}{l} (1-3\bar{z}) + \frac{n_q}{2} (1-5\bar{z} + 4\bar{z}^2) + \frac{1,1(1+2,19n_q) \frac{\varphi_{ed}^2 \bar{\lambda}_{ef}^2}{\pi^2}}{\left(1 - \frac{\varphi_{ed}^2 \bar{\lambda}_{ef}^2}{\pi^2}\right)} \\ \cdot (0,45 - 1,05\bar{z} - 2,4\bar{z}^2 + 3\bar{z}^3) \end{array} \right] \right\} \leq \varphi_{y\phi} \quad (2.26)$$

где  $\bar{\lambda}_{ef}$  - условная приведенная гибкость, определяемая по расчетной длине.

Правый член неравенства (2.26)  $\varphi_{y\phi}$  - характеризует устойчивость ветви между узлами решетки, а левая часть представляет собой результат действия нагрузок.

Принимая равенство в (2.26), характеризующиеся предельным состоянием ветви, приходим к квадратному уравнению, относительно  $\varphi_{ed}$ , значения которого определяется по (2.20), но с новыми данными составляющих квадратное уравнение:

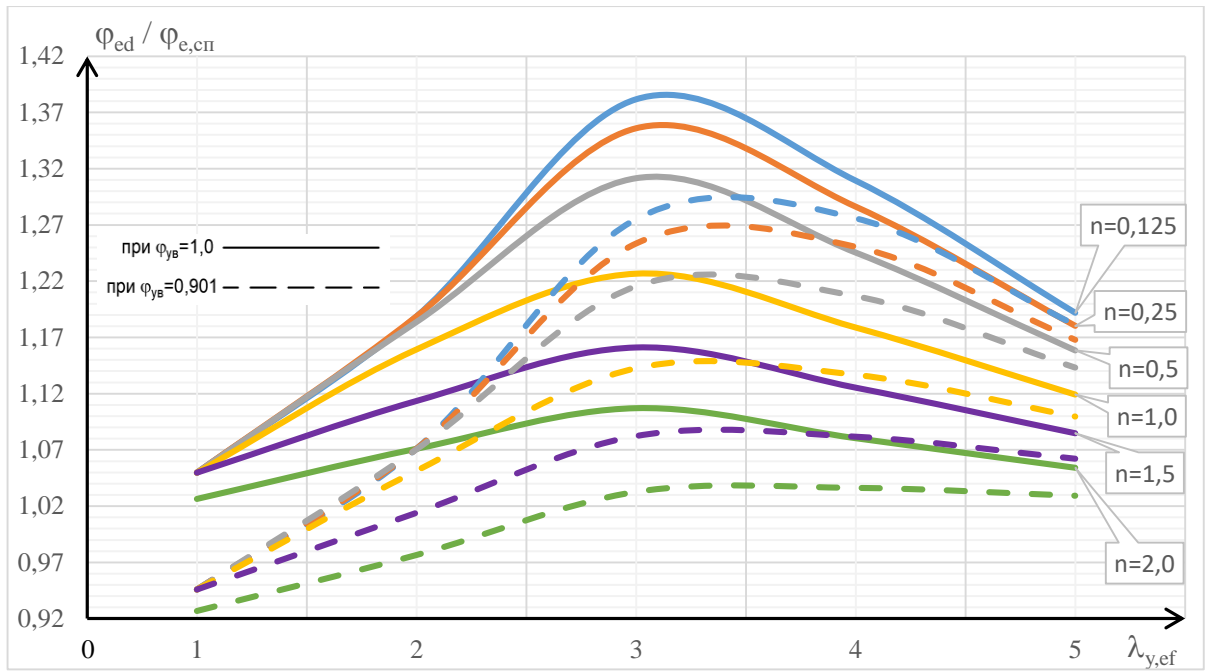
$$a_q = \frac{\bar{\lambda}_{ef}^2}{\pi^2 \varphi_{y\phi}} \left[ 1 + \frac{K_{d,\phi} m_{y1}^0}{2} (K_4(z) - K_6 \cdot K_5(z)) \right] \quad (2.27)$$

$$b_q = \frac{1 + \frac{K_{d,\phi} m_{y1}^0}{2} K_4(z)}{\varphi_{y\phi}} + \frac{\bar{\lambda}_{ef}^2}{\pi^2};$$

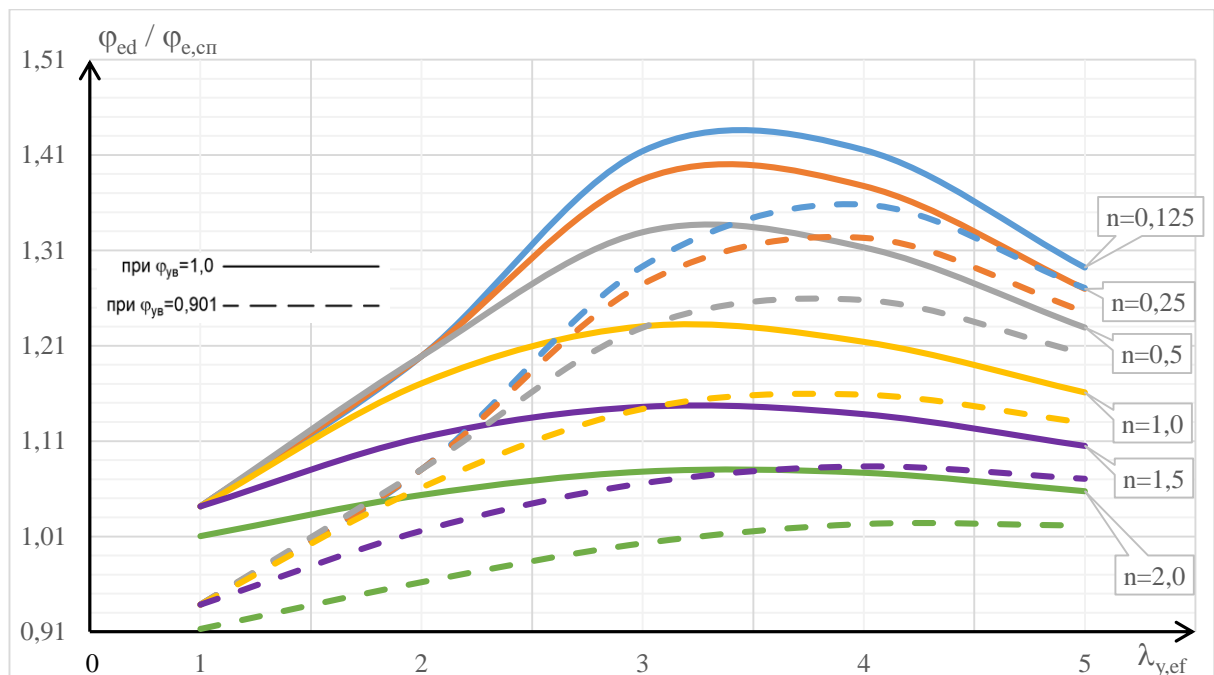
$$\text{где } K_4 = (1-3\bar{z}) + \frac{n_q}{2} (1-5\bar{z} + 4\bar{z}^2); K_5 = 0,45 - 1,05\bar{z} - 2,4\bar{z}^2 + 3\bar{z}^3; K_6 = 1,1(1+2,19n_q) \quad (2.28)$$

На рис. 2.12...2.16 представлено сопоставление коэффициентов устойчивости полученных при использовании фактической и «нормативной» расчетной моделей колонны в зависимости от соотношения опорных (в защемлении) моментов при действии  $q_x^0$  и  $M_{y,l}^0 = N^0 e_x^0$  (см. рис. 2.10), где  $n_q = \frac{q_x^0 l^2}{2M_{y,l}^0}$ .

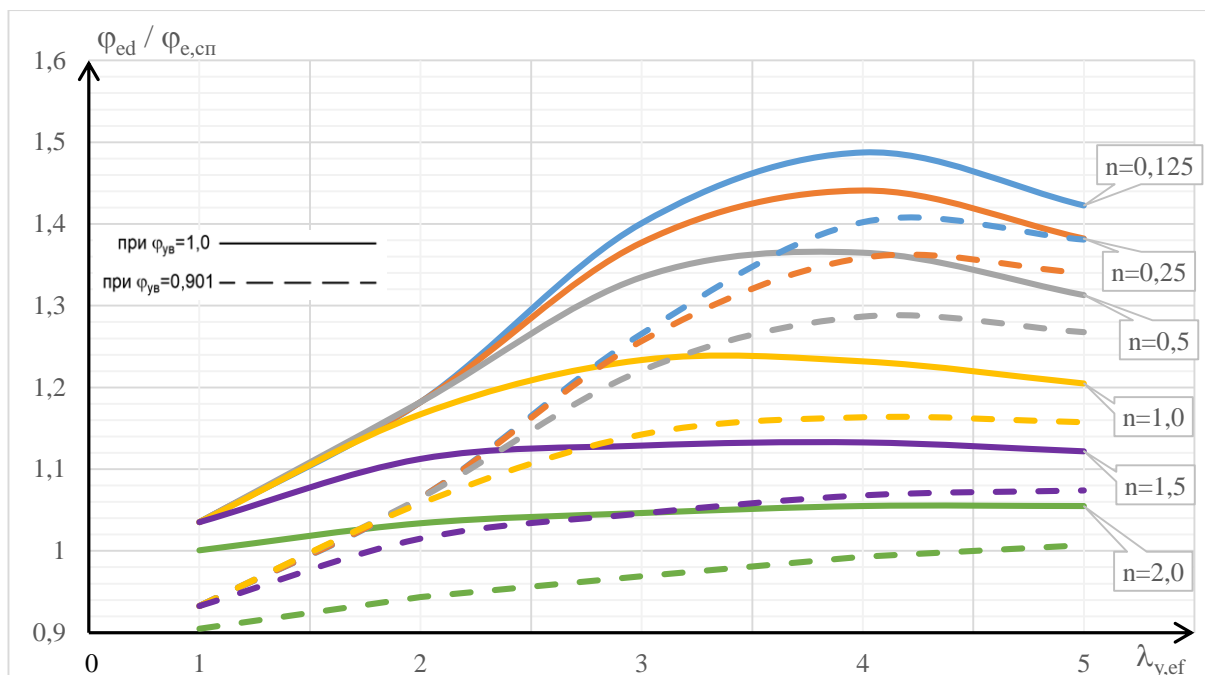
Сплошными линиями показано определение коэффициента общей устойчивости  $\varphi_{ed}$  при  $\varphi_{y\phi} = 1$  (в соответствии с СП 16.13330.2017 [150]), а пунктирными линиями - при  $\varphi_{y\phi} = 0,901$ .



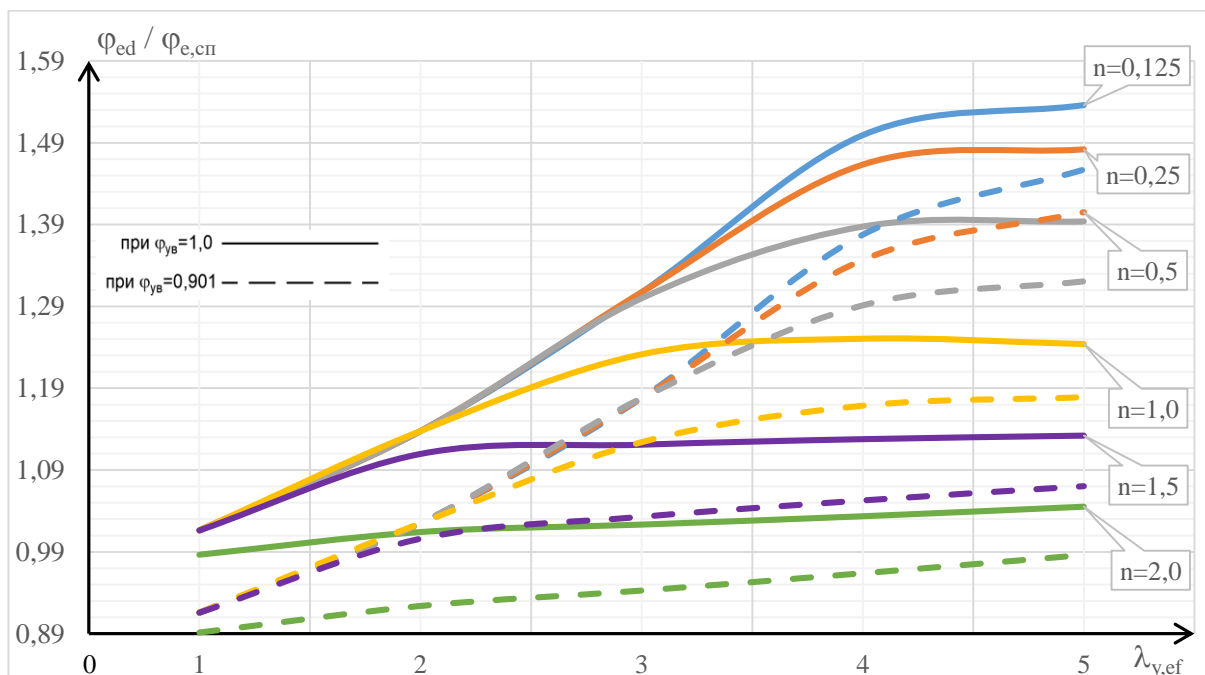
**Рисунок 2.12** Резервы устойчивости  $\Phi_{ed} / \Phi_{e,сн}$  при  $n_q = 0,125 \dots 2,0$  при относительном эксцентриситете  $m_{y1}^0 = 0,25$



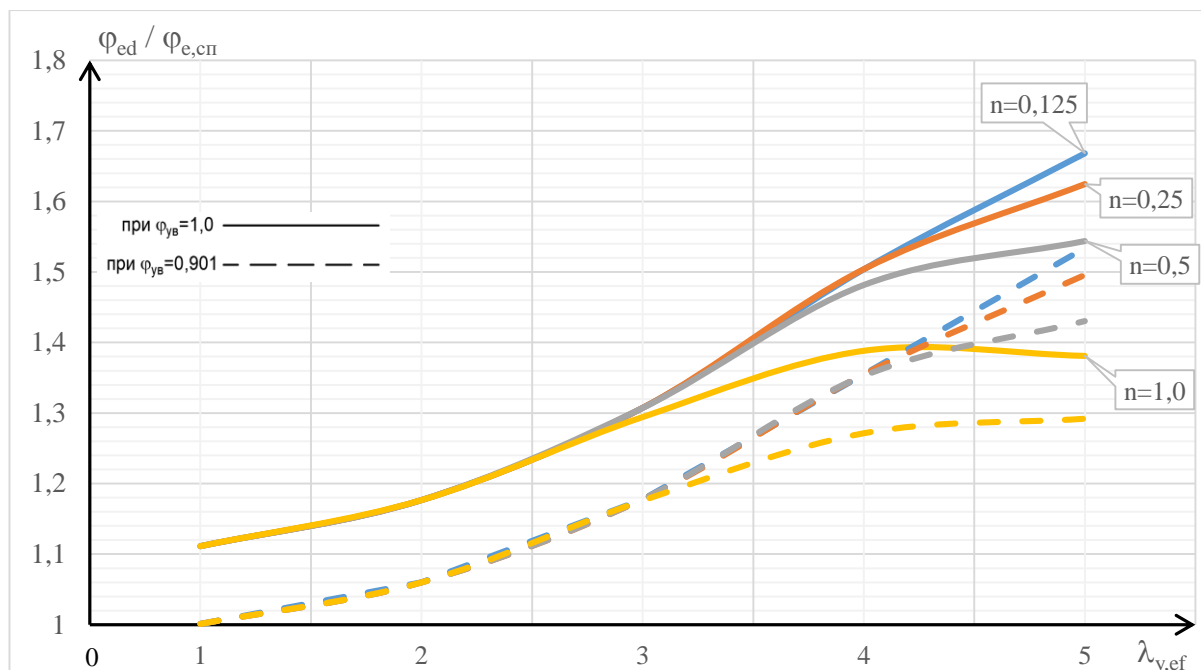
**Рисунок 2.13** Резервы устойчивости  $\Phi_{ed} / \Phi_{e,сн}$  при  $n_q = 0,125 \dots 2,0$  при относительном эксцентриситете  $m_{y1}^0 = 0,5$



**Рисунок 2.14** Резервы устойчивости  $\Phi_{ed} / \Phi_{e,сп}$  при  $n_q = 0,125 \dots 2,0$  при относительном эксцентриситете  $m_{y1}^0 = 1,0$



**Рисунок 2.15** Резервы устойчивости  $\Phi_{ed} / \Phi_{e,сп}$  при  $n_q = 0,125 \dots 2,0$  при относительном эксцентриситете  $m_{y1}^0 = 2,0$



**Рисунок 2.16** Резервы устойчивости  $\varphi_{ed} / \varphi_{e,сп}$  при  $n_q = 0,125 \dots 1,0$  при относительном эксцентриситете  $m_{y1}^0 = 4,0$

Анализируя графики 2.12...2.16 можно увидеть, что при  $\varphi_{yв} = 1$  и малых значениях  $n_q$  равных 0,125...0,5, резервы устойчивости, как и в расчете с шарнирным закреплением стержня (см. п. 2.3), являются весьма существенными, которые при  $\bar{\lambda}_{ef} = 2 \dots 5$  составляют от 10% до 64%. Большие из них относятся к  $\bar{\lambda}_{ef} = 3,5 \dots 4,5$  и  $m_{y1}^0 = 1,0 \dots 2,0$  (см. рис. 2.12...2.16). При доминирующем влиянии  $q_x^0$  ( $n_q = 1 \dots 2$ ) резервы уменьшаются в 2...3 раза.

Общая устойчивость колонны с учетом обеспечения ветви  $\varphi_{yв} = 0,901$  при  $\bar{\lambda}_{y,ef} = 1 \dots 1,5$  практически сводится к проверке устойчивости ветви, которую в дополнение к общей, рекомендует выполнять СП 16.13330.2017, что и обнаруживается на графиках рис. 2.12...2.16 (см. пунктирные линии), когда отношение  $\varphi_{ed} / \varphi_{e,сп} = 0,9 \dots 1,0$ .

Данное исследование еще раз подтверждает выводы представленные в п.2.2, о том что коэффициент общей устойчивости  $\varphi_{ed}$ , определяемый без учета устойчивости ветвей  $\varphi_{yв} = 1$  (в соответствии с СП 16.13330.2017 [150]) (см. сплошные линии на графике) выше коэффициента, получаемого при условии обеспечения устойчивости ветвей (см. пунктирные линии на графике).

Несмотря на данный факт были выявлены резервы общей устойчивости решетчатых элементов, определяемой с учетом обеспечения устойчивости ветвей  $\varphi_{yв} = 0,901$ , а именно при гибкости  $\bar{\lambda}_{ef} = 2 \dots 5$  резервы составляли от 5% до 52%.

## 2.5. Выводы по главе

1. Аналитический метод расчета обобщен на исследование общей устойчивости решетчатых элементов (колонн) при произвольном распределении моментов.

2. Влияние устойчивости ветвей между узлами решетки приводит к некоторому занижению общей устойчивости стальных решетчатых элементов. Незначительное снижение наблюдается при малых значениях гибкости ветвей  $\bar{\lambda}_{y\varphi} = 1$  ( $\varphi_{y\varphi} = 0,948$ ) от 2,4 до 6,1%, которое с ее увеличением  $\bar{\lambda}_{y\varphi} = 1...2$  достигало 15,5% ( $\bar{\lambda}_{ef} = 2, m_{y1}^0 = 4$ ).

3. Учет различных концевых эксцентриситетов продольной силы  $n = e_{y0}^0 / e_{y1}^0 = 0,5...-0,8$  при  $l_{ef} = l$  (шарнирное закрепление на концах) позволил вскрыть резервы устойчивости, которые составляют:

- при малых значениях  $m_{y1}^0 = 0,25...1,0$  (условия близкие к центральному сжатию элемента) – от 6% до 43% когда  $\bar{\lambda}_{ef} = 2...5$ ;
- при средних значениях  $m_{y1}^0 = 2...4$ , от 14% до 50% когда  $\bar{\lambda}_{ef} = 2,5...5$ .

4. Использование фактической схемы загрузки (продольной силой в сочетании с продольным и поперечным изгибом) колонн поперечной рамы одноэтажного производственного здания, имеющей жесткое защемление в фундаменте и неподвижно-шарнирное закрепление в уровне ригеля, позволило вскрыть весьма существенные резервы устойчивости, которые при  $\bar{\lambda}_{y,ef} = 2...5$ ,  $n_q = 0,125...0,5$ ,  $m_{y1}^0 = 0,25...4,0$  составляют от 5% до 64%. При доминирующем влиянии  $q_x^0$  ( $n_q = 1...2$ ) резервы уменьшаются в 2...3 раза.

### ГЛАВА 3. ВЛИЯНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ ВЕТВЕЙ ИЗ ПЛОСКОСТИ ЗАГРУЖЕНИЯ НА ОБЩУЮ УСТОЙЧИВОСТЬ ЭЛЕМЕНТА

#### 3.1. Предварительные замечания

В подавляющем числе случаев поперечных рам расчетная длина элементов (колонн) из плоскости решетки равна фактической (шарнирное закрепление)  $l_{ef} = l(\mu = 1)$ , что позволяет учитывать реальное их нагружение: действие продольной силы  $N^0$  в сочетании с различными значениями концевых изгибающих моментов  $M_{y(0)}$  и  $M_{y(l)}$ .

Для повышения точности расчета как проектируемых, так и эксплуатируемых решетчатых конструкций, проверка устойчивости ветвей из плоскости решетки проводится с учетом фактического распределения продольных сил в элементе (переменная продольная сила). Поскольку известно, что при любом расчетном сочетании нагрузок продольные усилия, возникающие на концах ветвей, выделенных из конструкции по расчетной длине, практически всегда имеют различные значения.

Учитывая изложенное, продольное усилие, возникающее в ветви решетчатой колонны и используемое при ее проверке на устойчивость из плоскости соединительной решетки следует определять в сочетании постоянной по длине и распределенной нагрузки, передаваемой через узлы решетки, тогда.

$$N_g^0(z) = N_g^0 + q_z^0 \cdot z \quad (3.1)$$

$$N_g^0 = \frac{N_1^0(b - a + e_{x,0}^0)}{b}; \quad q_z^0 = \frac{N_1^0(e_{x,e}^0 - e_{x,0}^0)}{b \cdot l}, \quad (3.2)$$

где  $a$  – расстояние от оси решетчатого элемента до оси наиболее сжатой ветви.

Использование фактической схемы нагружения при анализе устойчивости ветвей из плоскости решетки проектируемых и существующих (эксплуатируемых) стальных конструкциях, позволит вскрыть резервы несущей способности.

### 3.2. Деформационный расчет внецентренно сжатой ветви переменной продольной силой, при упругой работе материала

Продольное усилие в наиболее нагруженной ветви сквозных двухветвевых элементов, как это уже отмечалось п.3.1, представим в виде:

$$N_{\epsilon}(z) = N_{\epsilon}^o + q_{\epsilon}^o z, \quad (3.3)$$

где  $N_{\epsilon}^o = N_{\epsilon,\min}$  – меньшая из двух концевых продольных сил, возникающих в ветви  $N_{\epsilon}(0)$  и  $N_{\epsilon}(l)$ , полученных по наихудшим расчетным комбинациям усилий;  $q_{\epsilon}^o = (N_{\epsilon,\max} - N_{\epsilon,\min})/l$  – равномерно распределенная нагрузка по длине элемента, действующая вдоль оси ветви.

На рис.3.1 представлена расчетная схема ветви решетчатой колонны, которая загружена постоянной продольной силой  $N_{\epsilon}^o = const$ , действующей с концевым эксцентриситетом  $e_y^o$ , в сочетании с равномерно распределенной осевой нагрузкой  $q_{\epsilon}^o = const$ .

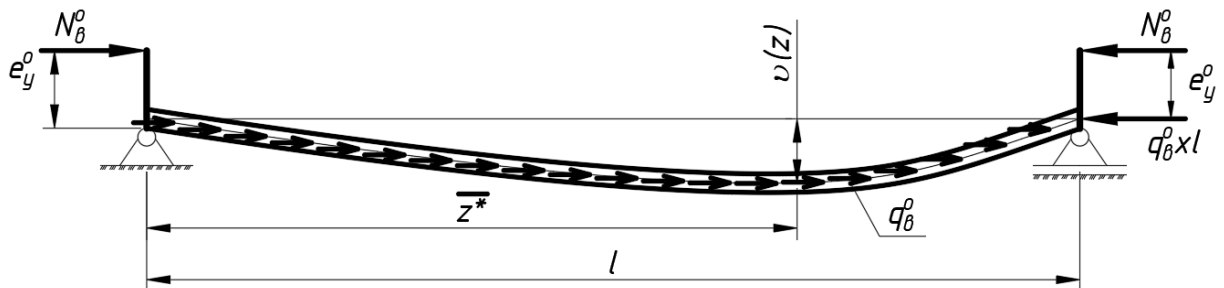


Рисунок 3.1 Расчетная модель ветви из плоскости соединительной решетки

При данной расчетной схеме дифференциальное уравнение равновесия ветви, имеет вид:

$$EI_{x,\epsilon} \vartheta^{IV} + N_{\epsilon}^o \vartheta^{II} + q_{\epsilon}^o (\vartheta^I + z \vartheta^{II}) = 0. \quad (3.4)$$

Для решения деформационной задачи использовались комбинации частных решений [26]:

$$\vartheta(\bar{z}) = \vartheta_n(\bar{z}) + \vartheta_{y1}(\bar{z}) + \vartheta_{y2}(\bar{z}), \quad (3.5)$$

Первый член общего решения (3.5) является решение задачи по недеформированной расчетной схеме

$$\vartheta_n(\bar{z}) = V_n \cdot \psi_n(\bar{z}); \quad (3.6)$$

где  $V_n = \frac{N^0 l^2}{6EI_{x,\epsilon}} e_y^0$  - амплитуда перемещения;  $\psi_n(\bar{z}) = 3(\bar{z} - \bar{z}^2)$  - форма деформирования оси ветви из плоскости решетки;  $\bar{z} = z/l$ .

Два других слагаемых в (3.5) являются функциями потери устойчивости ветви при действии  $N_\epsilon(z) = N_\epsilon^0 + q_\epsilon^0 \bar{z}$ :

$$\vartheta_{y1} = V_{y1} \cdot \sin \pi \bar{z}; \quad \vartheta_{y2} = V_{y2} \cdot \sin 2\pi \bar{z}; \quad (3.7)$$

где  $V_{y1}$ ,  $V_{y2}$  - некоторые неопределенные параметры (с размерностью перемещений) с точностью, до которых решаются бифуркационные задачи устойчивости.

Для определения неизвестных констант  $V_{y1}$  и  $V_{y2}$  необходимо подставить общее решение (3.5) в деформационное уравнение (3.4), в результате получим:

$$L = EI_{x,\epsilon} (\vartheta_{y1}^{IV} + \vartheta_{y2}^{IV}) + N_\epsilon \vartheta'' + q_\epsilon (\vartheta' + z \vartheta'') = 0. \quad (3.8)$$

Видно, что уравнение (3.8), описывает задачу устойчивости элемента (стержня), имеющего начальное искривление оси по (3.6), при этом нагруженного  $N_\epsilon(z)$ , ( $e_y^0 = 0$ ) и  $q_\epsilon^0$ . Применив к (3.8) процедуру метода Бубнова-Галеркина, получим:

$$\int_0^1 L \cdot \sin \pi \bar{z} d\bar{z} = 0; \quad \int_0^1 L \cdot \sin 2\pi \bar{z} d\bar{z} = 0 \quad (3.9)$$

Получим систему двух алгебраических уравнений, с помощью которых определяются неизвестные константы  $V_{y1}$  и  $V_{y2}$ :

$$V_{y1} = V_n \eta_1; \quad V_{y2} = V_n \eta_2, \quad (3.10)$$

$$\text{где } \left. \begin{aligned} \eta_1 &= \frac{\Phi_\epsilon \bar{\lambda}_{x\epsilon}^2}{\pi^5} [K_2 K_3 - 16 K_1 (1 - 0,25 K_4)] / \Delta; \\ \eta_2 &= \frac{\Phi_\epsilon \bar{\lambda}_{x\epsilon}^2}{\pi^5} [K_1 K_3 - K_2 (1 - K_4)] / \Delta, \end{aligned} \right\} \quad (3.11)$$

$$K_1 = 12(2 + n_q); K_2 = -12n_q; K_3 = \frac{\varphi_\varepsilon \bar{\lambda}_{x\varepsilon}^2}{\pi^2} \cdot 0,45n_q; K_4 = \frac{\varphi_\varepsilon \bar{\lambda}_{x\varepsilon}^2}{\pi^2} (1 + 0,5n_q); n_q = q_\varepsilon^0 l / N_\varepsilon^0; \varphi_\varepsilon = N_\varepsilon^0 / R_y A_\varepsilon;$$

$$\Delta = \tilde{\varphi}_{\varepsilon,cr1} \cdot \tilde{\varphi}_{\varepsilon,cr2} \left( 1 - \frac{\varphi_\varepsilon \bar{\lambda}_{x\varepsilon}^2}{\tilde{\varphi}_{\varepsilon,cr1}} \right) \cdot \left( 1 - \frac{\varphi_\varepsilon \bar{\lambda}_{x\varepsilon}^2}{\tilde{\varphi}_{\varepsilon,cr2}} \right); \quad \tilde{\varphi}_{\varepsilon,cr1,2} = \frac{b_1 \pm \sqrt{b_1^2 - 4a_1 c_1}}{2a_1}; \quad a_1 = \frac{4}{\pi^4} (1 + n_q + 0,2n_q^2); \quad b_1 = \frac{20}{\pi^2} (1 + 0,5n_q);$$

$c_1 = 16$ ;  $\varphi_{\varepsilon,cr1,2} \cdot \bar{\lambda}_{x\varepsilon}^2 = \tilde{\varphi}_{\varepsilon,cr1,2}$  – критические параметры силы  $N_\varepsilon^0$  в сочетании с действием  $q_\varepsilon^0$ ;

$$\bar{\lambda}_{x\varepsilon} = \frac{l}{i_{x\varepsilon}} \sqrt{R_y / E} \text{ – условная гибкость ветви.}$$

Тогда общее решение (3.5), с учетом (3.10), принимает вид:

$$\vartheta(z) = e_y^0 \frac{\varphi_\varepsilon \bar{\lambda}_{x\varepsilon}^2}{6} \left[ 3(\bar{z} - \bar{z}^2) + \eta_1 \sin \pi \bar{z} + \eta_2 \sin 2\pi \bar{z} \right], \quad (3.12)$$

Достоверность предлагаемого метода подтверждается тем, что полученные значения критических параметров  $\tilde{\varphi}_{\varepsilon,cr1}$ , полностью совпадают с результатами, представленными в работах С.П. Тимошенко [28].

Максимальные напряжения  $\bar{\sigma}_{\max} = \sigma_{\max} / R_y$  в наиболее нагруженном сечении ветви  $\bar{z} = \bar{z}^*$ , с учетом влияний перемещений (3.12) на усилия, принимают вид:

$$\bar{\sigma}_{\max}(\bar{z}^*) = \varphi_\varepsilon \left[ n_q \bar{z}^* + 1 + m_{x\varepsilon}^0 \left( 1 + \frac{\pi^2}{6} (\eta_1 \sin \pi \bar{z}^* + 4\eta_2 \sin 2\pi \bar{z}^*) \right) \right], \quad (3.13)$$

где  $m_{x\varepsilon}^0 = e_y^0 / \rho_x$  – относительный эксцентриситет;  $\rho_x = W_{x\varepsilon} / A_\varepsilon$  – ядровое расстояние.

Координата  $\bar{z}^*$  определяется по  $d\bar{\sigma}_{\max}(\bar{z})/d(\bar{z}) = 0$ , которое принимает вид:

$$n_q + m_{x\varepsilon}^0 \frac{\pi^3}{6} (\eta_1 \cos \pi \bar{z} + 8\eta_2 \cos 2\pi \bar{z}) = 0 \quad (3.14)$$

При условии упругой работы материала решение задачи устойчивости ветви, (соответствующей прочности расчетом по деформированной схеме) можно получить при  $\bar{\sigma}_{\max}(\bar{z}^*) = 1$ :

$$\varphi_{\varepsilon y} \left( n_q \bar{z}^* + 1 + m_{x\varepsilon}^0 K_{dx} \right) = 1, \quad (3.15)$$

$$\text{где } K_{dx} = 1 + \frac{\pi^2}{6} (\eta_1 \sin \pi \bar{z}^* + 4\eta_2 \sin 2\pi \bar{z}^*) \text{ – деформационный коэффициент,} \quad (3.16)$$

учитывающий влияние перемещений  $\vartheta(\bar{z})$  (3.12) на изгибные усилия.

### 3.3. Обобщение обратного численно-аналитического метода на расчет устойчивости фактически нагруженных ветвей

С помощью обратного численно-аналитического метода [25] выполним проверку устойчивости ветви за пределом упругости. Для решения этой задачи в наиболее нагруженном сечении  $\bar{z} = \bar{z}_*$  используем неограниченно упругую модель ветви, для которой зададимся  $i$  – нагружением продольной силой  $N_{\theta,i}^* (1+n_q \bar{z}_*)$  с деформационным моментом  $M_{x,i}^* (\bar{z}_*)$  (см. рис. 3.2).

Для обобщения обратного численно-аналитического метода, применяемого в решении данной задачи, необходимо действующие «упругие» усилия  $N_{\theta,i}^* (1+n_q \bar{z}_*)$  и  $M_{x,i}^* (\bar{z}_*)$  представить в безразмерных параметрах  $\varphi_{\theta,i}^* (n_q \bar{z}_* + 1)$  и  $\varphi_{x,i}^* \cdot m_x^*$ . Тогда соответствующее им напряженно-деформированное состояние в безразмерных параметрах примет вид:

$$\bar{\sigma}_i^* (\bar{y}_k) = \bar{\varepsilon}_i^* (\bar{y}_k) = \varphi_{\theta,i}^* (n_q \bar{z}_* + 1 + m_x^* \bar{y}_k), \quad (3.17)$$

$$\text{Где } \varphi_{\theta,i}^* = N_{\theta,i}^* / R_y A_{\theta} = \bar{\varepsilon}_{\max,i} (n_q \bar{z}_* + 1 + m_x^*)^{-1}; \quad (3.18)$$

$\bar{\varepsilon}_{\max,i} = \varepsilon_{\max,i} E / R_y$  – деформация наиболее напряженного волокна с координатой  $y_*$ ;

$\bar{y}_k = y_k / y_*$ ;  $y_*$  – координата наиболее нагруженного волокна.

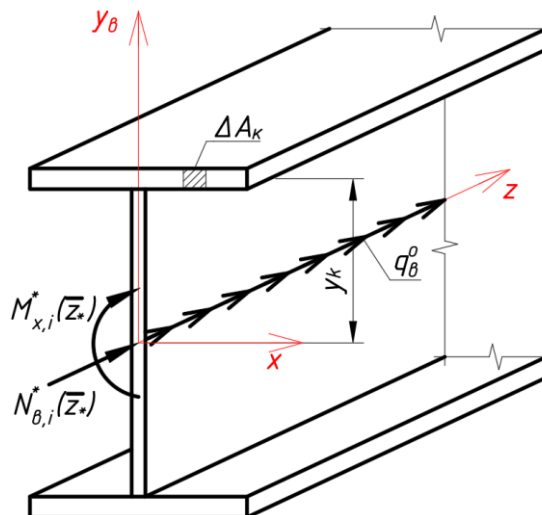


Рисунок 3.2 Загружение ветви в сечении  $\bar{z} = \bar{z}_*$

Важно учитывать, что при упругопластической работе материала анализ устойчивости следует проводить при переходе стержня из устойчивого (равновесного) в неустойчивое (неравновесное) состояние. Предельное значение параметра нагружения, соответствующего коэффициенту потери устойчивости  $\varphi_{\max}^*$ , зависящего от условной гибкости стержня  $\bar{\lambda}_{x0}$ , следует определять при ряде значений деформированного состояния в наиболее напряженном сечении по мере роста  $\bar{\varepsilon}_{\max,i}$  ( $1 \leq \bar{\varepsilon}_{\max,i} \leq 4$ ).

С помощью алгоритма «сечение» и унифицированной диаграммы работы стали  $\sigma - \varepsilon$  (см. рис. 3.3), по заданному деформированному состоянию в наиболее нагруженном сечении  $\bar{z} = \bar{z}^*$  (3.17), соответствующему  $i$ -му нагружению определяем фактически действующие усилия:

$$\left. \begin{aligned} \varphi_{\theta,i} &= \varphi_{\theta,i}^* \left[ (n_q \bar{z}^* + 1) \bar{A}_{ef} - m_x^* \frac{\rho_x}{y_*} \bar{S}_x \right]; \\ m_x &= \frac{\varphi_{\theta,i}}{\varphi_{\theta,i}^*} \left[ -(n_q \bar{z}^* + 1) \bar{S}_x + m_x^* \frac{\rho_x}{y_*} \bar{J}_{x,ef} \right], \end{aligned} \right\} \quad (3.19)$$

где  $\bar{A}_{ef} = \sum_{k=1}^n \bar{E}_{ck} \cdot \Delta \bar{A}_k$  — относительная рабочая площадь «упругого» сечения;

$\bar{S}_x = \sum_{k=1}^n \bar{E}_{ck} \cdot \tilde{y}_k \cdot \Delta \bar{A}_k$  — относительный статический момент, ослабленный развитием

пластических деформаций;  $n$  — количество (число) достаточно малых дискретных

площадок  $\Delta A_k$  с координатами центра тяжести  $y_k$  (рис. 3.2);  $\Delta \bar{A} = \frac{\Delta A_k}{A}$ ;  $\bar{A}_{ef} = \frac{A_{ef}}{A}$ ;

$\tilde{y}_k = y_k / \rho_x$ ;  $\bar{J}_{x,ef} = \sum_{k=1}^n \bar{E}_{ck} \cdot \tilde{y}_k^2 \cdot \Delta \bar{A}_k$  — относительный момент инерции рабочей части

сечения;  $\bar{E}_{ck} = \text{tg} \alpha_k$  — относительный секущий модуль (рис. 3.3).

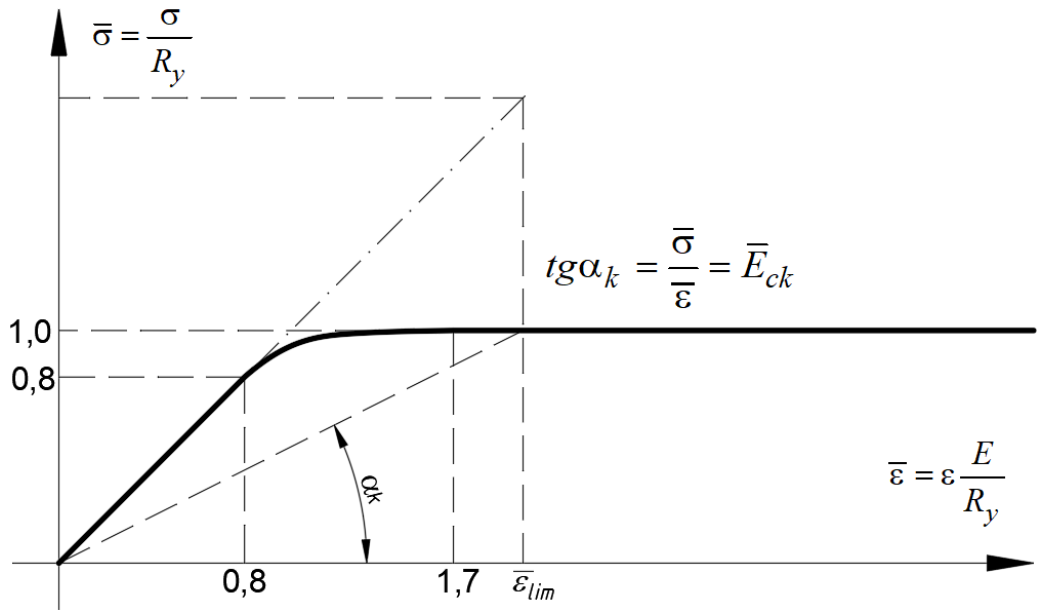


Рисунок 3.3 Унифицированная диаграмма работы стали

И фиктивные, компенсирующие развитие пластических деформаций:

$$\left. \begin{aligned} \varphi_{\varepsilon, \phi i} &= \varphi_{\varepsilon, i}^* \left[ (n_q \bar{z}^* + 1) \bar{A}_{ocл} + m_x^* \frac{\rho_x}{y^*} \bar{S}_x \right]; \\ m_{x, \phi} &= \frac{\varphi_{\varepsilon, i}^*}{\varphi_{\varepsilon, \phi i}} \left[ (n_q \bar{z}^* + 1) \bar{S}_x + m_x^* \frac{\rho_x}{y^*} \bar{J}_{x, oc} \right], \end{aligned} \right\} \quad (3.20)$$

где  $\bar{A}_{oc} = 1 - \bar{A}_{ef}$ ;  $\bar{J}_{x, oc} = \frac{I_{x\delta}}{\rho_x^2 A_\delta} - \bar{J}_{x, ef}$ .

Полученное выражение  $\varphi_{\varepsilon, i}$  в (3.19) позволяет определить продольную силу  $N_{\varepsilon, i}^o = \varphi_{\varepsilon, i} A_\delta R_y$ , действующую совместно с равномерно распределенной осевой нагрузкой  $q_{\varepsilon, i}^o = n_q N_{\varepsilon, i}^o / l$ . При этом в запас несущей способности фиктивная сила с параметром  $\varphi_{\varepsilon, \phi i}$  по (3.20), принимается постоянной по длине ветви, в этом случае относительный эксцентриситет на опорах  $m_{x, \phi}$  определяется по (3.20).

Для определения относительного эксцентриситета  $m_x^o$  продольной силы  $N_{\varepsilon, i}^o$ , действующей на опорах, рассмотрим напряженное состояние в наиболее нагруженном сечении  $\bar{z} = \bar{z}^*$  при действии  $N_{\varepsilon, i}^o$  и  $N_{\varepsilon, \phi i}^o$ , которое в безразмерных параметрах, соответствующих (3.17), представим в виде [25]:

$$\bar{\sigma}^*(\bar{y}) = \varphi_{\epsilon,i} \left( n_q \bar{z}^* + 1 + m_x^o \bar{y} K_{d,xi} \right) + \varphi_{\epsilon,\phi i} \left( n_q \bar{z}^* + 1 + m_{x,\phi i}^o \bar{y} K_{d,xi} \right), \quad (3.21)$$

$$\text{Где } K_{dx,i} = 1 + \frac{\pi^2}{6} \left( \eta_{1,i} \sin \pi \bar{z}^* + 4 \eta_{2,i} \sin 2\pi \bar{z}^* \right), \quad (3.22)$$

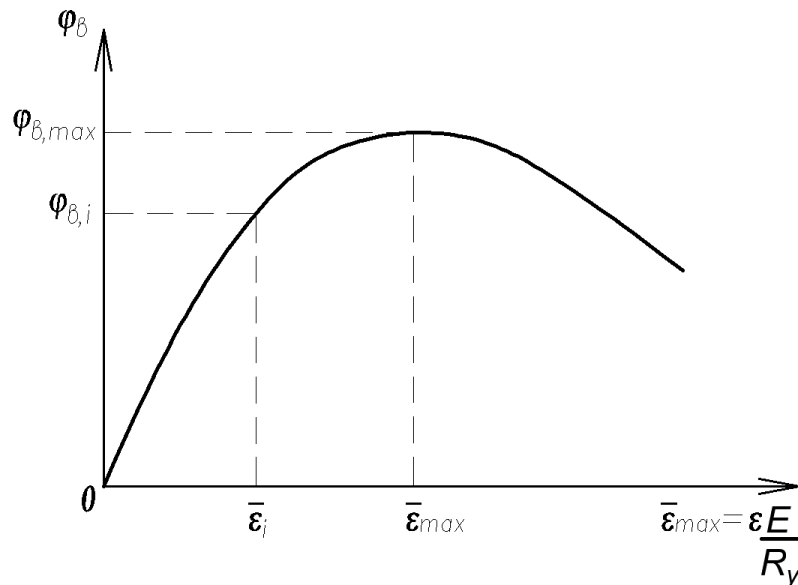
$K_{dx,i}$  – деформационный коэффициент, позволяющий учитывать влияние перемещений  $\vartheta$  на усилия;  $\eta_{1,i}$  и  $\eta_{2,i}$  – коэффициенты, определяемые по (3.11).

Тогда при  $\bar{\sigma}_{\max,i}^* = \bar{\epsilon}_{\max,i}^*$  получим:

$$m_x^o = \frac{\bar{\epsilon}_{\max,i}^* - \varphi_{\epsilon,i}^* (1 + n_q \bar{z}^*)}{\varphi_{\epsilon,i} K_{d,xi}} - \frac{\varphi_{\epsilon,\phi i} m_{x,\phi i}^o}{\varphi_{\epsilon,i}}. \quad (3.23)$$

Таким образом по заданному  $i$ -му деформированному состоянию, в наиболее нагруженном сечении  $\bar{z} = \bar{z}^*$  неограниченно упругого стержня  $\bar{\epsilon}_{\max,i}^* = 0,8 + \Delta \bar{\epsilon} \cdot i$ ,  $\Delta \bar{\epsilon}_i = 3,2 / n (i = 1, 2 \dots n)$ , при действии продольной силы с деформационным относительным эксцентриситетом  $m_x^*$ , с помощью обратного численно-аналитического метода расчета можно определить соответствующее загрузеие ветви с параметрами  $\varphi_{\epsilon,i}$  и  $m_x^o (q_{\epsilon,i}^o = n_q \varphi_{\epsilon,i} A_6 R_y / l)$ .

Рассматривая деформированные состояния при ряде значений  $\bar{\epsilon}_{\max,i}^* (i = 1, 2 \dots n)$  с удержанием значения  $m_x^o = const$ , определяем наибольший параметр общего загрузеия  $\varphi_{\epsilon,\max}$ , который соответствует коэффициенту потери устойчивости (нарушение равновесного деформированного состояния) (см. рис. 3.4).



**Рисунок 3.4** Зависимость коэффициента потери устойчивости ветви  $\varphi_{\epsilon}$  от относительной деформации  $\bar{\epsilon}_i$

### 3.4. Анализ результатов устойчивости ветвей из плоскости решетки при действии переменной продольной силы

Применение обобщенного обратного численно-аналитического метода к расчету устойчивости ветви из плоскости решетки при действии, продольной силы  $N_{\epsilon}^0$ , с концевым эксцентриситетом  $e_{y\epsilon}^0 = m_x^0 \rho_{x\epsilon}$  в сочетании с равномерно-распределенной осевой нагрузкой  $q_{\epsilon}^0$ , действующей вдоль оси, позволяет быстро произвести проверку устойчивости ветви сквозного элемента из плоскости соединительной решетки. Скорость решения данной задачи зависит от количества итераций, необходимых для поиска решения, в которых удерживается постоянным концевой относительный эксцентриситет  $m_x^0$ .

Сопоставление коэффициентов на устойчивость  $\varphi_{\epsilon}(n_q + 1)$  и на прочность в наиболее нагруженном опорном сечении, определяемых по предлагаемому методу ( $N_{\epsilon}(z) = N_{\epsilon}^0 + q_{\epsilon}^0 z$ ,  $M_{x,\epsilon}^0 = N_{\epsilon}^0 e_{y,\epsilon}^0$ ), с нормативным коэффициентом ( $N_{\epsilon}^0 + q_{\epsilon}^0 l = const$ ,  $M_{x,\epsilon}^0 = (N_{\epsilon}^0 + q_{\epsilon}^0 l) e_{y,\epsilon}^0$ ) по устойчивости  $\varphi_e = \varphi_{cn}$  (см. табл. Д.3 СП16.13330.2017), позволило выявить существенные резервы несущей способности решетчатого элемента.

Сравнения  $\varphi_{\epsilon}(n_q + 1) / \varphi_{cn}$  приведены на примерах расчета ветви двутаврового сечения (см. рис. 3.2) с отношением  $A_f / A_w = 0.84$  ( $A_f$  - площади поперечного сечения полки;  $A_w$  - площади поперечного сечения стенки) в зависимости от коэффициента равномерно распределенной силы  $n_q = q_{\epsilon}^0 l / N_{\epsilon}^0$ , относительного эксцентриситета  $m_{x,\epsilon}^0 = 0,1 \dots 1,0$  и условной гибкости  $\bar{\lambda}_{x\epsilon} = 1 \dots 5$ .

На графиках рис. 3.5, 3.6 и 3.7 представлено сопоставление коэффициентов  $\varphi_{\epsilon}(n_q + 1) / \varphi_{cn}$  при различных значениях следующих параметров: величины суммарной распределенной нагрузки  $n_{q1} = 0,5$  (см. рис. 3.5),  $n_{q2} = 1$  (см. рис. 3.6) и  $n_{q3} = 1,5$  (см. рис. 3.7); малых (присущих ветвям) относительных эксцентриситетов продольной силы  $m_{x,\epsilon}^0 = 0,5 \dots 1,0$ ; условной гибкости ветви  $\bar{\lambda}_{x\epsilon} = 1 \dots 5$ . Точечные и сплошные линии указывают отношения коэффициента устойчивости ветви, а

штрихпунктирными – прочности  $\varphi_{\sigma}(n_q+1)$ , к нормативному коэффициенту устойчивости  $\varphi_e = \varphi_{cn}$ .

Из графиков рис. 3.6 и 3.7 видно, что по мере увеличения  $n_q = q_{\sigma}^0 l / N_{\sigma}^0 = 0,5 \dots 1,5$  при малых и средних значениях гибкости  $\bar{\lambda}_{x\sigma} \leq 2,5$  фактическая несущая способность преимущественно определяется прочностью (см. штрихпунктирные линии на графиках 3.6 и 3.7). Устойчивость, в большинстве случаев, становится определяющей только для ветвей средних и больших гибкостей  $\bar{\lambda}_{x\sigma} = 2,5 \dots 5$  (см. сплошные линии на графиках 3.6 и 3.7). На графике рис. 3.5 при указанных эксцентриситетах ( $m_{x,\sigma}^0 = 0,5 \dots 1,0$ ) определяющей несущей способности является устойчивость (сплошные линии), однако при рассмотрении ситуаций с малыми относительными эксцентриситетами  $m_{x,\sigma}^0 = 0,1 \dots 0,25$  и гибкостями  $\bar{\lambda}_{x\sigma} \leq 2,5$  несущая способность также определяется прочностью.

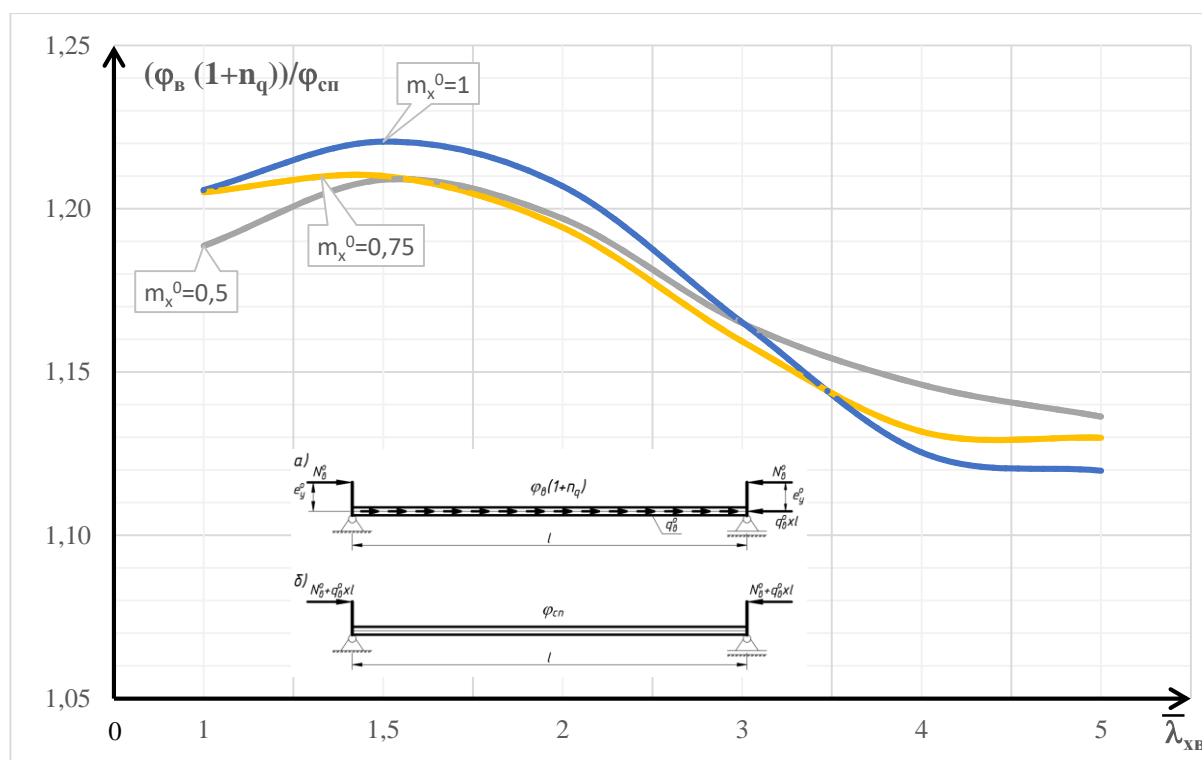


Рисунок 3.5 Графики зависимости  $(\varphi_{\sigma}(1+n_q))/\varphi_{cn}$  от  $\bar{\lambda}_{x\sigma}$  при  $n_q = q_{\sigma}^0 l / N_{\sigma}^0 = 0,5$

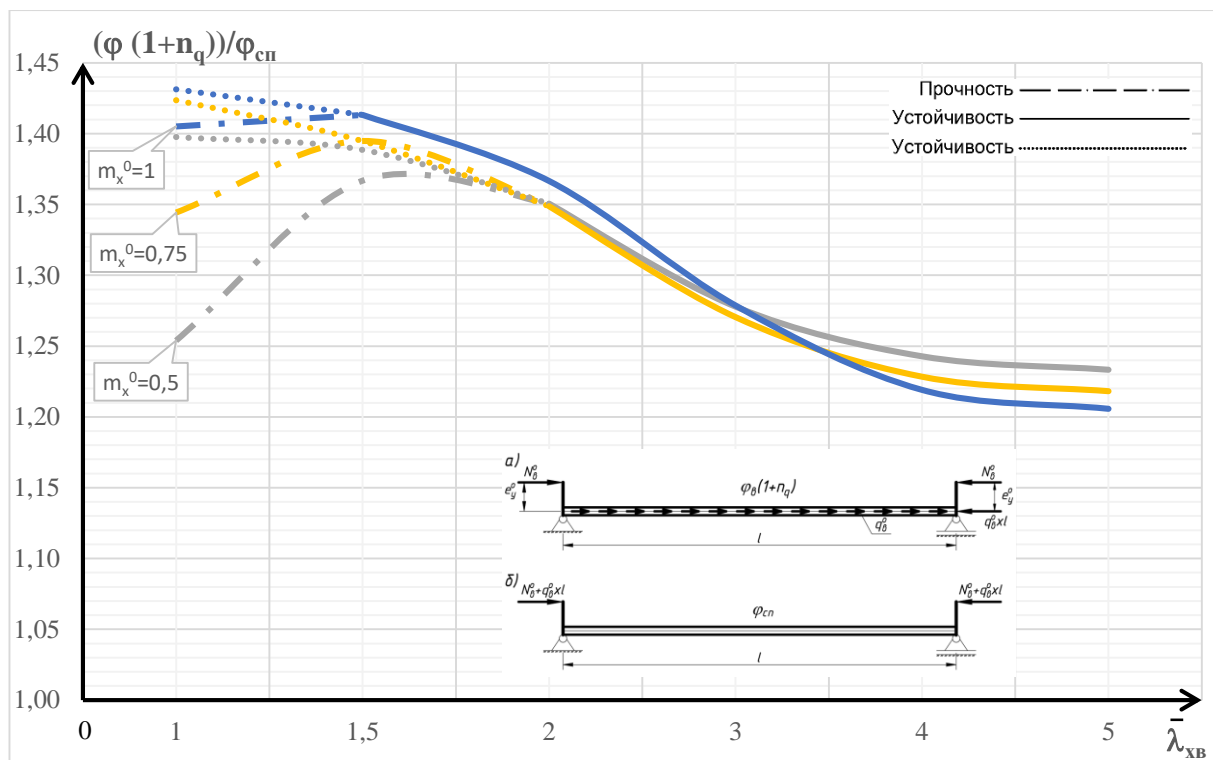


Рисунок 3.6 Графики зависимости  $(\varphi_{в}(1+n_q))/\varphi_{сп}$  от  $\bar{\lambda}_{хв}$  при  $n_q = q_{в}^0 l / N_{в}^0 = 1$

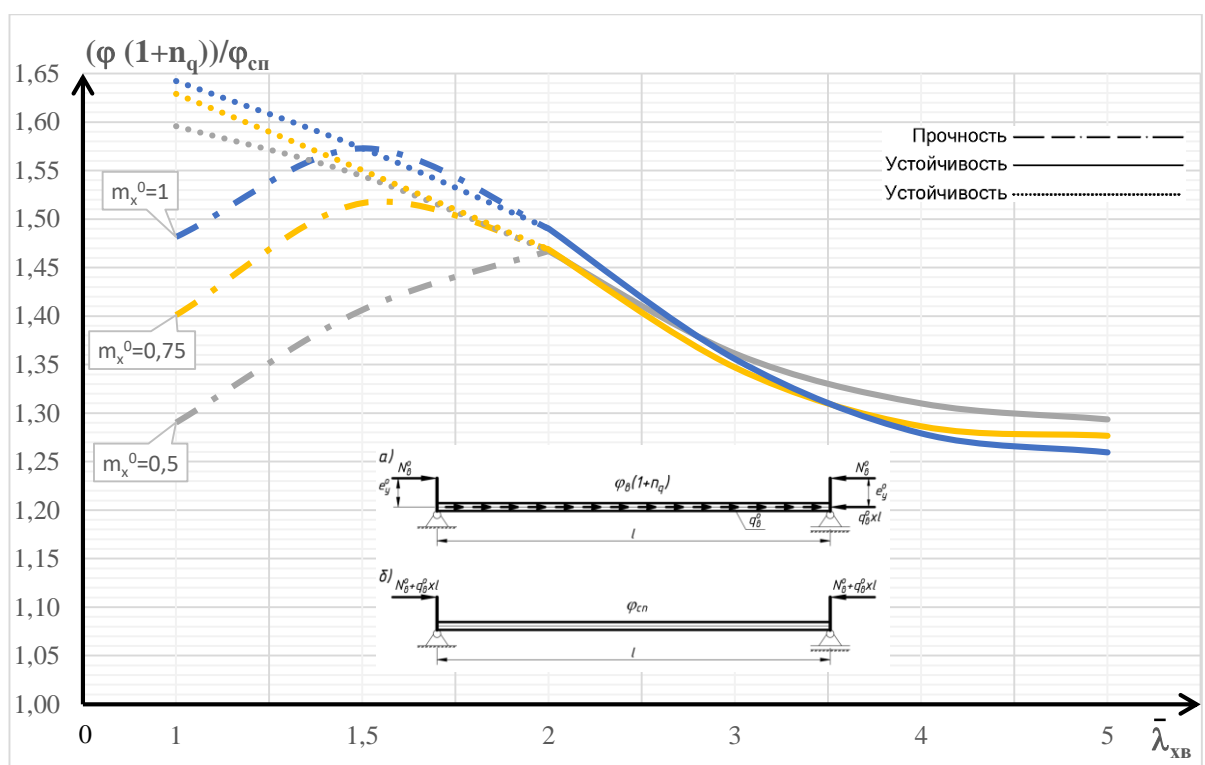


Рисунок 3.7 Графики зависимости  $(\varphi_{в}(1+n_q))/\varphi_{сп}$  от  $\bar{\lambda}_{хв}$  при  $n_q = q_{в}^0 l / N_{в}^0 = 1,5$

Результаты проведенного исследования наглядно демонстрируют, что использование фактической схем загрузки сквозных двухветвевых элементов стальных конструкций позволяет получить резервы устойчивости ветвей в

зависимости от различных значений относительного эксцентриситета  $m_x^0 = 0,5 \dots 1,0$  и условной гибкости ветви  $\bar{\lambda}_{x\bar{e}} = 1 \dots 5$ : при  $n_q = 0,5$  от 5 до 22%, при  $n_q = 1$  от 9 до 47%, при  $n_q = 1,5$  от 10 до 50%.

Достоверность предлагаемого метода подтверждается хорошим согласованием коэффициента  $\varphi_{\bar{e}}(n_q + 1)$  при  $q_{\bar{e}}^0 = 0$  (без учета равномерно-распределенной нагрузки по длине элемента) с нормативным коэффициентом  $\varphi_{\bar{e}}$ , определяемым по табл. Д.3 СП 16.13330.2017, различия между ними составляют не более 3%. Также точность метода доказывается полным совпадением критических параметров продольной силы  $N_{\bar{e}}^0$  в сочетании с распределенной нагрузкой  $q_{\bar{e}}^0$  (решение бифуркационной задачи устойчивости  $\tilde{\varphi}_{\bar{e},cr1}$ ) с результатами, представленными в работах С.П. Тимошенко [28] и используемого общего аналитического решения деформационных задач [26].

### 3.5. Влияние устойчивости ветви из плоскости решетки на общую устойчивость решетчатого элемента

Учет влияния устойчивости ветви из плоскости решетки на общую устойчивость стального решетчатого элемента выполнялся на основании метода, предложенного в п. 2.3 (при условии шарнирного закрепления на концах элемента) и п. 2.4 (с жестким и неподвижно-шарнирным закреплением на концах элемента).

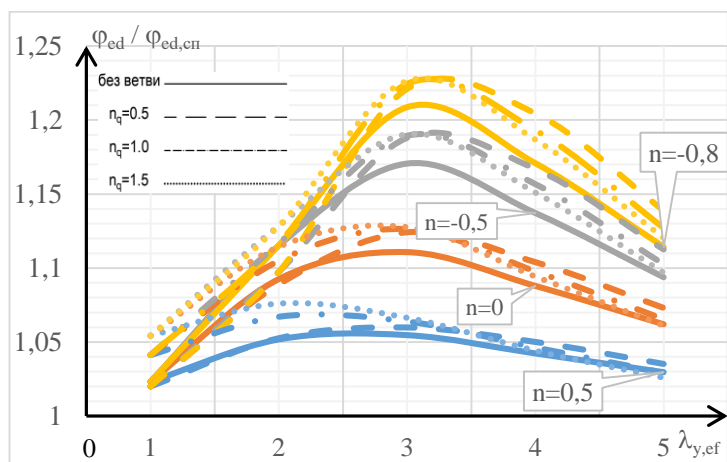
#### 3.5.1. При шарнирном закреплении решетчатого элемента

На представленных графиках (см. рис. 3.8...3.17) проиллюстрировано сравнение коэффициентов, полученных при действии продольной силы с различными значениями концевых эксцентриситетов  $n = e_{y0}^0 / e_{yl}^0 = 0,5 \dots -0,8$  (см. рис. 2.4)  $\varphi_{ed}$  с  $\varphi_{ed,cr}$ , при учете влияния устойчивости внецентренно-сжатой с малым относительным эксцентриситетом ( $m_{xi} = 0,25 \dots 0,5$ ) ветви из плоскости решетки, когда коэффициент устойчивости ветви  $\varphi_{y\bar{e}}$  определяется при использовании фактической схемы загрузки с учетом равномерно-распределенной нагрузки по

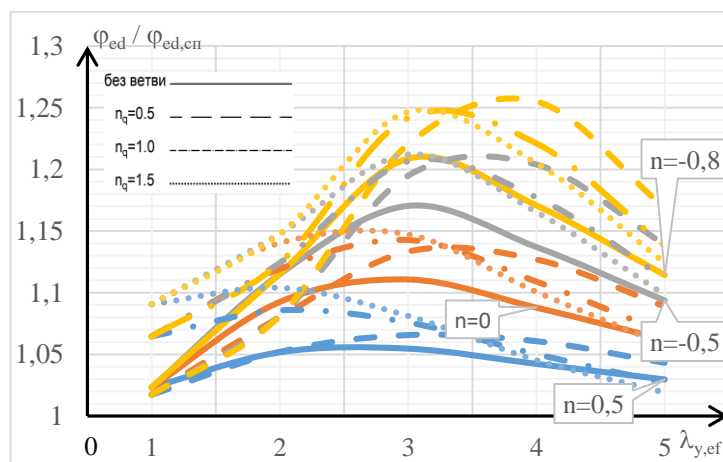
длине стержня  $n_q = q^0 l / N^0 = 0,5 \dots 1,5$ . Видно, что по мере изменения коэффициента распределенной силы  $n_q = 0,5 \dots 1,5$ , и конечных эксцентриситетов приложения продольной силы  $n = 0,5 \dots -0,8$  резервы устойчивости могут достигать:

- при малых значениях  $m_{y1}^0 = 0,5 \dots 1,0$ , от 2% до 46%.
- при средних значениях  $m_{y1}^0 = 2 \dots 4$ , от 2% до 52%.

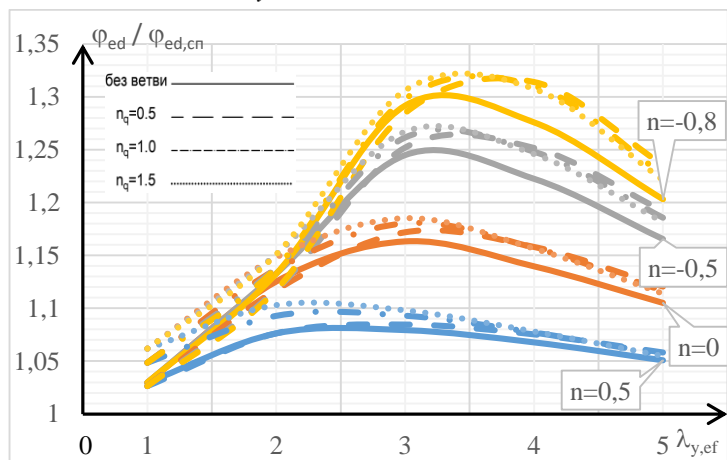
Также из графиков (см. рис. 3.8...3.17) можно увидеть, что величина распределения продольной силы  $n_q$  по длине ветви из плоскости решетки оказывает незначительное влияние на общую устойчивость решетчатого элемента в целом. Разница между значениями коэффициента общей устойчивости  $\varphi_{ed}$ , определяемого при  $n_q = 0,5$ ; и  $n_q = 1,5$ ; составляет не более 3%.



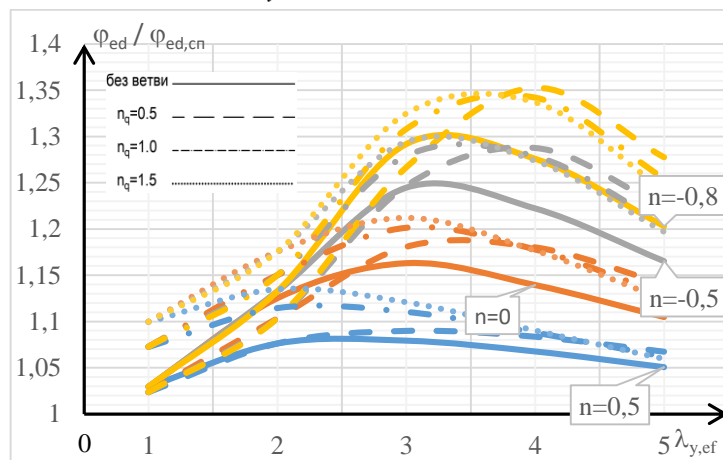
**Рисунок 3.8** Отношение  $\varphi_{ed} / \varphi_{ed,сн}$  при  $m_{y1}^0 = 0,25; m_{xi} = 0,25$



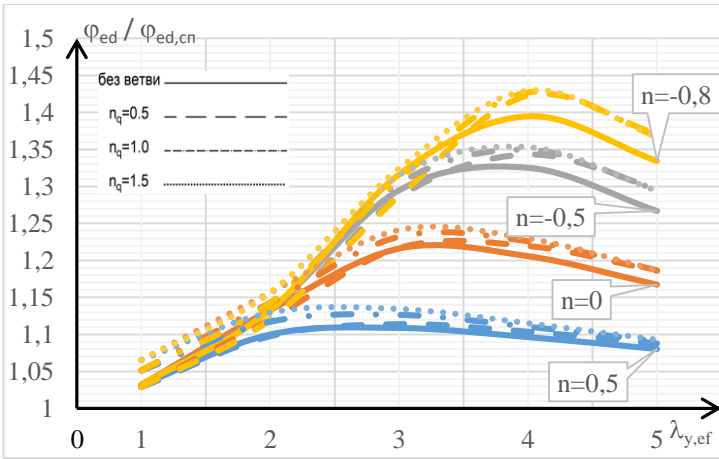
**Рисунок 3.9** Отношение  $\varphi_{ed} / \varphi_{ed,сн}$  при  $m_{y1}^0 = 0,25; m_{xi} = 0,5$



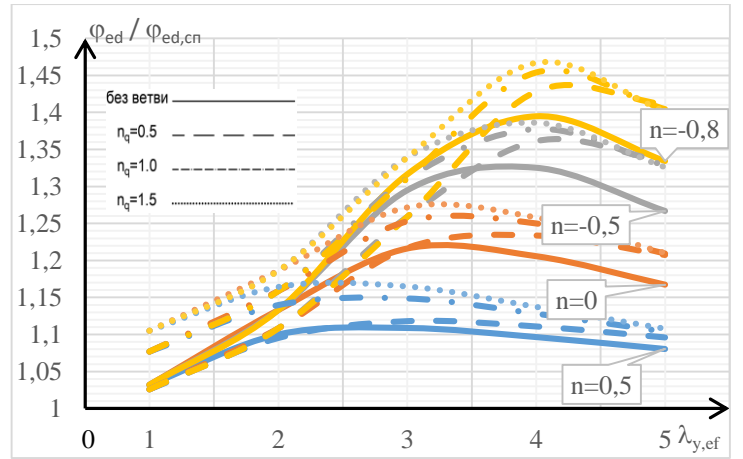
**Рисунок 3.10** Отношение  $\varphi_{ed} / \varphi_{ed,сн}$  при  $m_{y1}^0 = 0,5; m_{xi} = 0,25$



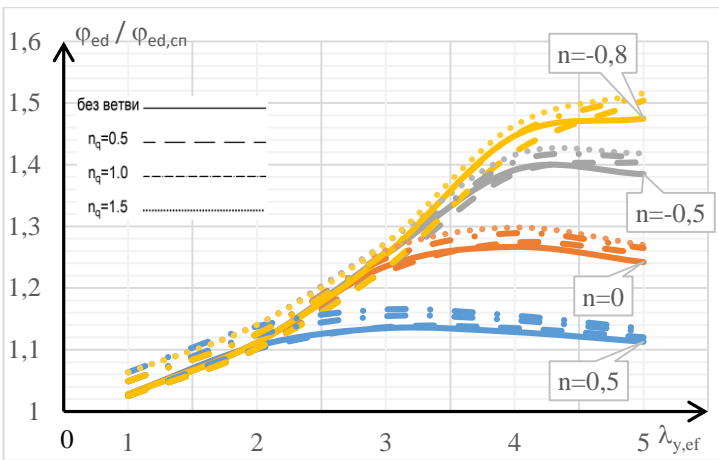
**Рисунок 3.11** Отношение  $\varphi_{ed} / \varphi_{ed,сн}$  при  $m_{y1}^0 = 0,5; m_{xi} = 0,5$



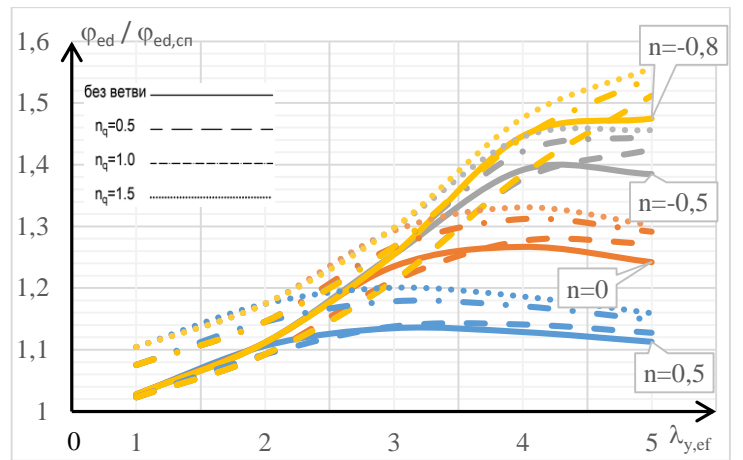
**Рисунок 3.12** Отношение  $\Phi_{ed} / \Phi_{ed,cn}$  при  $m_{y1}^o = 1,0; m_{xi} = 0,25$



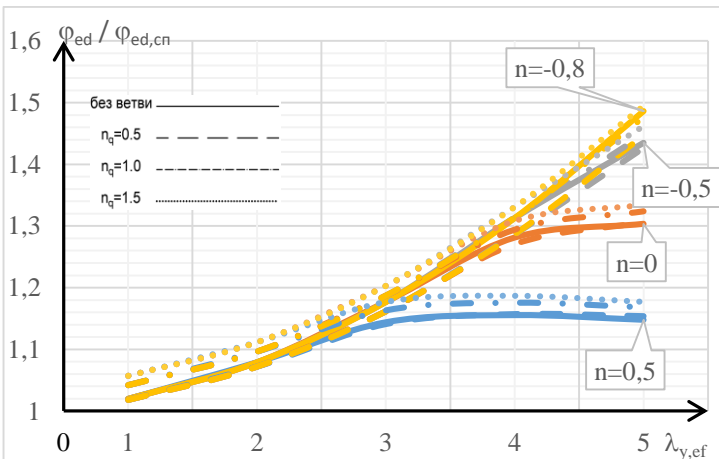
**Рисунок 3.13** Отношение  $\Phi_{ed} / \Phi_{ed,cn}$  при  $m_{y1}^o = 1,0; m_{xi} = 0,5$



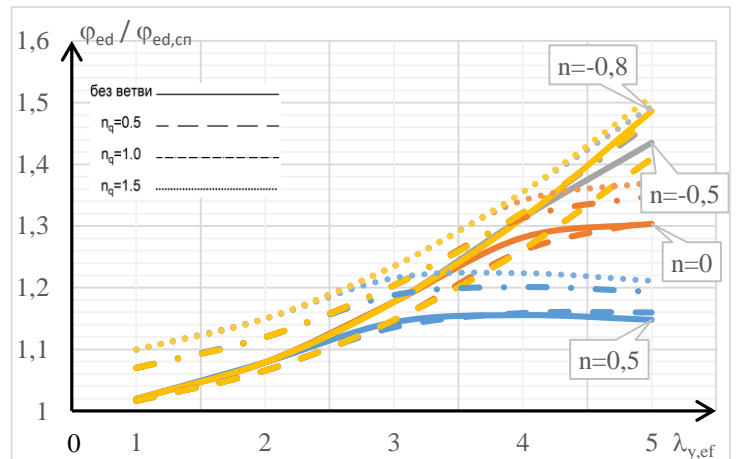
**Рисунок 3.14** Отношение  $\Phi_{ed} / \Phi_{ed,cn}$  при  $m_{y1}^o = 2,0; m_{xi} = 0,25$



**Рисунок 3.15** Отношение  $\Phi_{ed} / \Phi_{ed,cn}$  при  $m_{y1}^o = 2,0; m_{xi} = 0,5$



**Рисунок 3.16** Отношение  $\Phi_{ed} / \Phi_{ed,cn}$  при  $m_{y1}^o = 4,0; m_{xi} = 0,25$



**Рисунок 3.17** Отношение  $\Phi_{ed} / \Phi_{ed,cn}$  при  $m_{y1}^o = 4,0; m_{xi} = 0,5$

### 3.5.2. При жестком и неподвижно-шарнирном закреплении на концах решетчатого элемента

Аналогично шарнирному закреплению была рассмотрена задача при условии жесткого защемления в фундаменте и неподвижно-шарнирное закрепление в уровне ригеля решетчатого элемента. На представленных графиках (см. рис. 3.18...3.27) проиллюстрировано сравнение коэффициентов, с учетом различных значений концевых изгибающих моментов  $n = 0,25 \dots 2,0$  (см. рис. 2.10)  $\varphi_{ed}$  с  $\varphi_{ed, cn}$ , при учете влияния устойчивости ветви из плоскости решетки (при малом относительном эксцентриситете  $m_{xi} = 0,25 \dots 0,5$ ), когда коэффициент устойчивости ветви  $\varphi_{y\phi}$  определяется при использовании фактической схемы загрузки с учетом равномерно-распределенной нагрузки по длине стержня  $n_q = q^0 l / N^0 = 0,5 \dots 1,5$ .

Из графиков (см. рис. 3.18...3.27) видно, что коэффициенты общей устойчивости  $\varphi_{ed}$ , определяемые с учетом влияния устойчивости отдельной ветви ниже тех, что получены без влияния ветви, однако относительных нормативных коэффициентов  $\varphi_{ed, cn}$  имеют резервы, которые достигают:

- при малых значениях  $m_{y1}^0 = 0,5 \dots 1,0$ , от 0,2% до 40%.
- при средних значениях  $m_{y1}^0 = 2 \dots 4$ , от 0,3% до 50%.

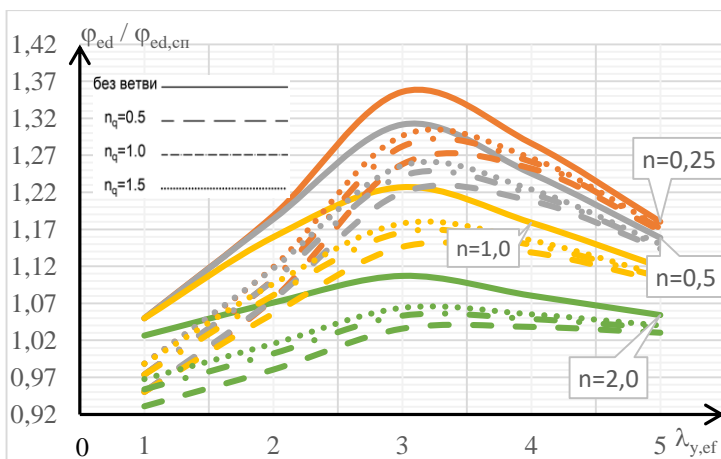


Рисунок 3.18 Отношение  $\varphi_{ed} / \varphi_{ed, cn}$  при  $m_{y1}^0 = 0,25; m_{xi} = 0,25$

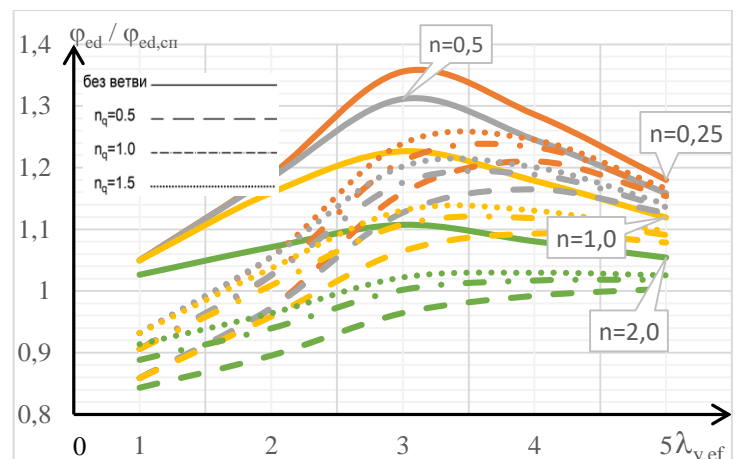
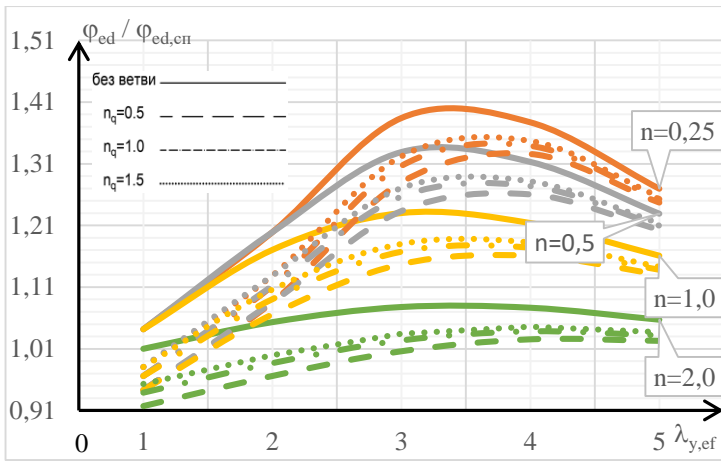
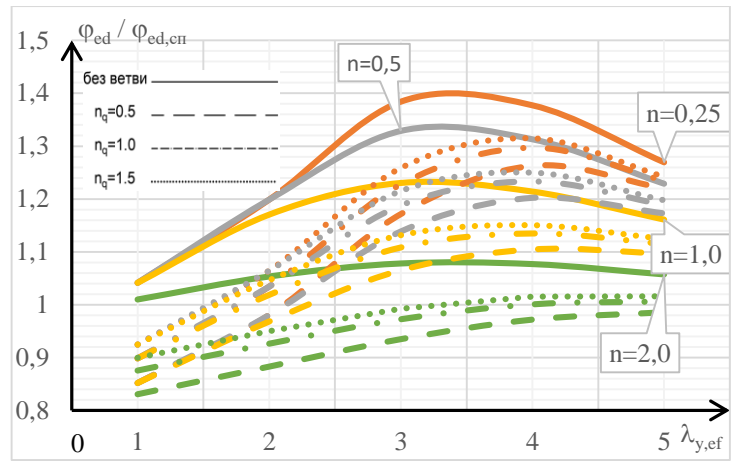


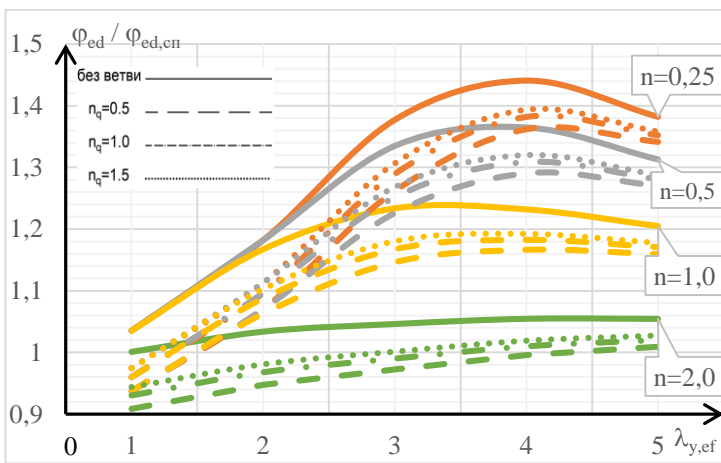
Рисунок 3.19 Отношение  $\varphi_{ed} / \varphi_{ed, cn}$  при  $m_{y1}^0 = 0,25; m_{xi} = 0,5$



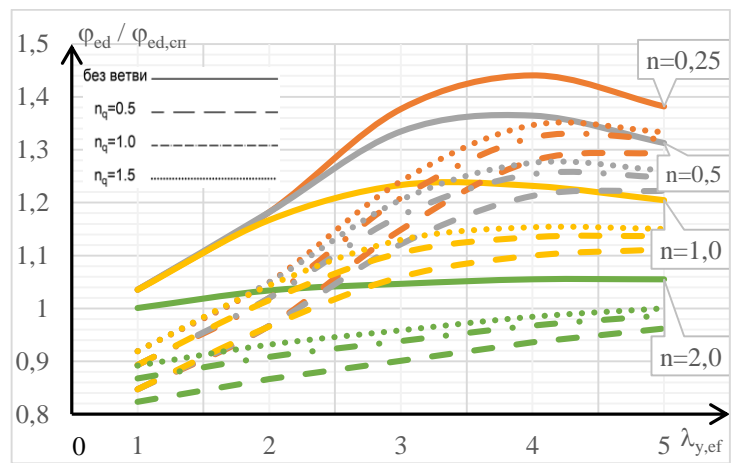
**Рисунок 3.20** Отношение  $\varphi_{ed} / \varphi_{ed,cn}$  при  $m_{y1}^o = 0,5; m_{xi} = 0,25$



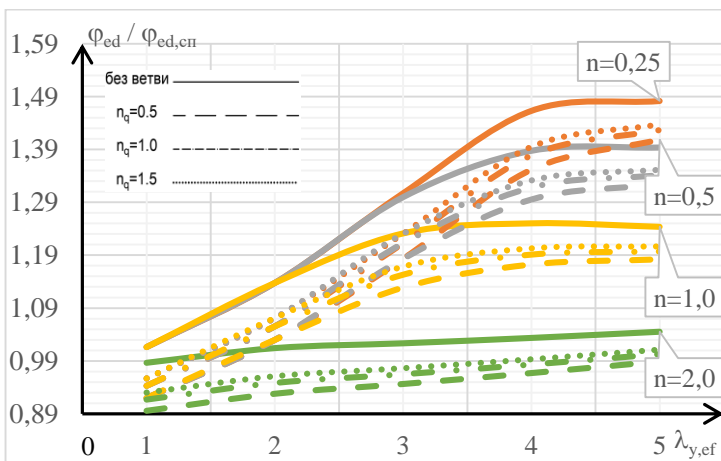
**Рисунок 3.21** Отношение  $\varphi_{ed} / \varphi_{ed,cn}$  при  $m_{y1}^o = 0,5; m_{xi} = 0,5$



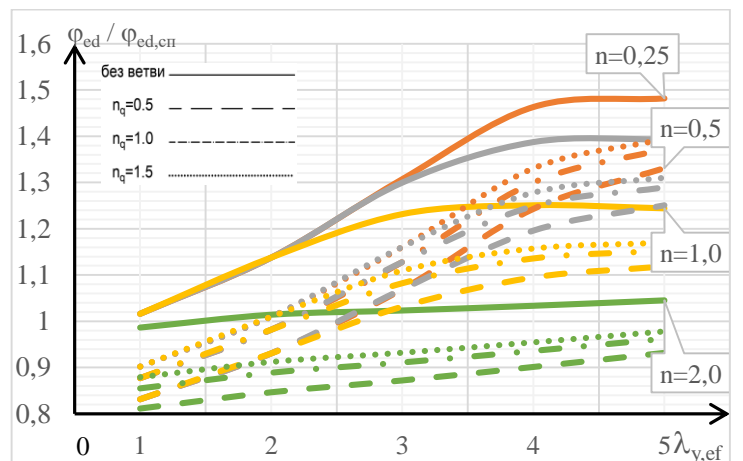
**Рисунок 3.22** Отношение  $\varphi_{ed} / \varphi_{ed,cn}$  при  $m_{y1}^o = 1,0; m_{xi} = 0,25$



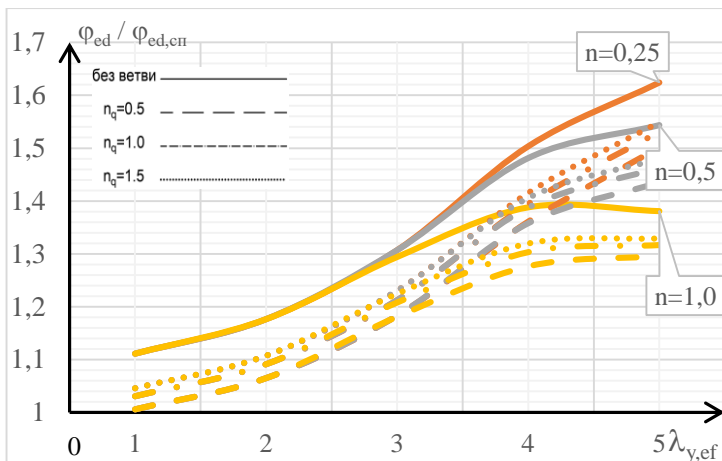
**Рисунок 3.23** Отношение  $\varphi_{ed} / \varphi_{ed,cn}$  при  $m_{y1}^o = 1,0; m_{xi} = 0,5$



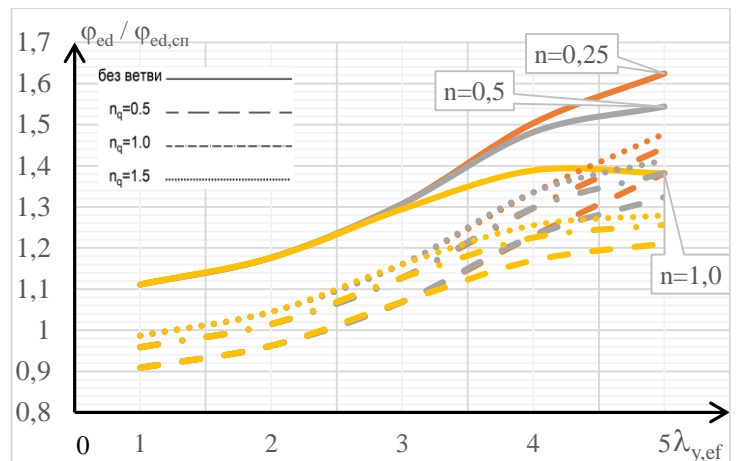
**Рисунок 3.24** Отношение  $\varphi_{ed} / \varphi_{ed,cn}$  при  $m_{y1}^o = 2,0; m_{xi} = 0,25$



**Рисунок 3.25** Отношение  $\varphi_{ed} / \varphi_{ed,cn}$  при  $m_{y1}^o = 2,0; m_{xi} = 0,5$



**Рисунок 3.26** Отношение  $\Phi_{ed} / \Phi_{ed,сн}$  при  $m_{y1}^o = 4,0; m_{xi} = 0,25$



**Рисунок 3.27** Отношение  $\Phi_{ed} / \Phi_{ed,сн}$  при  $m_{y1}^o = 4,0; m_{xi} = 0,5$

### 3.6. Выводы по главе

1. Адаптирован обратный численно-аналитический метод на расчет устойчивости ветвей из плоскости решетки, подверженных действию переменной продольной силы.

2. Использование фактической схемы загрузки ветви из плоскости решетки с учетом продольной силы  $N_g^o$ , действующей с относительно малыми (присущими ветви) равными концевыми эксцентриситетами, в сочетании с равномерно-распределенной осевой нагрузкой  $q_g^o$ , позволяет вскрыть резервы устойчивости ветви в зависимости от  $m_{x,g}^o = 0,1 \dots 1,0$ ,  $\bar{\lambda}_{x,g} = 1 \dots 5$  и  $n_q = q_g^o l / N_g^o = 0,5 \dots 1,5$ : при  $n_q = 0,5$  от 5 до 22%, при  $n_q = 1$  от 9 до 47%, при  $n_q = 1,5$  от 10 до 50%.

3. Установлена зависимость общей устойчивости от устойчивости отдельных ветвей из плоскости решетки как при шарнирном закреплении концов решетчатого элемента, так и при жестко защемленном на одном из них. По мере изменения коэффициента распределенной нагрузки  $n_q = 0,5 \dots 1,5$ , концевых эксцентриситетов приложения продольной силы  $n = 0,5 \dots -0,8$  (для шарнирного закрепления концов) и отношения между продольным и поперечным моментом

$n = \frac{q_x^0 l^2}{2M_{y,l}^0} = 0,25 \dots 2,0$  (для жесткого защемления одного из концов), резервы

устойчивости составляли:

- при малых значениях  $m_{y1}^0 = 0,5 \dots 1,0$ , от 0,2% до 46%;
- при средних значениях  $m_{y1}^0 = 2 \dots 4$ , от 0,3% до 52%.

4. Распределение продольной нагрузки  $n_q$  по длине ветви из плоскости решетки не оказывает значительного влияния на общую устойчивость решетчатого элемента. Максимальная разница между получаемыми коэффициентами общей устойчивости  $\varphi_{ed}$ , определяемых при  $n_q = 0,5$  и  $n_q = 1,5$  составляло не более 3%.

## ГЛАВА 4. ВЛИЯНИЕ ДЕФЕКТОВ И ПОВРЕЖДЕНИЙ НА ОБЩУЮ УСТОЙЧИВОСТЬ РЕШЕТЧАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

### 4.1. Предварительные замечания

Многолетняя практика проведения обследований технических состояний эксплуатируемых стальных двухветвевых колонн промышленных зданий и сооружений, выявила ряд характерных особенностей их технического состояния (дефекты и повреждения [151]), которые оказывают существенное влияние на характер их работы и несущую способность.

Наиболее часто встречающимися дефектами и повреждениями являются: смещение узлов решётки относительно проектного положения, расцентровка узлов решетки, повреждения (в том числе коррозионные) и искривления отдельных ветвей, отсутствие отдельных элементов решетки, как с одной, так и с обеих сторон колонны, а также общее искривление решетчатой колонны в плоскости параллельной решетки и другие.

Как уже отмечалось ранее соединительная решетка сжато-изогнутых сквозных двухветвевых элементов стальных конструкций воспринимает сдвигающие усилия тем самым обеспечивая совместную работу ветвей, а они в свою очередь подвержены действию продольной силы и изгибающих моментов. Данный факт говорит о том, что большое количество различных факторов влияет на распределение усилий в решетчатых конструкциях.

Расчет на общую устойчивость решетчатых элементов по СП16.13330.2017, как известно, характеризуется одним коэффициентом устойчивости  $\varphi_e$ , зависящим только от условной приведенной гибкости  $\bar{\lambda}_{y,ef}$  бездефектного стержня и относительного эксцентриситета продольной силы  $m_y^0 = e_x^0 / a$ , что исключает возможность оценивать влияние перечисленных дефектов и повреждений, кроме общего искривления оси элемента, на их несущую способность.

Для разрешения этого вопроса, как это уже упоминалось, Горевым В.В. [19–21], а позже Белым Г.И. [25–27] были предложены проверки общей устойчивости составных элементов, с учетом влияния устойчивости отдельной ветви,

позволяющие учесть воздействие повреждений и расцентровки узлов решетки на несущую способность элемента.

Предложенная Горевым В.В. [19-21] методика приводит к существенному занижению устойчивости элемента, что было замечено Белым Г.И [25–27].

Воспользуемся проверкой общей устойчивости, предложенной Белым Г.И. [25–27], изложенной в п.2.2, которая применительно к учету влияния дефектов и повреждений, имеет вид:

$$\frac{N}{\varphi_{ed} AR_y \gamma_c} \leq 1, \quad (4.1)$$

$$\text{где } \varphi_{ed} = \frac{b}{2a} - \sqrt{\frac{b^2}{4a^2} - \frac{1}{a}}; \quad \left. \begin{aligned} a &= \frac{\bar{\lambda}_{ef}^2}{\pi^2 \varphi_{y\delta, \delta}} \left[ 1 - \left( m_y^o + m_{y\phi}^o \frac{\varphi_{y\delta, \delta}^{-0,8}}{0,2} \right) \cdot 0,2337 \right]; \\ b &= \left[ 1 + \left( m_y^o + m_{y\phi}^o \frac{\varphi_{y\delta, \delta}^{-0,8}}{0,2} \right) \right] \varphi_{y\delta, \delta}^{-1} + \frac{\bar{\lambda}_{ef}^2}{\pi^2} \end{aligned} \right\};$$

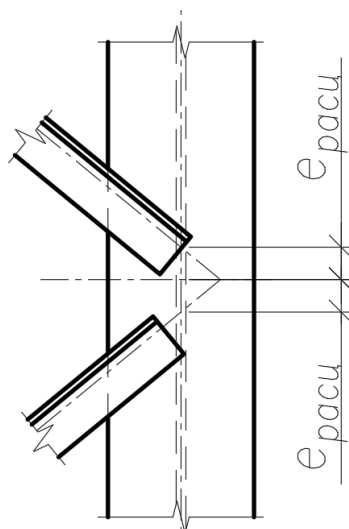
$m_{y\phi}^o = 0,008 + 0,03\bar{\lambda}_{ef}$  - относительный эксцентриситет, позволяющий компенсировать физическую нелинейность (см. рис. 3.3);  $\varphi_{y\delta, \delta}$  - коэффициент устойчивости ветви с учетом влияния дефектов и повреждений.

#### 4.2. Влияние расцентровки узлов соединительной решетки на общую устойчивость сквозного элемента

Одним из наиболее часто обнаруживаемым дефектом, в рамках обследования технического состояния существующих эксплуатируемых стальных решетчатых конструкций, помимо коррозии, является расцентровка узлов соединительной решетки. Под расцентровкой понимается несоосное сопряжение элементов (см. рис. 4.1), в результате чего возникает дополнительный изгибающий момент от действия  $N_e$  с относительным эксцентриситетом  $m_{x, расц}$ , который оказывает негативное влияние на устойчивость ветви между узлами решетки  $\varphi_{y\delta}$ .

Анализ устойчивости сквозных двухветвевых элементов стальных конструкций [1-7], в которых присутствовала симметричная (равная с обеих сторон элемента) расцентровка узлов решетки (см. рис. 4.1), при которой образовывался

дополнительный эксцентриситет силы  $m_{x,расц} = 0,5...1,0$ , выполнялся с применением метода, описанного в п.2.3.

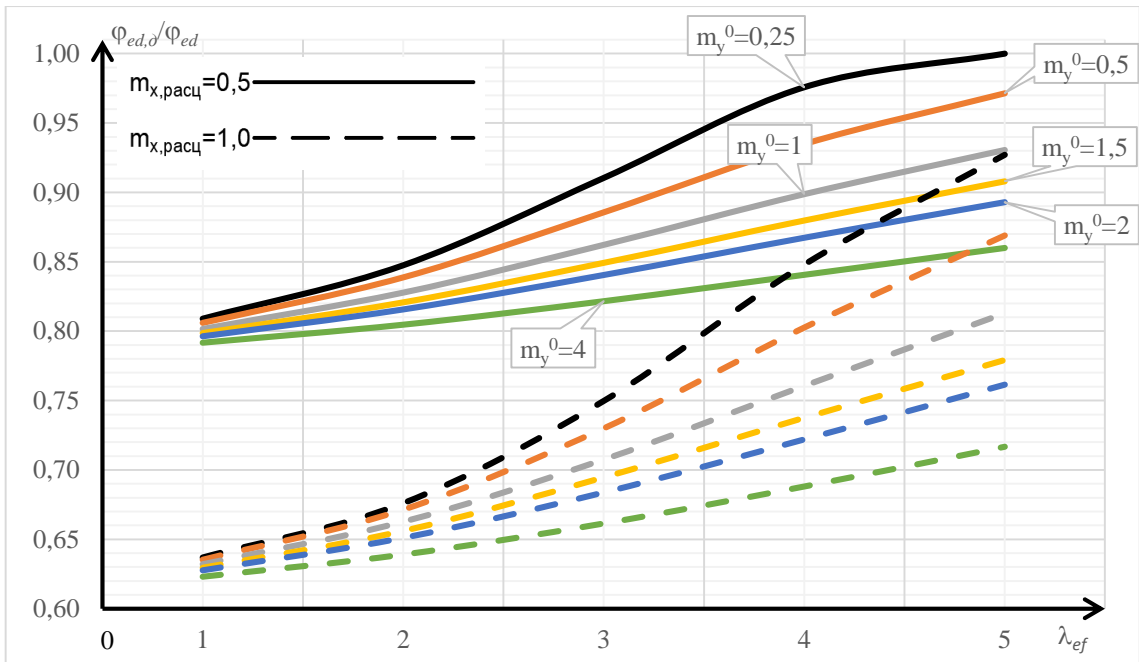


**Рисунок 4.1** Расцентровка узлов решетки

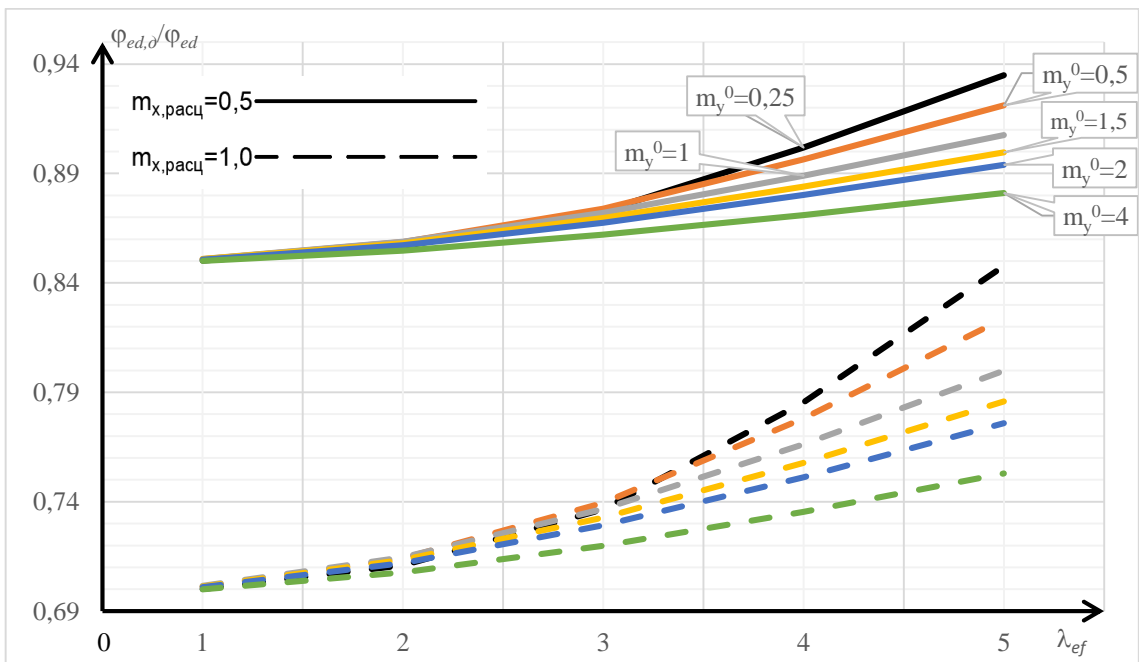
На графиках (рис. 4.2 и 4.3) показано отношение коэффициента устойчивости  $\varphi_{ed,\delta}$ , полученного для решетчатой колонны, имеющей симметричную с обеих сторон расцентровку узлов решетки, к коэффициенту  $\varphi_{ed}$ , определяемого для сквозного элемента без дефектов  $\varphi_{ed}$ . В рамках исследования влияния данного дефекта на общую устойчивость, были рассмотрены ситуации с различными значениями условной гибкости ветви  $\bar{\lambda}_{x,\delta} = 1,0...3,0$ , конечного относительного эксцентриситета  $m_y^o = 0,25...8,0$  составной колонны и дополнительного относительного эксцентриситета продольной силы ветви  $m_{x,расц} = 0,5...1,0$ , возникшего в результате расцентровки.

По результатам оценки влияния расцентровки узлов решетки  $m_{x,расц} = 0,5...1,0$  на общую устойчивость сквозного элемента было получено, что:

- при малой расцентровке  $m_{x,расц} = 0,5$  (сплошные линии на графиках см. рис. 4.2 и 4.3), в зависимости от условной гибкости  $\bar{\lambda}_{x,\delta} = 1,0...3,0$ , снижение общей устойчивости составляло от 1% до 20,8%
- при расцентровке  $m_{x,расц} = 1,0$  (пунктирные линии на графиках см. рис. 4.2 и 4.3), в зависимости от условной гибкости  $\bar{\lambda}_{x,\delta} = 1,0...3,0$ , снижение составляло от 7,3% до 37,6%



**Рисунок 4.2** Сопоставление коэффициентов общей устойчивости  $\Phi_{ed,d}$  и  $\Phi_{ed}$  при расцентровке узлов решетки  $m_{x,расц}=0,5; 1,0$  в зависимости от  $\bar{\lambda}_{xв} = 1$ , и  $\bar{\lambda}_{ef} = 1...5$



**Рисунок 4.3** Сопоставление коэффициентов общей устойчивости  $\Phi_{ed,d}$  и  $\Phi_{ed}$  при расцентровке узлов решетки  $m_{x,расц}=0,5; 1,0$  в зависимости от  $\bar{\lambda}_{xв} = 3$ , и  $\bar{\lambda}_{ef} = 1...5$

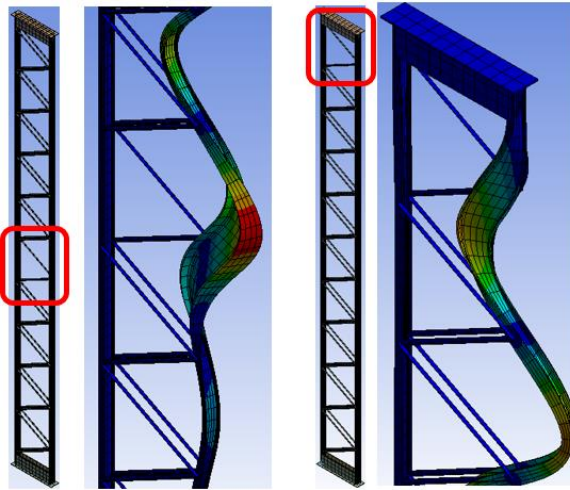
### **4.3. Влияние отсутствия отдельных элементов соединительной решетки на общую устойчивость сквозного стержня**

Проведено исследование влияния отсутствия элемента решетки (раскоса) с одной и симметрично с обеих сторон колонны на общую устойчивость двухветвевое решетчатого элемента. В качестве исследуемого образца использовалась конструкция колонны, ветви которой выполнялись двутаврового сечения, а соединительная решетка из равнополочных уголков.

Для определения величины влияния данного дефекта на общую устойчивость использовался программный комплекс Ansys Mechanical, в котором была собрана конечно-элементная (КЭ) модель решетчатого элемента. Элемент принимался шарнирно закреплённым на концах, нагруженным продольной силой с равными концевыми эксцентриситетами, в результате чего наиболее нагруженной являлась правая ветвь (см. рис. 4.4). Для достоверности результатов рассматривалось два варианта потери устойчивости в плоскости параллельной соединительной решетки и три из плоскости.

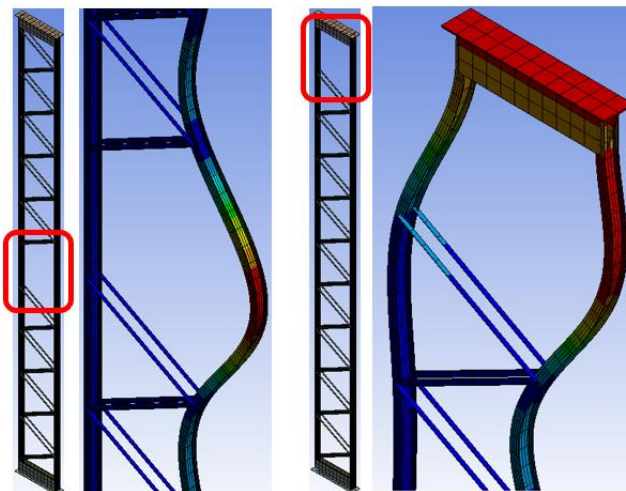
Определение величины влияния отсутствия раскосов решетки на общую устойчивость решетчатого элемента, выполнялось путем сравнения (см. таблицу 4.1) коэффициентов устойчивости, определяемых для элемента (колонны), в котором имеется данное несовершенство, с коэффициентом для бездефектного элемента.

На основании выполненного анализа расчетной схемы было получено, что отсутствие элементов решетки с одной стороны стержня, при данных условиях закрепления и нагружения, оказывает незначительное влияние на общую устойчивость составного элемента (снижение устойчивости не превышало 3%). При этом следует отметить, что ослабленная ветвь теряет устойчивость по изгибно-крутильной форме. (см. рис. 4.4), хотя при целостности всей соединительной решетки имела место изгибная форма потери устойчивости.



**Рисунок 4.4** Отсутствие элементов решетки с одной стороны колонны (посередине и в верхней части колонны)

Симметричное отсутствие раскосов с обеих сторон решетчатой колонны показало, что при данных условиях закрепления и загрузки указанное повреждение оказывает значительного влияния (см. табл. 4.1) на общую устойчивость элемента. Такое ослабление в средней части колонны снижает общую устойчивость до 47%; а в приопорной части – до 17.3% (изгибная форма потери устойчивости) (см. рис. 4.5). Однако, данное повреждение практически не влияет на устойчивость наиболее нагруженной ветви из плоскости решетки.



**Рисунок 4.5** Отсутствие элементов решетки с двух сторон колонны (посередине и в верхней части колонны)

Важно отметить, что снижение общей устойчивости связано с увеличением расчётной длины ветвей в плоскости решетки. Полученные результаты

подчёркивают важность тщательного контроля за техническим состоянием решетчатых элементов стальных конструкций.

Таблица 4.1

**Снижение общей устойчивости решетчатого стержня при отсутствии отдельных элементов решетки**

№ п/п	Плоскость потери устойчивости	Отсутст. элемент реш. посередине	Отсутст. элемент реш. сверху	Отсутст. элементы реш. посередине с двух сторон	Отсутст. элементы реш. сверху с двух сторон
1	из плоскости	0,99	0,99	0,99	0,99
2	из плоскости	0,99	0,99	0,99	0,99
3	из плоскости	0,99	0,99	0,99	0,99
4	в плоскости	0,99	0,98	<b>0,53</b>	<b>0,82</b>
5	в плоскости	0,98	0,97	<b>0,80</b>	<b>0,90</b>

Оценить влияние данного дефекта с помощью предлагаемого аналитического метода проверки общей устойчивости решетчатого элемента (см. п. 2.3) возможно при соответствующей корректировке условной гибкости ветви  $\bar{\lambda}_{xв}$ , применяемой при определении коэффициента устойчивости  $\varphi_{yв}$ .

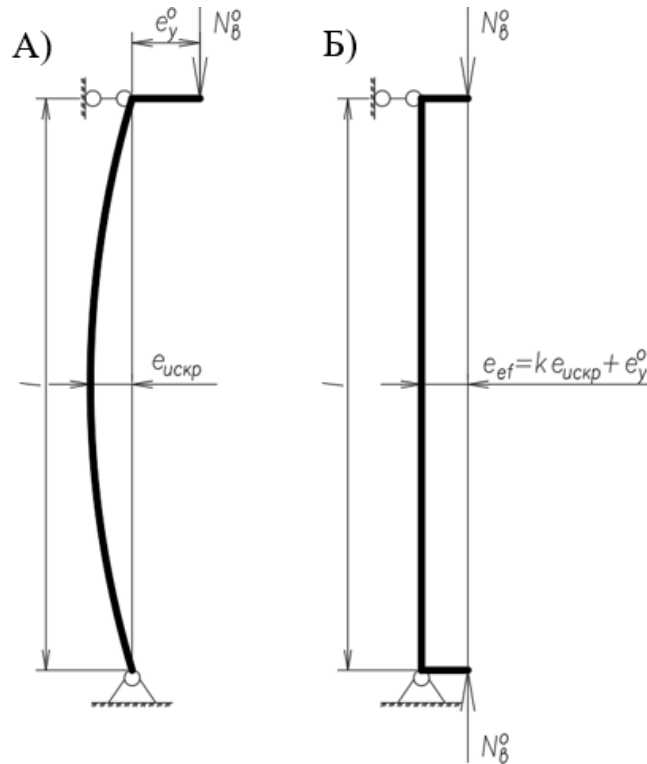
**4.4. Влияние искривления сквозного элемента в плоскости решетки на общую устойчивость**

Общее искривление решетчатого элемента развитое в плоскости соединительной решетки (см. рис. 4.6), согласно пособию проектированию усиления стальных конструкций [151], приводится к эквивалентному эксцентриситету продольной силы, который равен:

$$m_{ef} = k \cdot m_{искр} + m_y^0 \quad (4.2)$$

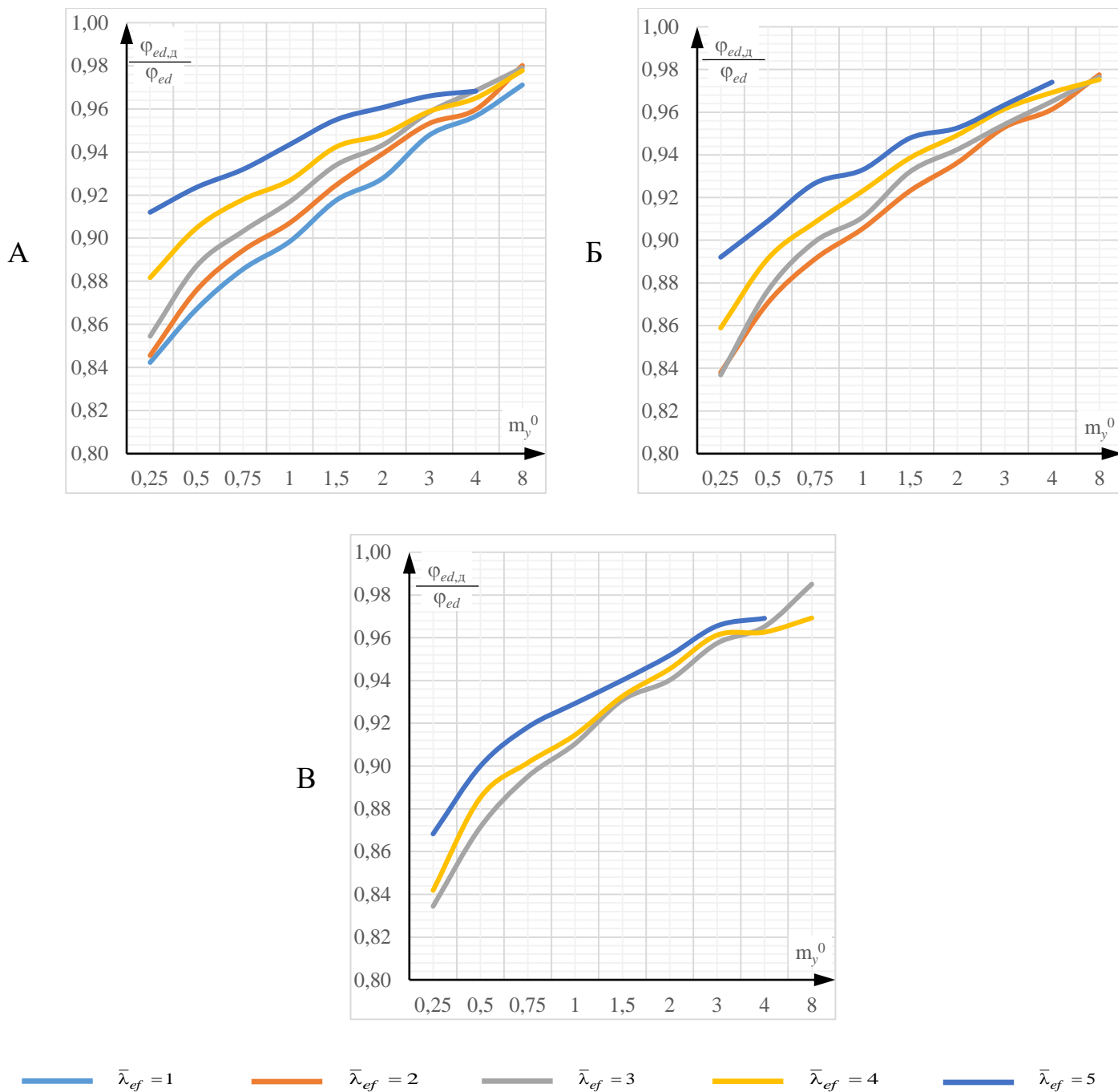
где  $k = 0,8 + 0,25 \frac{\sqrt{m_{искр}}}{\bar{\lambda}_{ef}}$  - коэффициент перехода от максимальной стрелки искривления к эквивалентному эксцентриситету;  $\bar{\lambda}_{ef} = 1...5$  - условная приведенная

гибкость сквозного элемента;  $m_{искр}$  - дополнительный относительный эксцентриситет, образовавшийся от искривления элемента;  $m_y^0 = 0,25...8,0$  - концевой относительный эксцентриситет.



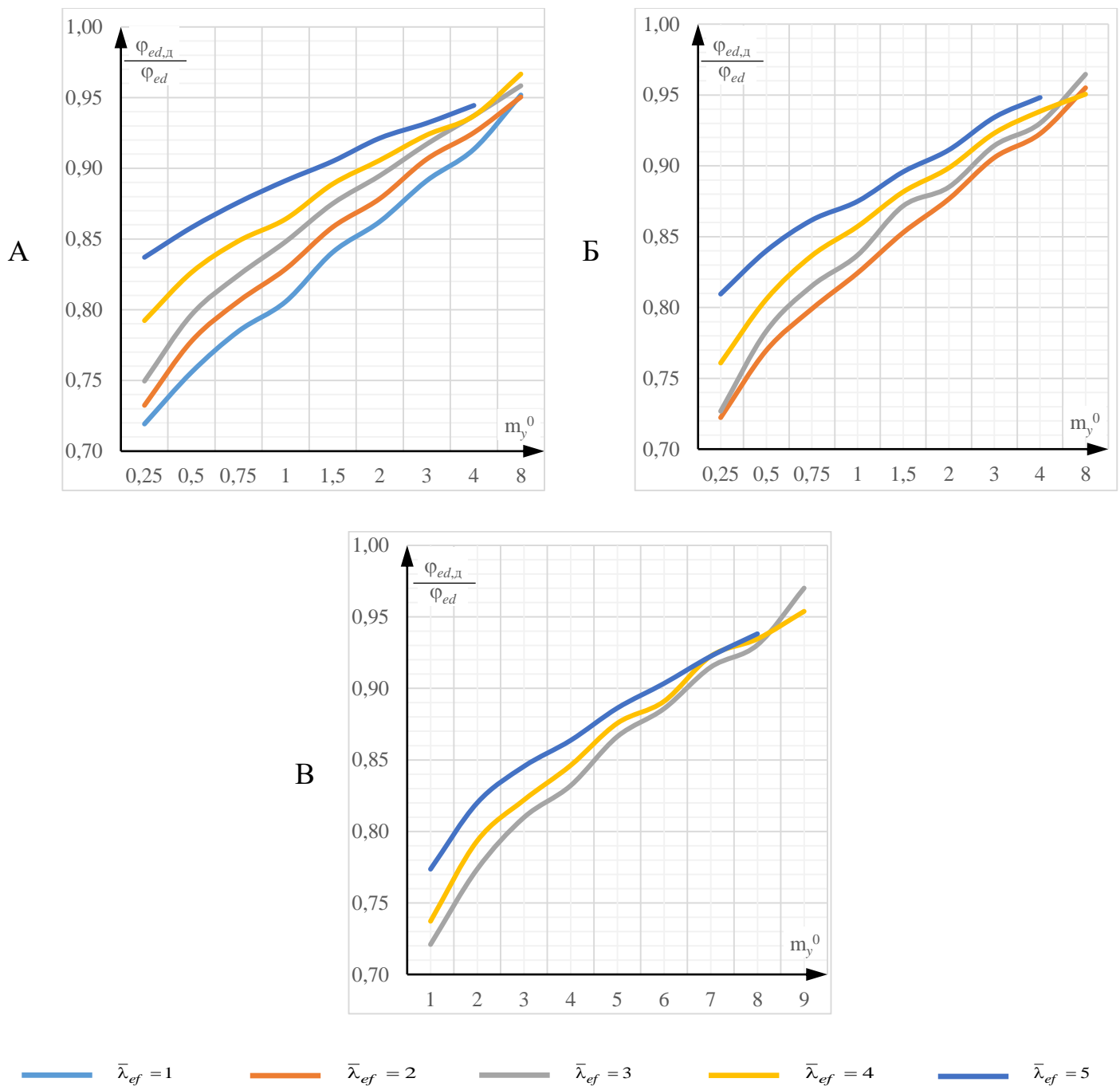
**Рисунок 4.6** А) Схема общего искривления решетчатой колонны; Б) Расчетная схема элемента, имеющего общее искривление

На графиках (см. рис.4.7,4.8) показано отношение коэффициента устойчивости  $\varphi_{ed, \delta}$  определяемого для решетчатого элемента с дефектом (искривление оси) к коэффициенту  $\varphi_{ed}$ , полученного для бездефектной колонны. Оценка общей устойчивости элемента, имеющего искривление оси, выполнялась по (4.1), рассматривались ситуации с различными значениями условной гибкости решетчатого стержня  $\bar{\lambda}_{ef} = 1...5$ , относительного эксцентриситета общей силы,  $m_y^0 = 0,25...8$  и величины дополнительного относительного эксцентриситета  $m_{искр} = 0,25...0,5$ , образовавшегося в результате искривления.



**Рисунок 4.7** Сопоставление коэффициентов общей устойчивости  $\varphi_{ed,л}/\varphi_{ed}$  при  $m_{искр}=0,25$ :

А) при  $\bar{\lambda}_{x\sigma} = 1$ ;  $\varphi_B=0,948$ ; Б) при  $\bar{\lambda}_{x\sigma} = 2$ ;  $\varphi_B=0,826$ ; В) при  $\bar{\lambda}_{x\sigma} = 3$ ;  $\varphi_B=0,643$



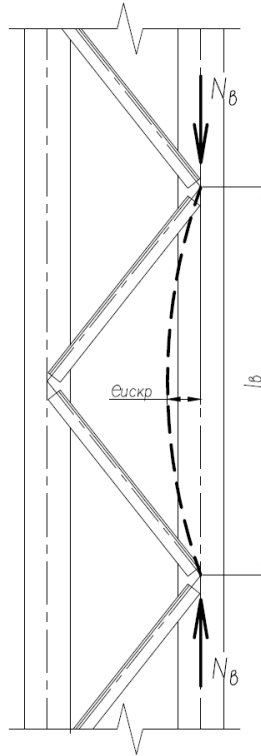
**Рисунок 4.8** Сопоставление коэффициентов общей устойчивости  $\varphi_{ed,d}/\varphi_{ed}$  при  $m_{искр}=0,5$ :

А) при  $\bar{\lambda}_{x\phi} = 1$ ;  $\varphi_B=0,948$ ; Б) при  $\bar{\lambda}_{x\phi} = 2$ ;  $\varphi_B=0,826$ ; В) при  $\bar{\lambda}_{x\phi} = 3$ ;  $\varphi_B=0,643$

Проведенный анализ показал снижение общей устойчивости элемента: при малом искривлении ( $m_{искр} = 0,25$ ) – на 16,6%, в случае увеличения искривления до  $m_{искр} = 0,5$  – на 28,1%.

Аналогично общему искривлению решетчатой колонны может быть рассмотрен вариант когда искривление имеет только одна из ветвей составного

элемента (см. рис. 4.9), единственное отличие будет в нахождение коэффициента перехода от максимальной стрелки искривления к эквивалентному эксцентриситету  $k = 0,82 + 0,1 \frac{\sqrt{\eta m_{искр}}}{\lambda_{ef}}$ , который зависит от  $\eta$  - а коэффициент влияния формы сечения.



**Рисунок 4.9** Искривление отдельной ветви решетчатой колонны

#### 4.5. Выводы по главе

1. Разработан метод расчетной оценки общей устойчивости эксплуатируемых сквозных двухветвевых элементов стальных конструкций, в которых имеются различные дефекты и повреждения.

2. Приведена расчетная оценка общей устойчивости стальных решетчатых элементов с различными дефектами и повреждениями:

- Расцентровка узлов решетки приводила к снижению общей устойчивости решетчатого стержня до 38% при малых гибкостях ветви ( $\bar{\lambda}_{x\beta} = 1...2$ ,  $m_{x\beta} = 1,0$ ) и до 30% при средних значениях ( $\bar{\lambda}_{x\beta} \geq 3$ ,  $m_{x\beta} = 1,0$ ).
- Общая устойчивость решетчатой колонны в плоскости параллельной решетки при отсутствии элементов с двух сторон снижалась: в середине колонны – до 47%; в верхней части колонны – до 17.3%. Отсутствие элементов решетки только с одной стороны не оказывало серьезного влияния на общую устойчивость.
- Общее искривление решетчатого элемента приводит к снижению общей устойчивости: при малом искривлении ( $m_{искр} = 0,25$ ) до 16,6%, при увеличении искривления (до  $m_{искр} = 0,5$ ) – 28,1%.

## **ГЛАВА 5. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕЙСТВИТЕЛЬНОЙ РАБОТЫ СКВОЗНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

В настоящей главе представлены экспериментальные исследования устойчивости сквозных (решетчатых) элементов металлических конструкций с различными дефектами и повреждениями (расцентровка узлов решетки, отсутствие отдельных элементов решетки), направленные на верификацию полученных теоретических результатов по предлагаемым методам расчета общей устойчивости.

### **5.1. Цель и задача эксперимента**

Экспериментальные исследования устойчивости сквозных и сплошностенчатых элементов стальных конструкций представлены в работах Горева В.В. [19], Трофимова В.И. [3], Степанова Б.П. [14], Родикова Н.Н. [30], Кузнецова А.Ю [32] и многих других авторов. При этом практически во всех известных работах рассматривались бездефектные образцы, поэтому они были направлены в основном на анализ распределения усилий в элементах в зависимости от их конструктивной формы, в тоже время вопрос влияние дефектов и повреждений на данное распределение не рассматривался.

Целью экспериментальных исследований является подтверждение достоверности полученных теоретических результатов, определенных с помощью предлагаемого аналитического метода проверки общей устойчивости сквозных элементов конструкций с учетом влияния расцентровки узлов решетки и отсутствия отдельных элементов решетки (раскосов).

Задачи экспериментального исследования:

- Исследование напряженно-деформированного и предельного состояния сквозных двухветвевых элементов с раскосной решеткой в наиболее нагруженных панелях, имеющих расцентровку узлов или отсутствие отдельных раскосов;
- Определение предельной несущей способности решетчатого элемента;

- Анализ деформирования сквозной конструкции при потере устойчивости с учетом влияния указанных дефектов и повреждений;
- Сопоставление результатов, полученных с помощью предлагаемого аналитического метода проверки общей устойчивости сквозных конструкций, с результатами экспериментальных исследований;

## 5.2. Описание экспериментальных образцов, датчиков и установки для испытания

Экспериментальные исследования устойчивости сквозных двухветвевых элементов проводились на базе Санкт-Петербургского государственного архитектурно-строительного университета в лаборатории №011Е, на испытательной машине Instron 1000kN.

В качестве объектов исследования применялись двухветвевые алюминиевые модели колонн с раскосной соединительной решеткой (см. рис.5.2). Ветви выполнялись из сплава АД31Т1 по СП 128.13330.2016 [153] швеллерного сечения 30x50x30x2 по ГОСТ 13623-90 [152]. Решетка колонны выполнялась из равнополочных уголков 20x20x1,2 по ГОСТ 13737-90 [154] из того же сплава, что и ветви.



Рисунок 5.1 Установленный образец в испытательной машине

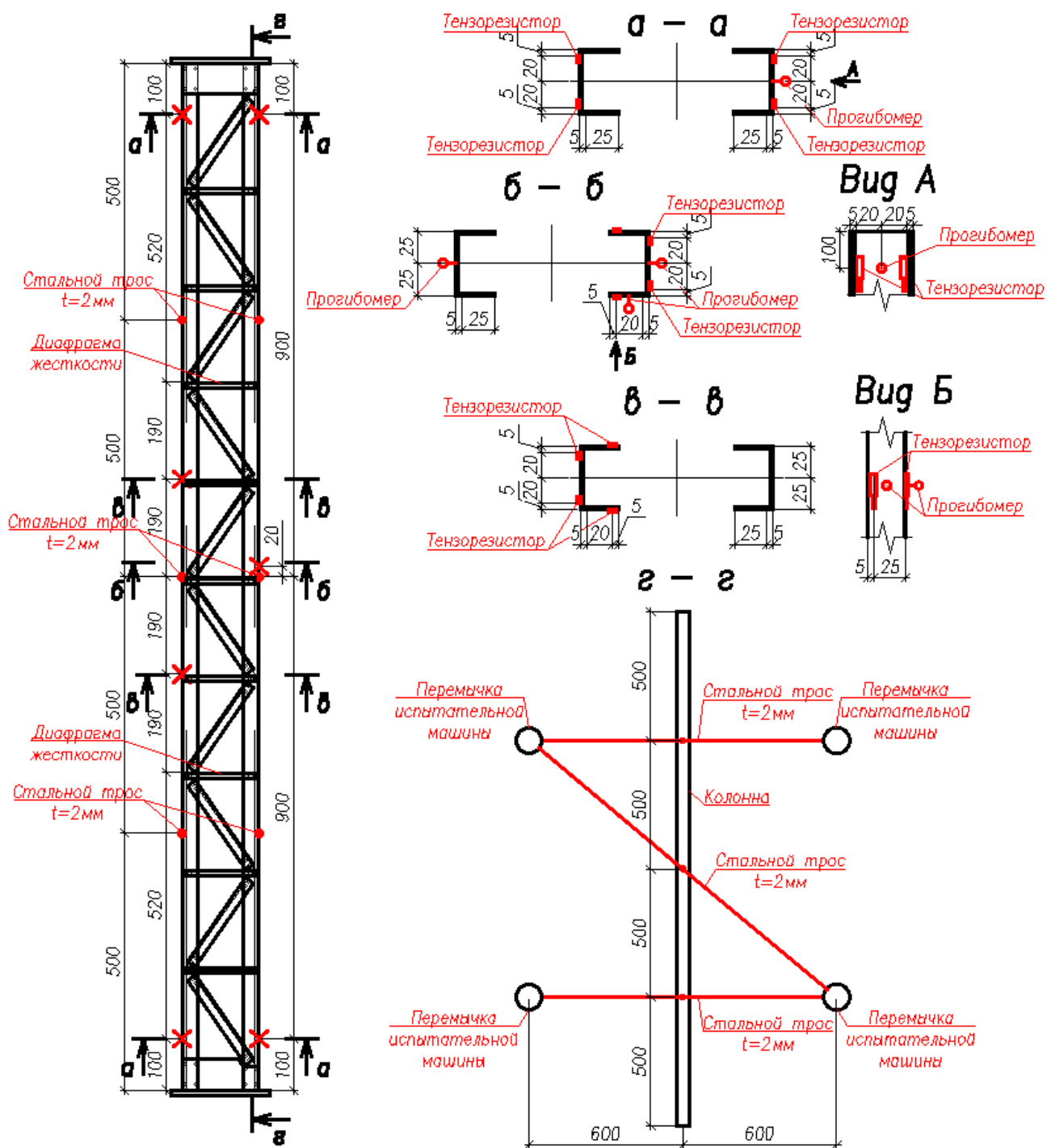


Рисунок 5.2 Образцы для испытаний

Образцы для испытаний были выполнены длиной 2м., шириной от 150 мм до 185 мм (см. рис.5.2). Все образцы для испытаний имеют 10 панелей поэтому расстояние между узлами соединительной решетки составляет 190мм. Соединения отдельных элементов в единый образец осуществлялось на вытяжных алюминиевых заклепках размерами 2.4x10 и 3.2x20 по ГОСТ 10299-80 [155].

Для обеспечения геометрической неизменяемости сечения в испытуемых образцах устраивались две диафрагмы жесткости (см. рис.5.2) в виде алюминиевых листов толщиной 2 мм, фиксирующихся на горизонтальные элементы соединительной решетки с помощью вытяжных алюминиевых заклепок размерами 2.4x10 по ГОСТ 10299-80 [155].

Раскрепление образцов из плоскости соединительной решетки осуществлялось посредством стальных тросов толщиной 2 мм по ГОСТ 3241-91, устанавливаемых с шагом 500 мм с двух сторон (3 точки раскрепления на каждой ветви) (см. рис.5.2).

Геометрические характеристики образца для испытаний представлены в табл.5.1:

Таблица 5.1

### Геометрические характеристики образцов

№ п/п	Длина элемента испытаний, мм	Ширина элемента испытаний, мм	Условная гибкость ветви из плоскости решетки, $\bar{\lambda}_в$	Условная гибкость ветви из плоскости решетки, $\bar{\lambda}_{ув}$	Условная приведённая гибкость сквозного стержня, $\bar{\lambda}_{ef}$
1	2000	150	2,578	2,063	3,631
2	2000	185	2,578	2,063	3,103

Испытуемые образцы загружались продольной силой с равными  $e_x^0 = e_x^l = 12,5 \dots 30,0 \text{ мм}$  ( $m_y^0 = 0,15 \dots 0,44$ ) односторонними концевыми эксцентриситетами в плоскости, параллельной соединительной решетке (см. рис.5.3).

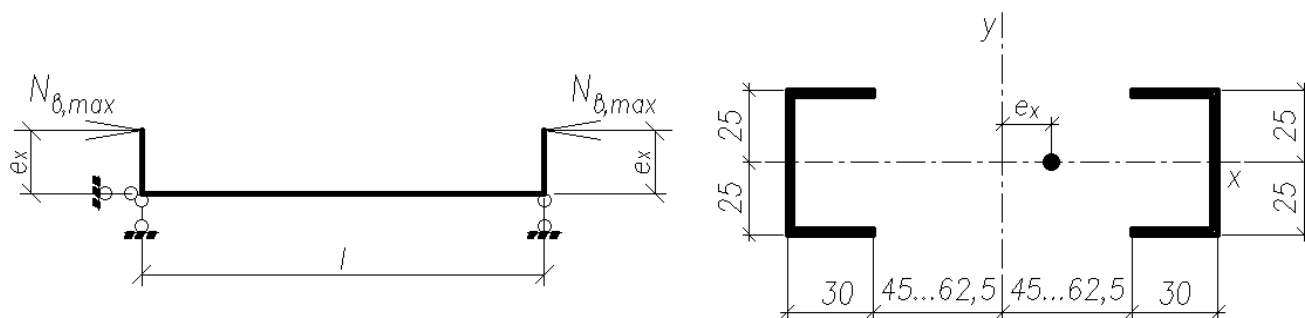


Рисунок 5.3 Схема нагружения элемента

Для обеспечения необходимой достоверности результатов было изготовлено и испытано 6 образцов, среди которых: два не имели дефектов и повреждений; два с расцентровкой узлов решетки  $e_{расц} = 20\text{мм}$  ( $m_{расц} = 0,3$ ); в оставшихся двух отсутствовали элементы решетки с обеих сторон элемента.

В процессе проведения испытаний применялся комплексный подход к контролю за деформациями и напряжениями исследуемого образца. Для фиксации перемещений, использовались высокоточные прогибомеры ПАО-6 с ценой деления 0,01мм. Фиксация перемещений в приопорных зонах позволяла: верифицировать принятые расчетные схемы, выявлять возможные люфты и отслеживать характер распределения деформаций по длине образца. Для контроля напряженного состояния на образцы испытаний устанавливались 20 тензометрических датчиков (тензодатчики) марок FLA-10-11 или ТКФО 5-120 со следующими характеристиками: измерительная база – 5 мм (ТКФО 5-120) и 10 мм (FLA-10-11); номинальное сопротивление - 120 Ом. Перед началом испытаний все тензометрические датчики прошли тарировку на тарировочной балке.

Схема мест установки тензометрический датчиков (FLA-10-11, ТКФО 5-120) и прогибомеров ПАО-6 представлена на рис.5.2. Места установки тензодатчиков подвергались тщательной механической обработке, необходимой для удаления пыли и мусора с поверхности испытываемого образца. Перед установкой тензодатчиков поверхность образца подготавливалась и обезжиривалась. Установка датчиков на конструкцию осуществлялась с помощью цианакрилатного клеевого раствора «Cosmo CA-500.200».

На каждом этапе нагружения (шаг 0,1...0,4 т.) фиксировались показания прогибомеров ПАО-6 и данные с тензодатчиков с помощью тензометрической станции, которая обрабатывала результаты, и сохраняла их в выходной файл в автоматическом режиме.



Рисунок 5.4 Тензометрическая станция

### 5.3. Методика проведения и описание экспериментального исследования

Фактические значения предела текучести, предела прочности и модуля упругости определены в результате испытаний на растяжение 14 образцов, отобранных из полок и стенок ветвей решетчатой колонны (5 пластин из стенки и 9 из полок) согласно требований [29]. По результатам проведенных испытаний (см. табл.П.2) было установлено, что временное сопротивление образцов разрыву составило  $R = 208,64$  МПа; предел текучести  $\sigma_T = 191,5$  МПа; модуль упругости  $E = 19484,88$  МПа.

Испытания двухветвевых алюминиевых стержней на внецентренное сжатие проводились в три этапа: 1. подготовительный; 2. испытания образцов; 3. обработка и сравнение результатов испытаний с теоретическими расчетами.

#### 1. Подготовительный этап:

- Изготовление образцов;
- Доставка образцов для испытаний в научную лабораторию;
- Фиксация фактических геометрических размеров сечения образца (контрольные обмеры);

- Фиксация образца в испытательной машине Instron 1000kN с учетом необходимых раскреплений и заданных эксцентриситетов (с односторонним эксцентриситетом в плоскости решетки ( $e_x^0 = e_x^l = 12,5...30,0 \text{ мм}$  ( $m_y^0 = 0,15...0,44$ )));
- Установка измерительно-контрольной аппаратуры (Прогибомеры ПАО-6 (5 шт) и тензодатчики FLA-10-11 или ТКФО 5-120 (20 шт.));
- Обнуление показаний измерительно-контрольного оборудования (прогибомеры и тензометрическая станция).

## 2. Испытания

- Снятие показаний измерительных приборов до начала нагружения;
- Поэтапное нагружение образца с необходимой для стабилизации напряжений выдержкой (шаг нагружения 0,1...0,4 т., время выдержки каждой ступени 3-5 минут);
- Снятие показаний с измерительных приборов осуществлялось на каждой ступени нагружения и после полного разрушения образца;
- Демонтаж испытанного образца испытаний.

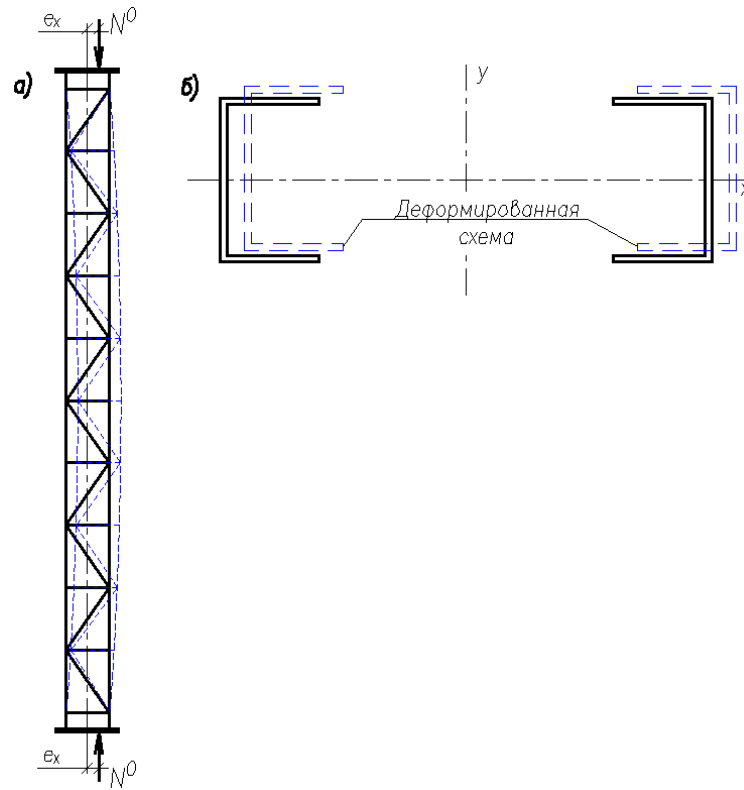
## 3. Обработка результатов испытания и сравнения их с теоретическими

представлены в п. 5.4 настоящей главы.

В процессе испытаний образцов было выявлено, что несмотря на большее влияние эксцентриситетов в плоскости, параллельной соединительной решётке, с самого начала испытаний наблюдались пространственные перемещения элемента, которые оказались незначительными по отношению к деформациям в плоскости нагружения.

Увеличение нагрузки, вызывало перемещения ветвей решетчатого стержня, преимущественно в плоскости нагружения (см. рис. 5.5б), что приводило к появлению дополнительных изгибающих моментов в исследуемом образце,

способствующих дальнейшему развитию деформаций элемента и, как следствие, потери его общей устойчивости в плоскости соединительной решетки.



**Рисунок 5.5** Схема деформаций образца при испытаниях: а) в плоскости соединительной решетки; б) сечение в наиболее нагруженной панели



**Рисунок 5.6** Готовый образец для испытаний в испытательной машине Instron 1000kN

#### 5.4. Сравнительный анализ экспериментальных и теоретических результатов

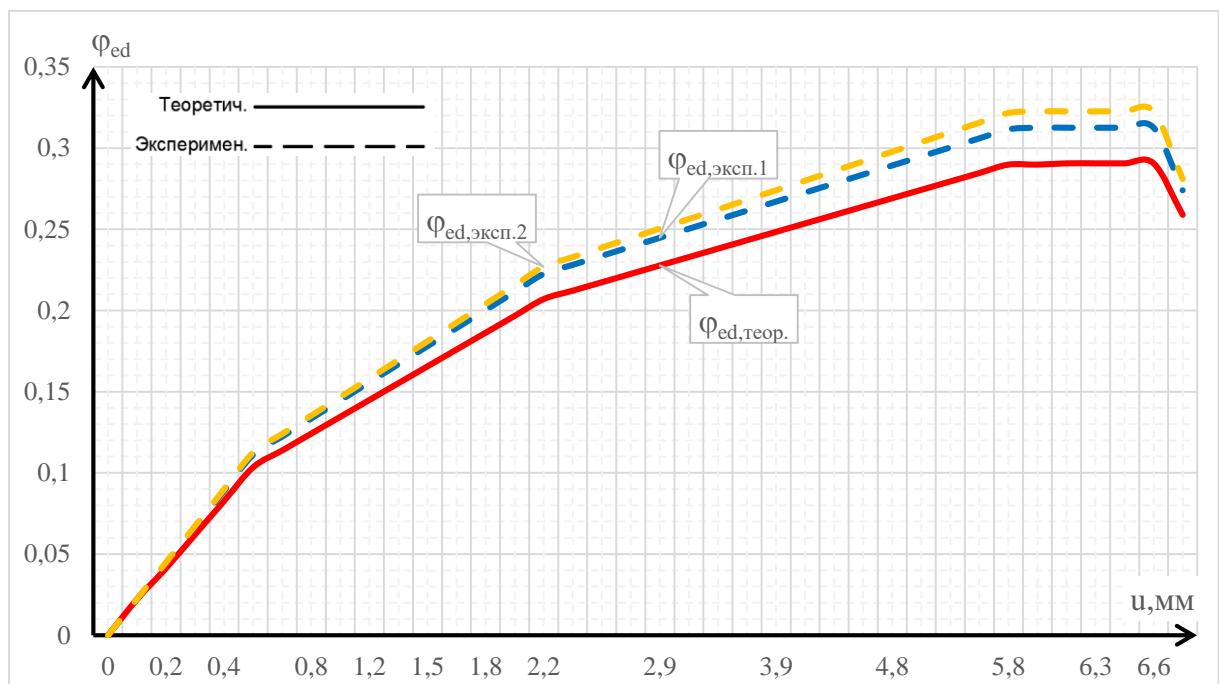
По результатам выполненного экспериментального исследования были получены графики зависимости коэффициента общей устойчивости  $\varphi_{ed}$  решетчатого элемента в плоскости параллельной решетки от перемещений  $u$ , мм, для бездефектных образцов (см. рис. 5.7, табл. П.3) и образцов, имеющих расцентровку узлов решетки (см. рис. 5.8, табл. П.4) или отсутствие раскосов (см. рис. 5.10, табл. П.5). Для сравнения результатов на графиках рис. 5.7, 5.8, 5.10 сплошной линией показаны теоретические данные, определяемые на основании результатов расчета по предлагаемому методу, а пунктирными линиями – данные полученные при испытании образцов.

Разрушение образцов происходило в плоскости параллельной соединительной решетки (плоскость загрузки), в первую очередь теряла устойчивость наиболее нагруженная ветвь, а затем происходила потеря общей устойчивости решетчатого элемента.

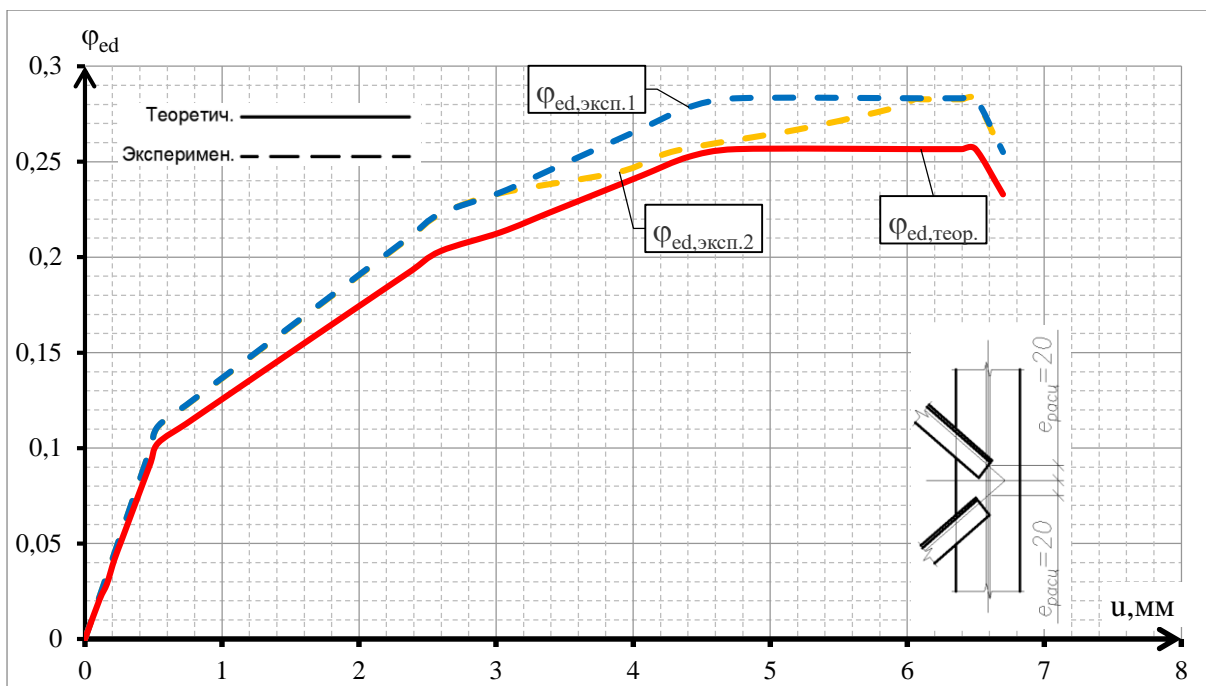
Анализируя полученные графики было выявлено, что расхождение между коэффициентами общей устойчивости  $\varphi_{ed}$ , определяемых теоретически и экспериментально составило: для бездефектных образцов от 7,9% до 9,9% (см. рис. 5.7, табл. П.3), образцов, имеющих расцентровку узлов – 7,3%...9,4% (см. рис. 5.8, табл. П.4); а для элементов, в которых отсутствовали раскосы – 0,9%...9,9% (см. рис. 5.10, табл. П.5), что говорит об удовлетворительной сходимости результатов. Во всех испытанных образцах предельные значения коэффициентов устойчивости  $\varphi_{ed}$  в опытах превосходит значения теории. Это объясняется тем, что при изготовлении образца имели место быть неточности сборки, которые не учитывались расчетом, осредненные значения характеристик применяемого материала, а также доля влияния тросов, применяемых для закрепления образца из плоскости решетки, на деформации в плоскости загрузки. Несмотря на это разработанный аналитический метод проверки общей устойчивости удовлетворительно описывает действительную работу сквозных двухветвевых

элементов и может быть использован в практическом применении при проектировании новых и проверке устойчивости существующих эксплуатируемых конструкций.

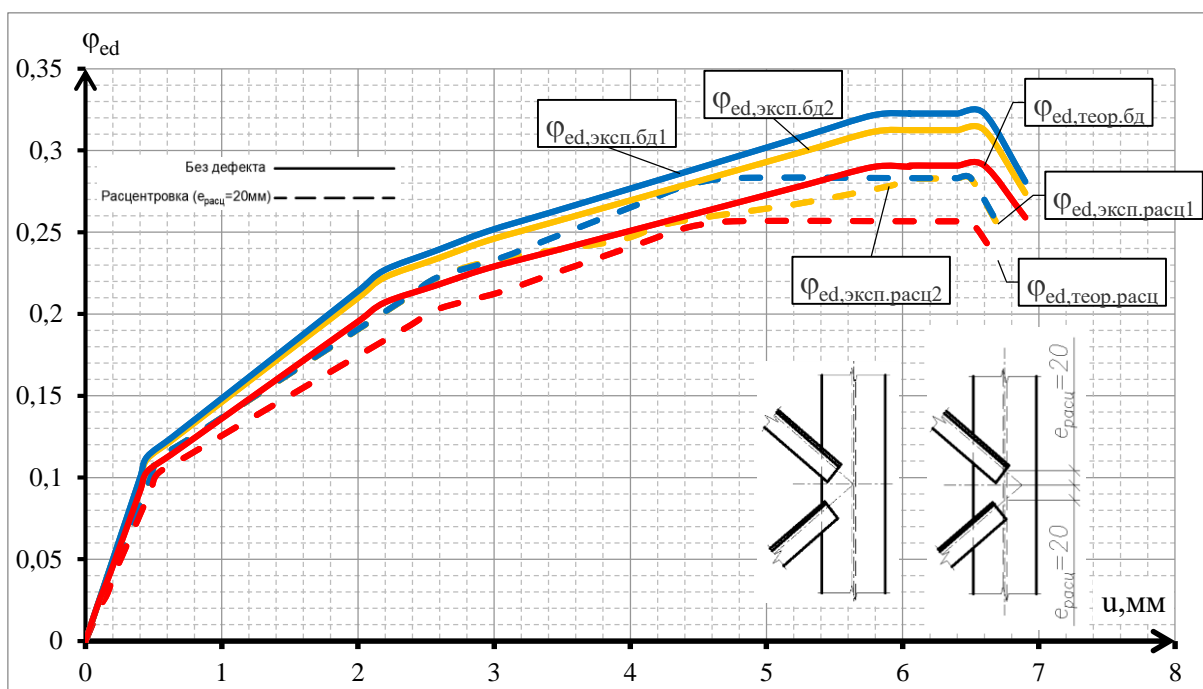
Также было проведено сравнение экспериментальных и теоретических результатов между образцами, не имеющими дефекты и с расцентровкой узлов решетки, направленное на определение влияния дефекта на общую устойчивость решетчатого элемента. На графике рис. 5.9 (табл. П.6) сплошными линиями показаны данные для бездефектного элемента, а пунктирными линиями, для образца с расцентровкой узлов. По графику рис. 5.9 (табл. П.6) видно, что бездефектный элемент обладает на 12% большей несущей способностью.



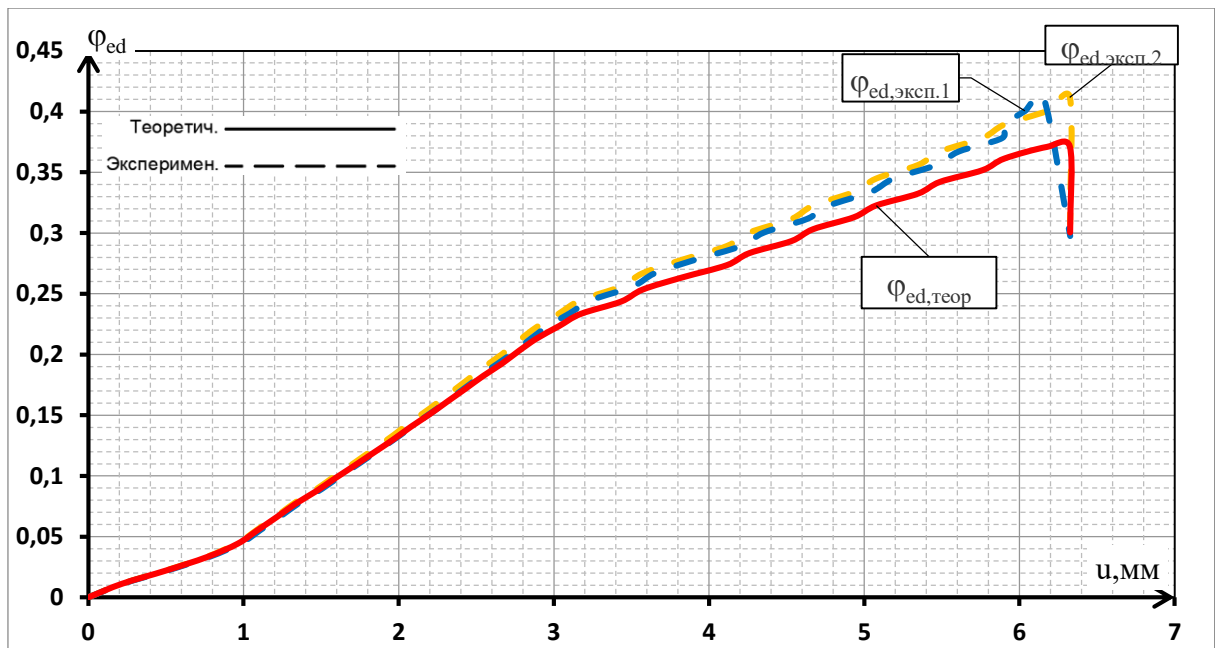
**Рисунок 5.7** График сравнения теоретических и экспериментальных данных для образцов не имеющих дефекты и повреждения



**Рисунок 5.8** График сравнения теоретических и экспериментальных данных для образцов с расцентровкой узлов решетки



**Рисунок 5.9** График сравнения устойчивости решетчатой колонны, не имеющей дефекты и с расцентровкой узлов решетки



**Рисунок 5.10** График сравнения теоретических и экспериментальных данных для образцов с отсутствием элементов решетки с обеих сторон элемента

## 5.5. Выводы по главе

1. Экспериментально исследована фактическая работа сквозных двухветвевых элементов стальных конструкций при общем случае загрузки (приложения продольной сжимающей силы с равными концевыми эксцентриситетами) при наличии в элементе расцентровки узлов решетки и симметрично отсутствующих раскосов.

2. Сравнение теоретических и экспериментальных данных показало удовлетворительную сходимость, разница составила: для бездефектных образцов от 7,9% до 9,9%; с расцентровкой узлов – 7,3%...9,4%; при отсутствии элементов решетки (раскосов) – 0,9%...9,9%. Это подтверждает, что разработанный аналитический метод проверки общей устойчивости удовлетворительно описывает действительную работу сквозных двухветвевых элементов металлических конструкций и может быть использован в практическом применении при проектировании новых и проверке устойчивости существующих эксплуатируемых конструкций.

3. Сравнение экспериментальных и теоретических данных полученных для образцов не имеющей дефекты и образцов с расцентровкой узлов решетки показали, что бездефектный элемент обладает несущей способностью на 12% выше.

## ОБЩИЕ ВЫВОДЫ

1. Предложено решение задачи общей устойчивости двухветвевых решетчатых элементов, с учетом обеспечения устойчивости ветвей, в расчетной модели которых используется фактическая схема загрузки в сочетании с реальной формой потери устойчивости, что позволило вскрыть резервы общей устойчивости, в пределах от 6% до 50% в зависимости от гибкости элемента (колонны) и условий загрузки.

2. Адаптирован обратный численно-аналитический метод на расчет устойчивости ветвей из плоскости решетки, подверженных действию переменной продольной силы с относительно малыми (присущими ветви) эксцентриситетами. Резервы устойчивости ветви, в зависимости от сочетания постоянной продольной силы к суммарной распределенной по длине элемента находились в пределах 10...50%.

3. Установлена зависимость общей устойчивости сквозного элемента от устойчивости ветви из плоскости решетки. Учет различных сочетаний нагрузок, соотношение концевых эксцентриситетов продольной силы, а также условий закрепления, позволили выявить резервы общей устойчивости, которые в среднем доходили до 42%.

4. На основании выполненной расчетной оценки установлена величина снижения общей устойчивости решетчатых элементов в зависимости от следующих дефектов и повреждений: расцентровка узлов, отсутствие элементов решетки, общего искривления оси и др., которая может достигать 47%.

5. Экспериментально исследована фактическая работа сквозных двухветвевых элементов стальных конструкций при общем случае загрузки с учетом влияния различных дефектов и повреждений. По результатам сравнения теоретических и экспериментальных данных была получена удовлетворительная сходимость результатов, что подтверждает достоверность разработанного метода расчета.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Тимошенко С.П. Устойчивость стержней, пластин и оболочек. М.: Наука, 1971. – 807 с.
2. Броуде Б.М. Об устойчивости составных стержней с планками. – Строительная механика и расчет сооружений. 1966. №6. С.24-26.
3. Трофимов В.И. Исследование работы решетчатой мачты типа опоры линии электропередач прямоугольного сечения на действие крутящего момента. – Тр. ин-та ЦНИИПСК. 1961. вып. 5. С.44-60.
4. Стрелецкий Н.С. Материалы к курсу стальных конструкций: вып. 2. ч.1: Работа сжатых стоек. — М.: Госстройиздат, 1959г. — 284с.
5. Ржаницин А.Р. Расчет составных стержней в состоянии предельного равновесия. – Строительная механика и расчет сооружений. 1967. №5. С.27-30.
6. Бельский Г.Е. К расчету трехгранных составных стержней на планках. – Изв. вузов Строительство и архитектура. 1981. №1. С14-19.
7. Трофимов В.И. Исследование устойчивости трехгранных сквозных стержней. – В кн.: Исследования по стальным конструкциям: Тр. ин-та. ЦНИИПСК. М., 1962. вып.13. С.173-199.
8. Кондрахов Е.И. Экспериментальные исследования на центральное сжатие трехгранных стержней из сплавов Д1-Т с соединениями на черных болтах. – В кн.: Строительные конструкции из алюминиевых сплавов / ЦНИИСК. М., 1963. вып.2. С.203-2013.
9. Горев В.В. Устойчивость центрально сжатых составных стержней при упругой работе. – В кн.: Исследования по строительным конструкциям Сб. науч. тр. / Томский ИСИ. Томск, 1964. т. XI. С.71-82.
10. Трофимов В.И. Исследование и расчет элементов стальных опор линий электропередач. – М.: Л.: Госэнергоиздат, 1959. – 103с.
11. Трофимов В.И. О расчете на устойчивость составного четырехгранного стержня на планках. – Строительная механика и расчет сооружений. 1963. №2. С.41-44.

12. Незальзов О.Р., Ковтун–Горбачева Т.А. Определение приведенной гибкости безраскосных колонн из гнутосварных прямоугольных труб / Металлические конструкции и испытания сооружений: Межвузовский тематический сборник трудов. – ЛИСИ – Ленинград, 1979, С.137-142.

13. Попов Н.Г. Об устойчивости плоских симметричных многоэтажных рам. – Строительство: Науч. докл. Высшей школы. 1959. №2. С.79-91.

14. Степанов Б.П. Некоторые вопросы теории расчета регулярных ферм, рам и систем со сквозными элементами. – Дис. канд. техн. наук. – Саратов, 1976. 156с.

15. Gzawford R.F., Benton M.D. Strenght of initially wevy lattice columns // AIAA Journal, 1980, Vol. 18, №5 P. 581-584.

16. Grochowski Ireneusz. O obliczaniu napezen dzugorzednych wielogaleziowych pretach Kratowych. – Inz. i bud., 1980. 35, №4, 134-137.

17. Holla V.K., Pzathap O., Vazadan T.K. Effekt jf shear de formation on post-buckling behavior of columns // Int. J. Numer. Math. Eng., 1980, Vol. 15, №2, P.302-307.

18. Ramm W., Uhlmann W. Zur Anpassung des Stabilitätsnach- weises für mehzteilige Druckstäbe an das europäische Nachweiskonzert. – Stahlbau, 1981, №6, S.161-172.

19. Горев В.В. Разработка общей методики статического расчета сжатых решетчатых металлических конструкций и совершенствование их конструктивной формы. – Дис. док. техн. наук: 05.23.01. Липецк, 1985. 403с.

20. Горев В.В. Влияние двухосного эксцентриситета на работу сквозных стержней // Строит. мех. и расчет сооруж., 1978, №4. С.30-33.

21. Горев В.В. Общая устойчивость сжатых сквозных стержней – Изв. вузов. Стр-во и архитект., 1983, №1. С39-40.

22. Металлические конструкции. В 3 т. Т.1. Элементы конструкций: Учеб. для строит. вузов/В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов и др.; Под ред. В.В. Горева. – 3-е изд., стер. – М.: Высш. шк., 2004. – 551 с.: ил. ISBN 5-06-03695-2 (т.1).

23. Металлические конструкции. В 3 т. Т.2. Конструкции зданий: Учеб. для строит. вузов/В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов, Г.И. Белый и др.; Под ред.

В.В. Горева. – 2-е изд., испр. – М.: Высш. шк., 2002. – 528 с.: ил. ISBN 5-06-03696-0 (т.2).

24. Металлические конструкции. В 3 т. Т.3. Специальные конструкции и сооружения: Учеб. для строит. вузов; Под ред. В.В. Горева. – 2-е изд., испр. – М.: Высш. шк., 2002. – 544 с.: ил. ISBN 5-06-03787-8 (т.3).

25. Белый Г.И. Расчет на устойчивость решетчатых элементов стальных конструкций // Вестник МГСУ. 2022. Т. 17. Вып. 10. С. 1347–1357. DOI: 10.22227/1997-0935.2022.10.1347-1357.

26. Белый Г.И. О расчете упругих стержней по деформированной схеме при действии активных и параметрических нагрузок. Механика стержневых систем и сплошных сред. – Л. 1980. С41-48 – (Сб.науч.тр./Ленингр. инженер. – строит. ин-т; №32) 48с.

27. Белый Г.И., Гарипов А.И. Запредельные напряженно-деформированные состояния в поперечных сечениях элементов стальных конструкций. // Вестник гражданских инженеров. 2022 N4 (93) с.16-30.

28. Тимошенко С.П. Устойчивость упругих систем. М; Издательство технико-теоретической литературы, Издательство второе, 1955 – 576с.

29. ГОСТ 11701-84. Металлы. Методы испытаний на растяжение тонких листов и лент. [Текст]. – Вед. 1980-3-31. – М.: Изд-во стандартов, 1984.

30. Родиков Н.Н. Устойчивость сжатых с двусыми эксцентриситетами стержневых элементов конструкций из открытых профилей [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук / Николай Николаевич Родиков; [Ленингр. инж-строит. инст]. – Л.; 1987. – 22с.: ил. – Библиогр.: с.22.

31. Пяткин П.А. Прочность и пространственная устойчивость усиленных под нагрузкой стержневых элементов конструкций открытого сечения [Текст] : автореф. дис. ... канд. техн. наук / Павел Алексеевич Пяткин; [С.-Петербург. гос. архитектур.-строит. ун-т.]. – СПб, 2000. – 24с.: ил. - Библиогр.: с.24.

32. Кузнецов А.Ю. Прочность и пространственная устойчивость составных стержневых элементов конструкций из холодногнутых профилей [Текст] : автореф.

дис. ... канд. техн. наук / Алексей Юрьевич Кузнецов [С.-Петербург. гос. архитектур.-строит. ун-т.]. – СПб, 2013. – 25с.: ил. - Библиогр.: с.25.

33. Белый Г.И., Родиков Н.Н. Деформационный расчет внецентренно-сжатых упругопластических двутавровых стержней // Исследования по механике стр. конструкций и материалов. – Л., 1985 – с. 73-78.

34. Ржаницын А.Р. Устойчивость равновесие упругих систем. – М.: Гостехиздат, 1955 – 475с.

35. Мареева О.В. Металлические конструкции: Учебное пособие / О.В. Мареева, А.В. Кловский, Н.Н. Марина. – Москва: ООО "Издательство "Спутник+", 2020. – 149 с. – ISBN 978-5-9973-5789-4. – EDN VHMPZN.

36. Юдина, А.Ф. Возведение одноэтажного промышленного здания из металлических элементов / А.Ф. Юдина. – Москва: ООО «Директ-Медиа», 2022. – 100 с. – ISBN 978-5-4499-3056-9. – EDN DFJMXJ.

37. Кузнецов, Д.Н. Анализ развития метода предельных состояний для расчета строительных конструкций / Д.Н. Кузнецов, Л. А. Федосова // Строительная механика и конструкции. – 2020. – № 4(27). – С. 74-81. – EDN TLPMVY.

38. Себелева, А.А. Стальные каркасы высотных зданий / А. А. Себелева, А. Н. Леонова // Электронный сетевой политематический журнал "Научные труды КубГТУ". – 2020. – № 8. – С. 177-184. – EDN YZTKVL.

39. Стальные конструкции зданий и сооружений / А.И. Колесов, О.Б. Иванова, Е.А. Кочетова, Е.В. Иванова; Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет. Том Часть 3. – Нижний Новгород: Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет, 2021. – 156 с. – ISBN 978-5-528-00448-8. – EDN NRIEZH.

40. Стальные конструкции зданий и сооружений: учебное пособие / А.И. Колесов, В.В. Пронин, О.Б. Иванова, Е.А. Кочетова; Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет. Том Часть 2. – Нижний Новгород: Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет, 2021. – 191 с. – ISBN 978-5-528-00453-2. – EDN DDINLL.

41. Тезиков, Николай Юрьевич. Работа стальных решетчатых колонн при двухосных эксцентриситетах: автореферат дис. ... кандидата технических наук: 05.23.01 / Воронеж. архитектурно-строит. акад. — Воронеж, 1995. — 18 с.

42. Кузнецов, Д.Н. Анализ развития метода предельных состояний для расчета строительных конструкций / Д.Н. Кузнецов, Л.А. Федосова // Строительная механика и конструкции. — 2020. — № 4(27). — С. 74-81. — EDN TLPMVY.

43. Критический анализ конструкций технологических и кабельных эстакад, а также отдельно стоящих опор под трубопроводы промышленных предприятий / К.Г. Адушкин, Л.А. Токарева, М.М. Айзатуллин, Л.С. Сабитов // Вестник ГГНТУ. Технические науки. — 2024. — Т. 20, № 2(36). — С. 94-105. — EDN TWRKWC.

44. К вопросу развития конструктивной формы ступенчатой сквозной колонны промздания / В. Н. Васылев, Э. А. Лозинский, О. С. Мишура, В. Ю. Долгачева // Металлические конструкции. — 2024. — Т. 30, № 1. — С. 5-15. — EDN BUABNB.

45. Туснина О.А. Выбор аварийных ситуаций при расчете на прогрессирующее обрушение промышленного здания / О. А. Туснина // Промышленное и гражданское строительство. — 2021. — № 9. — С. 60-65. — DOI 10.33622/0869-7019.2021.09.60-65. — EDN SJJNVE.

46. Murilo A.K. Tarabay, Leonardo S Lima<sup>1</sup>. Optimization of lattice steel structures. A parametric approach based on statically determined structures / Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, CEFET-MG, 2024. DOI:10.21203/rs.3.rs-3919959/v1

47. Axial compressive behavior of FRP-confined square CFST columns reinforced with internal latticed steel angles for marine structures / Zi. M. Yang, Ju. Chen, Ju. Wang, Ch. Q. Zeng // Engineering Structures. — 2024. — Vol. 319. — P. 118847. — DOI 10.1016/j.engstruct.2024.118847. — EDN RRVLEM.

48. Axial Compression Behavior of Novel Latticed Columns with CFST Tubes and Corrugated Steel Plates for Industrial Structures / X. Zhao, N. Zhang, Zh. Hu [et al.] // Buildings. — 2025. — Vol. 15, No. 1. — P. 42. — DOI 10.3390/buildings15010042. — EDN RHMSTA.

49. Quantification of the Seismic Behavior of a Steel Transmission Tower Subjected to Single and Repeated Seismic Excitations Using Vulnerability Function and Collapse Margin Ratio / M. M. Kassem, S. Beddu, W. Qi Min [et al.] // *Applied Sciences* (Switzerland). – 2022. – Vol. 12, No. 4. – P. 1984. – DOI 10.3390/app12041984. – EDN UNGRWA.

50. Axial load behavior of CFT columns assembled with rectangular wave-shaped ribs / S. Song, D. H. Son, B. H. Bae [et al.] // *Structures*. – 2024. – Vol. 61. – P. 106027. – DOI 10.1016/j.istruc.2024.106027. – EDN TGLICS.

51. Корольков, Д. И. Разработка методики определения физического износа стальных колонн / Д. И. Корольков, Ю. И. Шубина // *Вестник евразийской науки*. – 2023. – Т. 15, № 2. – EDN QJHDYD.

52. Experimental investigation on square steel tubular columns with initial crack defects / H. Qiao, M. Zhang, Zh. Liu [et al.] // *Structures*. – 2022. – Vol. 35. – P. 388-405. – DOI 10.1016/j.istruc.2021.10.097. – EDN SXYJFV.

53. Quan, Ch. Equivalent geometric imperfections for the design of steel and stainless steel beam-columns by GMNIA / Ch. Quan, F. Walport, L. Gardner // *Journal of Constructional Steel Research*. – 2024. – Vol. 215. – P. 108502. – DOI 10.1016/j.jcsr.2024.108502. – EDN KNTIRM.

54. Numerical modeling of the stress-strain state of steel structures of building frames / S. Sazonova, A. Kochegarov, E. A. Chernikov [et al.] // III international conference on advances in science, engineering and digital education (ASEDU-III 2022): Proceedings of the III international conference on advances in science, engineering, and digital education: as edu-III 2022, Krasnoyarsk, 08–10 декабря 2022 года. Vol. 2969. – Melville: AIP PUBLISHING, 2024. – P. 020012. – DOI 10.1063/5.0182636. – EDN HNMJRH.

55. Numerical Simulation of Steel Columns of Industrial Buildings with Local Mechanical Damage During Exploitation / N. Buzalo, I. Gontarenko, B. Chernykhovskiy, A. Alekseeva // *Lecture Notes in Civil Engineering*. – 2022. – Vol. 182. – P. 349-356. – DOI 10.1007/978-3-030-85236-8\_32. – EDN YBDPQN.

56. Veselov, V. Hybrid Column Designs for Industrial Buildings / V. Veselov, M. Abu-Khasan, V. Egorov // IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, Virtual, Online, 10–12 января 2022 года. – Virtual, Online, 2022. – P. 052065. – DOI 10.1088/1755-1315/988/5/052065. – EDN DWQCPQ.

57. Аленин В.П. Экспериментальное исследование устойчивости сквозных стержней на пленках // СМиРС. 1979. №2. – С.35 – 38.

58. Багдасарян С.А Прочность сжатых стержней при неодинаковых концевых эксцентриситетах с учетом линейного упрочнения материала // Изв. АН Арм. ССР. Серия техн. наук. т.20. 1967. №2 – С.11 – 16.

59. Бажанов Б.Г. несущая способность внецентренно сжатых стержней из алюминиевого сплава АВ-Т1 // Строительные конструкции из алюминиевых сплавов. 1962. Вып.1. – С.168 – 183.

60. Бейлин Е.А. к теории деформационного расчета и устойчивости криволинейных и прямолинейных тонкостенных стержней // механика стержневых систем и сплошных сред: Сб. тр. – Ленинград: ЛИСИ. 1970. №63. – С. 5 – 19.

61. Бейлин Е.А Белый Г.И. К деформационному расчету упругих систем, подверженных одновременному действию активных и параметрических нагрузок // СМиРС. 1976. №3. – С. 30 – 34.

62. Белый Г.И. К расчету металлических стержней по деформированной схеме // Металлические конструкции и испытания сооружений: Межвуз. тематич. сб. тр. – Ленинград: ЛИСИ. 1980. Вып.4 – С. 93 - 98.

63. Белый Г.И. О расчете пространственно-деформируемых стержневых элементов металлических конструкций // Металлические конструкции и испытания сооружений: Межвуз. тематич. сб. тр. – Ленинград: ЛИСИ. 1981 – С. 48 - 55.

64. Бельский Г.Е. Об устойчивости сжато-изогнутого стержня // СМиРС. 1965. №2. – С. 44 – 49.

65. Бельский Г.Е., Скрипникова Р.А. к расчету внецентренно сжатых металлических стержней с различными эпюрами начальных моментов // Новые методы расчета строительных конструкций. – М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. 1971. С. 191 – 195.

66. Бельский Г.Е., Одесский П.Д. О едином подходе к использованию диаграмм работы строительных сталей // Промышленное строительство. 1980. 37. – С.4 – 6.

67. Блейх Ф. Устойчивость металлических конструкций: Пер. с англ. - М.: Физматгиз. 1959. - 544 с.

68. Бовин В.А. Разностно-вариационные методы строительной механики. - Киев: Госстройиздат УССР. 1963. - 398 с.

69. Болотин В.В. О понятии устойчивости в строительной механике // Проблемы устойчивости в строительной механике: Тр. всесоюзной конф. по проблемам устойчивости в строительной механике. - М.: Стройиздат. 1965. - С.6 - 27.

70. Бродский А.Л. Исследование напряженного состояния стальных колонн одноэтажного производственного здания // Расчет строительных конструкций: Тр. ин-та / ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко. 1974. Вып.36. - С.119 - 135.

71. Бронштейн И.Н., Семендяев К.А. Справочник по математике для инженеров и учащихся втузов: 13-е изд., исправленное. - М.: Наука. Гл. ред. физ.-мат. лит. 1986. - 544 с.

72. Броуде Б.М. К теории тонкостенных стержней открытого профиля // СМиРС. 1960. №5. - С.6 - 11.

73. Броуде Б.М. Об устойчивости составных стержней с планками // СМиРС. 1966. №6. - С.24 - 26.

74. Геммерлинг А.В. Влияние различных дополнительных факторов на несущую способность элементов стальных конструкций // Исследования по стальным конструкциям / ЦНИИСК. - М.: Госстрой- издат. 1955. - С.158 - 200.

75. Геммерлинг А.В. Критерии устойчивости стержневых конструкций из упруго-пластических материалов // СМиРС. 1968. №1. - С.30 - 38.

76. Горев В.В. К вопросу об устойчивости продольно сжатых сквозных стержней // Изв.ВУЗов. СиА. 1980. №8. - С.27 - 81.

77. Горев В.В. Общая устойчивость сжатых сквозных стержней // Изв. ВУЗов. СиА. 1988. №1. - С.39 - 44.

78. Горев В.В. Разработка общей методики статического расчета сжатых решетчатых металлических конструкций и совершенствование их конструктивной формы. - Дисс. д.т.н. - Липецк. 1986. - 408 с.

79. Горев В.В., Порядин И.В. Расчет сжатых сквозных стержней с учетом отпорности поясов // Металлические конструкции. М.: МИСИ. 1985. - С.187 - 146.

80. Горев В.В., Тезиков Н.Ю. Устойчивость четырехветвевых рамных стержней асимметричного сечения // Деп. во ВНИИИС. Библиографический указатель деп. рукописей. Вып.4. 1985. - 16 с.

81. Давыдова Э.Г. Устойчивость двухветвевых стержней из нелинейно упругого материала // СМиРС. 1970. №3. - С.10 - 12.

82. Зеленченков С.А. Об устойчивости элементов металлических конструкций, сжатых с двухосными эксцентриситетами. - Дисс. . к.т.н. - Л. 1982. - 187 л. 62.

83. Конаков А.И. Зависимость взаимодействия от речей и по-другому- от личных предпочтений // Наука вузов. Строительство и архитектура. 1977. №7. - С.17 - 21.

84. Корноухов Н.В. Прочность и устойчивость стержневых систем. - М.: Стройиздат. 1949. - 376 с.

85. Ржаницын А.Р. Сложное сопротивление тонкостенных профилей с недеформируемым контуром в пределах и за пределами упругости // Тр. лаборатории строительной механики ЦНИПС / Под ред. В.В.Власова. - М.- Л.: Госстройиздат. 1941. - С.97 - 188.

86. Ржаницын А.Р. Устойчив к тонкостенным операциям за пределами предприятия // Тр. лаборатории строительной механики / Под ред. В.В. Власова. - М.-Л.: Издательство. 1949. - С.44 - 81.

87. Ржаницын А.Р. Устойчивость равновесия упругих систем. - М.: Гостехтеориздат. 1955. - 476 с.

88. Ржаницын А.Р. Составные стержни и пластинки. - М.: Стройиздат. 1986. - 316 с.

89. Ржаницын А.Р., Захаров В.М. Рассчитать государственную политику из-за неразгаданной связи между монархами // Мир. 1974. №1. - С.16 - 18.

90. Соболев Ю.В. Расчет сжатых стальных стержней составного сечения по деформированной схеме // СМиРС. 1985. №4. - С.36 - 39.

91. Тезиков Н.Ю. Несущая способность сквозной колонны при произвольных эксцентриситетах. - Инф. листок о науч.-технич. достижении №98-14. Липецкий ЦНТИ. 1993.

92. Тезиков Н.Ю. Расчет сквозных колонн при двухосных эксцентриситетах. - Инф. листок о передовом опыте №86-93. Липецкий ЦНТИ. 1993.

93. Чувикин Г.М. Экспериментальное исследование устойчивости внецентренно сжатых стальных одностенчатых стержней при двухосном эксцентриситете // Расчет пространственных конструкций. 1959. Вып.5. - С.57 - 78.

94. Белый Г.И. Проверка прочности стальных стержней, имеющих несимметричные ослабления сечений [Текст] // Белый Г.И. // Металлические конструкции и испытания сооружений. - Л. 1987. - С. 9-12.

95. Броуде, Б.М. О линеаризации уравнений устойчивости равновесия внецентренно-сжатого стержня [Текст] / Б.М. Броуде // Исследования по теории сооружений. - М., 1959. - Вып. 8. - С. 205-223 . - Библиогр.: с. 223.

96. Броуде, Б.М. О формах искривления оси стержня, нагруженного на концах [Текст] / Б.М. Броуде // Строительная механика и расчет сооружений. - 1959. - № 3. - С. 34-35. - Библиогр.: с. 35.

97. Броуде, Б.М. Устойчивость пластинок в элементах стальных конструкций [Текст] / Б.М. Броуде. - М.: Машстройиздат, 1949. - 380 с.

98. Зарифьян, А.З. Экспериментально-теоретическое исследование внецентренно сжатых колонн [Текст] / А.З. Зарифьян, В.В. Артемов, А.Н. Дудченко // Изв. ВУЗов. Стр-во и архитектура. - 1974. - № 6. - С. 61-65: ил. - Библиогр.: с. 65.

99. Пиковский, А.А. Статика стержневых систем со сжатыми элементами [Текст] / А.А. Пиковский. - М.: Физматгиз, 1961. - 394 с.: ил. - Библиогр. в конце гл.

100. Пинаджан, В.В. Прочность и деформации сжатых стержней металлических конструкций [Текст] / В.В. Пинаджан. - Ереван: Изд-во АН Арм. ССР, 1971. - 222с.: ил. - Библиогр, в конце гл.

101. Скрипникова, Р.А. Пространственное деформирование неупругого тонкостенного стержня, внецентренно сжатого с двухосным эксцентриситетом [Текст] / Р.А. Скрипникова / Строит, механика и расчет сооружений. - 1974. - № 3. - С. 32-35. - Библиогр.: с. 35.

102. Астахов, И.В. Пространственная устойчивость элементов конструкций из холодногнутых профилей [Текст]: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Иван Витальевич Астахов; [С.-Петербург гос. архитектур. -строит. ун-т.]. - СПб., 2006. - 123с.: ил. - Библиогр.: с.102. 71.

103. Белый, Г.И. Пространственная работа и предельные состояния стержневых элементов металлических конструкций [Текст] : дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01: защищена 16.06.1988 / Григорий Иванович Белый. - Л., 1987. - 464 с.: ил. - Библиогр.: с. 248-278. 131

104. Катранов, И.Г. Несущая способность винтовых и заклепочных соединений стальных тонкостенных конструкций [Текст]: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Иван Георгиевич Катранов; [Моск. гос. строит. ун-т]. - М., 2011. - 197 с.: ил. - Библиогр.: с. 134-142.

105. Родиков, Н.Н. Устойчивость сжатых с двухосными эксцентриситетами стержневых элементов конструкций из открытых профилей [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук / Николай Николаевич Родиков; [Ленингр. инж. -строит. - Л., 1987. - 22 с.: ил. - Библиогр.: с. 22.

106. Сергеев, С.Н. Прочность и устойчивость стержневых элементов металлических конструкций с учетом влияния поперечных сил и кручения [Текст]: автореф. дис. ... канд техн. наук // Сергей Николаевич Сергеев; [Ленингр. инж. - строит.инст.]. - Л., 1987. - 22 с.: ил. - Библиогр.: с. 22.

107. Birnstiel, C. Ultimate Load of H-Columns under Biaxial Bending / C. Bimstiel, I. Michalos // J. of the Struct, Div., Proc of the ASCE. - 1963. - Vol. 89, №. - P. 161-197.

108. Chen, W. F., Atsuta T. Ultimate Strength of Biaxially Loaded Steel H-Columns // J. of the Struct. Div., Proc of the ASCE. - 1973. - Vol. 99. - № 3. - P. 469-489.
109. Kwon Y. B. Compression tests of high strength cold-formed steel channels with buckling interaction / Kwon Y. B., Kim B. S., Hancock G. J. // Journal of Constructional Steel Research, №65, Elsevier, 2009
110. Lau, S. C. W., and Hancock, G.J (1987). Distortional Buckling Formulas for Channel Columns, Journal of Structural Engineering, ASCE. - 1987, 113(5). - P. 1063 - 1078.
111. Rasmussen, K. J. R, Becque, J. Experimental investigation of local- overall interaction buckling of stainless steel lipped channel columns Journal of Constructional Steel Research 65. - 2009. - P. 1685-1693.
112. Rhodes, J., Harvey, J.M. (1977). Interaction Behaviour of Plain Channel Columns under Concentric or Eccentric Loading, Proc. of the 2nd Int'l. Colloquium on the Stability of Steel Structures, ECCS, Liege. - Pp. 439-444.
113. Балдин В.А. Расчет стальных конструкций по расчетным предельным состояниям. - М.: Госстройиздат, 1956. - 42 с: ил.
114. Беленя Е.И., Стрелецкий Н.Н., Вадеников Т.О., Клепиков Л.В., Морачевский Т.Н. Металлические конструкции. Специальный курс. - М.: Стройиздат, 1982. - 472 с: шг.
115. Стрелецкий Н.С. К вопросу развития методики расчета по предельным состояниям // Развитие методики расчета по предельным состояниям. - М., 1971. - С.5-37. 219.
116. Мельников Н.П. Металлические конструкции. Современное состояние и перспективы развития. - М.: Стройиздат, 1983. 540 с: ил.
117. Стрелецкий Н.Н. Первоочередные вопросы развития методики предельных состояний // Развитие методики расчета по предельным состояниям. - М., 1971. - С.87-95.

118. Бельский Г.Е. О предельных состояниях элементов металлических конструкций при сжатии (растяжении) с изгибом // Стро-ит. механика и расчет сооружений. - 1973. - № 2. - С.51-56.
119. Геммерлинг А.В. Развитие метода расчета строительных конструкций по предельным состояниям. - М.: Стройиздат, 1978. 38 с: ил.
120. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. - М.: Стройиздат, 1949. 273 с: ил.
121. Беленя Е.И. Исследование действительной работы стальных каркасов производственных зданий - исходная база для реконструкции // Пром. стр-во. - 1982. - № 2. - С.12-14.
122. Беляев Ю.И., Корниенко В.С. Причины аварий стальных конструкций и способы их устранения. - М.: Стройиздат, 1968. 206 с: ил.
123. Дмитриев Ф.Д. Крушение инженерных сооружений. - М.: Госстройиздат, 1953. - 188 с: ил.
124. Кикин А.И. Особенности проектирования стальных конструкций зданий металлургических цехов // Вопросы применения стальных конструкций в строительстве. - М.: Госстройиздат, 1953. С.70-79.
125. Jezek K. Die Festigkeit von Druck Stäben aus Stahl. - Wien, 1937.-252 s.
126. Стрелецкий Н.С. Работа сжатых стоек. Материалы к курсу стальных конструкций. - М.: Госстройиздат, 1959. - Вып.2. 4.1. - 283 с: ил.
127. Ржаницин А.Р. К вопросу о мгновенной жесткости сечения // Строит, механика и расчет сооружений. - 1966. - № 2. - С.7-10
128. Пиковский А.А. Статика стержневых систем со сжатыми элементами. - М.: Физматгиз, 1961. - 394 с: ил.
129. Власов В.З. Тонкостенные упругие стержни. – М.: Гос. изд-во физико-математической литературы. 1959. – 568 с.
130. Стельмах С.И. Экспериментальная проверка теории В.З. Власова пространственной устойчивости тонкостенных стержней // Проблемы устойчивости в строительной механике: Тр. всесоюзной конф. по проблемам устойчивости в строительной механике. – М.: Стройиздат. 1965.

131. Birnatiel C., Michalos J. Ultimate Load of H-Columns under Biaxial Bending//J. of the Struct.Div., Proc.of the ASQ5.1963.-V.89, N 2.-PP.161-197.

132. Геммерлинг А.В. Несущая способность сжатых и сжато-изогнутых элементов стальных конструкций // Экспериментальные исследования стальных конструкций. - М., 1950. - С.5-69.

133. Геммерлинг А.В., Климов Н.И. Несущая способность центрально и внецентренно-сжатых стержней из стали марки Ш1-2 // Исследования по стальным конструкциям. - М., 1956. - С.68-96.

134. Геммерлинг А.В. Несущая способность стержневых стальных конструкций. - М.: Госстройиздат, 1958. - 212 с: ил.

135. Геммерлинг А.В. О работе стержневых систем в упругопластической стадии // Строит, механика и расчет сооружений. 1964. - J § 6. - С.21-25.

136. Геммерлинг А.В. Расчет стержневых систем. - М.: Стройиздат, 1974. - 206 с: ил.

137. Путилин В.М. Изучение действительной работы стальных решетчатых колонн. – Дисс. ... к.т.н. – М. 1980.

138. Конаков А.И. Особенности взаимодействия решетки и поясов сквозных стержней // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. 1977 №7. – С.17 – 21.

139. Калущин В.М. Сравнительный анализ влияния связей (решеток, планок, перфорированных листов) на предельное состояние сжатых составных сквозных стержней. – Дисс. ... к.т.н. – М. 1959. – 348л.

140. Потапов, А. В. Устойчивость внецентренно-сжатых стальных стержней швеллерного сечения с учетом физической нелинейности материала [Текст]: автореф. дис. канд. техн. наук.: 05.23.01 / Александр Владимирович Потапов. - М., 2011. - 147с.

141. Белый Г.И. Развитие методов расчета стержневых элементов стальных конструкций при многопараметрическом нагружении / Вестник гражданских инженеров. 2020 N3 (80) с. 43-54.

142. Белый Г.И. К деформационному расчету упругопластических тонкостенных стержней // Изв. вузов Стр-во и архитектура. – 1984 – N9 – с. 24-27.

143. Сотников Н.Г. Прочность и устойчивость элементов стальных конструкций из открытых профилей: автореф. дис. канд. техн. наук. Л., 1987. 22 с.

144. Белый Г.И., Смирнов М.О. Обратный численно-аналитический метод расчета легких стальных тонкостенных стержневых элементов // Промышленное и гражданское строительство. 2021. №3. С. 57-68. DOI: 10.33622/0869-7019.2021.03.57-68.

145. Белый Г.И., Ведерникова А.А. Исследование прочности и устойчивости трубобетонных элементов конструкций обратным численно-аналитическим методом // Вестник гражданских инженеров. 2021 №2 (85). С. 26-35. DOI: 10.23968/1999-5571-2021-18-2-26-35

146. Белый Г.И. «Обратный» метод расчета усиливаемых под нагрузкой стержневых элементов стальных конструкций путем увеличения сечения // Вестник гражданских инженеров. 2020 №6 (83). С. 46-55.

147. Chen, W. F., Santathadaporn. Review of Column Behavior under Biaxial Loading // J. of the Struct. Div., Proc of the ASCE. - 1968. - Vol. 94, № 12. - P. 2999-3021.

148. Chen, W. F., Atsuta T. Ultimate Strength of Biaxially Loaded Steel H-Columns // J. of the Struct. Div., Proc of the ASCE. - 1973. - Vol. 99. - № 3. - P. 469-489

149. Harstead, A., Birnstiel C., Leu K. Inelastic H-Columns under Biaxial Bending // J. of the Struct. Div., Proc of the ASCE. - 1968. - Vol.94, №10. - P. 2371-2398.

150. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81(с Поправками, с Изменениями N 1-6) М.: Стандартинформ, 2017. 139 с.

151. Пособие по проектированию усиления стальных конструкций (к СНиП II-23-81\*) // Укрниипроектстальконструкция. — М.: Стройиздат, 1989. — 159 с.

152. ГОСТ 13623-90. Профили прессованные прямоугольные равнополочного швеллерного сечения из алюминиевых и магниевых сплавов

153. СП 128.13330.2016 Алюминиевые конструкции Актуализированная редакция СНиП 2.03.06-85.

154. ГОСТ 13737-90. Профили прессованные прямоугольные равнополочного уголкового сечения из алюминиевых и магниевых сплавов

155. ГОСТ 10299-80. Межгосударственный стандарт на заклёпки с полукруглой головкой общемашиностроительного применения с диаметром стержня от 1 до 36 мм классов точности В и С.

## ПРИЛОЖЕНИЕ 1

Таблица П.1

Сопоставление коэффициентов  $\varphi_{ed}$  при решении квадратного и кубического уравнений

$\varphi_{ed}$ при $n=0,5$ ; $\varphi_{yB}=1$ ; $m^0_{y1}=1$						
z	$\varphi_{ed}$	$\lambda_{y,ef}$				
		1	2	3	4	5
0,1	$\varphi^2_{ed}$	0,507699	0,490213	0,453381	0,389133	0,30832
	$\varphi^3_{ed}$	0,507747	0,490976	0,456853	0,396267	0,315196
	$\varphi^3_{ed}/\varphi^2_{ed}$	1,000095	1,001555	1,007657	1,018332	1,022299
0,2	$\varphi^2_{ed}$	0,516821	0,486579	0,432613	0,359446	0,284057
	$\varphi^3_{ed}$	0,516875	0,487321	0,435282	0,363824	0,288223
	$\varphi^3_{ed}/\varphi^2_{ed}$	1,000103	1,001523	1,006169	1,012181	1,014667
0,3	$\varphi^2_{ed}$	0,527472	0,487798	0,423572	0,346208	0,272808
	$\varphi^3_{ed}$	0,527504	0,488204	0,424849	0,348097	0,274578
	$\varphi^3_{ed}/\varphi^2_{ed}$	1,000061	1,000833	1,003015	1,005454	1,006487
0,4	$\varphi^2_{ed}$	0,539801	0,493357	0,422215	0,341633	0,26833
	$\varphi^3_{ed}$	0,539801	0,493355	0,42221	0,341624	0,268323
	$\varphi^3_{ed}/\varphi^2_{ed}$	1	0,999996	0,999986	0,999976	0,999972
0,5	$\varphi^2_{ed}$	0,554008	0,503253	0,427245	0,343406	0,268693
	$\varphi^3_{ed}$	0,553979	0,502912	0,426299	0,342134	0,267541
	$\varphi^3_{ed}/\varphi^2_{ed}$	0,999947	0,999323	0,997786	0,996297	0,995712

$\varphi_{ed}$ при $n=0,5$ ; $\varphi_{yB}=1$ ; $m^0_{y1}=0,5$						
z	$\varphi_{ed}$	$\lambda_{y,ef}$				
		1	2	3	4	5
0,1	$\varphi^2_{ed}$	0,671931	0,649441	0,592394	0,477284	0,349186
	$\varphi^3_{ed}$	0,672006	0,650717	0,598533	0,486828	0,354887
	$\varphi^3_{ed}/\varphi^2_{ed}$	1,000112	1,001966	1,010362	1,019995	1,016325
0,2	$\varphi^2_{ed}$	0,678738	0,640707	0,561397	0,443221	0,329262
	$\varphi^3_{ed}$	0,678818	0,641915	0,565828	0,449075	0,33328
	$\varphi^3_{ed}/\varphi^2_{ed}$	1,000119	1,001885	1,007893	1,013206	1,012204
0,3	$\varphi^2_{ed}$	0,68711	0,638307	0,546834	0,427323	0,319034
	$\varphi^3_{ed}$	0,687157	0,638952	0,548879	0,429834	0,320836
	$\varphi^3_{ed}/\varphi^2_{ed}$	1,000069	1,00101	1,00374	1,005876	1,005648
0,4	$\varphi^2_{ed}$	0,697105	0,641262	0,542269	0,420952	0,314531
	$\varphi^3_{ed}$	0,697105	0,641259	0,54226	0,420941	0,314523
	$\varphi^3_{ed}/\varphi^2_{ed}$	1	0,999995	0,999983	0,999975	0,999975

0,5	$\varphi_{ed}^2$	0,708819	0,649262	0,545552	0,421444	0,314301
	$\varphi_{ed}^3$	0,708779	0,648751	0,544113	0,419798	0,313112
	$\varphi_{ed}^3/\varphi_{ed}^2$	0,999943	0,999212	0,997362	0,996095	0,99622

$\varphi_{ed}$ при $n=0,5$ ; $\varphi_{yb}=1$ ; $m_{y1}^0=4$						
z	$\varphi_{ed}$	$\lambda_{y,ef}$				
		1	2	3	4	5
0,1	$\varphi_{ed}^2$	0,206993	0,202842	0,195512	0,184527	0,169676
	$\varphi_{ed}^3$	0,206998	0,202921	0,195886	0,185557	0,171654
	$\varphi_{ed}^3/\varphi_{ed}^2$	1,000025	1,000393	1,001914	1,005579	1,011658
0,2	$\varphi_{ed}^2$	0,214767	0,206981	0,194388	0,177828	0,158748
	$\varphi_{ed}^3$	0,214773	0,207069	0,194749	0,178668	0,160106
	$\varphi_{ed}^3/\varphi_{ed}^2$	1,000029	1,000426	1,001862	1,004723	1,008553
0,3	$\varphi_{ed}^2$	0,223453	0,212495	0,195848	0,17566	0,154261
	$\varphi_{ed}^3$	0,223457	0,212549	0,196049	0,176079	0,154881
	$\varphi_{ed}^3/\varphi_{ed}^2$	1,000018	1,000253	1,001024	1,002389	1,00402
0,4	$\varphi_{ed}^2$	0,233214	0,219551	0,199661	0,176728	0,15356
	$\varphi_{ed}^3$	0,233214	0,219551	0,19966	0,176726	0,153558
	$\varphi_{ed}^3/\varphi_{ed}^2$	1	0,999999	0,999995	0,999989	0,999982
0,5	$\varphi_{ed}^2$	0,244264	0,228435	0,205941	0,180715	0,155884
	$\varphi_{ed}^3$	0,24426	0,228382	0,205762	0,180379	0,155431
	$\varphi_{ed}^3/\varphi_{ed}^2$	0,999982	0,999766	0,999129	0,998141	0,997089

$\varphi_{ed}$ при $n=0$ ; $\varphi_{yb}=1$ ; $m_{y1}^0=1$						
z	$\varphi_{ed}$	$\lambda_{y,ef}$				
		1	2	3	4	5
0,1	$\varphi_{ed}^2$	0,522000	0,506912	0,473156	0,408148	0,320718
	$\varphi_{ed}^3$	0,522068	0,508023	0,478636	0,420408	0,332023
	$\varphi_{ed}^3/\varphi_{ed}^2$	1,000129	1,002191	1,011582	1,030037	1,035248
0,2	$\varphi_{ed}^2$	0,547105	0,519147	0,465299	0,38588	0,301055
	$\varphi_{ed}^3$	0,547201	0,520548	0,470765	0,395147	0,309339
	$\varphi_{ed}^3/\varphi_{ed}^2$	1,000174	1,002698	1,011749	1,024014	1,027514
0,3	$\varphi_{ed}^2$	0,575908	0,536699	0,467929	0,379209	0,293659
	$\varphi_{ed}^3$	0,575992	0,537837	0,471729	0,384772	0,298463
	$\varphi_{ed}^3/\varphi_{ed}^2$	1,000147	1,002121	1,008122	1,014672	1,016359
0,4	$\varphi_{ed}^2$	0,60918	0,560073	0,478644	0,381308	0,29285
	$\varphi_{ed}^3$	0,609218	0,560557	0,480091	0,383225	0,294444
	$\varphi_{ed}^3/\varphi_{ed}^2$	1,000063	1,000864	1,003024	1,005028	1,005441
0,5	$\varphi_{ed}^2$	0,647945	0,590321	0,497134	0,390259	0,296822

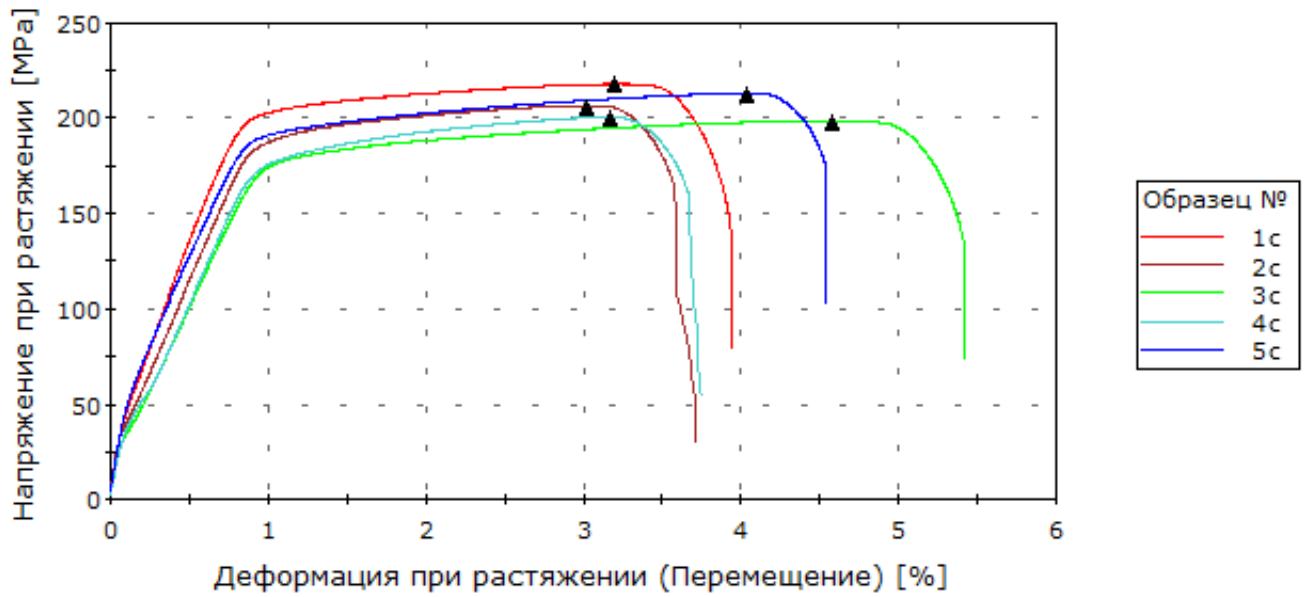
	$\varphi_{ed}^3$	0,647907	0,589872	0,49589	0,388737	0,295612
	$\varphi_{ed}^3/\varphi_{ed}^2$	0,999943	0,999239	0,997499	0,996101	0,995923

$\varphi_{ed}$ при $n=-0,5$ ; $\varphi_{yB}=1$ ; $m_{y1}^0=1$						
z	$\varphi_{ed}$	$\lambda_{y,ef}$				
		1	2	3	4	5
0,1	$\varphi_{ed}^2$	0,537200	0,525198	0,496231	0,431748	0,335487
	$\varphi_{ed}^3$	0,537291	0,526768	0,504884	0,454509	0,354494
	$\varphi_{ed}^3/\varphi_{ed}^2$	1,00017	1,00299	1,017437	1,05272	1,056655
0,2	$\varphi_{ed}^2$	0,581472	0,557947	0,507167	0,420664	0,322251
	$\varphi_{ed}^3$	0,581631	0,560466	0,518494	0,441697	0,339071
	$\varphi_{ed}^3/\varphi_{ed}^2$	1,000273	1,004515	1,022334	1,050001	1,052194
0,3	$\varphi_{ed}^2$	0,634945	0,600042	0,529485	0,424952	0,320646
	$\varphi_{ed}^3$	0,63513	0,602791	0,540051	0,440671	0,332336
	$\varphi_{ed}^3/\varphi_{ed}^2$	1,000291	1,004582	1,019955	1,036989	1,036457
0,4	$\varphi_{ed}^2$	0,700696	0,65435	0,563295	0,439073	0,325576
	$\varphi_{ed}^3$	0,700833	0,656303	0,569859	0,447202	0,331157
	$\varphi_{ed}^3/\varphi_{ed}^2$	1,000196	1,002984	1,011654	1,018514	1,017141
0,5	$\varphi_{ed}^2$	0,783337	0,725454	0,610661	0,461548	0,335158
	$\varphi_{ed}^3$	0,783296	0,724863	0,608996	0,459824	0,334077
	$\varphi_{ed}^3/\varphi_{ed}^2$	0,999948	0,999185	0,997273	0,996264	0,996774

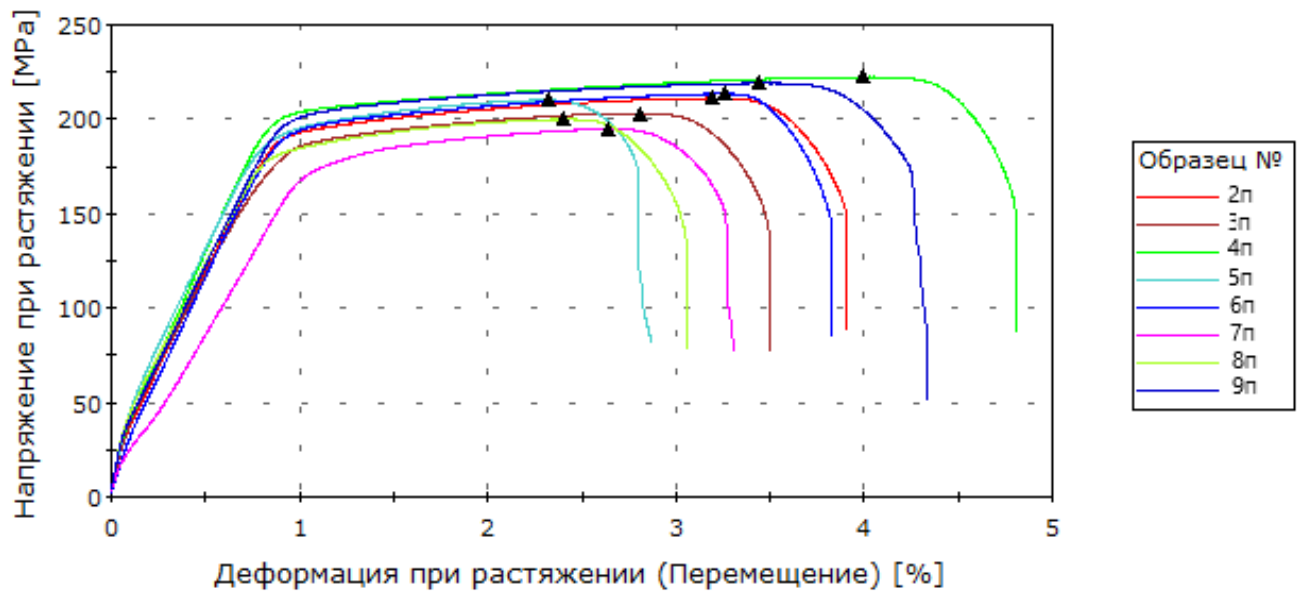
Таблица П.2

## Результаты испытаний образцов на разрыв

Исходные данные							Прочностные характеристики						Прим.
№ п/п	Длина L	Ширина b	Толщина t	l <sub>0</sub> '	l	h	Перемещ.	Максимальная нагрузка	Временное сопротивление	Относительное удлинение	Предел текучести	Модуль	
	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	[kN]	[MPa]	[%]	[MPa]	[MPa]	
1	181	18,78	1,88	80	100	40,5	6,26	7,7	218,01	3,46	202,7	22396,61	1с
2	182	17,62	1,93	80	100	41	5,73	7,03	206,61	3,15	190,08	18951,02	2с
3	181	19,44	2,07	80	100	40,5	8,94	7,99	198,53	4,94	178,54	17508,79	3с
4	184	19,13	1,86	80	100	42	5,98	7,14	200,63	3,25	179,2	18332,65	4с
5	181	18,88	1,88	80	100	40,5	7,49	7,57	213,22	4,14	192,22	18119,15	5с
6	182	18,88	1,97	80	100	41	6,26	7,85	211,17	3,44	194,55	20159,81	2п
7	181	17,89	2,07	80	100	40,5	5,48	7,52	203,18	3,03	187,33	19286,7	3п
8	181	18,28	1,92	80	100	40,5	7,86	7,81	222,42	4,34	204,28	22705,16	4п
9	181	18,75	1,93	80	100	40,5	4,45	7,61	210,2	2,46	195,88	20244,02	5п
10	182	19,32	1,94	80	100	41	6,17	8,01	213,58	3,39	196,28	21234,32	6п
11	181	19,10	2,07	80	100	40,5	5,12	7,71	194,89	2,83	179,4	16942,86	7п
12	182	18,69	1,98	80	100	41	4,71	7,4	200	2,59	184,84	19695,72	8п
13	181	18,92	2,05	80	100	40,5	7,51	8,12	209,33	4,15	192,22	17260,06173	9п
14	182	18,84	1,94	80	100	41	6,90	8,01	219,16	3,79	203,29	20629,71	10п
							Максимум	8,12	222,42	4,94	204,28	22705,16	
							Минимум	7,03	194,89	2,46	178,54	16942,86	
							Ср.знач	7,69	208,64	3,46	191,50	19484,88	



**Рисунок П.1.** График испытания пластинок на разрыв из стенки ветви решетчатой колонны



**Рисунок П.2.** График испытания пластинок на разрыв из полок ветви решетчатой колонны

Таблица П.3

**Результаты испытаний образцов на сжатие не имеющих дефекты и повреждения**

№ п/п	N, тс	u, мм	Фед,эксп.1	Фед,эксп.2	Фед,теор.	Фед,теор./Фед,эксп.2
1	0	0	0	0	0	0
2	0,4	0,181	0,044	0,045	0,041	0,921
3	0,8	0,361	0,089	0,090	0,083	0,920
4	1,2	0,801	0,133	0,135	0,124	0,918
5	1,4	1,151	0,156	0,158	0,145	0,916
6	1,6	1,500	0,178	0,181	0,166	0,915
7	1,8	1,849	0,200	0,204	0,186	0,914
8	2	2,199	0,222	0,227	0,207	0,912
9	2,2	2,946	0,245	0,250	0,228	0,909
10	2,4	3,893	0,267	0,274	0,248	0,907
11	2,5	4,366	0,278	0,286	0,259	0,906
12	2,6	4,839	0,289	0,298	0,269	0,904
13	2,7	5,312	0,300	0,310	0,282	0,906
14	2,81	5,785	0,311	0,322	0,294	0,901
15	2,82	6,050	0,312	0,323	0,291	0,901
16	2,83	6,203	0,312	0,323	0,291	0,901
17	2,84	6,311	0,312	0,323	0,291	0,901
18	2,85	6,404	0,312	0,323	0,291	0,901
19	2,86	6,451	0,312	0,323	0,291	0,901
20	2,87	6,601	0,312	0,323	0,291	0,901
21	2,51	6,804	0,274	0,281	0,259	0,922

Таблица П.4

**Результаты испытаний образцов на сжатие с расцентровкой узлов соединительной решетки**

№ п/п	N, тс	u, мм	Фед,эксп.1	Фед,эксп.2	Фед,теор.	Фед,теор./Фед,эксп.2
1	0	0	0	0	0	0
2	0,4	0,213	0,044	0,045	0,041	0,927
3	0,8	0,426	0,089	0,089	0,082	0,923
4	1,2	0,945	0,133	0,134	0,123	0,919
5	1,4	1,358	0,156	0,156	0,143	0,918
6	1,6	1,77	0,178	0,178	0,163	0,916
7	1,8	2,182	0,200	0,201	0,183	0,914
8	2	2,594	0,222	0,223	0,203	0,912
9	2,1	3,035	0,234	0,234	0,213	0,911
10	2,2	3,900	0,245	0,245	0,223	0,910
11	2,3	4,317	0,256	0,256	0,233	0,909
12	2,4	5,207	0,267	0,267	0,243	0,908
13	2,5	5,899	0,278	0,278	0,253	0,907
14	2,52	6,053	0,283	0,283	0,257	0,906
15	2,53	6,103	0,283	0,283	0,257	0,906

16	2,54	6,150	0,283	0,283	0,257	0,906
17	2,55	6,206	0,283	0,283	0,257	0,906
18	2,56	6,310	0,283	0,283	0,257	0,906
19	2,57	6,403	0,283	0,283	0,257	0,906
20	2,58	6,501	0,283	0,283	0,257	0,906
21	2,32	6,692	0,254	0,255	0,233	0,913

Таблица П.5

**Результаты испытаний образцов на сжатие с отсутствием элементов соединительной решетки**

№ п/п	N, тс	u, мм	Фед,эксп.1	Фед,эксп.2	Фед,теор.	Фед,теор./Фед,эксп.2
1	0	0	0	0	0	0
2	0,4	0,983	0,044	0,044	0,044	0,991
3	0,8	1,501	0,089	0,089	0,087	0,983
4	1,2	2,009	0,133	0,133	0,130	0,974
5	1,4	2,251	0,156	0,156	0,151	0,970
6	1,6	2,485	0,178	0,178	0,172	0,966
7	1,8	2,725	0,200	0,200	0,193	0,962
8	2,0	2,952	0,222	0,222	0,213	0,957
9	2,1	3,098	0,234	0,234	0,223	0,955
10	2,2	3,243	0,245	0,245	0,233	0,953
11	2,3	3,507	0,256	0,256	0,243	0,951
12	2,4	3,653	0,267	0,267	0,253	0,949
13	2,5	3,915	0,278	0,278	0,263	0,947
14	2,6	4,205	0,289	0,289	0,273	0,945
15	2,7	4,353	0,300	0,300	0,283	0,943
16	2,8	4,629	0,311	0,311	0,293	0,941
17	2,9	4,773	0,323	0,323	0,303	0,939
18	3,0	5,041	0,334	0,334	0,313	0,937
19	3,1	5,189	0,345	0,345	0,323	0,936
20	3,2	5,464	0,356	0,356	0,332	0,934
21	3,3	5,609	0,367	0,367	0,342	0,932
22	3,4	5,889	0,378	0,378	0,352	0,930
23	3,5	5,900	0,389	0,389	0,361	0,928
24	3,6	6,036	0,400	0,400	0,371	0,926
28	3,7	6,155	0,412	0,412	0,371	0,901
26	2,7	6,326	0,298	0,301	0,283	0,940

Таблица П.6

## Сравнения устойчивости решетчатой колонны, не имеющей дефекты и с расцентровкой узлов решетки

№ п/п	Расцентровка					Без дефектов					Сравнение		
	N, тс	u,мм	Фед,эксп.1(расц.)	Фед,эксп.2(расц.)	Фед,теор. (расц.)	N, тс	u,мм	Фед,эксп.1	Фед,эксп.2	Фед,теор.	Фед,эксп.1(расц.) /Фед,эксп.1	Фед,эксп.2(расц.) /Фед,эксп.2	Фед,теор.(расц.) /Фед,теор
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0,4	0,213	0,044	0,045	0,041	0,4	0,181	0,044	0,045	0,041	1,000	0,991	0,997
3	0,8	0,426	0,089	0,089	0,082	0,8	0,361	0,100	0,101	0,093	0,889	0,879	0,883
4	1,2	0,945	0,133	0,134	0,123	1,2	0,801	0,145	0,147	0,135	0,923	0,911	0,913
5	1,4	1,358	0,156	0,156	0,143	1,4	1,151	0,167	0,170	0,155	0,933	0,919	0,921
6	1,6	1,77	0,178	0,178	0,163	1,6	1,500	0,200	0,204	0,186	0,889	0,874	0,876
7	1,8	2,182	0,200	0,201	0,183	1,8	1,849	0,222	0,227	0,207	0,900	0,883	0,885
8	2	2,594	0,222	0,223	0,203	2	2,199	0,245	0,250	0,228	0,909	0,890	0,892
9	2,1	3,035	0,234	0,234	0,213	2,2	2,946	0,256	0,262	0,238	0,913	0,892	0,895
10	2,2	3,900	0,245	0,245	0,223	2,4	3,893	0,267	0,274	0,248	0,917	0,894	0,898
11	2,3	4,317	0,256	0,256	0,233	2,5	4,366	0,278	0,286	0,259	0,920	0,896	0,900
12	2,4	5,207	0,267	0,267	0,243	2,6	4,839	0,289	0,298	0,269	0,923	0,898	0,902
13	2,5	5,899	0,278	0,278	0,253	2,7	5,312	0,300	0,310	0,280	0,926	0,899	0,904
14	2,52	6,053	0,283	0,283	0,257	2,81	5,785	0,311	0,322	0,290	0,908	0,880	0,885
15	2,53	6,103	0,283	0,283	0,257	2,82	6,050	0,312	0,323	0,290	0,905	0,878	0,885
16	2,54	6,150	0,283	0,283	0,257	2,83	6,203	0,312	0,323	0,291	0,905	0,878	0,883
17	2,55	6,206	0,283	0,283	0,257	2,84	6,311	0,312	0,323	0,291	0,905	0,878	0,883
18	2,56	6,310	0,283	0,283	0,257	2,85	6,404	0,312	0,323	0,291	0,905	0,878	0,883
19	2,57	6,403	0,283	0,283	0,257	2,86	6,451	0,312	0,323	0,291	0,905	0,878	0,883
20	2,58	6,501	0,283	0,283	0,257	2,87	6,601	0,312	0,323	0,291	0,905	0,878	0,883
21	2,32	6,692	0,254	0,255	0,233	2,51	6,804	0,274	0,281	0,259	0,927	0,907	0,900



**ГОРОД-А**  
ИНЖИНИРИНГОВАЯ  
КОМПАНИЯ

ООО «Инжиниринговая компания «Город-А»  
190005, г.Санкт-Петербург, ул. Егорова, д. 26а, литера «Б», 30-Н; тел.: (812) 309-43-57  
ОГРН 1147847363465 ИНН 7813600085 КПП 783901001  
Филиал "Центральный" Банка ВТБ (ПАО) г Москва  
Р/с 40702810617130001436 К/с № 30101810145250000411  
e-mail: [mail@ec-qoroda.ru](mailto:mail@ec-qoroda.ru)

«04»            сентября            2025г. №            212/25-И           

## АКТ ВНЕДРЕНИЯ

результатов диссертационной работы Лобовского Михаила Олеговича  
на соискание ученой степени кандидата наук по специальности  
2.1.1 – Строительные конструкции, здания и сооружения

Настоящим подтверждаем, что результаты диссертационного исследования Лобовского М.О. на тему: «Совершенствование методов расчета устойчивости сквозных двухветвевых элементов стальных конструкций» обладают актуальностью и были использованы в качестве альтернативного метода проверки устойчивости стальных двухветвевых колонн в рамках обследования технического состояния строительных конструкций крановой эстакады мостового крана г/п 100т (шифр 1979-2-22-ТО1) для подготовки проектной документации по объекту: «Реконструкция и техническое перевооружение стенда Ц-110, обеспечивающего испытания перспективных систем (шифр «М2-К6»), этап 2»

Исполнительный директор  
К.Т.Н.



Мельников А.В.