

# ЛЕГКИЕ СТАЛЬНЫЕ ТОНКОСТЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ (ЛСТК)

ПРОЕКТИРОВАНИЕ, ИЗГОТОВЛЕНИЕ, МОНТАЖ

Учебное пособие  
под общей редакцией доктора технических наук, профессора  
В. В. Зверева

АРСС

Ассоциация развития  
стального строительства



# ЛЕГКИЕ СТАЛЬНЫЕ ТОНКОСТЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ (ЛСТК)

ПРОЕКТИРОВАНИЕ,  
ИЗГОТОВЛЕНИЕ,  
МОНТАЖ

**Учебное пособие**

Под общей редакцией  
доктора технических наук, профессора В. В. Зверева



**Ассоциация развития стального строительства**

Рекомендовано Федеральным УМО в системе высшего образования в качестве учебного пособия для студентов укрупненной группы специальностей и направлений подготовки 08.00.00 «Техника и технология строительства», обучающихся по направлению подготовки 08.03.01 «Строительство» (уровень образования бакалавриат), 08.04.01 «Строительство» (уровень образования магистратура) и по специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений», а также научно-педагогических кадров по направлению подготовки 08.06.01 «Техника и технологии строительства».

Москва, 2023

© Ассоциация развития стального строительства (АРСС), 2023

УДК 624.94.014.2

ББК 38.54

Л38

**Авторы:**

Астахов И. В., Гудков А. Н., Жидков К. Е., Зверев В. В., Каменщиков Н. И.,  
Катранов И. Г., Кикоть А. А., Комиссаров А. А., Кузнецов А. Ю., Купцов Д. В.,  
Назмеева Т. В., Нефедов Г. В., Полевая И. В., Пронин Д. Г.

**Рецензенты:**

заведующий кафедрой «Металлические и деревянные конструкции» НИУ МГСУ,  
д-р техн. наук, доцент А. Р. Туснин;  
академик РААСН, профессор кафедры «Строительство уникальных зданий  
и сооружений» Донского ГТУ, д-р техн. наук Л. Р. Маилян

Л38      Легкие стальные тонкостенные конструкции (ЛСТК). Проектирование, изготовление, монтаж. Учебное пособие для ВУЗов / Астахов И. В., Гудков А. Н., Жидков К. Е. и др.; под общей ред. Зверева В. В. — М.: Издательство «Перо», 2023 — 412 с., ил.

ISBN 978-5-00218-177-3

В учебном пособии «Легкие стальные тонкостенные конструкции (ЛСТК)» представлены теоретические предпосылки расчета объемно-формованных тонкостенных конструкций из листового проката толщиной от 0,7 до 4,0 мм, история развития ЛСТК, учет особенностей работы и эксплуатации. Описаны способы изготовления и монтажа. Приведены основные положения расчета и конструирования балок, ферм, колонн из ЛСТК при воздействии различных силовых факторов. Рассмотрены вопросы обеспечения коррозионной стойкости и огнезащиты несущих и ограждающих конструкций. Приведены общие принципы расчета с использованием программных комплексов. Показана перспективность проектирования, производства и монтажа ЛСТК с использованием технологии информационного моделирования.

Учебное пособие предназначено для студентов, обучающихся по направлению подготовки 08.03.01 «Строительство» (уровень образования бакалавриат), 08.04.01 «Строительство» (уровень образования магистратура) и по специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений», а также научно-педагогических кадров по направлению подготовки 08.06.01 «Техника и технологии строительства» и инженерно-технических работников строительного комплекса.

УДК 624.94.014.2

ББК 38.54

ISBN 978-5-00218-177-3

© Ассоциация развития стального строительства (АРСС), 2023

# ПРЕДИСЛОВИЕ

## Уважаемые коллеги!

Легкие стальные тонкостенные конструкции нашли применение в отечественном строительном комплексе сравнительно недавно. Основой технологии ЛСТК является применение объемно-формованного тонколистового проката толщиной от 0,7 до 4,0 мм. Преимущества таких конструкций очевидны и достаточно широко описаны в отечественной и зарубежной литературе. Однако, широкое применение ЛСТК до недавнего времени сдерживалось отсутствием нормативной документации, принятой в качестве национального стандарта. Зарубежные нормы (в частности, Еврокод) требовали адаптации к российским климатическим условиям, материалам, соединениям, «культуре производства» при изготовлении, монтаже и эксплуатации.

В 2016 году был утвержден СП 260.1325800.2016, что позволило снять многие ограничения на применение ЛСТК в строительстве жилых, общественных и промышленных зданий.

Проектирование тонколистовых конструкций является сложной инженерно-технической задачей в связи с допущением потери местной устойчивости до достижения предела текучести в одной или более зонах поперечного сечения элемента. В настоящее время разработан ряд документов в виде «Пособий», «Рекомендаций», «Технических условий» и т.п. Все они предназначены, как правило, для специалистов, имеющих достаточный опыт в проектировании ЛСТК.

Предлагаемое издание не случайно названо «Учебным пособием». Характер представленных материалов по объему, структуре, подаче рассчитан, в первую очередь, на студентов строительных вузов, начинающих инженеров-проектировщиков, для которых важно понимание общих вопросов проектирования ЛСТК, изготовления и монтажа.

Помимо конкретных расчетных формул, выводов и рекомендаций в данном Учебном пособии представлены теоретические предпосылки расчетов, история развития и учет особенностей работы таких конструкций. Авторский коллектив представляет различные научные и проектные школы, у которых может быть свое видение развития ЛСТК, но каждый из нас убежден, что их применение для определенных видов строительства обеспечивает надежность, безопасность и экономическую эффективность.

В основу данного пособия положен научно-практический опыт, полученный как в результате научно-исследовательских работ, так и при реальном проектировании зданий и сооружений из ЛСТК.

**Первая глава** об истории развития и особенностях применения ЛСТК в строительстве подготовлена Н. И. Каменщиковым.

**Вторая глава** касается применяемых сталей и элементов механических соединений и написана В. В. Зверевым и И. Г. Катрановым.

**В третьей главе** кратко представлена технология изготовления стержневых конструкций из тонколистовой стали. Рассмотрены схемы гибки и профилирования.



Оба способа могут применяться, но степень механизации отличается существенно. Материал подготовлен К. Е. Жидковым. Следует отметить, что процесс автоматизированного изготовления строительных конструкций вплоть до организации гибких автоматизированных производств (ГАП), крайне эффективен и заслуживает детального изучения и внедрения в будущем.

**Четвертая глава** позволяет разобраться в теоретических основах расчета тонкостенных стержней. Она тесно увязана с основными положениями российских, европейских и североамериканских норм. Написана глава И. В. Астаховым.

**В пятой главе** А. Ю. Кузнецов и Т. В. Назмеева (подраздел 5.3.6, участие в подразделе 5.3.2) описывают виды напряженно-деформированного состояния основных строительных элементов при различных силовых воздействиях. Все представленные в СП 260.1325800 расчетные положения сопровождаются примерами расчета.

**Шестая, седьмая и восьмая главы** (К. Е. Жидков, В. В. Зверев) посвящены проектированию ферм, колонн и балок. Представлены конструктивные решения, алгоритм расчета основных конструкций. В дополнение к соответствующим разделам главы 5 приведены основные проектные решения узлов и конструкций.

**В девятой главе** в разделах 9.1...9.4 (К. Е. Жидков) даны общие сведения о компоновке и конструктивных решениях каркасов зданий. В разделе 9.5 (Г. В. Нефедов при участии А. Б. Акопяна, И. В. Полевой) подробно описаны особенности монтажа жилых, общественных и промышленных зданий.

**Десятая глава** (А. А. Кикоть) полностью посвящена прогонам из ЛСТК. Гнутые профили из листовой стали в настоящее время широко применяются в качестве прогонов не только в зданиях из ЛСТК, но и в традиционных зданиях. В главе подробно описаны области применения, конструктивные решения и алгоритм расчета.

**Одиннадцатая глава** (Н. И. Каменщиков) дает общее представление о несущих конструкциях малоэтажных зданий. Рассмотрены стальные каркасы, отдельные элементы зданий. В общих чертах рассмотрены вопросы тепло-, паро- и звукоизоляции конструкций.

**В двенадцатой главе** в разделах 12.1, 12.2 (К. Е. Жидков) рассмотрены ограждающие конструкции из ЛСТК – стены, перекрытия, покрытие. В разделе 12.3 (Г. В. Нефедов при участии А. Б. Акопяна) приведены решения по применению в ограждающих конструкциях пенобетона, показано его влияние не только на тепло- и звукоизоляцию, огнезащиту, но и на повышение несущей способности элементов здания. В разделе 12.4 (И. В. Полевая при участии А. Б. Акопяна) подробно рассмотрены особенности монтажа ограждающих конструкций, в том числе, с применением пенобетона.

**В тринадцатой главе** (Катранов И. Г.) рассмотрены соединения элементов легких стальных конструкций на вытяжных заклепках, самонарезающих винтах, дюбелях и болтах. Даны основные расчетные формулы соединений, рекомендации по подбору крепежных элементов и монтажу соединений. В разделе 13.8 (Назмеева Т. В., Зверев В. В.) отмечается возможность применения сварных соединений в ЛСТК. Сварные соединения весьма перспективны, но в настоящее время в строительстве применяется редко.

**В четырнадцатой главе** (Пронин Д.Г.) приведены требования к огнестойкости ЛСТК, указаны особенности прогрева тонкостенных стальных конструкций, результаты испытаний на огнестойкость, методы повышения огнестойкости.

**В пятнадцатой главе** (Комиссаров А. А.) описаны физико-химические основы атмосферной коррозии стали и влияние на коррозию климатических и аэрологических факторов атмосферы, условий хранения и эксплуатации конструкций. Приведена методика прогнозирования коррозионных потерь, современные методы защиты от коррозии с учетом требований нормативных документов.

**Шестнадцатая глава** (Кузнецов А. Ю. (раздел 16.1), Кикоть А. А. (раздел 16.2)) посвящена расчету конструкций из ЛСТК в программных комплексах, реализующих нормативный подход.

**В семнадцатой главе** (Гудков А. Г., Купцов Д. В.) представлены материалы по проектированию, производству и монтажу ЛСТК с использованием технологии ВІМ/ТИМ. Дана общая теория информационного моделирования, оценка применимости программного обеспечения, показаны возможности применения трехмерной информационной модели в строительстве зданий из ЛСТК.

В Пособии частично использованы графические материалы и фотографии проектных и строительных организаций: ООО «Андромета» (г. Обнинск), ООО «Арсенал СТ» (г. Смоленск), ООО «Новый дом» (г. Красногорск), ООО «Талдом Профиль» (г. Талдом), ООО «УНИКОН» (г. Кемерово).

Авторы глубоко признательны рецензентам: д-ру техн. наук, проф. Туснину А. Р. и д-ру техн. наук, проф. Маилян Л. Р., представителям ПАО «НЛМК» Шлейкину К. Ю. и ПАО «Северсталь» Веселову Ю. В. и Смирнову М. О. за ценные замечания и пожелания.

## СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие .....	3
-------------------	---

### 1. Введение

1.1. История развития легких стальных тонкостенных конструкций (ЛСТК) .....	11
1.2. Область применения ЛСТК .....	15
1.2.1. Элементы ограждающих конструкций зданий и сооружений.....	15
1.2.2. ЛСТК в вентилируемых фасадах .....	16
1.2.3. Реконструкция кровель с помощью ЛСТК.....	19
1.2.4. Каркасно-обшивные стены .....	21
1.2.5. Стальной каркас из ЛСТК в производственных и сельскохозяйственных зданиях .....	22
1.2.6. ЛСТК в индивидуальном и малоэтажном строительстве.....	24
1.2.7. Сборные дома с каркасом из ЛСТК .....	26
1.2.8. Фермы из ЛСТК.....	27
1.2.9. ЛСТК в мансардном строительстве .....	27
1.2.10. Бескаркасные арочные здания из ЛСТК.....	28
1.2.11. Бескаркасные стальные здания .....	29
1.2.12. Системы стеллажей для складских зданий .....	30
1.2.13. Железнодорожные платформы из ЛСТК .....	31
1.3. Основные преимущества и особенности ЛСТК при использовании в строительстве.....	32

### 2. Материалы для конструкций и соединений

2.1. Стали .....	35
2.2. Крепежные изделия (самонарезающие винты, заклепки, дюбели, болты) .....	40

### 3. Сортамент и виды профилей

3.1. Характеристика основных типов профилей .....	47
3.2. Особенности производства профилей. Наличие и классификация начальных несовершенств .....	53

### 4. Теоретические предпосылки расчета

4.1. Свободное и стесненное кручение. Деформация .....	61
--------------------------------------------------------	----

4.2. Секториальные характеристики сечений .....	64
4.3. Вопросы устойчивости стальных тонкостенных конструкций .....	71
4.4. Бимомент. Физическая сущность деформированного состояния тонкостенных стержней. конструктивные особенности учета бимомента в расчетах конструкций .....	72
4.5. Учет бимомента в расчетах стальных элементов (с примером расчета)...	79

## **5. Проектирование и расчет ЛСТК с учетом требований современных норм**

5.1. Общие положения расчета .....	84
5.1.1. Особенности расчета легких стальных тонкостенных конструкций .....	84
5.1.2. Методы расчета и проектирования элементов легких тонкостенных конструкций .....	89
5.2. Геометрические характеристики сечения .....	95
5.2.1. Понятие эффективного сечения .....	95
5.2.2. Местная устойчивость элементов поперечного сечения .....	99
5.2.3. Устойчивость формы поперечного сечения .....	106
5.3. Расчет элементов из ЛСТК .....	113
5.3.1. Расчет элементов на центральное растяжение и сжатие .....	113
5.3.2. Расчет элементов на изгиб .....	118
5.3.3. Расчет элементов на внецентренное сжатие .....	125
5.3.4. Расчет на совместное действие силовых факторов .....	132
5.3.5. Расчет элементов на действие локальной нагрузки .....	134
5.3.6. Особенности расчета строительных конструкций из термопрофилей .....	136

## **6. Фермы из ЛСТК**

6.1. Общая характеристика и классификация ферм .....	143
6.2. Выбор конструктивного решения фермы .....	144
6.2.1. Выбор очертания фермы .....	144
6.2.2. Выбор генеральных размеров .....	145
6.2.3. Системы решеток ферм .....	146
6.2.4. Типы сечений стержней ферм .....	148
6.2.5. Горизонтальные и вертикальные связи .....	149
6.3. Расчет ферм .....	153
6.3.1. Определение расчетной нагрузки .....	153

6.3.2. Определение усилий в стержнях ферм.....	155
6.3.3. Определение расчетных длин элементов ферм .....	156
6.3.4. Подбор сечений элементов ферм.....	157
6.3.5. Проверка по предельной гибкости .....	159
6.4. Узлы ферм из ЛСТК .....	160

## **7. Колонны из ЛСТК**

7.1. Типы колонн.....	166
7.2. Расчет и конструирование колонн .....	169
7.2.1. Расчет центрально-сжатых колонн.....	171
7.2.2. Расчет внецентренно сжатых колонн сплошного сечения.....	172
7.2.3. Проверка по предельной гибкости.....	172
7.3. Узлы колонн .....	173
7.3.1. Оголовок колонны.....	173
7.3.2. База колонны .....	175

## **8. Балки и балочные конструкции из ЛСТК**

8.1. Типы балок .....	178
8.2. Компоновка балочных конструкций .....	179
8.3. Настилы балочных конструкций .....	180
8.4. Расчёт балок по первой группе предельных состояний .....	182
8.5. Расчет балок по второй группе предельных состояний .....	183
8.6. Узлы балок .....	185
8.6.1. Стыки балок .....	185
8.6.2. Опираение и сопряжения балок .....	187

## **9. Каркасы зданий на основе ЛСТК**

9.1. Общие сведения .....	191
9.2. Компоновка каркаса.....	192
9.3. Конструктивные решения элементов каркаса .....	193
9.4. Горизонтальные и вертикальные связи .....	196
9.5. Монтаж каркасов.....	198
9.5.1. Инструмент и оснастка .....	199
9.5.2. Особенности монтажа каркасов жилых и общественных зданий .....	200
9.5.3. Особенности монтажа каркасов промышленных зданий.....	211



## 10. Прогоны из стальных холодногнутых оцинкованных профилей

10.1. Области применения.....	222
10.2. Конструктивные решения .....	223
10.2.1. Системы прогонов.....	223
10.2.2 Связи по прогонам.....	229
10.2.3. Узлы опирания .....	233
10.3. Расчет прогонов .....	234

## 11. Несущие конструкции малоэтажных зданий на основе ЛСТК

11.1. Многоквартирные здания с пространственным каркасом из стальных холодногнутых профилей.....	243
11.2. Стены. Перекрытия. Покрытия.....	260
11.3. Теплоизоляция .....	271
11.4. Пароизоляция.....	274
11.5. Звукоизоляция.....	279
11.6. Обшивка .....	286

## 12. Ограждающие конструкции

12.1. Несущие, ненесущие и самонесущие каркасно-обшивные стены на основе ЛСТК .....	293
12.2. Перекрытия на основе ЛСТК.....	298
12.3. Несущие стены и перекрытия из ЛСТК с заполнением сверхлёгким ( $\rho = 200...300 \text{ кг/м}^3$ ) пенобетоном неавтоклавного формования.....	299
12.4. Особенности монтажа ограждающих конструкций .....	310
12.4.1. «Сухая» теплоизоляция .....	310
12.4.2. Теплоизоляция сверхлегким пенобетоном .....	311

## 13. Расчет соединений

13.1. Расчет соединений на вытяжных заклепках.....	319
13.2. Расчет соединений на самосверлящих самонарезающих винтах .....	320
13.3. Расчет соединений на дюбелях.....	321
13.4. Расчет соединений на болтах.....	322
13.5. Сочетание нагрузжений .....	324
13.6. Рекомендации по подбору крепежных элементов и монтажу соединений ЛСТК.....	324
13.7. Примеры расчета.....	326
13.8. Сварные соединения.....	330

#### **14. Огнестойкость строительных конструкций из ЛСТК**

14.1. Требования к огнестойкости строительных конструкций .....	337
14.2. Испытания ЛСТК на огнестойкость.....	338
14.3. Методы повышения огнестойкости ЛСТК.....	343

#### **15. Долговечность ЛСТК и защита от коррозии**

15.1. Физико-химические основы атмосферной коррозии .....	347
15.2. Влияние на коррозию климатических и аэрологических факторов атмосферы.....	348
15.3. Влияние на коррозию условий эксплуатации и хранения .....	352
15.4. Моделирование коррозионных потерь .....	353
15.5. Прогноз долговременных коррозионных потерь .....	354
15.6. Картографирование территории России по коррозионным потерям ..	355
15.7. Современные методы защиты ЛСТК от коррозии .....	357
15.7.1. Требования нормативной документации по защите ЛСТК от коррозии.....	357
15.7.2. Современные тенденции в методах защиты ЛСТК от коррозии ...	359

#### **16. Расчет конструкций ЛСТК в программных комплексах**

16.1. Общие принципы расчета ЛСТК с использованием программных комплексов.....	362
16.2. Расчет ЛСТК в программных комплексах, реализующих нормативный подход.....	371

#### **17. Проектирование, производство и монтаж ЛСТК с использованием технологии BIM/ТИМ**

17.1. Общая теория технологии информационного моделирования зданий (BIM/ТИМ) .....	386
17.2. Оценка применимости программного обеспечения .....	399
17.3. Применение трехмерной информационной модели в строительстве из ЛСТК.....	403
17.4. Применение технологии ТИМ для планирования и отслеживания строительно-монтажных работ при возведении конструкций из ЛСТК .....	404

# 1.

## ВВЕДЕНИЕ

### 1.1. ИСТОРИЯ РАЗВИТИЯ ЛЕГКИХ СТАЛЬНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ (ЛСТК)

Строительные стальные конструкции изготавливаются из двух основных семейств универсальных конструктивных элементов. Это знакомая группа горячекатаных фасонных профилей проката и другая, менее знакомая, но приобретающая все большее значение, это холодногнутые стальные профили, изготовленные холодной гибкой полос и листов. Толщина стального листа или полосы, обычно используемые для изготовления холодногнутых стальных профилей, варьируется от 0,5 до 4,0 мм с пределом текучести стали от 220 до 450 МПа.

За последние 20 лет в России применение холодногнутых профилей, имеющих неограниченные возможности улучшения компоновки сечения для получения наибольших значений геометрических характеристик, сформировали новую отрасль строительной индустрии – производство легких стальных тонкостенных конструкций из холодногнутых профилей в промышленном и гражданском строительстве [1].

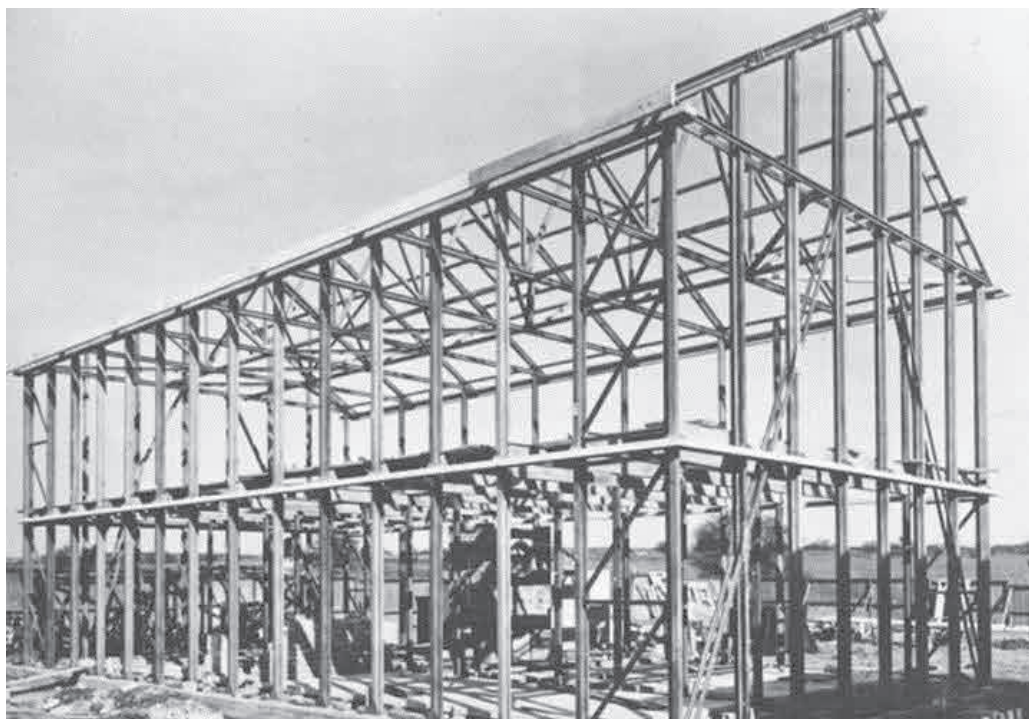
Первый опыт использования холодногнутых стальных элементов в строительстве был примерно в 1850-х годах в Соединенных Штатах и в Великобритании. В Калифорнии 20 и 15-ти футовые передвижные железные дома из гофрированных стальных тонкостенных элементов возводились в течение дня [2].

Один из первых объектов, задокументированного использования холодногнутой стали в качестве строительного материала – это больница Вирджиния Баптист. Она была построена примерно в 1925 году в Линчбурге, Вирджиния, США [2]. Конструкция здания состояла из кирпичной кладки, а перекрытия поддерживали холодногнутые стальные сборные балки в виде двутавра из двух соединенных стенками С-образных холодногнутых профилей.

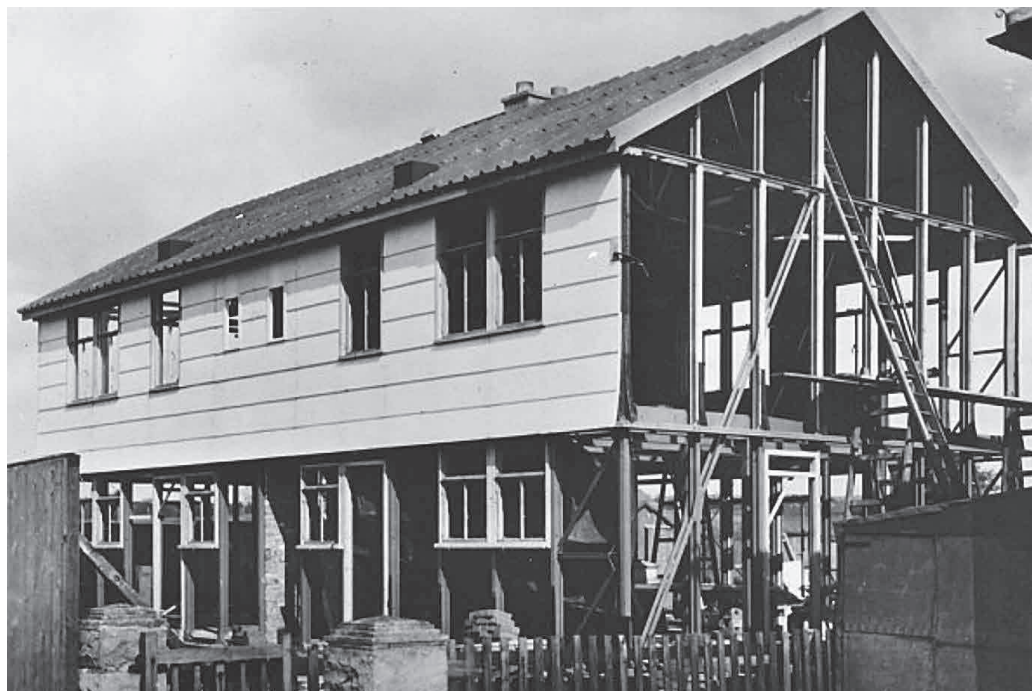
Широкое развитие объема применения холодногнутых стальных элементов в строительстве по сравнению с конструкциями из горячекатаных фасонных профилей проката до 1940 года замедлялось из-за отсутствия стандартов на материалы и строительных норм по проектированию данного типа конструкций.

Всего лишь 20 лет спустя Lustron Corporation построила в Олбани, штат Нью-Йорк, почти 2500 домов со стальным каркасом, шкафами и мебелью из холодногнутой стали [2]. Эти недорогие дома были построены по заказу армии США для ветеранов, вернувшихся с войны. В конце Второй мировой войны многие государства, включая Великобританию, испытывали острый дефицит жилья. Местным властям пришлось начать обширные программы строительства городских домов, чтобы удовлетворить спрос. Компания Rubbery, Owen & Co в английском городке Darlaston стала одной из первых компаний, которая построила ряд быстровозводимых каркасных домов (рис. 1.1.1 – 1.1.2) для продажи местным властям, по проектам разработанным компанией А. Т. & Bertram Butler из Вулверхэмптона. Эти дома сохранились и до настоящего времени эксплуатируются (рис. 1.1.3).

Использование более тонких профилей и высокопрочных сталей связано с проблемами при проектировании, которые обычно не встречаются при проектировании конструкций из горячекатаных фасонных профилей проката.



**Рис. 1.1.1.** Возведение стального каркаса жилого дома по проекту, разработанному компанией А. Т. & Bertram Butler



**Рис. 1.1.2.** Строительство жилого дома в английском городке Darlaston



**Рис. 1.1.3.** Жилой дом, построенный компанией Rubbery, Owen & Co в английском городке Darlaston, эксплуатируется до настоящего времени



При выполнении расчетов и последующем конструировании следует учитывать:

- неоднородное распределение свойств материала в связи с холодной гибкой;
- закругленные углы и расчет редуцированных геометрических характеристик сечения;
- потерю местной устойчивости;
- потерю устойчивости, сопровождающуюся изменением начальной формы сечения профиля в пределах упругой работы;
- крутильную и изгибно-крутильную формы потери устойчивости;
- скручивание полки профиля;
- смятие, коробление и выпучивание стенки профиля.

Работа над первым в мире нормативным документом по холодноформованным конструкциям началась в 1939 году в Корнельском университете по заказу комитета строительных норм (Committee on Building Codes) AISI [3]. В США Технические условия на проектирование конструкций из холодногнутой стали (Specification for the Design of Light Gauge Steel Structural Members) были разработаны в 1946 году и по настоящее время на основе исследований регулярно обновляются. Первая редакция единой Североамериканской спецификации (AISI, 2001) была подготовлена и издана в 2001 г. [4]. Новые редакции единой Североамериканской спецификации были подготовлены на основе первой ее редакции и последующих дополнений. Новые и пересмотренные положения в издании 2016 г AISI S100-16 (2020) w/S2-20, North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members [5], с дополнением 2 от 2020 г. предоставляют актуальную информацию для проектирования стальных холодногнутых конструктивных элементов, соединений, узлов и систем.

В Европе с целью содействия использованию стальных конструкций в строительстве в 1955 году была организована Европейская конвенция по строительным металлоконструкциям (ECCS). Европейские страны в 1980-х годах разработали национальные нормы проектирования холодноформованных конструкций на базе исследований, проведенных в Корнельском университете. При ECCS был создан технический комитет TC7 «Cold-Formed Thin-Walled Sheet Steel in Buildings». В результате координации исследований между научными институтами, производителями и потребителями стальных строительных конструкций в 1987 г. технический комитет TC7 разработал Европейские рекомендации по проектированию конструкций из холодногнутых тонкостенных стальных профилей (ECCS, 1987) [6]. Этот Европейский документ получил дальнейшее развитие и был опубликован в 2006 году как Европейский стандарт Eurocode 3. Design of Steel Structures. Part 1.3. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting (CEN, 2006a) [7]. В 2020 году подготовлена финальная редакция обновленного стандарта prEN 1993-1-3:2020 с новыми и пересмотренными положениями. Вся процедура внедрения новых Еврокодов довольно длительный процесс, но различные возможности для комментирования и исправления представляют собой важный шанс повлиять на содержание стандарта для публикации с национальным приложением в Европейских странах.

В Австралии и Новой Зеландии Стандарт AS / NZS4600 для проектирования холодногнутых стальных конструкций был опубликован в декабре 2005 г. (AS / NZS 4600: 2005) [8].

В Российской Федерации в 2017 году вышла первая редакция СП 260.1325800.2016 «Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутого оцинкованных профилей и гофрированных листов. Правила проектирования» [9], который представляет собой адаптацию Еврокода 3 для применения в России. Новые и пересмотренные положения СП 260.1325800.2016, изложенные в введенных в действие изменениях 1 и 2 предоставляют актуальную информацию для проектирования стальных холодногнутого конструктивных элементов.

Надежность зданий, построенных на основе ЛСТК, обусловлена их проектированием в соответствии с СП 260.1325800.2016 и с учетом предполагаемых воздействий и нагрузок, в том числе снеговых, ветровых в различных регионах Российской Федерации.

## 1.2. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ ЛСТК

Основная область применения ЛСТК — быстровозводимые несущие и ограждающие конструкции зданий и сооружений различного назначения.

### 1.2.1. Элементы ограждающих конструкций зданий и сооружений

Профилированные листы в силу особенностей формы успешно применяются в кровельных покрытиях, чердачных и междуэтажных перекрытиях. Другая область массового применения профилированных листов — конструкции стен зданий. В холодной и утепленной кровельных и стеновых конструкциях они способны выполнять функции как несущего, так и ограждающего элементов. В монолитных перекрытиях зданий профилированный настил используется в качестве несъемной опалубки. Специальные формы гофра настила, выштамповки по полкам и стенкам гофров и постановка специальных упоров позволяют объединить профилированный настил с бетоном для обеспечения совместной работы с рабочим армированием плиты на стадии эксплуатации.

В качестве ограждающих конструкций широко используются трехслойные панели (сэндвич-панели), состоящие из двух гофрированных листов, изготовленных из оцинкованной стали с полимерным покрытием минимальной толщины 0,5 мм и среднего слоя — утеплителя.

Традиционно холодногнутые профили Z- и С-образного сечений используются в качестве прогонов кровли и ригелей стен для поддержки ограждающих конструкций зданий промышленного типа (рис. 1.2.1, 1.2.2).

Применение профилей Z-образного сечения (или его вариантов) облегчает оформление узлов и нахлестов для повышения эффективности элементов в многопролетных схемах. Для карнизов могут изготавливаться специальные формы сечений.



**Рис. 1.2.1.** Прогоны кровли и ригели стен промышленного здания



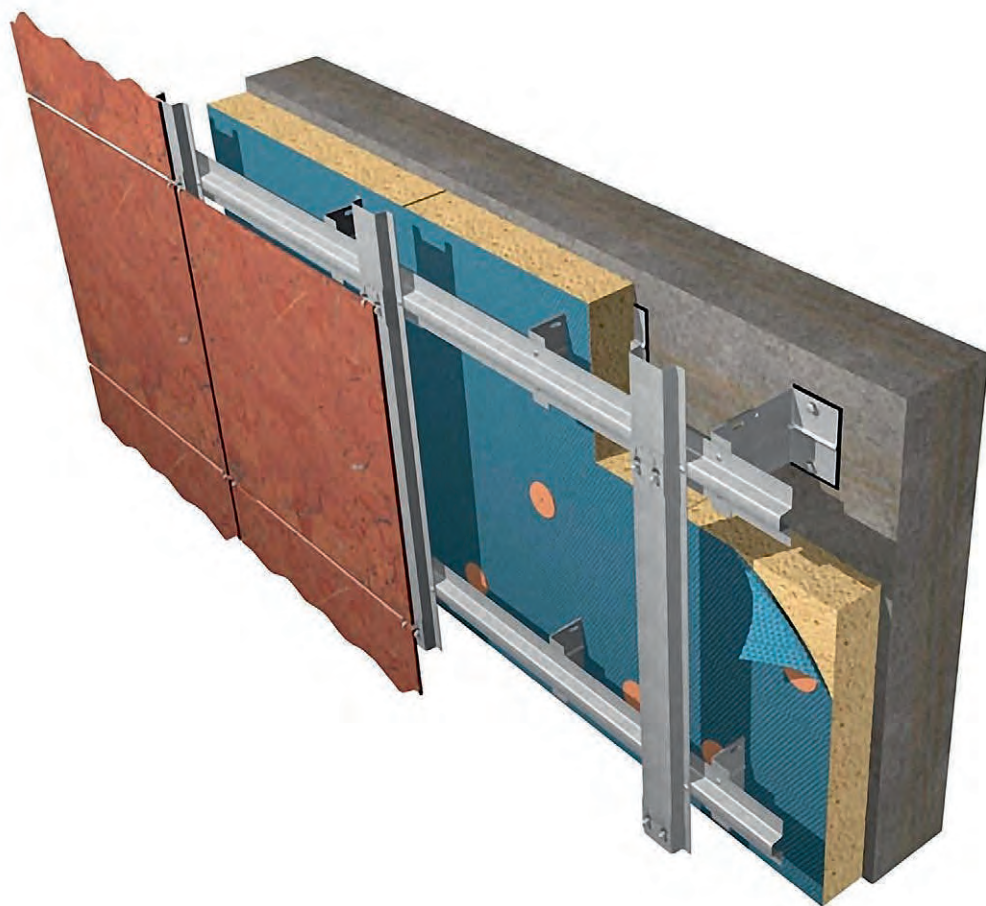
**Рис. 1.2.2.** Прогоны кровли и ригели стен стального каркаса из ЛСТК

### **1.2.2. ЛСТК в вентилируемых фасадах**

Вентилируемый фасад — это конструкция облицовки здания, которая крепится к несущей наружной стене сооружения с помощью подконструкций вентилируемого фасада (рис. 1.2.3) [10]. Сама конструкция вентилируемого



фасада состоит из нескольких слоев, между которыми предусмотрено небольшое воздушное пространство. Оно обеспечивает воздухообмен и защищает стены от скопления влаги. Слои навесной вентилируемой системы состоят из защитно-декоративного материала, каркаса с крепежными изделиями (подконструкций для вентилируемого фасада), теплоизоляционного слоя. ЛСТК для подконструкций вентилируемых фасадов используется довольно часто и подходит для керамогранита, фиброцемента, композитных материалов, натурального камня и металлического сайдинга. Такой каркас отвечает всем требованиям пожарной безопасности.

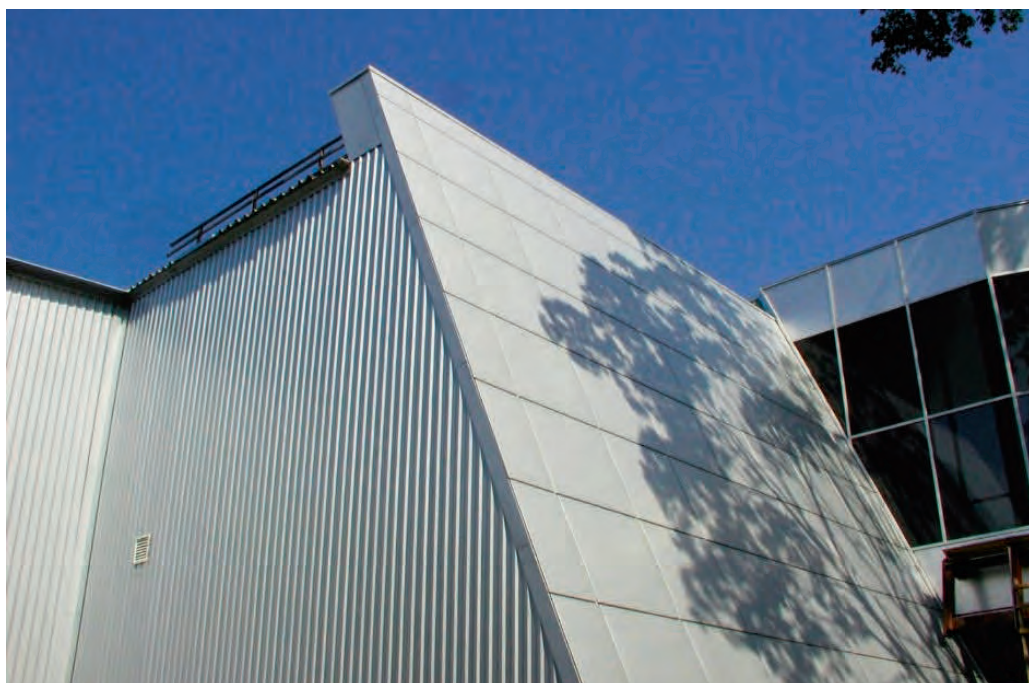


**Рис. 1.2.3.** Подконструкция вентилируемого фасада из ЛСТК

При сооружении вентилируемых фасадов жилых и общественных зданий применяются в качестве защитно-декоративного материала стальные фасадные кассеты, линейные панели (рис. 1.2.4 – 1.2.5). Формы панели позволяют скрывать крепления внутри конструкции. Это обеспечивает им интересные архитектурные формы.



**Рис. 1.2.4.** Фасадные кассеты из тонколистового металла



**Рис. 1.2.5.** Вентилируемый фасад из тонколистового металла



### 1.2.3. Реконструкция кровель с помощью ЛСТК

Устройство новой скатной кровли может производиться поверх старой скатной или плоской кровли (рис. 1.2.6). Такая кровля является наиболее экономичным и быстрым вариантом реконструкции старой кровли. Профилированные листы из оцинкованной стали с полимерным покрытием толщиной 0,6...0,8 мм с продольными соединениями между собой в «двойной фальц» позволяют выполнять экономически эффективные металлические кровли вместо недолговечных из многослойного рубероида.



Рис. 1.2.6. Общий вид кровли после реконструкции

Использование ЛСТК для подсистем, поддерживающих кровлю при реконструкции, отвечает требованиям пожарной безопасности (рис. 1.2.7). Применение оцинкованных материалов гарантирует длительный срок эксплуатации кровли и отсутствие проблем с образованием конденсата в чердачном пространстве. Металлическая кровля, созданная на основе легких стальных тонкостенных профилей, обладает малой массой (рис. 1.2.8).



Рис. 1.2.7. Использование ЛСТК для подконструкций, поддерживающих кровлю



Рис. 1.2.8. Использование тонколистового металла при реконструкции кровли



### 1.2.4. Каркасно-обшивные стены

В многоэтажных зданиях с каркасом из стального проката или монолитного железобетона каркасно-обшивная стена, состоящая из каркаса, заполнения полости каркаса материалами для теплоизоляции/звукоизоляции, обшивки стены (наружная и внутренняя), крепежных элементов, пароизоляции и ветрозащиты, наружной облицовки (фасада) имеет ряд преимуществ перед классическими стенами из кирпича и пеноблоков. Каркас стены состоит из стальных холодногнутых оцинкованных профилей (рис.1.2.9).



Рис. 1.2.9. Каркас из ЛСТК каркасно-обшивной стены

Для облицовки каркасно-обшивной стены используются различные защитно-декоративные материалы в том числе аквапанель (рис. 1.2.10), фасадные кассеты, сайдинг и другие изделия из тонколистового металла (рис. 1.2.11).



Рис. 1.2.10. Использование аквапанели для облицовки фасада



**Рис. 1.2.11.** Облицовка фасада тонколистовым металлом

#### **1.2.5. Стальной каркас из ЛСТК в производственных и сельскохозяйственных зданиях**

В качестве традиционной схемы для каркасов в производственных и сельскохозяйственных зданиях применяется система из порталных параллельно расположенных рам, прогонов покрытия, ригелей стен, фахверка и связей, изготовленных из гнутых профилей С-образного, швеллерного,  $\Sigma$ -образного



**Рис. 1.2.12.** Рамный каркас из парных гнутых профилей С-образного сечения



или Z-образного сечения. Областью рационального применения рамных конструкций из стальных гнутых профилей являются здания пролетом от 9 до 24 м, высотой в коньке до 7 м, возводимые в I-IV снеговых районах России. Рамы пролетом не более 18 м выполняются, как правило, сплошностенчатыми, в которых ригели и колонны выполняют из парных гнутых профилей С-образного или  $\Sigma$ -образного сечения, стенки которых соединены болтами через планки (рис. 1.2.12). При увеличении пролета свыше 18 м ригели рам выполняют в решетчатом исполнении. Высота ригеля в пролете может быть постоянной (рис. 1.2.13) или переменной (рис. 1.2.14).



**Рис. 1.2.13.** Рамный каркас с решетчатым ригелем постоянного сечения



**Рис. 1.2.14.** Рамный каркас с решетчатым ригелем переменного сечения

### 1.2.6. ЛСТК в индивидуальном и малоэтажном строительстве

В России объем применения ЛСТК в малоэтажном жилищном строительстве с каждым годом увеличивается на 10...12%, хотя составляет не более 5% от общего объема вводимых площадей жилья. Здания с каркасом из ЛСТК просты по конструктивным решениям, долговечны и отвечают требованиям, предъявляемым к комфортабельному жилью.

Каркас зданий высотой до трех этажей собирается из гнутых оцинкованных профилей с помощью самонарезающих винтов (сварка применяется редко, т. к. требует дополнительной защиты от коррозии (рис. 1.2.15)).



Рис. 1.2.15. Каркас жилого дома из ЛСТК

В зданиях с каркасом из ЛСТК обычно используется негорючий утеплитель в виде плит на базальтовой основе, пенобетон неавтоклавного формования или эковата. Наружная облицовка выполняется из кирпича (рис.1.2.16), сайдинга или водостойких панелей (рис. 1.2.17), внутренняя облицовка — из гипсокартона.





**Рис. 1.2.16.** Жилой дом из ЛСТК с фасадами из кирпича



**Рис. 1.2.17.** Жилой дом из ЛСТК с фасадами из различных облицовочных материалов

### 1.2.7. Сборные дома с каркасом из ЛСТК

Достаточно перспективна технология строительства домов из блоков полной заводской готовности с каркасом из ЛСТК (рис. 1.2.18). Такие блоки размерами 3 x 12 м конкурентоспособны по стоимости с деревянными блоками, которые могут быть пожароопасными и подверженными гниению (рис.1.2.19).



Рис. 1.2.18. Жилой дом из сборных блоков из ЛСТК



Рис. 1.2.19. Транспортируемый сборный строительный блок из ЛСТК



### 1.2.8. Фермы из ЛСТК

Фермы традиционного очертания треугольной и трапециевидной формы, а также с параллельными поясами из ЛСТК на 15...20% легче, чем фермы аналогичных видов и пролета из прокатных уголков. Кроме того, фермы из ЛСТК не требуют окрашивания, т.к. выполнены из оцинкованных гнутых профилей. При организации производства необходимой номенклатуры гнутых профилей высотой до 400 мм из оцинкованной стали толщиной до 4,0 мм можно изготавливать фермы пролетом до 48 м (рис. 1.2.20) с узловыми соединениями на болтах. Фермы пролетом до 20 м из гнутых профилей толщиной не более 2,0 мм изготавливают с соединениями на самонарезающих винтах вместо болтов.



**Рис. 1.2.20.** Фермы трапециевидного очертания крыши пролетом 42 м с использованием С-образных профилей

### 1.2.9. ЛСТК в мансардном строительстве

В России мансарды с каркасом из ЛСТК стали строить в конце 90-х годов. Применение ЛСТК в данном случае дает большие преимущества по сравнению с традиционными деревянными конструкциями и стальными прокатными профилями, т. к. позволяет значительно сократить сроки работ и их стоимость и, кроме того, исключить необходимость отселения людей из жилых зданий на период строительства.

### 1.2.10. Бескаркасные арочные здания из ЛСТК

Бескаркасные арочные здания представляют собой самонесущую конструкцию арочной формы из рулонной оцинкованной или окрашенной стали толщиной 0,8...1,5 мм, изготовленные при помощи мобильного оборудования. Эта технология была разработана в США (рис. 1.2.21).



Рис. 1.2.21. Конструкция арочной формы из рулонной оцинкованной стали

В России и странах СНГ используют два типа профилей: П-110 и П-180 высотой 110 и 180 мм, применяемых для покрытий пролетом до 24 и 32 м соответственно. Применение трехслойных покрытий позволяет не только производить их утепление, располагая утеплитель между верхним и нижним слоями арочных профилей, но и увеличить пролет здания, включая в работу оба свода (рис. 1.2.22).



Рис. 1.2.22. Утепленное покрытие здания с несущими арочными профилями



### 1.2.11. Бескаркасные стальные здания

Быстровозводимое большепролетное здание Nonco, разработанное в Канаде — это бескаркасная конструкция, которая состоит из гофрированных профилей из оцинкованной стали толщиной около 2,0 мм, образующих покрытие и бескаркасные стены. В России аналогом подобной бескаркасной конструкции здания является быстровозводимое большепролетное здание типа «Эксергия».

За 10 лет на территории России и стран СНГ в эксплуатацию сдано более 40 различных быстровозводимых большепролетных зданий. Стены, кровля и потолок здания монтируются из стальных гофрированных секций шириной 1 метр, болтовое продольное и поперечное соединение секций выполняется внахлест. Стропильные фермы монтируются из раскосов, стоек и поперечных связей, закрепленных через фасонки к потолочным и кровельным секциям (рис. 1.2.23). Потолочные секции играют роль жесткого диска. Нагрузка здания равномерно распределяется на боковые несущие стены, торцевые стены выполняют роль диафрагм жесткости.



Рис. 1.2.23. Монтаж элементов бескаркасного здания



Рис. 1.2.24. Общий вид возведения большепролетного бескаркасного здания



Покрытие здания пролетом до 90 м образует конструкция с дугообразным верхним и горизонтальным нижним поясами из гофрированных листов (рис. 1.2.24). Верхний и нижний пояса покрытия соединяет перекрестная решетка из гнутых уголков. Все соединения в конструкции выполнены на болтах. Утеплитель располагается на внутренней поверхности стен и покрытия. Между поясами располагается неотапливаемый чердак, по торцам которого расположены проемы, позволяющие его проветривать.

### 1.2.12. Системы стеллажей для складских зданий

Сборно-разборные конструкции высотой до 20 метров быстровозводимых специализированных самонесущих стеллажей, возводятся на базе фронтальных паллетных стеллажей (рис. 1.2.25). Стеновые панели крепятся непосредственно к несущим колоннам и стойкам. Элементы стеллажной конструкции изготавливаются из стальных сплошных или перфорированных холодногнутых профилей. Большинство систем имеют специальные зажимы или болтовые соединения для облегчения сборки. Металлические паллетные секции объединяются под



Рис. 1.2.25. Общий вид возведения самонесущего стеллажа склада

единой кровлей. Обшивка стен склада тонкостенными профилированными листами или сэндвич панелями позволяет дополнительно уменьшить расход стали при строительстве складского здания. В самонесущем складе стеллажные конструкции выполняют несущую функцию и берут на себя всю нагрузку от крыши и наружных панелей обшивки.

Паллетные стеллажи и мезониные конструкции из ЛСТК позволяют эффективно использовать складское пространство и снизить время обработки грузов за счет многоярусного расположения хранимой продукции, при этом сохраняя свободный доступ к паллетам (рис.1.2.26).



**Рис. 1.2.26.** Паллетные стеллажи из ЛСТК для склада

### **1.2.13. Железнодорожные платформы из ЛСТК**

В России ЛСТК используются для несущих конструкций железнодорожных платформ. Рамная конструкция из гнутых оцинкованных профилей толщиной 2...3 мм собирается на болтах (рис. 1.2.27). Конструкция подвижных опор каркаса платформы позволяет поддерживать ее горизонтальный уровень на стадии эксплуатации. Платформа в плане криволинейная и повторяет очертание дорожного полотна. Монтаж платформ производился без использования подъемных механизмов (кранов) и остановки движения поездов.

Практика строительства зданий и сооружений с применением стальных конструкций показала целесообразность и эффективность применения гнутых





**Рис. 1.2.27.** Железнодорожная платформа с несущими конструкциями из ЛСТК

тонкостенных профилей из оцинкованной стали для несущих и ограждающих конструкций вследствие их легкости, транспортабельности и высокой степени индустриальности.

### **1.3. ОСНОВНЫЕ ПРЕИМУЩЕСТВА И ОСОБЕННОСТИ ЛСТК ПРИ ИСПОЛЬЗОВАНИИ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ**

Холодногнутые стальные профили, изготовленные холодной гибкой полос и листов или их профилированием, обеспечивают следующие преимущества в строительстве:

- холодногнутые профили по сравнению с горячекатаными фасонными стальными профилями дают возможность создавать новые типы конструкций или элементов конструкций;
- за счет операций холодной гибки возможно изготовление эффективных конфигураций сечений с оптимальным распределением металла по сечению профиля;
- несущие панели стен и перекрытий с каркасом из ЛСТК дают возможность создавать конструкции стен зданий, перекрытий и покрытий, в которых при необходимости могут размещаться инженерные коммуникации;
- несущие панели, объединенные друг с другом и с несущими конструкциями, создают диафрагмы воспринимающие сдвигающие воздействия;
- сопротивление сдвигу панелей из холодногнутых стальных профилей в многоэтажных стальных зданиях с каркасами из рам позволяет получить

значительные конструкционные преимущества при нагрузках от ветра и землетрясений;

- легкий стальной каркас часто является единственным решением во многих ситуациях, например, при перекрытии кровли или при добавлении этажа к зданию, где дополнительная нагрузка на существующую конструкцию и фундаменты должны быть сведены к минимуму;

- возможно применение эффективных методов проектирования и детализации с информационным моделированием зданий (BIM) и возможностью взаимодействия и передача информации между проектировщиком и производителем.

Применение легких стальных тонкостенных конструкций из холодногнутых профилей в промышленном и гражданском строительстве по сравнению с традиционными строительными материалами, такими как древесина и бетон позволяют реализовать следующие качества конструкций:

- легкость конструкций создает меньшую нагрузку на фундамент, а, следовательно, работы и затраты по их устройству более просты и дешевы;

- простота элементов, серийно производимых в заводских условиях;

- машиностроительная точность элементов, поставляемых обрезанными по длине и с отверстиями для болтов и инженерных коммуникаций;

- простота монтажа отдельных элементов, обрабатываемых вручную и легко устанавливаемых на место и возможность быстрой сборки укрупненных конструкций для подъема краном;

- возможность возведения конструкции из ЛСТК без потерь качества при неблагоприятных атмосферных воздействиях, позволяющая исключать задержки строительства;

- более точная детализация профилированных элементов конструкции и отсутствие скрытых дефектов, которые могут привести к внезапному выходу их из строя;

- стабильность свойств стали в течение всего срока службы конструкции;

- возможность использования профилированных листов при возведении монолитных перекрытий в качестве несъемной опалубки;

- долгий срок службы конструкции из ЛСТК, изготовленных из оцинкованной и/или окрашенной стали, благодаря их высокой коррозионной стойкости;

- негорючесть, относительно легко можно защитить от огня, обшивка огнестойкими гипсокартонными листами обеспечивают огнестойкость до 120 минут;

- отсутствие отходов исключает ущерб окружающей среде и обеспечивает чистоту на строительной площадке;

- возможность переработки после демонтажа без потери качества;

- экономия на транспортировке и погрузочно-разгрузочных работах;

- Сочетание вышеупомянутых преимуществ позволяет экономить затраты на строительство.

**Список источников, использованных в главе 1**

1. Айрумян, Э. Л. Перспективы ЛСТК в России / Э. Л. Айрумян, Н. И. Каменщиков, М. А. Липленко // Журнал «СтройПРОФИ». – 2013 – № 1 (10). – С. 31-35.
2. Dubina, D. Design of cold-formed steel structures. / D. Dubina [and ect] // European Convention for Constructional Steelwork. – 2012.
3. Cold-Formed Steel Design, Fifth Edition. Wei-Wen Yu, Roger A. LaBoube and Helen Chen. © 2020 John Wiley & Sons, Inc. Published 2020 by John Wiley & Sons, Inc.
4. AISI (2001). North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members with Commentary, American Iron and Steel Institute. Washington, D.C.
5. AISI S100-16 (2020) w/S2-20. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, American Iron and Steel Institute, Washington, D.C.
6. ECCS (1987). European recommendations for design of light gauge steel members, Publication P049, European Convention for Constructional Steelwork, Brussels, Belgium.
7. CEN (2006a). EN 1993-1-3:2006 - Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-3: General Rules. Supplementary rules for cold-formed thin gauge members and sheeting, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium (including EN1993-1-3:2006/AC, 2009).
8. AS/NZS 4600:(2005): Cold-formed Steel Structures, Australian Standard / New Zealand Standard, Sydney, Australia.
9. СП 260.1325800.2016 Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов. Правила проектирования (с Изменением № 1 и 2).
10. ГОСТ Р 58154—2018 «Материалы подконструкций навесных вентилируемых фасадных систем. Общие технические требования»



## 2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ КОНСТРУКЦИЙ И СОЕДИНЕНИЙ

### 2.1. СТАЛИ

Стальные холодногнутые оцинкованные профили изготавливаются из холоднокатаного листового проката из низкоуглеродистой стали с цинковым, железоцинковым, цинкалюминиевым, цинкалюмомагниевым, алюмоцинковым покрытиями, нанесенными методом непрерывного погружения в расплав (далее - оцинкованный прокат), по ГОСТ 14918-2020 [1] (введен в 2020 году вместо отмененных ГОСТ 14918-2016 и ГОСТ Р 52246-2016). Из указанного оцинкованного проката возможно изготовление профилированных, штампованных и сварных изделий, а также металлических изделий методами изгиба и соединения в замок.

Для изготовления профилированных изделий для строительства применяется прокат марок 220, 250, 280, 320, 350, 390, 420 и 450.

Оцинкованный прокат выпускается толщиной от 0,22 до 4,50 мм в рулонах шириной от 600 до 1800 мм, в листах шириной от 700 до 1800 мм. В результате роспуска рулонов получают оцинкованную ленту шириной от 30 до 600 мм. Толщина проката включает толщину покрытия [1].

СП 260.1325800.2016 [2] рекомендует для стальных конструкций из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов применять стали толщиной от 1 до 4 мм.

Точность изготовления проката должна быть по толщине - высокая (ВТ), по ширине - повышенная (АШ), по плоскостности – нормальная (БП), с обрезной кромкой (О).

Фасонки, крепежные элементы, опорные плиты и другие вспомогательные детали следует изготавливать из стали не ниже класса прочности С255 по ГОСТ 27772-2021 [3].

Расчетные сопротивления гнутых профилей определяют по формулам, приведенным в таблице 2.1.1.

Таблица 2.1.1

**Расчетные сопротивления гнутых профилей [2]**

Напряженное состояние	Расчетное сопротивление проката
Растяжение, сжатие, изгиб	$R_y = R_{yn} / \gamma_m$
Сдвиг <sup>1)</sup>	$R_s = 0,58 R_{yn} / \gamma_m$
Смятие при плотном касании	$R_{lp} = 0,5 R_{un} / \gamma_m$
<sup>1)</sup> Расчетное сопротивление при сдвиге с учетом потери устойчивости стенки профиля определяют по формулам раздела 7.7.6 СП 260.1325800.2016	

Коэффициент надежности по материалу принимается равным:

$\gamma_m = 1,025$  - для проката с пределом текучести до 350 Н/мм<sup>2</sup>;

$\gamma_m = 1,05$  - для проката с пределом текучести 350 Н/мм<sup>2</sup> и выше.

Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии, изгибе и смятии оцинкованного листового проката приведены в таблице 2.1.2.

Таблица 2.1.2

**Нормативные и расчетные сопротивления оцинкованного листового проката [2]**

Нормативный документ	Марка оцинкованного проката	Класс цинкового покрытия	Нормативное сопротивление, Н/мм <sup>2</sup>		Расчетное сопротивление, Н/мм <sup>2</sup>			Относительное удлинение $\delta$ , %
			$R_{yn}$	$R_{un}$	$R_y$	$R_s$	$R_{lp}$	
ГОСТ 14918	220	275-600	220	300	215	125	145	20
	250		250	330	245	140	160	19
	280		280	360	270	155	175	18
	320		320	390	310	180	190	17
	350		350	420	330	190	200	16
	390		390	450	370	215	210	15
	420		420	480	400	230	225	14
	450		450	510	425	245	240	13

В зависимости от вида покрытия, его массы, толщины и плотности все покрытия подразделяют на классы (табл. 2.1.3).

Для профилированных изделий, применяемых в несущих строительных конструкциях, цинковое покрытие (Ц) должно быть класса не ниже 275. На поверхности покрытия не должен наблюдаться узор кристаллизации. Возможно применение стального тонколистового проката с алюмоцинковым покрытием (АЦ) класса не ниже 160, а также цинкалюминиевыми (ЦА) и цинкалюмомагниевыми (ЦАМ) покрытиями с классами покрытий, обеспечивающими необходимую коррозионную стойкость.

Для усиления антикоррозионной защиты возможно применение тонколистового проката с полимерным покрытием по ГОСТ 34180-2017 [4].

Таблица 2.1.3.

**Классы покрытий и соответствующие им параметры покрытия [1]**

Класс Покрытия	Масса покрытия, нанесенного с двух сторон проката, г/м², не менее		Толщина покрытия с одной стороны проката (справочная), мкм, не менее		Плотность покрытия, г/см³ (спра- вочная)
	средняя по трем образцам	по одному образцу	средняя по трем образцам	по одному образцу	
Цинковое (Ц) и железоцинковое (ЖЦ) покрытия					
60	60	51	4,2	3,6	7,1
80	80	68	6,6	4,8	
100	100	85	7,0	6,0	
120	120	100	8,4	7,0	
140	140	120	9,8	8,4	
150	150	130	10,5	9,1	
180	180	150	12,6	10,5	
200	200	170	14,0	11,9	
225	225	195	15,8	13,7	
275	275	235	19,3	16,5	
350	350	300	24,5	21,0	
450	450	385	31,6	27,0	
500	500	425	35,1	29,8	
600	600	510	42,0	35,8	
300	300	255	23,0	19,7	
Цинкалюминиевое покрытие (ЦА) покрытие					
60	60	51	4,6	3,9	6,6
80	80	68	6,0	5,2	
95	95	80	7,0	6,0	
130	130	110	10,0	8,6	
185	185	155	14,0	11,9	
200	200	170	15,0	13,0	
255	255	215	20,0	17,2	
300	300	255	23,0	19,7	
Цинкалюмомагнелиевое (ЦАМ) покрытие					
60	60	50	4,5	4,0	6,2...6,6
70	70	60	5,5	4,0	
80	80	70	6,0	4,0	

Классы покрытий и соответствующие им параметры покрытия [1]

90	90	75	7,0	5,0	6,2...6,6
100	100	85	8,0	5,0	
120	120	100	9,0	6,0	
130	130	110	10,0	7,0	
140	140	120	11,0	8,0	
150	150	130	11,5	8,0	
160	160	135	12,0	8,0	
175	175	145	13,0	9,0	
190	190	160	15,0	10,0	
200	200	170	16,0	11,0	
250	250	215	19,0	13,0	
300	300	255	23,0	17,0	
310	310	265	24,0	18,0	
350	350	300	27,0	19,0	
430	430	360	35,0	26,0	
Алюмоцинковое (АЦ) покрытие					
40	40	34	4,7	4,0	3,5...5,0
50	50	43	5,8	4,9	
60	60	51	7,0	5,9	
70	70	60	8,1	6,9	
80	80	68	9,3	7,9	
90	90	77	10,5	8,9	
100	100	85	11,6	9,9	
120	120	102	14	12	
130	130	111	15	13	
140	140	119	16	14	
150	150	128	18	15	
160	160	136	19	16	3,5...5,0
180	180	153	21	18	
190	190	162	22	19	
200	200	170	24	20	
225	225	191	26	22	
250	250	213	29	25	
300	300	255	35	30	
350	350	298	41	35	
400	400	340	47	40	

Общие требования по обеспечению антикоррозионной защиты в зависимости от степени агрессивности среды приведены в СП 28.13330.2017 [5]

Допускается применение импортных сталей, показатели качества которых соответствуют требованиям, указанным в табл. 2.1.4.

Таблица 2.1.4

**Соответствие марок оцинкованного проката, установленных  
ГОСТом 14918-2020, маркам по ГОСТ 14918-80, EN 10346:2015,  
ISO 3575:2016 и ISO 4998:2014**

ГОСТ 14918-2020	ГОСТ 14918-80	EN 10346:2015	ISO 3575:2016	ISO 4998:2014
220	ХП, ПК	S220GD	-	220
250	-	S250GD	-	250
280	-	S280GD	-	280
320	-	S320GD	-	320
360	-	S350GD	-	350
-	-	-	-	380
390	-	S390GD	-	-
420	-	S420GD	-	-
450	-	S450GD	-	-
-	-	S550GD	-	550

В 2021 году в СП 260.1325800.2016 [2] внесены изменения по учету ударной вязкости тонколистовых элементов толщиной до 4,0 мм при отрицательных температурах. Ударная вязкость определяется опытным путем при расчетной температуре от -45 до -65 °С. Учет нормируемых показателей ударной вязкости позволяет применять профили для ЛСТК из сталей марок 220...450 по ГОСТ 14918-2020 для неотапливаемых зданий и сооружений в районах с расчетной температурой ниже -45 °С (табл. 2.1.5).

При этом за расчетную температуру принимают среднюю температуру наружного воздуха самых холодных суток для данной местности, устанавливаемую с обеспеченностью 0,98 по СП 131.13330.2020 [6].

Такие же требования предъявляются к конструкциям для отапливаемых зданий и сооружений, контактирующих с наружной средой, а также, хранящихся при отрицательных температурах или смонтированных без подачи отопления.



Таблица 2.1.5

Нормируемые показатели ударной вязкости проката и ограничения по расчетным температурам местности при применении проката [2]

Район размещения с расчетной температурой, °C	Нормируемые показатели	Нормативный предел текучести стали, Н/мм <sup>2</sup>								
		220 ≤ R <sub>yn</sub> < 390			390 ≤ R <sub>yn</sub> ≤ 420			420 < R <sub>yn</sub> ≤ 450		
		Толщина проката, мм								
		≤ 1,5	≤ 2,0	> 2,0 ≤ 4,0	≤ 1,5	≤ 2,0	> 2,0 ≤ 4,0	≤ 1,5	≤ 2,0	> 2,0 ≤ 4,0
-45 > t ≥ -55	Нормативное значение ударной вязкости KCV, Дж/см <sup>2</sup>	34 (24) <sup>1)</sup>	34	34	34 (24) <sup>1)</sup>	34	34	34 (24) <sup>1)</sup>	34	34
	Температура проведения испытаний, °C	-40	-40	-40	-40	-40	-40	-40	-40	-40
-55 > t ≥ -65	Нормативное значение ударной вязкости KCV, Дж/см <sup>2</sup>	34 (24) <sup>1)</sup>	34	34	34 (24) <sup>1)</sup>	34	34	34 (24) <sup>1)</sup>	-	-
	Температура проведения испытаний, °C	-60	-60	-60	-60	-60	-60	-60	-	-
1) При условии, что доля вязкой составляющей в изломе — не менее 80 %										

Не допускается использование в неотапливаемых помещениях конструкций из тонкостенных профилей с соединениями электродуговой и электроконтактной сваркой при расчетной температуре ниже минус 45 °C.

2.2. КРЕПЕЖНЫЕ ИЗДЕЛИЯ (САМОНАРЕЗАЮЩИЕ ВИНТЫ, ЗАКЛЕПКИ, ДЮБЕЛИ, БОЛТЫ)

Тонкостенные холодногнутые профили применяются в различных элементах конструкций. С помощью крепежа осуществляется соединение профилей каркаса ЛСТК между собой, выполнение узлов стропильных ферм, крепление к каркасу стеновых панелей и кровельных покрытий и т.п.

Соединение тонкостенных холодногнутых профилей из оцинкованной стали возможно с помощью различных типов крепежных элементов. В таблице 2.2.1 приведена классификация типов крепежных элементов, применяемых в ЛСТК. В зарубежной литературе часто фигурирует обозначение «механический крепеж», обобщающее подобные типы крепежных элементов.

Таблица 2.2.1

№	Соединительные элементы	Изображение	Диаметр, мм	Соединение листов	
				Тонкий с тонким	Тонкий с толстым
1	Болты		6-16	X	X
2.1	Самонарезающие винты		6,3; 8; 10,6		X
2.2	Самосверлящие самонарезающие винты		4,2; 4,8; 5,5; 6,3	X	X
3	Вытяжные заклепки		3,2; 4,0; 4,8; 6,4	X	
4.1	Пороховые монтажные дюбели		4,5		X
4.2	Пневматические монтажные дюбели		3,0		X
5	Пуклевки		2,2; 3,5	X	
6	Пресс соединения (Розетт)		12; 16	X	

Особенностью применение болтов в ЛСТК является меньшая технологичность по сравнению с винтовыми и заклепочными соединениями, необходимость точного выполнения отверстий на заводе и обеспечение их соосности на монтаже, а также необходимость обеспечения двустороннего доступа к конструкции в процессе монтажа. В то же время применение болтов позволяет осуществлять соединение пакета деталей крепежными элементами большего диаметра в сравнении с винтами, вытяжными заклепками и дюбелями, что особенно актуально при соединении толщин от 3 миллиметров и более.

Применение монтажных дюбелей для пороховых и пневматических монтажных пистолетов, при соединении элементов ЛСТК отличается высокая скорость монтажа, особенно при использовании ленточной подачи патронов и дюбелей, однако, при этом необходима высокая квалификация монтажника и соблюдение специальных мер техники безопасности. Также необходимо отметить, что стоимость монтажного дюбеля и патрона выше стоимости винтов и вытяжных заклепок. Существенным недостатком применения монтажных дюбелей, является невозможность обеспечения прочного соединения тонколистового материала с базовым листом толщиной менее 2 мм. Областью эффективного применения вытяжных заклепок являются конструкции с толщинами до 1,5 мм.

Применение пуклевочных соединений, пресс соединений и соединений типа «Розетт», при которых соединение образуется посредством продавливания с последующей развальцовкой стального листа соединяемых деталей, целесообразно в условиях соединения элементов каркаса на заводе по производству готовых комплектов металлоконструкций, с последующей укрупнительной сборкой на строительной площадке с помощью других типов соединений. Подобные типы соединений отличается невысокая стоимость, однако выполнение этих соединений в условиях стройплощадки и на высоте затруднительно.

Соединения тонкостенных холодногнутых профилей ЛСТК из оцинкованной стали на вытяжных заклепках, самосверлящих самонарезающих винтах получили в настоящее время наибольшее распространение. Соединения отличаются высокая технологичность, возможность применения мобильного, в том числе аккумуляторного, инструмента, небольшая энергозатратность, независимость от климатических условий, отсутствие необходимости высокой квалификации монтажников, односторонность применения крепежа (возможность вести монтаж с одной стороны), а также небольшая стоимость соединения.

Подбор материала крепежа и типа защитного покрытия должен производиться в соответствии с конкретными условиями агрессивности атмосферы.

### Вытяжные заклепки в соединениях ЛСТК

Вытяжные заклепки (заклепки "слепые" с открытым концом, разрывающимся вытяжным сердечником и выступающей головкой) состоят из двух частей, гильзы заклепки (1) и вытяжного стержня с головкой (2) рис. 2.2.1.

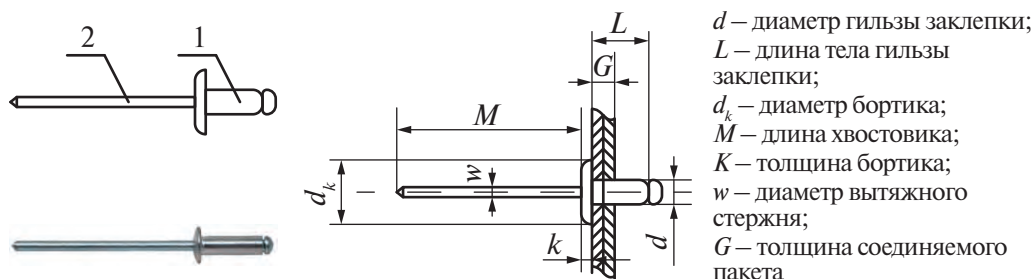
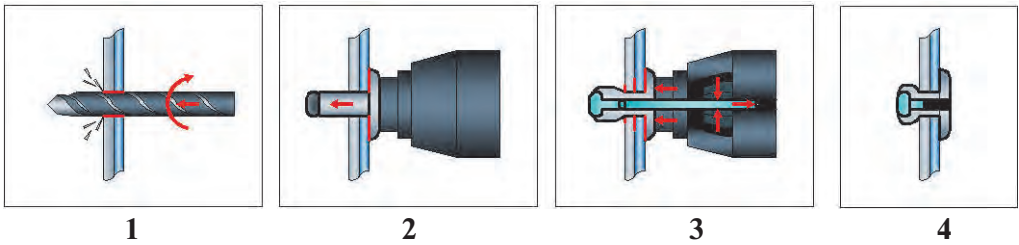


Рис. 2.2.1. Вытяжная заклепка (основные геометрические характеристики)

Вытяжной стержень служит для расклепывания тела гильзы заклепки с обратной от положения инструмента стороны. Стержень имеет головку, шейку

(участок с уменьшенным диаметром стержня) с точкой разрыва, хвостовик и наконечник. Для установки вытяжной заклепки требуется сверление отверстия на 0,1 мм больше диаметра гильзы вытяжной заклепки, введение заклепки гильзой в отверстие до упора бортика заклепки и последующее вытягивание хвостовика стержня из гильзы с помощью специального инструмента. В процессе односторонней клепки свободный конец тела гильзы заклепки расклепывается, образуя неразъемное соединение (рис. 2.2.2). Подбор длины гильзы ( $L$ ) вытяжной заклепки, осуществляется в зависимости от толщины соединяемого пакета, и регламентируется производителем.



**Рис. 2.2.2.** Последовательность выполнения соединения на вытяжной заклепке: 1) предварительное сверление отверстия, 2) установка заклепки, 3) расклепывание гильзы и отрыв хвостовика, 4) готовое соединение

Наиболее распространенным типом заклепок, применяемых в соединениях ЛСТК, являются стандартные вытяжные («слепые») заклепки, производимые согласно ГОСТ Р ИСО 14588-2005 и ГОСТ Р ИСО 15979-2017. В конструкциях стандартных заклепок вытяжной стержень не несет нагрузки на срез. Однако, существуют также усиленные заклепки, часть вытяжного стержня которых, гарантированно остается в теле гильзы, фиксируясь в ней специальным образом и воспринимая нагрузку при работе соединения.

В расчетных соединениях легких стальных тонкостенных конструкций могут применяться вытяжные заклепки из нелегированных (углеродистых) и из нержавеющей стали. В заклепках из углеродистой стали, применяется сталь марок С 1008 и С 1042. В заклепках из нержавеющей стали - сталь марок AISI 304 (A2) (03X18N9, 07X16N6, X15H5D2T по ГОСТ 5632) и AISI 316 (A4) (03X17N14M3 по ГОСТ 5632).

В качестве защитного коррозионностойкого покрытия стержня и гильзы вытяжных заклепок используется цинковое покрытие. Согласно проведенным исследованиям, слой цинкового покрытия по условиям производства составляет на заклепках 5-7 мкм.

Минимальные значения предела прочности стандартных вытяжных заклепок на срез и растяжение приводятся в национальных стандартах и стандартах организаций производителей.

Вытяжные заклепки производятся крупными компаниями «Avdel», «Bralo», «Harpoon», «Fisher», «Hilti» а также рядом менее крупных.



### Винты в соединениях ЛСТК

Самосверлящие самонарезающие винты состоят из головки (1), прессшайбы (2), стержня с резьбой (3), и наконечника со сверлом (4) (рис. 2.2.3).

Предварительного сверления отверстия в материале не требуется, поскольку оно выполняется сверлом винта в процессе установки.

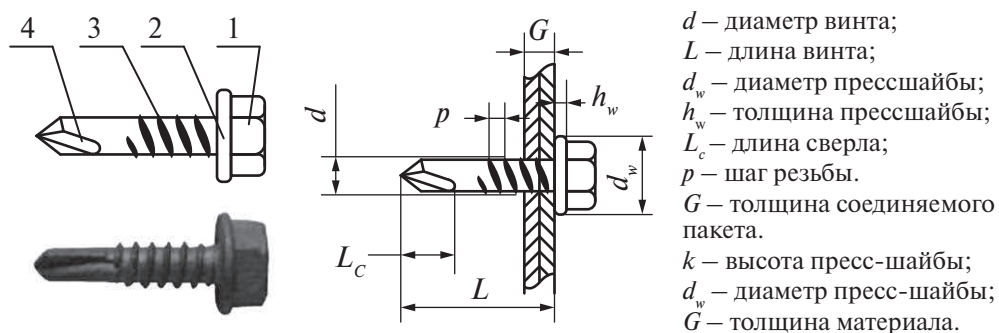


Рис. 2.2.3. Самосверлящий самонарезающий винт (геометрические характеристики)

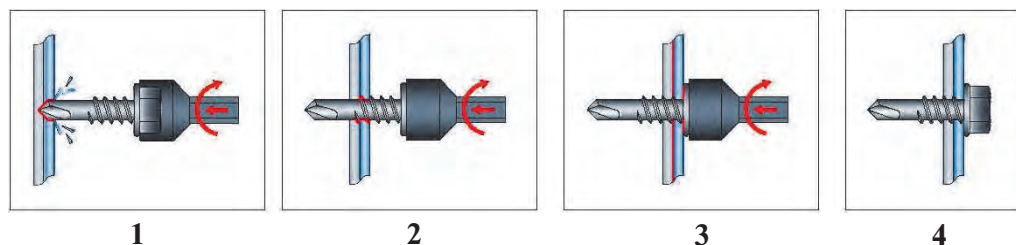


Рис. 2.2.4. Выполнение соединения на самосверлящем самонарезающем винте:

1) сверление, 2) нарезка резьбы, 3) затяжка, 4) готовое соединение

Наконечники винтов различаются по длине и типу в зависимости от необходимой глубины сверления и позволяют осуществлять крепление к базовому материалу с толщиной до 25 мм. Также существуют винты со специальным типом наконечника для осуществления продавливания тонкого базового материала и образования «юбки» металла, позволяющей обеспечить закрепление нескольких витков резьбы, что увеличивает несущую способность соединения. Установка винтов производится с помощью электрического шуруповерта с регулировкой скорости и момента затяжки. При установке существенными являются требования по допустимому числу оборотов, крутящему моменту и необходимому усилию нажатия. Винты, как и вытяжные заклепки, являются односторонним типом крепежа, что позволяет производить установку, имея доступ к конструкции только с одной стороны.

При необходимости обеспечения герметичного соединения винты могут комплектоваться коническими шайбами с резиновыми прокладками (шайбами EPDM).

Самосверлящие самонарезающие винты, применяемые в соединениях несущих и ограждающих конструкций из тонкостенных холодногнутых профилей, производятся согласно ГОСТ Р 59905-2021 [7].

Винты из нелегированных (углеродистых) сталей, изготавливают из стали марок 35, 20Г, 15, 10 по ГОСТ 1050 или из аналогичных марок стали. Винты из нержавеющей стали изготавливают из нержавеющей стали марки 12Х18Н10Т по ГОСТ 5632 или аналогичных марок стали (например, 08Х18Н10). Существуют также биметаллические винты, стержень которых изготовлен из аустенитной коррозионностойкой стали, а наконечник из углеродистой стали. При соединении с различными типами базового материала, необходимо учитывать свойства коррозионной активности металла, исключая сочетания, ускоряющие электрохимическую коррозию.

В качестве защитного коррозионностойкого покрытия винтов используется цинковое покрытие или цинковое покрытие и специальное коррозионностойкое покрытие. Слой цинкового покрытия должен составлять не менее 5 мкм, слой специального коррозионностойкого покрытия – не менее 12 мкм. Распространенные специальные коррозионностойкие покрытия выпускаются под торговыми марками Ruspert, Magni, Dacromet, Dural 1000, Xylan и другими.

Минимальные значения предела прочности винтов на срез и растяжение приводятся в национальных стандартах и стандартах организаций производителей.

Самосверлящие самонарезающие винты производятся компаниями, «SFS», «EJOT», «Hilti», «Harpoon», «Gunnebo», «Etanco», а также рядом более мелких предприятий, осваивают выпуск продукции и отечественные предприятия.

### **Перспективные типы крепежных изделий для металлических конструкций**

Перспективными типами и направлениями развития крепежа для металлических конструкций в настоящее время являются:

- в болтовых соединениях — применение высокопрочных болтов из специальных сплавов, появление в строительстве болтов из алюминиевых сплавов, появление болтов с индикацией натяжения;
- в соединениях на вытяжных заклепках — увеличивается разнообразие применяемых типов вытяжных заклепок (резьбовых, герметичных), увеличивается диаметр, совершенствуются усиленные заклепки, создающие торсионный эффект, основанный на принципе формирования заклепочного соединения — обжатия пакета деталей с обеих сторон;
- в соединениях на винтах — совершенствуются резьбы и наконечники винтов, обеспечивающие продавливающий эффект при сверлении в соединениях тонкостенных материалов, что повышает их несущую способность. Появляются винты с наконечниками спирального/инструментального типа для крепления к конструкциям большой толщины (до 25 мм). Совершенствуются типы головок и шлицев для эффективной передачи крутящего момента, а также возможности скрытого или антивандального монтажа. Увеличиваются диаметры винтов.

Большое внимание уделяется требованиям к коррозионной стойкости крепежа. Совершенствуются специальные коррозионностойкие покрытия.

Изготавливаются комбинированные – биметаллические вытяжные заклепки и винты. Появляются винты с полимерной головкой и жестко фиксированным в них стержнем, обеспечивающим передачу крутящего момента инструмента при установке крепежа и исключающего коррозию головки в процессе эксплуатации.

В области крепежа малых диаметров происходят заимствования современных крепежных систем из области авиационной и космической техники.

Появляются специальные крепежные изделия – винты для легкобрасываемых (в случае взрыва) ограждающих конструкций, с уменьшенными участками сечений. Появляются крепежные изделия для осуществления быстроразъемных соединений мобильных конструкций.

Активно развивается аккумуляторный, пороховой и пневматический инструмент, совершенствуются ленточные и магазинные способы подачи крепежа, ускоряющие выполнение соединений.

### Список источников, использованных в главе 2:

1. ГОСТ 14918-2020. Прокат листовой горячеоцинкованный. Технические условия. – М.: Стандартинформ, 2020. – 27 с.
2. СП 260.1325800.2016. Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутой оцинкованной профилей и гофрированных листов. Правила проектирования (с изменением № 2) / Минстрой России. – М.: 2016. – 124 с.
3. ГОСТ 27772-2021. Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия. – М.: Российский институт стандартизации, 2021. – 32 с.
4. ГОСТ 34180-2017. Прокат стальной тонколистовой холоднокатаный и холоднокатаный горячеоцинкованный с полимерным покрытием с непрерывных линий. Технические условия. – М.: Стандартинформ, 2017. – 28 с.
5. СП 28.13330.2017. Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85\* / Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации. – 2017. – 115 с.
6. СП 131.13330.2020. «СНиП 23-01-99\*. Строительная климатология» / Минстрой России, 2020. – 109 с.
7. ГОСТ Р 59905-2021. Винты самосверлящие для стальных строительных конструкций. Общие технические условия. – М.: Российский институт стандартизации, 2021. – 46 с.

# 3. СОРТАМЕНТ И ВИДЫ ПРОФИЛЕЙ

## 3.1. ХАРАКТЕРИСТИКА ОСНОВНЫХ ТИПОВ ПРОФИЛЕЙ

Благодаря простоте производства, не требующего значительных материально технических затрат, сортамент тонкостенных профилей достаточно разнообразен и определяется технологическими возможностями заводов-изготовителей. При оценке экономической эффективности применения ЛСТК необходимо учитывать стоимость холодногнутых оцинкованных профилей, которая существенно отличается от стоимости горячекатаного проката.

В настоящее время рынок профилей ЛСТК представлен следующей номенклатурой профилей (табл. 3.1.1):

- швеллер;
- Z-образные;
- Σ-образные;
- С-образные;
- уголки;
- шляпные профили.

Сортамент профилей может быть различен для разных заводов-изготовителей. Маркировка профилей как правило содержит тип профиля, высоту профиля и его толщину. Ряд производителей приводит также дополнительные параметры (ширину полок, отгибов и т.п.) название позволяющее идентифицировать компанию производителя. Примеры обозначения профиля некоторых производителей:

АИ ПС 100-47-0,8 (ТУ 1108 - 004 - 97437519 - 2012)

АИ	ПС	100	47	0,8
Идентификационный признак производителя	Профиль стоечный	высота	Ширина полки	толщина

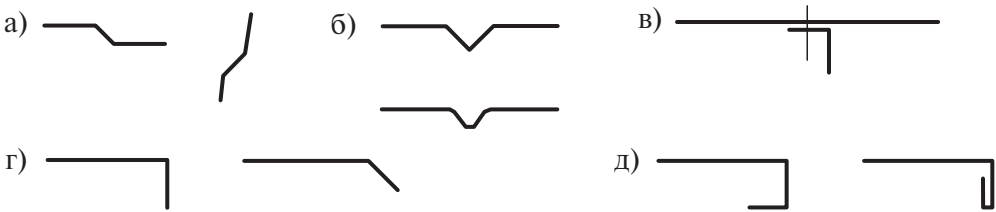


СГТШ  $\frac{100 \times 50 \times 1,2 \text{ ТУ } 112000 - 001 - 1286100 - 2009}{\text{С255 ГОСТ } 27772 - 88}$  (ТУ 112000 – 001 – 1286100 – 2009)

Класс стали	СГТШ	100	50	1,2
C255	Швеллер стальной гнутый	Высота	Ширина полки	толщина

Высота профилей - от 100 до 400 мм, толщина от 0,7 до 4,0 мм.

На стенках и полках профилей для повышения местной устойчивости выполняют продольные элементы жесткости (краевые и промежуточные) рис.3.1.1. По месту расположения продольные элементы подразделяются на краевые (одинарные и двойные) и промежуточные

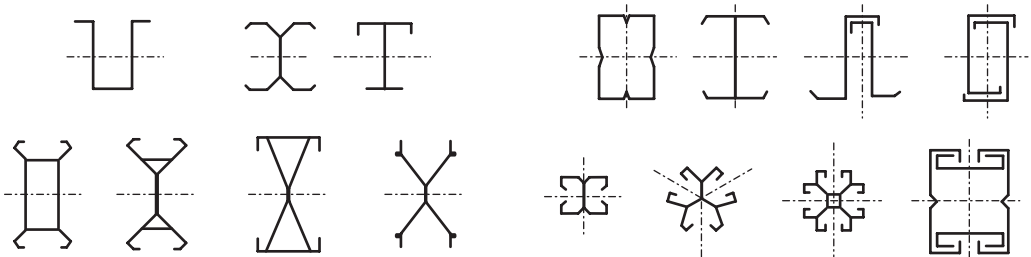


**Рис. 3.1.1.** Элементы жесткости холодногнутох профилей: а) отгибы и сгибы; б) изогнутый или скругленный промежуточный элемент жесткости; в) уголок жесткости, присоединенный болтом; г) одиночные краевые отгибы; д) двойные краевые отгибы профилированных листов [1].

Для снижения теплопроводности в несущих элементах возможно выполнение перфорации в виде продольных просечек, расположенные в шахматном порядке в стенке холодногнутого профиля («термопрофиль»). В связи с увеличением пути прохождения теплового потока теплопроводность элемента значительно снижается, ликвидируются «мостики холода».

В зависимости от способа получения перфорации различают просечный термопрофиль (основан на последовательном процессе прорезания стали в сечении с последующим отгибом) и сетчатый просечно-растяжной (основан на последовательном процессе прорезания стали с последующим растяжением образованием ромбообразных или треугольных просечек).


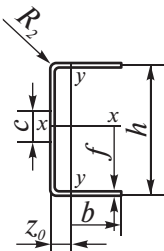
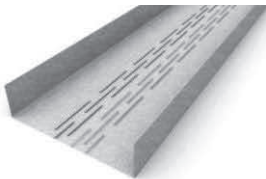
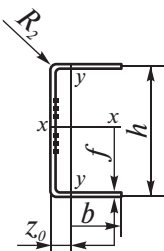

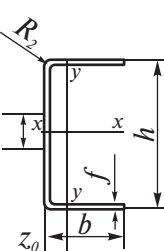

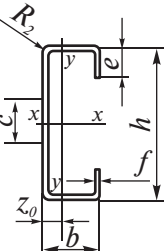
При необходимости увеличения несущей способности применяются парные профили открытого и замкнутого сечений (рис 3.1.2) [1].




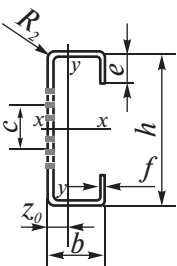

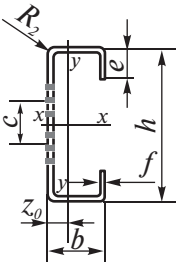

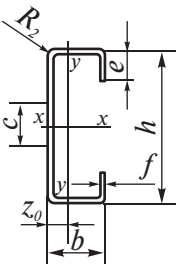

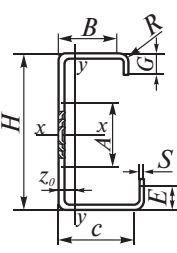

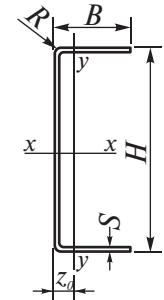
**Рис. 3.1.2.** Сечения элементов конструкций из стальных тонкостенных холодногнутох профилей

Таблица 3.1.1


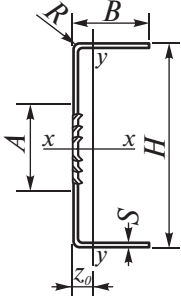

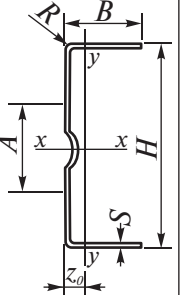
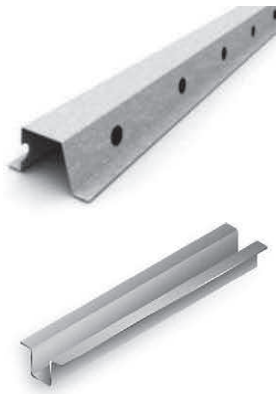
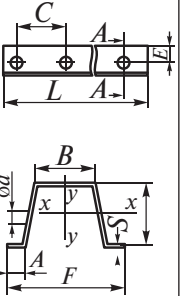

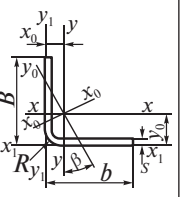
Поперечные сечения холодногнутых профилей.

№ п/п	Наименование	Общий вид	Сечение	Геометрические размеры, мм				Назначение
				<i>T</i>	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	
Профили швеллерного типа								
1.	Швеллер неравнополочный			0,8...2,0	100...400	40...60	-	Основные несущие конструкции, элементы крепления
2.	Швеллер с перфорацией неравнополочный (термопрофили направляющие)			0,8...2,0	125...300	-	-	Основные несущие конструкции наружных стен,
3.	Швеллер с перфорацией термопрофили направляющие сетчатые			1,5...2,0	100...250	-	-	Основные несущие конструкции наружных стен, и перекрытий
4.	С-образный профиль (профили стоечные)			0,8...2,0	150...400	40...60	15...30	Основные несущие конструкции наружных стен, элементы крепления

Поперечные сечения холодногнутой профилей.


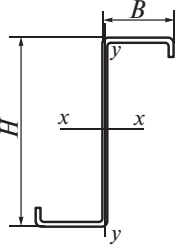

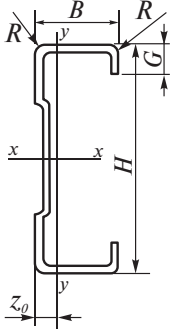
5.	С-образный профиль с перфорацией (профили стоечные равнополочные)			0,8...2,0	150...300	40...60	15...30	Основные несущие конструкции наружных стен и перекрытий
6.	С-образный профиль с перфорацией (термопрофили стоечные сетчатые)			1,5...2,0	150...250	40...60	15...30	Основные несущие конструкции наружных стен и перекрытий,
7.	С-образный профиль (профили стоечные равнополочные)			0,8...2,0	100...400	40...60	15...30	Основные несущие конструкции, элементы крепления
8.	С-образный профиль с перфорацией (профили стоечные разнополочные)			0,8...2,0	125...300	40...60	15...30	Основные несущие конструкции наружных стен и перекрытий,
9.	Швеллер профили стоечные (без отгибов)			0,8...2,0	100...400	40...60	-	Основные несущие конструкции, элементы крепления

Продолжение таблицы 3.1.1  
Поперечные сечения холодногнутох профилей.

10.	Термопрофили стоечные (без отгибов)			0,8...2,0	150...300	40...60	-	Основные несущие конструкции наружных стен и перекрытий
11.	термопрофили стоечные сеччатые (без отгибов)			1,5...2,0	150-250	40...60	-	Основные несущие конструкции наружных стен и перекрытий
Профили шляпного типа								
12.	шляпный профиль прогон			0,8	20...55			Для обрешётки кровли и стен, для решетки ферм
Профили уголкового типа								
13	уголок			1,2...2,0	20...300	20...300	-	Элементы креплений, решетки колонн и ферм



Поперечные сечения холодногнутого профилей.

Профили z-образного типа							
14	Z-образный профиль			0,8...2,0	100...400	40...60	15...30
Профили Σ-образного типа							
15	Σ-образные			0,8...2,0	100...400	40...60	15...30
Основные несущие конструкции стен и перекрытий							

Для ограждающих конструкций и настилов используются профили, представленные на рис. 3.1.3 [1].

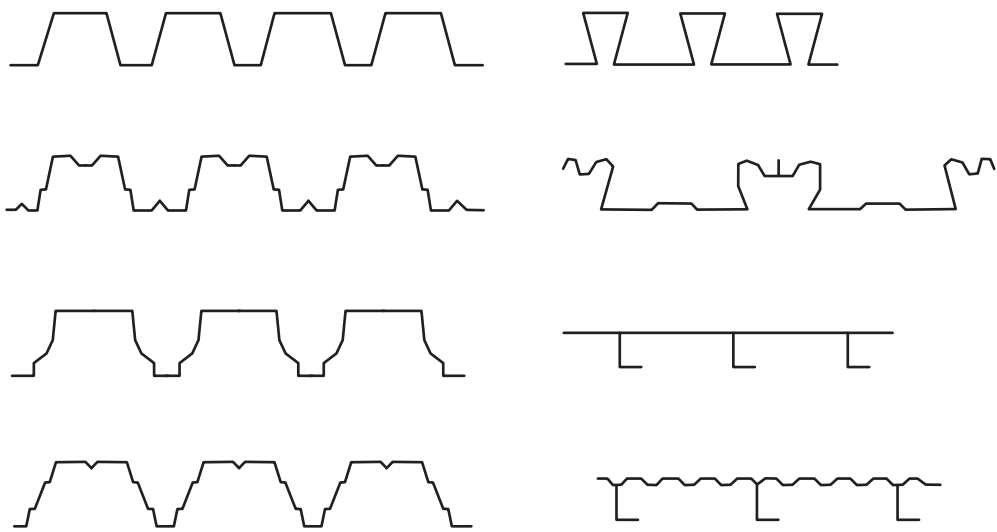


Рис. 3.1.3. Формы сечений профилированных листов и кассетных профилей

Профнастил подразделяют на три основные группы

- волнистые профнастилы;
- профнастилы с трапециевидными гофрами;
- кассетные профили.

Стальные профилированные настилы подразделяются по назначению:

- профили марки «С» - для стеновых ограждающих конструкций;
- профили марки «Н» - для настилов кровли;
- профили марки «НС» - для ограждений покрытий и стен.

При практическом применении допускается изменения назначения профлиста при проведении соответствующих расчетов.

Кассетные профили применяются в несущих конструкциях и могут совмещать в себе и ограждающие функции.

### **3.2. ОСОБЕННОСТИ ПРОИЗВОДСТВА ПРОФИЛЕЙ. НАЛИЧИЕ И КЛАССИФИКАЦИЯ НАЧАЛЬНЫХ НЕСОВЕРШЕНСТВ**

Совершенствование технологии производства для уменьшения потерь металла при изготовлении тонколистовых конструкций основано на практически полной безотходности процесса изготовления. Основой данной технологии является:

- использование тонкого рулонированного листового проката;
- применение специализированного оборудования, объединенного в поточные линии;
- большие объемы применения листового проката.

В настоящее время существует достаточно большой диапазон размеров листовой стали шириной от 700 до 3800 мм и длиной от 2000 до 12000 мм, рулонная сталь имеет ширину от 500 до 2200 мм. Путем увязки проектных решений со стандартными размерами листа потери при раскрое составляют не более 1%, причем, при достаточно больших объемах производства этот процент продолжает снижаться. Для обычных стальных конструкций отходы составляют в среднем 5 % массы конструкций.

Изготовление элементов ЛСТК возможно двумя способами:

- последовательный холодный гиб листа в продольном направлении по форме профиля (рис. 3.2.1 а).
- формообразование за счет прокатки оцинкованного листа через валки (рис. 3.2.1 б);

Технология изготовления путем последовательногогиба оцинкованного листа более универсальна, не требует предварительных настроек производственной линии и не зависит от формы валков (предназначенных для производства, как правило, одного типа конструкций), позволяет получать профили большей толщины, что позволяет расширить номенклатуру холодногнутых элементов



**Рис. 3.2.1.** Технологии изготовления тонкостенного профиля:  
а — гибка на стане; б — профилирование на механизированной линии.

Цех по изготовлению ЛСТК гибкой, как правило, включает в себя три структурных подразделения:

- заготовительный участок;
- участок покраски и сварки элементов из «черного» металла;
- участок сборки и отгрузки.

Для снижения затрат времени на транспортные операции все оборудование по переработке листового проката сосредоточено на заготовительном участке. Данный участок выполняет все операции по резке, правке, холодной формовке профилей. Рациональная типизация элементов конструкций и небольшое количество сборочных марок позволяют выделить потоки, специализированные на выпуске определенной детали или отправочной марки.

Заготовительный участок имеет в своем распоряжении оборудование для формовки профилей, резки металла и образования отверстий.

Оборудование для изготовления конструкций на основе тонколистового проката:

- агрегат роспуска (предназначен для резки рулонированного листового проката на штрипсы);
- профилегибочные станы для изготовления профилей;
- гильотинные ножницы;
- вертикально сверлильный станок или дыропробивной пресс.

В состав заготовительного участка входит так же склад деталей и заготовок, включающий в себя площадку для складирования листовой стали, и площадку для хранения разрезанных по размеру рулонов. Доставка рулонов производится автомобильным транспортом.

Данная технология имеет существенные недостатки по сравнению с профилированием — длина изготавливаемых элементов ограничена размерами станка для гибки, составляет в среднем 3 м и имеет значительную трудоемкость, в связи с чем получила ограниченное применение.

Одной из основных целей при разработке конструктивных решений ЛСТК является сокращение трудозатрат на изготовление за счет использования поточного производства, а также снижение капитальных затрат, благодаря использованию относительно дешевого оборудования. Данному требованию в наибольшей степени соответствует технология холодного профилирования. Благодаря снижению требуемой мощности общая масса оборудования существенно меньше, чем у аналогичных установок для производства гнутых профилей методомгиба.

Цех по изготовлению ЛСТК холодным профилированием, как правило, включает в себя четыре структурных подразделения:

- заготовительный участок;
- участок профилирования;
- участок сварки и покраски деталей из «черного» металла;
- участок сборки и отгрузки.



**Рис 3.2.2.** Общий вид цеха по производству ЛСТК

На заготовительном участке осуществляют резку рулонов на штрипс, изготовление заготовок для вспомогательных деталей из черного металла с образованием в них необходимых отверстий.

Перед подачей на участок профилирования стальной рулон нарезается на полосы заданной ширины (штрипсы). Эта операция выполняется при помощи стана для резки рулонного листового металла.

Стан для резки листового металла состоит из дисковых ножниц, разматывателя и наматывателя, устройства для правки листа, направляющих валков (рис. 3.2.3).



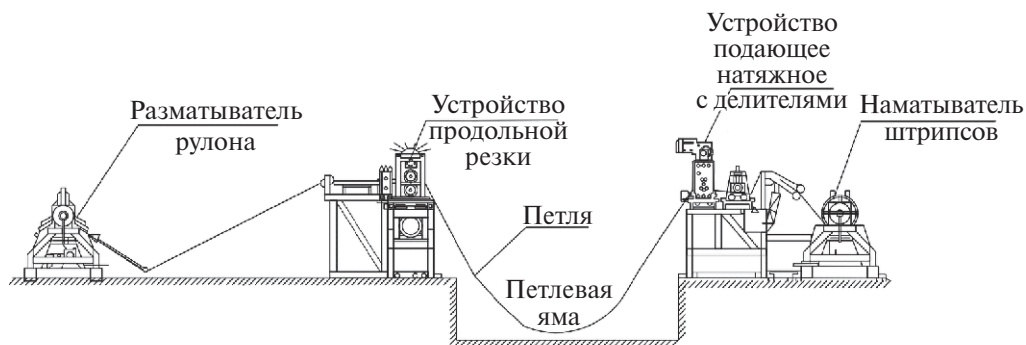


Рис. 3.2.3. Стан для резки листового металла на штрипсы

После поступления рулона со склада он закрепляется на оси разматывателя (консольного или балочного). Затем производится размотка рулона и закрепление его концов технологическими полосами к оси наматывателя, разделенного по ширине листами. Расстояние между листами соответствует размерам штрипса.

После резки листовые заготовки поступают в промежуточный накопитель или непосредственно на операцию холодного профилирования.

Стан для холодного профилирования состоит из разматывателя, профилирующего агрегата (15...18 клетей), пресс-ножниц, приемного устройства (рис. 3.2.4). Необходимо отметить, что переналадка стана на производство различных видов профилей не приводит к полной замене линии (меняются только формовочные элементы). Такая специализация приводит к эффективному использованию гибких поточных линий.

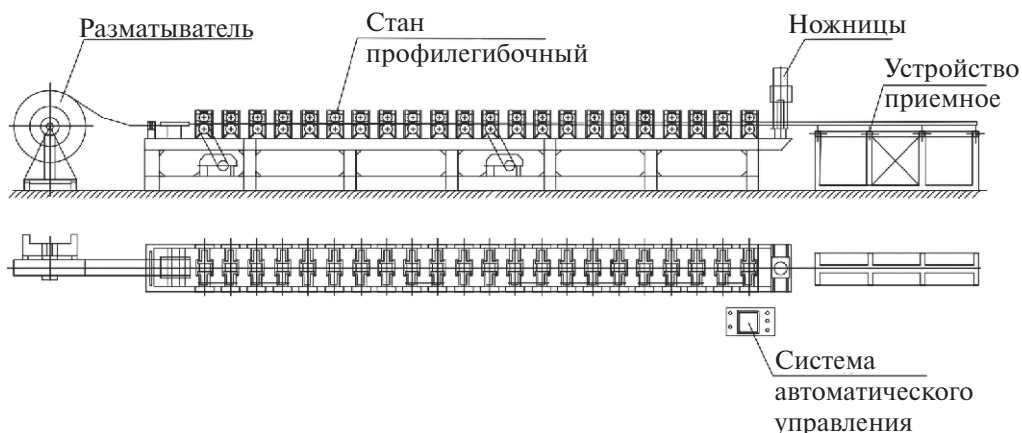


Рис. 3.2.4. Схема стана для холодного профилирования

В зависимости от фирм производителей исходный элемент также может выпускаться полной готовности с выполненными отверстиями, скосами и т.п

На рисунке 3.2.5 представлена фотография поточной линии по производству ЛСТК. Она включает в себя следующие основные модули:

- разматывающее устройство;
- стан для пробивки отверстий и вырезов на плоской стальной полосе (штрипсе);
- гильотинное устройство для поперечной резки штрипса на заготовки заданной длины;
- профилегибочный стан;
- устройство для маркировки готовых деталей (струйный принтер);
- промежуточные и приёмный рольганги.



**Рис. 3.2.5.** Общий вид поточной линии для изготовления профилей

Просечка в стенке профиля может выполняться при любом способе изготовления (рис. 3.2.6).



**Рис. 3.2.6.** Изготовление просечного термопрофиля

Анализ производства легких конструкций показывает существенное увеличение, начиная с 1981 года, массы листового проката за счет фасонного. Поскольку коэффициент использования холоднокатаной стали при холодном профилировании листа составляет 99,5...99,8%, значительно, по сравнению с горячей прокаткой, уменьшается брак, а также снижаются потери на механическую обработку. При изготовлении конструкций применяют холодногнутые профили замкнутого и открытого типа.

Использование гнутозамкнутых профилей позволяет экономить до 15% стали (коэффициент экономии  $K = 0,17$ ). Применение открытых профилей приводит к снижению материалоемкости на 10...12% ( $K = 0,14$ ). В результате холодной формовки в заготовке происходит наклеп, что приводит к увеличению предела текучести стали до 10...15 %. Поскольку холодногнутые профили ЛСТК имеют тонкостенные сечения (толщиной до 4 мм), то наиболее рациональной областью их применения являются легкие конструкции зданий.

Технологию изготовления конструкций разрабатывают с учетом класса точности конструкций по изготовлению, определяемой при разработке проектной документации.

В зависимости от класса точности и номинального размера длины конструкции по таблице Б.1, приложения Б (ГОСТ 23118-2019) принимают максимальные значения допусков. Местные изгибные отклонения элементов учтены в формулах СП 260.1325800.2016 при определении несущей способности элементов по устойчивости. Относительные начальные местные изгибные несовершенства элементов при плоской форме потери устойчивости  $e_0/L$ , приведены в таблице 3.2.1

*Таблица 3.2.1*

**Расчетные относительные значения начального  
местного изгибного несовершенства**

Соотношение при упругом расчете	Принятые предельные значения местных изгибов для различных типов поперечного сечения		
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>
$e_0/L$	1 / 300	1 / 250	1 / 200

Расчет точности геометрических параметров зданий, сооружений и их элементов выполняют по ГОСТ 21780 при разработке рабочей документации и правил производства строительно-монтажных работ.

Проектные решения по обеспечению собираемости конструкций должны опираться на данные расчета точности геометрических параметров. Допуски на точность технологических процессов приведены в ГОСТ 21779 и выбираются при проектировании на основании расчета точности.

Предельные отклонения геометрических параметров конструкций (элементов конструкций, изделий, сборочных единиц) должны быть указаны в рабочей документации, в стандартах или технических условиях на конструкции конкретного вида в соответствии с требуемыми эксплуатационными свойствами в реальных технологических условиях при наименьших затратах.

**Список источников, использованных в главе 3:**

1. СП 260.1325800.2016. Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов. Правила проектирования (с изменением № 2) / Минстрой России. - 2016. - 124 с.

2. ГОСТ 23118-2012. Конструкции стальные строительные. Общие технические условия.-М.: Стандартиформ, 2019 - 36 с.
3. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\*/Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации. - 2017.- 145 с.
4. ГОСТ 21779-82. Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Технологические допуски. - М.: Издательство стандартов, 1993. -22 с.



# 4.

## ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ПРЕДПОСЫЛКИ РАСЧЕТА

Тонкостенными принято считать такие стержни, у которых геометрические параметры — длина, размер поперечного сечения и толщина являются величинами разных порядков. Большинство стержневых элементов стальных конструкций из прокатных и составных (сварных) профилей удовлетворяют этим условиям. Элементы из ЛСТК являются еще более тонкостенными, поэтому их расчет также нужно вести, опираясь на теорию расчета тонкостенных стержней открытого профиля.

Для элементов малых толщин (менее 4 мм) при расчёте необходимо учитывать следующие особенности ЛСТК:

- местную форму потерю устойчивости элемента сечения (local buckling);
- потерю устойчивости формы сечения (distortional buckling).

Более подробно данные формы потери устойчивости, а также вопросы их учёта при расчётах ЛСТК рассмотрены в главе 5. В данной главе кратко изложены гипотезы и допущения, используемые в расчетах тонкостенных стержней открытого профиля при свободном и стесненном кручении, приведены основные формулы и примеры.

Теория расчета тонкостенных стержней открытого профиля построена на двух гипотезах, сформулированных В.З. Власовым [4]:

- 1) поперечное сечение тонкостенного стержня открытого профиля обладает жестким (недеформируемым) контуром;
- 2) деформация сдвига срединной поверхности принимается равной нулю.

Первая гипотеза заключается в том, что после деформации стержень может получить угловые и линейные перемещения, но не изменит своей формы. При расчёте элементов из горячекатаных профилей выполнение этой гипотезы обеспечивается достаточной толщиной элемента и (или) конструктивными мероприятиями (ребра, диафрагмы жёсткости и пр.). При расчёте элементов из ЛСТК необходимо следить за выполнением этой гипотезы, т.к. в противном случае, поведение стержня будет отличаться от расчёта по данной теории.

Согласно второй гипотезе, проекция расстояния между любыми двумя точками поперечного сечения на плоскость поперечного сечения после деформации не изменится и будет тождественна проекции до деформации.

Напряженно-деформированное состояние стержней открытого профиля при свободном и стесненном кручении различно. Отличие состоит в том, что при стесненном кручении в сечении возникают секториальные нормальные напряжения, направленные вдоль волокон стержня, а касательные напряжения представляют собой сумму касательных напряжений при свободном кручении и дополнительных секториальных. Секториальные напряжения являются следствием стеснения деформации (искривления) сечения при кручении стержня.

Помимо основных гипотез при выводе формул для расчета тонкостенных стержней при стесненном кручении были приняты некоторые допущения.

Первое допущение состоит в том, что при расчете тонкостенных стержней нормальные напряжения принимают равномерно распределенными по толщине стенок профиля, а касательные — по линейному закону, причем касательные напряжения параллельны касательной к срединной линии сечения. Согласно второму допущению волокна в поперечных направлениях не давят друг на друга.

#### 4.1. СВОБОДНОЕ И СТЕСНЕННОЕ КРУЧЕНИЕ. ДЕПЛАНАЦИЯ

Рассмотрим стальной стержень двутаврового сечения, к которому на концах приложены одинаковые по величине и противоположные по направлению крутящие моменты. В результате действия этой нагрузки стержень скручивается (рис. 4.1.1) и первоначально плоские сечения искривляются, точки в плоскости сечений испытывают неодинаковые перемещения вдоль образующей стержня. Это искажение плоскости поперечного сечения стержня после деформации называется деформацией сечения. Отметим, что на рисунке 4.1.1 изображен стержень, испытывающий свободное кручение, т.е. все сечения искривляются одинаково и их деформации ничем не препятствуют. При этом в поперечных сечениях не возникают нормальные напряжения, а касательные напряжения распределяются по всем сечениям одинаково.

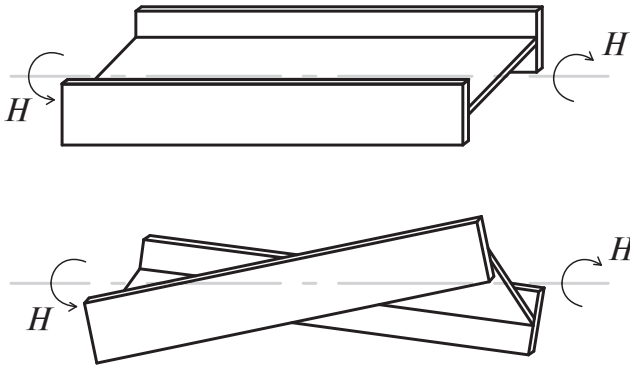
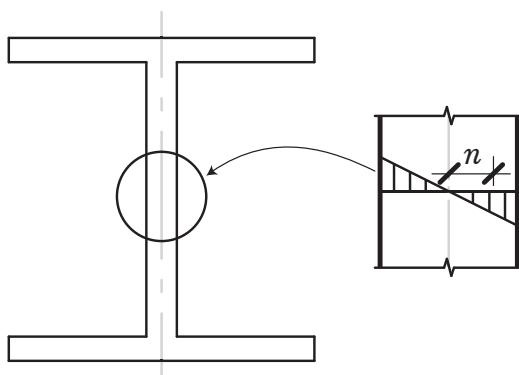


Рис. 4.1.1. Пример свободного кручения стержня

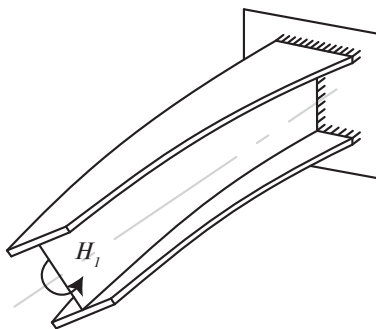
При расчете тонкостенного стержня открытого профиля, состоящего из нескольких прямоугольных полос, при свободном кручении используют следующие формулы для определения:

- крутящего момента  $H_t = GI_t\theta'$ ;
- момента инерции при чистом кручении  $I_t = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^m h_i t_i^3$ , где  $m$  – количество прямоугольных элементов, составляющих профиль;
- касательного напряжения  $\tau_{t,r} = \frac{2H_t n}{I_t}$ , где  $n$  – координата, отсчитываемая по нормали к срединной линии каждой плоскости (рис. 4.1.2).



**Рис. 4.1.2.** Координата  $n$ , отсчитываемая по нормали к срединной линии стенки двутавра,  $\omega(s) = \omega$  – секториальная координата, определяющая положение точки срединной линии сечения.

Случай закручивания стержня, который сопровождается изгибом отдельных элементов стержня (например, полок двутавра) и появлением нормальных напряжений в сечениях, называется стесненным кручением. Эффект появления нормальных напряжений при кручении связан со стеснением деформации поперечных сечений. Это стеснение может вызываться переменностью поперечного сечения по длине стержня, наличием связей и др. На рисунке 4.1.3 представлен пример стесненного кручения стержня, в котором деформации сечений препятствует заделка.



**Рис. 4.1.3.** Пример стесненного кручения стержня

Согласно принятому допущению о ненадавливании волокон и обобщенному закону Гука секториальные нормальные напряжения равны:

$$\sigma_{\omega,r} = E\varepsilon_x,$$

Относительная деформация  $\varepsilon_x$  есть частная производная от перемещений  $du/dx$ , вызванных деформацией сечений стержня. Величина этих перемещений определяется из закона о деформационных перемещениях в стержнях открытого профиля при стесненном кручении:

$$u(x,s) = -\theta'(x)\omega(s) + u_0,$$

где  $u_0$  – продольное перемещение, одинаковое для всех точек срединной линии.

Величина постоянных перемещений  $u_0$  принимается равной нулю, т.к. они могут быть вызваны только действием продольной силы. При кручении продольная сила не возникает. Следовательно, формула для определения нормальных напряжений при стесненном кручении стержней открытого профиля имеет вид:

$$\sigma_{\omega,r} = -E\theta''(x)\omega.$$

Данное выражение можно переписать в следующем виде (см. п. 4.4):

$$\sigma_{\omega,r} = \frac{B\omega}{I_\omega},$$

где  $B$  – изгибно-крутящий бимомент (бимомент):

$$B = -EI_\omega\theta'',$$

$I_\omega$  – секториальный момент инерции сечения стержня (см. п. 4.2).

При стесненном кручении стержня полные касательные напряжения представляют собой сумму касательных напряжений при свободном кручении  $\tau_{t,r}$  и дополнительных напряжений  $\tau_{\omega,r}$ , связанных со стеснением деформации.

Формула для определения касательных напряжений  $\tau_{\omega,r}$  представляет собой:

$$\tau_{\omega,r} = -\frac{H_\omega S_\omega^{\text{отс}}}{I_\omega t},$$

где  $H_\omega$  – изгибно-крутящий момент:

$$H_\omega = B' = -EI_\omega\theta''',$$

$S_\omega^{\text{отс}}$  – секториальный статический момент отсеченной части поперечного сечения стержня.

Систему уравнений для определения напряжений в сечениях тонкостенного стержня можно записать и через обобщенные силы для поперечного сечения в целом [2]:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{tot,r} = \sigma_{N,r} + \sigma_{My,r} + \sigma_{Mx,r} + \sigma_{\omega,r} = \frac{N}{A_g} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{B}{I} \omega, \\ \tau_{tot,r} = \tau_{Qy,r} + \tau_{Qx,r} + \tau_{t,r} + \tau_{\omega,r} = \\ = -\frac{1}{t} \frac{Q_y}{I_{g,x}} S_x(s) - \frac{1}{t} \frac{Q_x}{I_{g,y}} S_y(s) + \frac{2H_t n}{I_t} - \frac{1}{t} \frac{H}{I} S(s), \end{array} \right.$$



Приведенные напряжения по четвертой теории прочности:

$$\sqrt{\sigma_{t,r}^2 + 3\tau_{t,r}^2}$$

Расчет стальных тонкостенных стержней по прочности на кручение при действии в сечении элемента крутящего момента или изгибно-крутящего бимомента и отсутствии надежного его раскрепления от кручения выполняется согласно разделу 7.7.7 СП 260.1325800 [2].

## 4.2. СЕКТОРИАЛЬНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ СЕЧЕНИЙ

Для того, чтобы выполнить проверку прочности и устойчивости изгибаемых и сжато-изгибаемых элементов необходимо знать не только положение центра тяжести (начало координат главных центральных осей) поперечного сечения, но и положение центра изгиба (кручения), являющегося полюсом отсчета секториальных координат  $\omega$ .

Центром изгиба (или кручения) называется точка (точка  $A$  на рис. 4.2.1), через которую проходит ось закручивания стержней. Если линия действия поперечной нагрузки, лежащей в плоскости сечения, проходит через центр изгиба, то стержень будет испытывать только изгиб (без кручения).

Секториальная координата  $\omega$  представляет собой удвоенную площадь сектора, образованного двумя радиусами-векторами, проведенными из центра изгиба до двух точек  $B_0$  и  $B$ , расположенных на срединной линии сечения. Точка  $B_0$  — главная секториальная точка сечения или точка отсчета секториальных площадей, точка  $B$  — произвольная точка на срединной линии сечения (см. рис. 4.2.1).

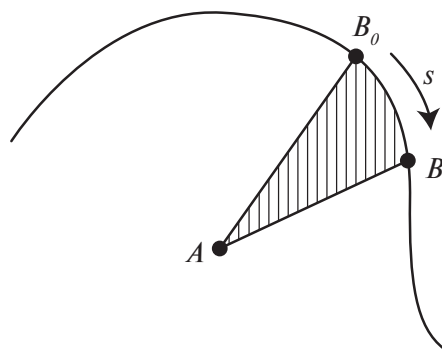
Положение центра изгиба и главной секториальной точки определяются параметрами  $\alpha_x$  и  $\alpha_y$ , которые равны расстояниям, отсчитываемым вдоль главных центральных осей от точки  $B$  до точки  $A$  (рис. 4.2.2). Пусть истинный (главный) полюс расположен в точке  $A$ , а произвольный полюс, положение которого известно, расположен в точке  $B$ . Из условия равенства нулю секториальных моментов инерции получим:

$$x_0 = \frac{1}{I_{g,x}} \int y \omega_b dA_g, \quad y_0 = -\frac{1}{I_{g,y}} \int x \omega_b dA_g,$$

где  $x_0$  — координата главного полюса  $A$  по оси  $y$ ;

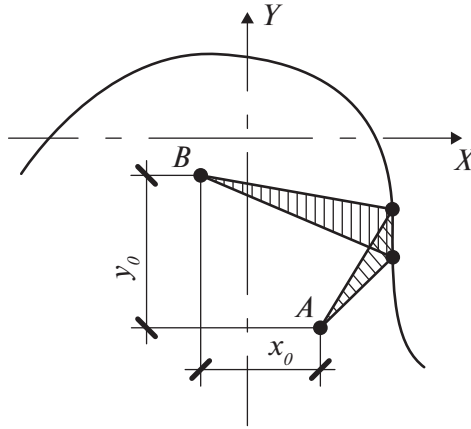
$y_0$  — координата главного полюса  $A$  по оси  $z$ ;

$\omega_b$  — секториальная координата точек срединной линии, соответствующая произвольному полюсу  $B$ ;



**Рис. 4.2.1.** Сектор, образованный двумя радиусами-векторами, проведенными из центра изгиба до срединной линии

$x, y$  — координаты точек срединной линии в системе главных центральных осей;  
 $I_{g,x}, I_{g,y}$  — моменты инерции относительно главных центральных координат;  
 $A_g$  — площадь поперечного сечения.



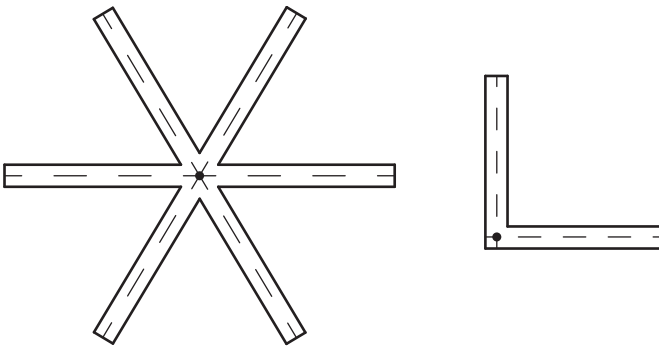
**Рис. 4.2.2.** Расстояния между главным (полюс  $A$ ) и произвольным (полюс  $B$ ) полюсами, отсчитываемые вдоль главных центральных осей

Из условия равенства нулю секториального статического момента координата главной секториальной точки  $\omega_0$  равна:

$$\omega_0 = -\frac{1}{A_g} \int \omega_b dA_g,$$

Условию равенства нулю секториального статического момента могут удовлетворять несколько точек срединной линии сечения. Поэтому главной секториальной точкой принято считать точку, расположенную на кратчайшем расстоянии от центра изгиба.

В моносимметричных сечениях центр изгиба лежит на оси симметрии, а главная секториальная точка расположена на пересечении этой оси и срединной линии. В случаях, когда поперечное сечение стержня имеет две оси симметрии, центр изгиба лежит на пересечении этих осей и совпадает с центром тяжести. Этим свойством также обладают профили с точечной симметрией, например, зетовый профиль, хотя у них нет осей симметрии. В уголкового, тавровых, крестовых и др. видах сечения центр изгиба расположен в точке пересечения всех срединных линий (рис. 4.2.3).



**Рис. 4.2.3.** Пример сечений, центр изгиба которых расположен в точке пересечения всех срединных линий

В уголкового, тавровых, крестовых и др. видах сечения центр изгиба расположен в точке пересечения всех срединных линий (рис. 4.2.3).

Для расчета тонкостенных стержней помимо секториального статического момента необходимо определить такие геометрические характеристики, как секториальный момент инерции:

$$I_{\omega} = \int \omega^2 dA_g,$$

и секториальный момент сопротивления:

$$W_{\omega} = \frac{I_{\omega}}{\omega}.$$

Рассмотрим пример вычисления секториальных характеристик в стержнях С-образного профиля высотой 80 мм и толщиной стенок 4 мм, взятого по ГОСТ 8282 (рис. 4.2.4). Исходные данные для определения секториальных характеристик рассматриваемого профиля представлены в таблице 4.2.1.

Таблица 4.2.1  
Геометрические характеристики С-образного сечения согласно ГОСТ 8282

Высота профиля <i>h</i> , мм	Ширина профиля <i>b</i> , мм	Ши- рина полки <i>a</i> , мм	Толщи- на профи- ля <i>t</i> , мм	Момент инерции относительно главной централь- ной оси <i>X</i> , см <sup>4</sup>	Момент инерции относительно главной централь- ной оси <i>Y</i> , см <sup>4</sup>	<i>z</i> <sub>0</sub> , см
80	50	24,0	4,0	73,05	27,72	2,13

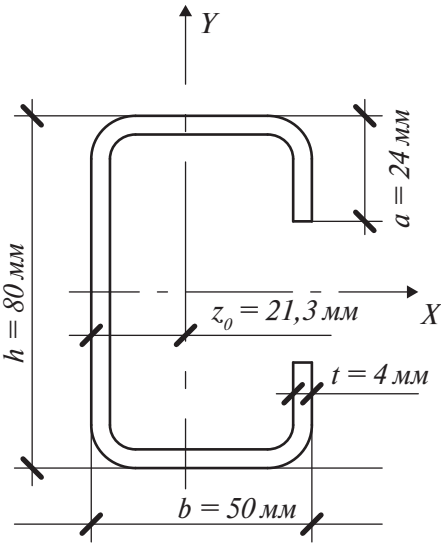


Рис. 4.2.4. С-образный профиль согласно ГОСТ 8282

Определим расстояния между главным секториальным полюсом *A* и произвольным полюсом *B* (рис. 4.2.7), расположенным на пересечении оси *x-x* и срединной линии вертикальной стенки сечения. Секториальные координаты точек срединной линии вертикальной стенки сечения относительно точки *B* равны нулю. В том числе и в точке *C*, расположенной в месте перегиба срединной линии сечения.





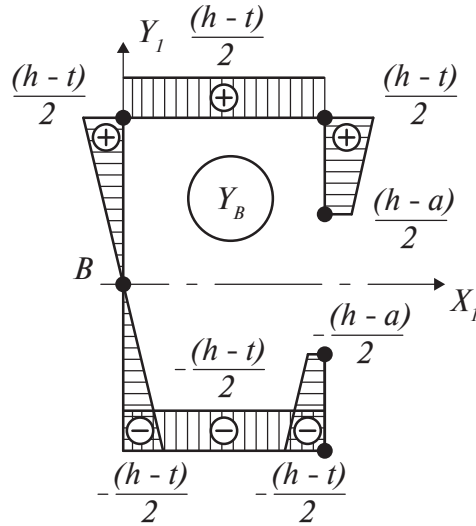


Рис. 4.2.6. Эпюра координат точек срединной линии относительно оси x-x

Вычислим интегралы методами перемножения эпюр (метод Симпсона и Мора, правило Верещагина):

$$y_0 = 0;$$

$$x_0 = \frac{t}{I_{g,x}} \left[ \frac{1}{2} \omega_b^D \cdot (b-t) \cdot y^D + \frac{1}{2} (-\omega_b^D) \cdot (b-t) \cdot (-y^D) + \right.$$

$$+ \frac{a-t}{6} \left( \omega_b^D \cdot y^D + 4 \cdot \frac{\omega_b^D + \omega_b^E}{2} \cdot \frac{y^D + y^E}{2} + \omega_b^E \cdot y^E \right) +$$

$$\frac{a-t}{6} \left( (-\omega_b^D) \cdot (-y^D) + 4 \cdot \frac{(-\omega_b^D) + (-\omega_b^E)}{2} \cdot \frac{(-y^D) + (-y^E)}{2} + \right.$$

$$\left. \left. + (-\omega_b^E) \cdot (-y^E) \right) \right] = -34,449 \text{ мм};$$

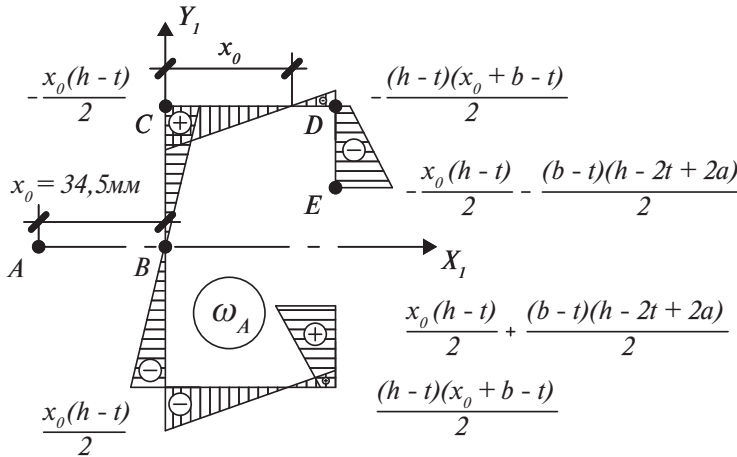
$$\text{где } \omega_b^D = \frac{(b-t)(h-t)}{2}; \omega_b^E = \frac{(b-t)(h-2t+2a)}{2}; y^D = -\frac{h-t}{2}; y^E = -\frac{h-a}{2}.$$

Построим эпюру секториальных координат относительно центра изгиба (полюса A) (см. рис. 4.2.7). В этом случае секториальная координата точки C относительно центра изгиба A будет равна удвоенной площади треугольника  $\Delta ABC$ :

$$\omega_a^C = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{h-t}{2} \right) \cdot (-x_0) = -\frac{x_0(h-t)}{2}.$$

Секториальная координата точки D будет равна разности площадей треугольников  $\Delta ABC$  и  $\Delta BCD$ :

$$\omega_a^D = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{h-t}{2} \right) \cdot (-x_0) - 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{h-t}{2} \right) (b-t) = -\frac{(h-t)(x_0 + b-t)}{2}.$$



**Рис. 4.2.7.** Эпюра секториальных координат относительно центра изгиба (полюса  $A$ )

Секториальная координата точки  $E$  будет равна разности площадей треугольника  $\triangle ABC$  и площади трапеции, образованной треугольниками  $\triangle BCD$  и  $\triangle BDE$ :

$$\begin{aligned}
 \omega_a^E &= 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{h-t}{2} \right) \cdot (-x_0) - \\
 &- 2 \cdot \left[ \frac{1}{2} \left( \frac{h-t}{2} \right) (b-t) + \left( \frac{1}{2} \left( \frac{h-t}{2} \right) (b-t) - \frac{1}{2} \left( \frac{h}{2} - a \right) (b-t) \right) \right] = \\
 &= -\frac{x_0(h-t)}{2} - \frac{(b-t)(h+2a-2t)}{2}.
 \end{aligned}$$

Если толщина сечения постоянна на всех его участках, то выражение для определения секториального статического момента можно представить в следующем виде:

$$S_w = \int \omega_a dA_g = t \int \omega_a dS,$$

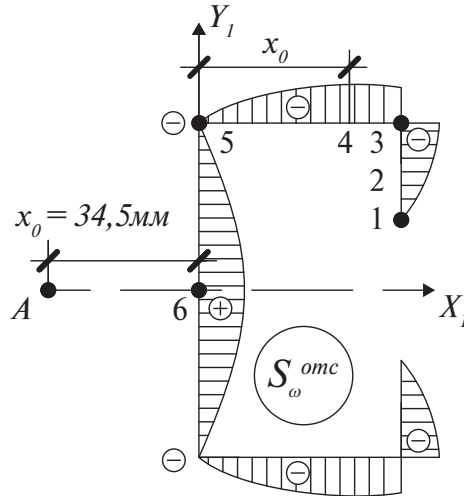
где  $dS$  — бесконечно малый участок длины срединной линии сечения.

Таким образом, интеграл секториального статического момента отсеченной части сечения можно вычислить как произведение толщины профиля и площади отсеченной эпюры секториальных координат относительно центра изгиба (полюса  $A$ ).

Таким образом, секториальный статический момент отсеченной части сечения в характерных точках 1-6 равен (рис. 4.2.8):

$$\begin{aligned}
 (S_w^{\text{отс}})_1 &= 0; (S_w^{\text{отс}})_2 = \frac{\frac{\omega_a^E + \omega_a^D}{2} + \omega_a^E \cdot \left( a - \frac{t}{2} \right)}{2} \cdot t = -5,271 \text{ см}^4; \\
 (S_w^{\text{отс}})_3 &= \frac{\omega_a^E + \omega_a^D}{2} \cdot \left( a - \frac{t}{2} \right) \cdot t = -8,316 \text{ см}^4; \\
 (S_w^{\text{отс}})_4 &= \frac{\omega_a^E + \omega_a^D}{2} \cdot \left( a - \frac{t}{2} \right) \cdot t + \frac{1}{2} \cdot \omega_a^D \cdot (b-t-(-x_0)) \cdot t = -9,33 \text{ см}^4;
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (S_{\omega}^{\text{отс}})_5 &= \frac{\omega_a^E + \omega_a^D}{2} \cdot \left(a - \frac{t}{2}\right) \cdot t + \frac{1}{2} \cdot (\omega_a^D + \omega_a^C) \cdot (b - t) \cdot t = -0,311 \text{ см}^4; \\ (S_{\omega}^{\text{отс}})_6 &= \frac{\omega_a^E + \omega_a^D}{2} \cdot \left(a - \frac{t}{2}\right) \cdot t + \\ &+ \frac{1}{2} \cdot (\omega_a^D + \omega_a^C) \cdot (b - t) \cdot t + \frac{1}{2} \cdot \omega_a^C \cdot \left(\frac{h - t}{2}\right) \cdot t = 9,638 \text{ см}^4. \end{aligned}$$



**Рис. 4.2.8.** Эпюра секториального статического момента отсеченной части сечения

Эпюра секториального статического момента отсеченной части сечения симметрична относительно оси симметрии  $x$ - $x$ . Поэтому достаточным будет определить секториальный статический момент только в точках 1 – 6.

Так как толщина профиля на всех его участках постоянна, то интеграл секториального момента инерции можно представить в виде:

$$I_{\omega} = \int \omega_a^2 dA_g = t \int \omega_a^2 dS.$$

Следовательно, секториальный момент инерции равен квадрату площади эпюры секториальных координат относительно центра изгиба, умноженному на толщину профиля:

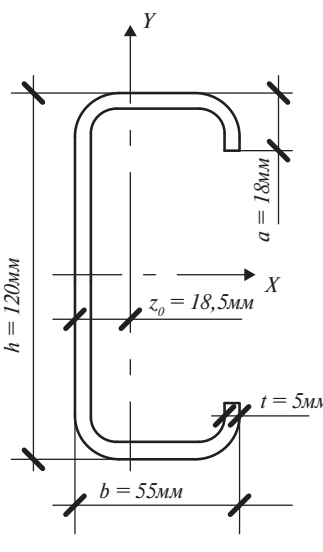
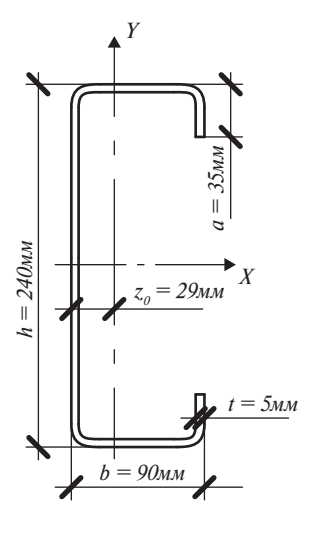
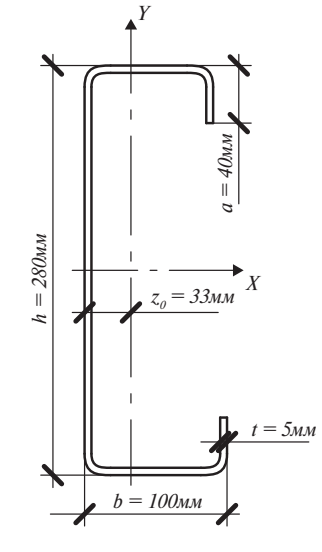
$$\begin{aligned} I_{\omega} &= t \cdot \left[ 2 \cdot \frac{1}{2} \frac{h}{2} \omega_a^C \cdot \frac{2}{3} \omega_a^C + 2 \frac{b-t}{6} \left( 2 \cdot (\omega_a^C)^2 + 2 \cdot (\omega_a^D)^2 + 2 \cdot \omega_a^C \cdot \omega_a^D \right) + \right. \\ &\quad \left. + 2 \frac{a-t/2}{6} \left( 2 \cdot (\omega_a^D)^2 + 2 \cdot (\omega_a^E)^2 + 2 \cdot \omega_a^D \cdot \omega_a^E \right) \right] = 382,46 \text{ см}^6. \end{aligned}$$

**Ответ:**  $x_0 = -34,449 \text{ мм}; y_0 = 0; (S_{\omega}^{\text{отс}})_1 = 0; (S_{\omega}^{\text{отс}})_2 = -5,271 \text{ см}^4;$   
 $(S_{\omega}^{\text{отс}})_3 = -8,316 \text{ см}^4; (S_{\omega}^{\text{отс}})_4 = -9,33 \text{ см}^4; (S_{\omega}^{\text{отс}})_5 = -0,311 \text{ см}^4;$   
 $(S_{\omega}^{\text{отс}})_6 = 9,638 \text{ см}^4; I_{\omega} = 382,46 \text{ см}^6.$

В таблице 4.2.2 приведены результаты расчета секториальных характеристик других профилей [1].

Таблица 4.2.2

## Секториальные характеристики профилей, взятых из ГОСТ 8282

		
<p>Положение центра изгиба <math>x_0 = -27,955 \text{ мм}, y_0 = 0</math>.</p> <p>Секториальный статический момент в характерных точках сечения:</p> $(S_{\omega}^{\text{отс}})_1 = 0;$ $(S_{\omega}^{\text{отс}})_2 = -7,146 \text{ см}^4;$ $(S_{\omega}^{\text{отс}})_3 = -12,827 \text{ см}^4;$ $(S_{\omega}^{\text{отс}})_4 = -19,813 \text{ см}^4;$ $(S_{\omega}^{\text{отс}})_5 = -8,579 \text{ см}^4;$ $(S_{\omega}^{\text{отс}})_6 = 14,527 \text{ см}^4.$ <p>Секторальный момент инерции:</p> $I_{\omega} = 1034,874 \text{ см}^6.$	<p>Положение центра изгиба <math>x_0 = -47,331 \text{ мм}, y_0 = 0</math>.</p> <p>Секториальный статический момент в характерных точках сечения:</p> $(S_{\omega}^{\text{отс}})_1 = 0;$ $(S_{\omega}^{\text{отс}})_2 = -52,797 \text{ см}^4;$ $(S_{\omega}^{\text{отс}})_3 = -94,37 \text{ см}^4;$ $(S_{\omega}^{\text{отс}})_4 = -136,053 \text{ см}^4;$ $(S_{\omega}^{\text{отс}})_5 = -70,248 \text{ см}^4;$ $(S_{\omega}^{\text{отс}})_6 = 93,117 \text{ см}^4.$ <p>Секторальный момент инерции:</p> $I_{\omega} = 23558,064 \text{ см}^6.$	<p>Положение центра изгиба <math>x_0 = -52,182 \text{ мм}, \alpha_y = 0</math>.</p> <p>Секториальный статический момент в характерных точках сечения:</p> $(S_{\omega}^{\text{отс}})_1 = 0;$ $(S_{\omega}^{\text{отс}})_2 = -80,243 \text{ см}^4;$ $(S_{\omega}^{\text{отс}})_3 = -143,788 \text{ см}^4;$ $(S_{\omega}^{\text{отс}})_4 = -206,809 \text{ см}^4;$ $(S_{\omega}^{\text{отс}})_5 = -113,206 \text{ см}^4;$ $(S_{\omega}^{\text{отс}})_6 = 133,437 \text{ см}^4.$ <p>Секторальный момент инерции:</p> $I_{\omega} = 45758,667 \text{ см}^6.$

### 4.3. ВОПРОСЫ УСТОЙЧИВОСТИ СТАЛЬНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Ранее уже отмечалось, что на напряженно-деформированное состояние тонкостенных стержней существенное влияние оказывает явление деформации.



При стесненной деформации в поперечных сечениях тонкостенных стержней могут возникать дополнительные секториальные напряжения, которые снижают устойчивость тонкостенных стержней.

Вопрос устойчивости тонкостенных стержней подробно рассмотрен в разделах 5.2.1 – 5.2.2 настоящего пособия.

#### 4.4. БИМОМЕНТ. ФИЗИЧЕСКАЯ СУЩНОСТЬ ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ТОНКОСТЕННЫХ СТЕРЖНЕЙ. КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ УЧЕТА БИМОМЕНТА В РАСЧЕТАХ КОНСТРУКЦИЙ

Согласно формуле в разделе 4.1. нормальные секториальные напряжения  $\sigma_{\omega,r}$ , возникающие вследствие стесненного кручения стержня, зависят от некоторой величины называемой изгибно-крутящим бимоментом (далее бимомент) и определяемой по формуле:

$$B = \int \omega \sigma_{\omega,r} dA_g.$$

То есть бимомент – это работа внешних продольных усилий при стесненном кручении стержня на единичных перемещениях, распределенных по сечению согласно секториальному закону.

Подставив в интеграл бимомента выражение для определения нормальных напряжений при стесненном кручении  $\sigma_{\omega,r} = -E\theta''(x)\omega$ , получим:

$$B = -E\theta'' \int \omega^2 dA_g = -E\theta'' I_{\omega},$$

$$\theta'' = \frac{B}{EI_{\omega}}$$

Выполним обратную подстановку  $\theta''$  в формулу напряжений при стесненном кручении, тогда выражение для определения секториальных нормальных напряжений:

$$\sigma_{\omega,r} = \frac{B\omega}{I_{\omega}}$$

Физическую сущность понятия бимомент можно отразить на примере консольной балки двутаврового сечения, на свободном конце которого приложен крутящий момент (рис. 4.4.1).

Двутавровое сечение имеет две оси симметрии, следовательно центр изгиба в нем совпадает с центром тяжести, а эпюра нормальных напряжений имеет вид, изображенный на рис. 4.4.2. Эпюра нормальных напряжений может быть приведена к равным по величине и противоположным по направлению парам сил, лежащим в плоскостях полок двутавра (рис. 4.4.2). Их воздействие вызывает изгиб полок стержня в противоположные стороны и, как следствие, кручение всего стержня.

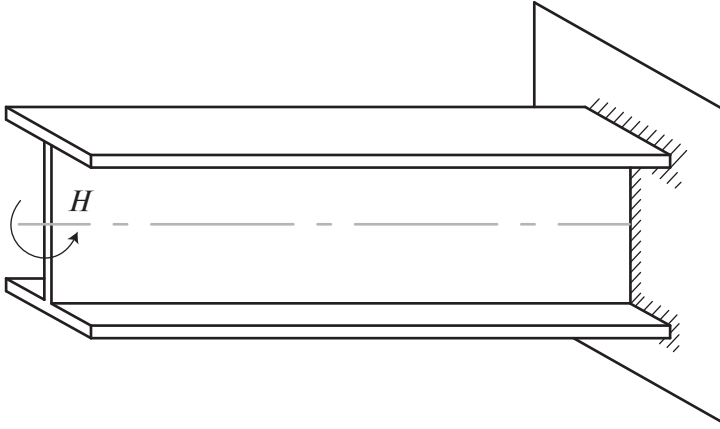


Рис. 4.4.1. Консольная балка, нагруженная крутящим моментом на свободном конце

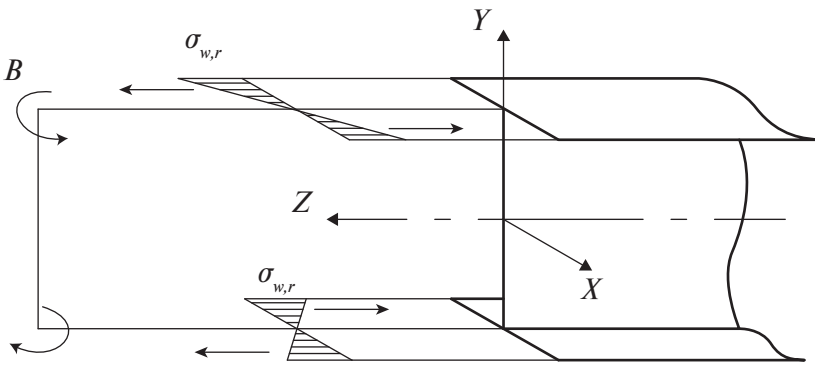


Рис. 4.4.2. Эпюра секториальных нормальных напряжений  $\sigma_{w,r}$  в двутавровом сечении, приведенная к паре изгибающих моментов (бимоменту  $B$ )

Таким образом, бимомент  $B$  зависит от функции угла закручивания  $\theta$  и его производных и может быть определен из решения дифференциального уравнения углов закручивания:

$$\theta^{IV} - k^2 \theta'' = \frac{m(z)}{EI_\omega},$$

где  $k^2$  – изгибно-крутильная характеристика сечения:

$$k^2 = \frac{GI_t}{EI_\omega}$$

Процесс отыскания решений дифференциального уравнения является трудоемким процессом. Поэтому в расчетах тонкостенных стержней можно воспользоваться готовыми решениями представленными в [7]. Вид уравнения бимомента будет зависеть от граничных условий и характера нагружения стержня.

Приведем пример построения эпюры бимоментов в однопролетной шарнирно опертой балке длиной  $l = 1$  м. Пусть на балку действует равномерно распределенная нагрузка  $q = 200$  кг/м. Сечение примем С-образное из

примера в разделе 4.2. Секториальные характеристики сечения из раздела 4.2 равны  $x_0 = -34,449 \text{ мм}$ ;  $y_0 = 0$ ;  $I_{\text{ш}} = 382,46 \text{ см}^6$ . Момент инерции при свободном кручении (см. раздел 4.1.) равен:

$$I_t = \frac{1}{3} \cdot (h - 2t) \cdot t^3 + 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot b \cdot t^3 + 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot (a - t) \cdot t^3 = 0,452 \text{ см}^4.$$

Так как в рассматриваемом сечении центр изгиба не совпадает с центром тяжести (поперечная нагрузка не проходит через центр изгиба), то величина бимоента согласно приложению 8 [7] определяется по формуле:

$$B = \frac{m}{k^2} \left[ 1 - \frac{\cosh \left( k \left[ \frac{l}{2} - z \right] \right)}{\cosh \frac{kl}{2}} \right],$$

где  $z$  — координата точки, в которой определяется величина бимоента;

$m$  — равномерно распределенный крутящий момент относительно центра изгиба и равный

$$m = qe,$$

$e$  — эксцентриситет приложения распределенной нагрузки  $q$  относительно оси, проходящей через центр изгиба.

Если принять, что нагрузка  $q$  приложена по ширине профиля равномерно (рис. 4.4.3), то ее равнодействующая будет приложена на расстоянии от центра изгиба равном:

$$e = |x_0| - \frac{t}{2} + \frac{b}{2} = 34,449 - \frac{4,0}{2} + \frac{50,0}{2} = 57,449 \text{ мм},$$

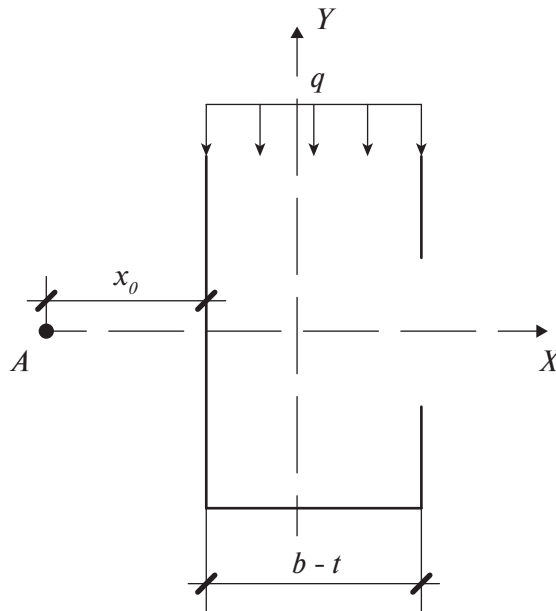


Рис. 4.4.3. Распределение нагрузки  $q$  по ширине сечения

$$m = 200 \cdot \frac{59,449}{1000} = 11,89 \frac{\text{кг} \cdot \text{м}}{\text{м}}.$$

Согласно СП 16.13330 [3] модуль упругости стали  $E = 2,06 \cdot 10^5$  МПа, модуль сдвига стали  $G = 0,79 \cdot 10^5$  МПа. Таким образом,  $G / E = 0,4$ . Тогда изгибно-крутильная характеристика сечения будет равна:

$$k = \sqrt{\frac{GI_t}{EI_\omega}} = \sqrt{0,4 \cdot \frac{10,267 \cdot 10^{-8}}{382,46 \cdot 10^{-12}}} = 10,362 \text{ м}^{-1}$$

Определим величину бимомента на опорах и в промежуточных сечениях (в точках 1-6 на рис. 4.4.4) и построим эпюру:  $B_1 = 0 \text{ кгс} \cdot \text{м}^2$ ;  $B_2 = 0,094 \text{ кгс} \cdot \text{м}^2$ ;  $B_3 = 0,106 \text{ кгс} \cdot \text{м}^2$ ;  $B_4 = 0,106 \text{ кгс} \cdot \text{м}^2$ ;  $B_5 = 0,094 \text{ кгс} \cdot \text{м}^2$ ;  $B_6 = 0 \text{ кгс} \cdot \text{м}^2$

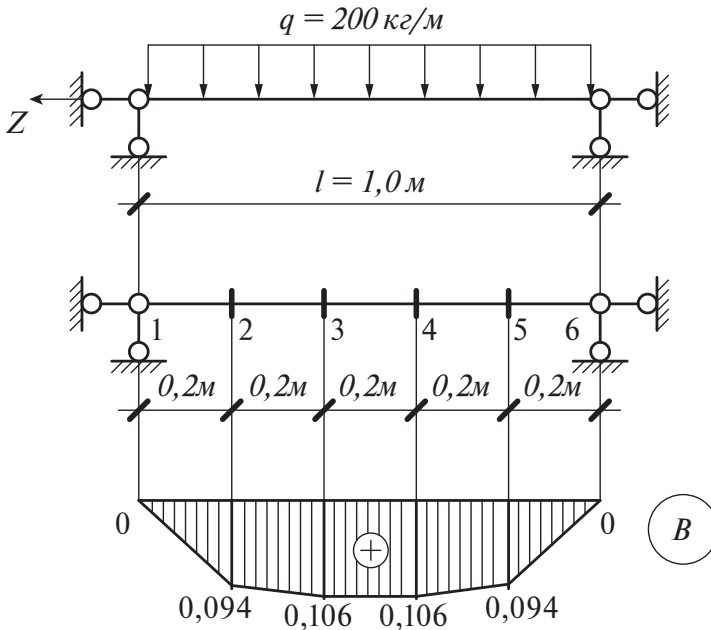


Рис. 4.4.4. Эпюра бимоментов в однопролетной балке

Рассмотрим пример построения эпюры бимоментов в многопролетной неразрезной стальной балке. Консольный свес примем равным  $l_1 = 0,5$  м, а пролеты  $l_2 = 3,0$  м,  $l_3 = 2,4$  м,  $l_4 = 3,6$  м. Изгибающий момент  $M = 20 \text{ кг} \cdot \text{м}$ , равномерно распределенная нагрузка  $q_1 = 200 \text{ кг/м}$ ,  $q_2 = 150 \text{ кг/м}$  (рис. 4.4.5).

Неразрезная балка по всей длине имеет постоянное сечение, представляющее собой С-образный профиль из раздела 4.2 (рис. 4.2.4). Момент инерции данного сечения при свободном кручении (см. раздел 4.1.):

$$I_t = \frac{1}{3} \cdot (h - 2t) \cdot t^3 + 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot b \cdot t^3 + 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot (a - t) \cdot t^3 = 1,958 \text{ см}^4.$$

Определим величину бимоментов на опорах. Для этого для каждой опоры запишем уравнения «трех бимоментов»:

- для опоры 1 со свешивающейся консолью  $l_1$ :



$$B_1(l_1' e_1 + l_2' r_2) + B_2 l_2' s_2 = -EI_{\omega(0)} \theta_{B(1)}' - \frac{I_{\omega(0)}}{I_{\omega(2)}} R_2^{\text{ф.лев}},$$

$$\text{где } l_1' = l_1 \frac{I_{\omega(0)}}{I_{\omega(1)}}, l_2' = l_2 \frac{I_{\omega(0)}}{I_{\omega(2)}};$$

— для опоры 2:

$$B_1 l_2' s_2 + B_2(l_2' r_2 + l_3' r_3) + B_3 l_3' s_3 = -\frac{I_{\omega(0)}}{I_{\omega(2)}} R_2^{\text{ф.прав}} - \frac{I_{\omega(0)}}{I_{\omega(3)}} R_3^{\text{ф.лев}},$$

$$\text{где } l_3' = l_3 \frac{I_{\omega(0)}}{I_{\omega(3)}};$$

— для опоры 3:

$$B_2 l_3' s_3 + B_3(l_3' r_3 + l_4' r_4) + B_4 l_4' s_4 = -\frac{I_{\omega(0)}}{I_{\omega(3)}} R_3^{\text{ф.прав}} - \frac{I_{\omega(0)}}{I_{\omega(4)}} R_4^{\text{ф.лев}},$$

$$\text{где } l_4' = l_4 \frac{I_{\omega(0)}}{I_{\omega(4)}};$$

— для опоры 4:

$$B_4 l_4' r_4 + B_3 l_4' s_4 = -\frac{I_{\omega(0)}}{I_{\omega(3)}} R_4^{\text{ф.прав}},$$

где  $B_1, B_2, B_3, B_4$  — бимоменты соответственно на опорах 0 — 4;

$l_1$  — консольный свес неразрезной балки;

$l_2, l_3, l_4$  — величина пролетов неразрезной балки;

$s_1, s_2, s_3, s_4, r_1, r_2, r_3, r_4, e_1$  — коэффициенты, определяемые согласно приложениям 10 или 11 [7];

$I_{\omega(0)}$  — произвольный секториальный момент инерции;

$I_{\omega(1)}, I_{\omega(2)}, I_{\omega(3)}, I_{\omega(4)}$  — секториальные моменты инерции в пролетах  $l_1, l_2, l_3, l_4$  соответственно;

$R_2^{\text{ф.лев}}, R_3^{\text{ф.лев}}, R_4^{\text{ф.лев}}$  — фиктивная левая опорная реакция в пролетах  $l_2, l_3, l_4$ ;

$R_2^{\text{ф.прав}}, R_3^{\text{ф.прав}}, R_4^{\text{ф.прав}}$  — фиктивная правая опорная реакция в пролетах  $l_2, l_3, l_4$ ;

$\theta_{B(1)}'$  — первая производная от угла закручивания, определяемого по формулам в приложении 7 [7]:

$$\theta_{B(1)}' = \frac{M}{k^2 EI_{\omega}}$$

В этом случае производится замена заделки (рис. 4.4.5), препятствующей деформации сечения, на эквивалентные шарнирные опоры 4 и 5 и нулевым пролетом между ними  $l_0 = 0$  [7].

Так как сечение по длине балки не изменяется, то секториальный момент инерции во всех пролетах равен  $I_{\omega(0)} = I_{\omega(1)} = I_{\omega(2)} = I_{\omega(3)} = I_{\omega(4)} = 23558,064 \text{ см}^6$ .

Таким образом, в уравнении для опоры 1:

$$-EI_{\omega(0)}\theta'_{B(1)} = -EI_{\omega(0)} \frac{M}{k^2 EI_{\omega}} = \frac{M}{k^2}.$$

Эксцентриситет приложения распределенных нагрузок  $q_1, q_2$  относительно оси, проходящей через центр изгиба (по ширине профиля распределены равномерно):

$$e = |x_0| - \frac{t}{2} + \frac{b}{2} = 47,331 - \frac{5,0}{2} + \frac{90,0}{2} = 89,831 \text{ мм}.$$

Изгибно-крутильная характеристика сечения стальной балки при модуле упругости стали  $E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа}$  и модуле сдвига стали  $G = 0,79 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ :

$$k = \sqrt{\frac{GI_t}{EI_{\omega}}} = \sqrt{0,4 \cdot \frac{1,958 \cdot 10^{-8}}{23558,064 \cdot 10^{-12}}} = 0,577 \text{ м}^{-1}.$$

Следовательно, произведение изгибно-крутильной характеристики сечения на величины пролетов будут равны:

$$kl_1 = 0,577 \cdot 0,5 = 0,288; kl_2 = 0,577 \cdot 3,0 = 1,73;$$

$$kl_3 = 0,577 \cdot 2,4 = 1,384; kl_4 = 0,577 \cdot 3,6 = 2,076.$$

Таким образом, согласно приложению 11 [7]:

$$s_1 = 0,1650, s_2 = 0,1225, s_3 = 0,1357, s_4 = 0,1093, r_1 = 0,3315,$$

$$r_2 = 0,2814, r_3 = 0,2973, r_4 = 0,2651, e_1 = 13,107.$$

Величину фиктивных реакций определим по таблице 43 и приложению 11 [7]:

$$R_2^{\text{ф.лев}} = R_2^{\text{ф.прав}} = \frac{q_1 e l_2^3}{2} t = \frac{200 \cdot 89,831 \cdot 10^{-3} \cdot 3,0^3}{2} 0,06418 = 15,566 \text{ кг} \cdot \text{м}^3;$$

$$R_3^{\text{ф.лев}} = R_3^{\text{ф.прав}} = 0 \text{ кг} \cdot \text{м}^3;$$

$$R_4^{\text{ф.лев}} = R_4^{\text{ф.прав}} = \frac{q_2 e l_4^3}{2} t = \frac{150 \cdot 89,831 \cdot 10^{-3} \cdot 3,6^3}{2} 0,05836 = 18,345 \text{ кг} \cdot \text{м}^3.$$

Подставим в уравнения трех моментов вычисленные значения фиктивных реакций и коэффициентов:

$$\begin{cases} B_1 \cdot 7,398 + B_2 \cdot 0,367 = -44,582; \\ B_1 \cdot 0,367 + B_2 \cdot 1,558 + B_3 \cdot 0,326 = -15,566; \\ B_2 \cdot 0,326 + B_3 \cdot 1,668 + B_4 \cdot 0,393 = -18,345; \\ B_4 \cdot 0,954 + B_3 \cdot 0,393 = -18,345. \end{cases}'$$

Решив данную систему уравнений, получим величины бимоментов на опорах 0÷4:

$$B = -5,654 \text{ кг} \cdot \text{м} , B_2 = -7,5 \text{ кг} \cdot \text{м}^2, B_3 = -5,539 \text{ кг} \cdot \text{м}^2, B_4 = 16,948 \text{ кг} \cdot \text{м}^2.$$

Определим величину в промежуточных сечениях пролетов по формуле 193 [7] (см. таблицу 4.4.1) и построим эпюру бимоментов (рис. 4.4.5).

Таблица 4.4.1

Бимоменты в промежуточных сечениях в пролетах неразрезной балки

Номер сечения	Бимомент
5	$B_5 = B_1 \frac{\sinh k(l_1 - 0,75l_1)}{\sinh kl_1} = -1,395 \text{ кг} \cdot \text{м}^2$
6	$B_6 = B_1 \frac{\sinh k(l_1 - 0,5l_1)}{\sinh kl_1} = -2,798 \text{ кг} \cdot \text{м}^2$
7	$B_7 = B_1 \frac{\sinh k(l_1 - 0,25l_1)}{\sinh kl_1} = -4,215 \text{ кг} \cdot \text{м}^2$
8	$B_8 = B_2 \frac{\sinh k(l_2 - 0,75l_2)}{\sinh kl_2} + B_1 \frac{\sinh k(0,75l_2)}{\sinh kl_2} = -4,73 \text{ кг} \cdot \text{м}^2$
9	$B_9 = B_2 \frac{\sinh k(l_2 - 0,5l_2)}{\sinh kl_2} + B_1 \frac{\sinh k(0,5l_2)}{\sinh kl_2} = -4,705 \text{ кг} \cdot \text{м}^2$
10	$B_{10} = B_2 \frac{\sinh k(l_2 - 0,25l_2)}{\sinh kl_2} + B_1 \frac{\sinh k(0,25l_2)}{\sinh kl_2} = -5,573 \text{ кг} \cdot \text{м}^2$
11	$B_{11} = B_3 \frac{\sinh k(l_3 - 0,75l_3)}{\sinh kl_3} + B_2 \frac{\sinh k(0,75l_3)}{\sinh kl_3} = -5,997 \text{ кг} \cdot \text{м}^2$
12	$B_{12} = B_3 \frac{\sinh k(l_3 - 0,5l_3)}{\sinh kl_3} + B_2 \frac{\sinh k(0,5l_3)}{\sinh kl_3} = -5,219 \text{ кг} \cdot \text{м}^2$
13	$B_{13} = B_3 \frac{\sinh k(l_3 - 0,25l_3)}{\sinh kl_3} + B_2 \frac{\sinh k(0,25l_3)}{\sinh kl_3} = -5,073 \text{ кг} \cdot \text{м}^2$
14	$B_{14} = B_4 \frac{\sinh k(l_4 - 0,75l_4)}{\sinh kl_4} + B_3 \frac{\sinh k(0,75l_4)}{\sinh kl_4} = -5,544 \text{ кг} \cdot \text{м}^2$
15	$B_{15} = B_4 \frac{\sinh k(l_4 - 0,5l_4)}{\sinh kl_4} + B_3 \frac{\sinh k(0,5l_4)}{\sinh kl_4} = -7,077 \text{ кг} \cdot \text{м}^2$
16	$B_{16} = B_4 \frac{\sinh k(l_4 - 0,25l_4)}{\sinh kl_4} + B_3 \frac{\sinh k(0,25l_4)}{\sinh kl_4} = -10,558 \text{ кг} \cdot \text{м}^2$

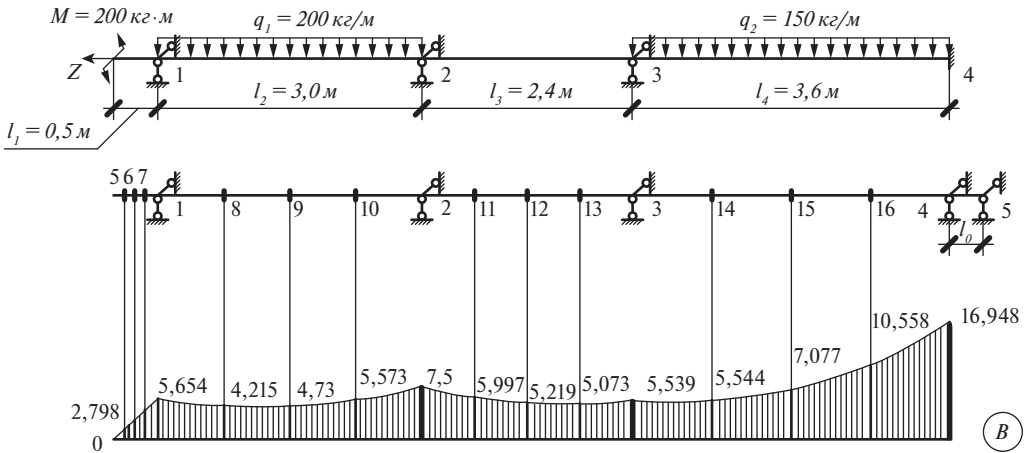


Рис. 4.4.5. Эпюра бимоментов в неразрезной балке

#### 4.5. УЧЕТ БИМОМЕНТА В РАСЧЕТАХ СТАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ (С ПРИМЕРОМ РАСЧЕТА)

Проверку на прочность элементов сплошного сечения при действии моментов в двух главных плоскостях с учетом влияния бимомента производят по формуле [3]:

$$\frac{M_x}{I_{xn} R_y \gamma_c} y \pm \frac{M_y}{I_{yn} R_y \gamma_c} x \pm \frac{B \cdot \omega}{I_{\omega n} R_y \gamma_c} \leq 1$$

где  $M_x$ ,  $M_y$  — изгибающие моменты относительно осей  $x$ - $x$  и  $y$ - $y$  соответственно;  $B$  — бимомент;

$I_{xn}$ ,  $I_{yn}$  — моменты инерции сечения нетто относительно осей  $x$ - $x$  и  $y$ - $y$  соответственно;

$I_{\omega n}$  — секториальный момент инерции сечения нетто;

$x$  и  $y$  — расстояния от главных осей до рассматриваемой точки сечения;

$\omega$  — секториальная координата рассматриваемой точки сечения;

$R_y$  — расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;

$\gamma_c$  — коэффициент условий работы.

Проверку на прочность при действии продольной силы с изгибом элементов сплошного сечения при упругой стадии работы производят по формуле:

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \pm \frac{M_x}{I_{xn} R_y \gamma_c} y \pm \frac{M_y}{I_{yn} R_y \gamma_c} x \pm \frac{B \cdot \omega}{I_{\omega n} R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где  $N$  — продольная сила;

$A_n$  — площадь сечения нетто.

Выполним расчет по прочности неразрезной балки из примера в разделе 4.4. Материал балки — сталь класса прочности С 245.

Определим величину изгибающего момента  $M_x$  на опорах и в пролетах балки.

Из расчетной схемы (рис. 4.5.1) видно, что на опоре 1 величина изгибающего момента равна нулю. Изгибающий момент на остальных опорах неразрезной балки получим из системы уравнений «трех моментов» составленной для каждой из опор:

— для опоры 2:

$$M_{x(1)}l_2' + 2 \cdot M_{x(2)}(l_2' + l_3') + M_{x(3)}l_3' = -6 \left( \frac{I_{x(0)}}{I_{x(2)}} R_2^{\text{ф.прав}} + \frac{I_{x(0)}}{I_{x(3)}} R_3^{\text{ф.лев}} \right),$$

$$\text{где } l_2' = l_2 \frac{I_{x(0)}}{I_{x(2)}}; l_3' = l_3 \frac{I_{x(0)}}{I_{x(3)}};$$

— для опоры 3:

$$M_{x(2)}l_3' + 2 \cdot M_{x(3)}(l_3' + l_4') + M_{x(4)}l_4' = -6 \left( \frac{I_{x(0)}}{I_{x(3)}} R_3^{\text{ф.прав}} + \frac{I_{x(0)}}{I_{x(4)}} R_4^{\text{ф.лев}} \right),$$

$$\text{где } l_4' = l_4 \frac{I_{x(0)}}{I_{x(4)}};$$

— для опоры 4:

$$M_{x(3)}l_4' + 2 \cdot M_{x(4)}(l_4' + l_0') = -6 \frac{I_{x(0)}}{I_{x(4)}} R_4^{\text{ф.прав}},$$

$$\text{где } l_0' = 0.$$

Построим грузовую эпюру  $M_{\text{гр}}$  (рис. 4.5.1). Для этого каждый пролет представим как балку на двух опорах. Тогда величина фиктивной реакции равна произведению площади эпюры на отношение расстояния от ее центра тяжести до рассматриваемой опоры к длине пролета:

$$R_2^{\text{ф.лев}} = R_2^{\text{ф.прав}} = \frac{2}{3} \cdot l_2 \cdot \frac{q_1 l_2^2}{8} \cdot \frac{0,5 l_2}{l_2} = 225,0 \text{ кг} \cdot \text{м}^2;$$

$$R_3^{\text{ф.лев}} = R_3^{\text{ф.прав}} = 0 \text{ кг} \cdot \text{м}^3;$$

$$R_4^{\text{ф.лев}} = R_4^{\text{ф.прав}} = \frac{2}{3} \cdot l_4 \cdot \frac{q_2 l_4^2}{8} \cdot \frac{0,5 l_4}{l_4} = 291,6 \text{ кг} \cdot \text{м}^2.$$

Подставим в уравнения трех моментов вычисленные значения фиктивных реакций:

$$\begin{cases} M_{x(1)} = 0; \\ M_{x(1)} \cdot 3,0 + M_{x(2)} \cdot 10,8 + M_{x(3)} \cdot 2,4 = -1350,0; \\ M_{x(2)} \cdot 2,4 + M_{x(3)} \cdot 12,0 + M_{x(4)} \cdot 3,6 = -1749,6; \\ M_{x(3)} \cdot 3,6 + M_{x(4)} \cdot 7,2 = -1749,6. \end{cases}$$



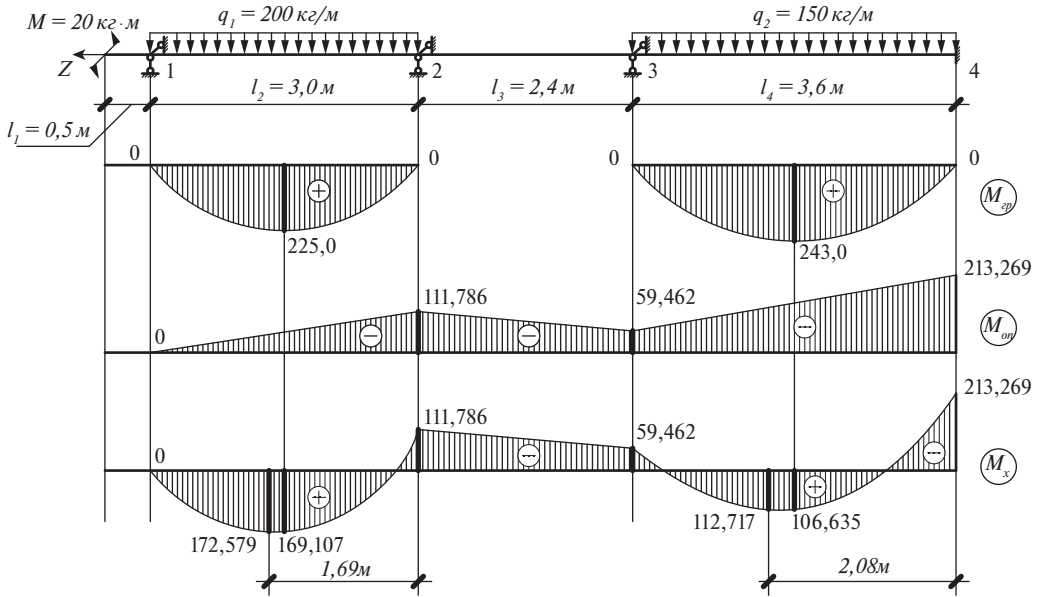


Рис. 4.5.1. Грузовая эпюра изгибающих моментов  $M_{ep}$ , эпюра изгибающих моментов на опорах  $M_{on}$  и результирующая эпюра  $M_x$

Решениями системы уравнений являются величины изгибающих моментов на опорах 0÷4:

$$M_{x(1)} = 0 \text{ кг} \cdot \text{м}, M_{x(2)} = -111,786 \text{ кг} \cdot \text{м},$$

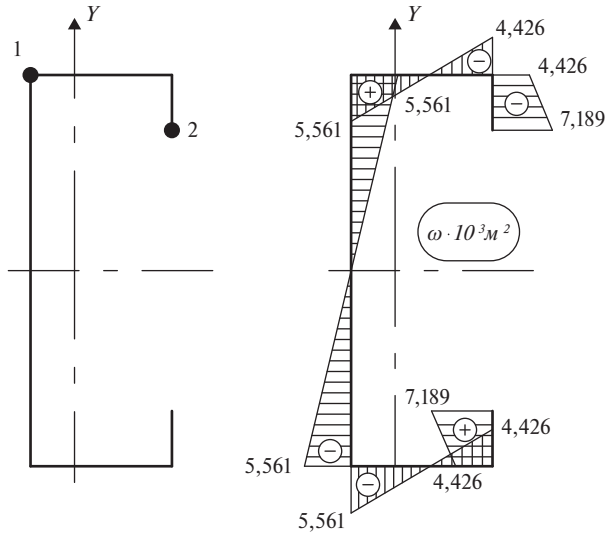
$$M_{x(3)} = -59,462 \text{ кг} \cdot \text{м}, M_{x(4)} = -213,269 \text{ кг} \cdot \text{м}$$

Изгибающие моменты в пролетах определим путем суммирования грузовой эпюры  $M_{ep}$  и эпюры изгибающих моментов на опорах  $M_{on}$ . Результирующая эпюра изображена на рис. 4.5.1.

Определим наибольшее значение нормальных напряжений, которое возникнет в пролете балки вблизи опоры 4. Здесь согласно рис. 4.4.5 и рис. 4.5.1 действуют наибольшие значения бимоента и изгибающего момента в балке.

Момент инерции сечения относительно оси  $x-x$   $I_{xn} = 1910,1 \text{ см}^4 = 1,910 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4$ . Секториальный момент инерции из таблицы 4.2.2  $I_{on} = 2,356 \cdot 10^{-8} \text{ м}^6$ . Расчетное сопротивление стали С245 при растяжении, сжатии и изгибе листового проката, из которого изготовлен профиль, согласно приложению В [2] равен  $R_y = 240 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} = 24,465 \cdot 10^6 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2}$ . Коэффициент условий работы согласно таблице 1 [2] равен  $\gamma_c = 1,0$ .

Определим нормальные напряжения в опасных точках сечения: в наиболее удаленной от центра тяжести сечения точке 1, где возникают наибольшее нормальные напряжения при изгибе, и в точке 2, где секториальная координата имеет наибольшее значение (нормальные напряжения от деформации сечения в этой точке будут максимальными) (рис. 4.5.2).



**Рис. 4.5.2.** Места расположения опасных точек сечения  
и значения секториальных координат в них

Нормальные напряжения в точке 1:

$$\sigma = \frac{M_x}{I_{xn}} \cdot \frac{(h-t)}{2} + \frac{B \cdot \omega}{I_{\omega n}} =$$

$$= \frac{213,269}{1,910 \cdot 10^{-5}} \cdot \frac{(0,240 - 0,005)}{2} + \frac{16,148 \cdot 5,561 \cdot 10^{-3}}{2,356 \cdot 10^{-8}} = 5,124 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}.$$

Так как  $R_y \gamma_c = 24,465 \cdot 10^6 \frac{\text{КГ}}{\text{М}^2}$ , следовательно прочность балки обеспечена.

Нормальные напряжения в точке 2:

$$\sigma = \frac{M_x}{I_{xn}} \cdot \left( \frac{h}{2} - a \right) + \frac{B \cdot \omega}{I_{wn}} =$$

$$= \frac{213,269}{1,910 \cdot 10^{-5}} \cdot \left( \frac{0,240}{2} - 0,035 \right) + \frac{16,148 \cdot 7,189 \cdot 10^{-3}}{2,356 \cdot 10^{-8}} = 5,877 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}.$$

Так как  $R_y \gamma_c = 24,465 \cdot 10^6 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2}$ , следовательно прочность балки обеспечена.

## Список источников, использованных в главе 4:

1. ГОСТ 8282 Профили стальные гнутые С-образные равнополочные. Сортамент.
2. СП 260.1325800.2016 Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов/ Минстрой России. – М.: 2016 – 124 с.
3. СП 16.13330.2017 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\*/ Минстрой России. – М.: 2017 – 145 с.

4. Власов В. З. Тонкостенные упругие стержни. — М.: Ленинград: Государственное издательство физико-математической литературы, 1959. 573 с.
5. Бейлин Е. А. Общие уравнения деформационного расчета и устойчивости тонкостенных стержней // Строительная механика и расчет сооружений. 1969. №5 С. 35—41.
6. Астахов И.В. Пространственная устойчивость элементов конструкций из холодногнутых профилей. Дисс. на соиск. учен. степ. к.т.н.: Спец. 05.23.01. С-Пб., 2006. 123 с.
7. Бычков В. Д. Строительная механика стержневых тонкостенных конструкций. М.: Госстройиздат, 1962. 475 с.

# 5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ЛСТК С УЧЕТОМ ТРЕБОВАНИЙ СОВРЕМЕННЫХ НОРМ

## 5.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА

### 5.1.1. Особенности расчета легких стальных тонкостенных конструкций

При использовании в конструкции элементов легких стальных конструкций, произведенных методом холодного деформирования, нужно принимать во внимание ряд особенностей работы таких конструкций, не свойственных конструкции из обычных классических горячекатаных профилей.

Стержневые элементы из легких тонкостенных профилей под действием сжимающей нагрузки и при изгибе так же, как и обычные горячекатаные профили, проявляют общие формы потери устойчивости (global buckling), в которые включают как изгибные (flexural), так и изгибно-крутильные (flexural-torsional). При таких формах потери устойчивости считается, что поперечное сечение элемента перемещается как твердое тело и не искажается. Такое поведение стержней под нагрузкой достаточно подробно исследовано, а результаты исследований обобщены в инженерных методиках расчета, реализованных в большинстве современных норм проектирования.

Для тонкостенных стальных элементов, как холодногнутых, так и горячекатаных, возможно проявление альтернативных локальных форм потери устойчивости. Их появление связано с искажением сечения при локальном выпучивании отдельных пластинчатых элементов сечения при сжатии (полок, стенок и т.д.). Чем тоньше элементы, составляющие сечение профиля, тем меньшие величины сжимающих напряжений требуются для локального выпучивания. Поэтому в зависимости от относительной толщины сечений согласно [3, 7] принято классифицировать сечения по уровню относительных деформаций, соответствующих проявлению эффектов локальной потери устойчивости (рис. 5.1.1).

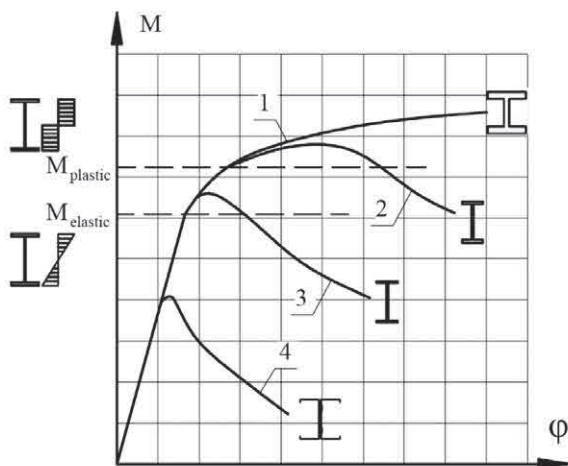


Рис. 5.1.1. Классификация видов сечений

Сечения профилей со значительно развитыми по толщине полками и стенками, для которых даже в глубокой пластической работе характерно отсутствие теоретической возможности появления локального изгиба, относят к первому классу сечений. Такие профили максимально концентрируют материал у центра сечения и поэтому хорошо работают в сильно нагруженных коротких сжатых элементах. Для сечений классов 2 и 3 уровень деформаций при проявлении первых локальных форм близок к предельным значениям образования пластического шарнира  $M_{plastic}$  и перехода в упругопластическую стадию работы  $M_{elastic}$  материала соответственно. К ним относят наиболее часто применяемые горячекатаные профили, для которых местная устойчивость обычно обеспечена вплоть до исчерпания несущей способности материала. Рассматриваемые же в настоящем пособии легкие стальные тонкостенные конструкции из холодногнуто-профилированных профилей относят к 4-ому классу сечений, для которых уже на ранних этапах нагружения, т.е. в упругой стадии работы материала, может проявляться потеря местной устойчивости. К этим элементам обычно относят сечения с толщиной профилей 4 мм и менее.

Теоретическая возможность реализации локальных форм потери устойчивости у элементов легких стальных тонкостенных конструкций существенно снижает их потенциальную несущую способность. Однако, несмотря на это, для сжатых и сжато-изгибаемых элементов профили 4-го класса сохраняют преимущество с точки зрения эффективности использования материала в сравнении с классическими профилями 2-го и 3-го классов сечений. На рисунке 5.1.2 представлены графики изменения основных характеристик сечений из спаренных С-образных профилей ( $A$ ,  $W_y$ ,  $W_z$ ), обладающих одинаковой площадью  $A$  и постоянным соотношением  $h/b$  в зависимости от значения параметра относительного периметра  $S/t$ .



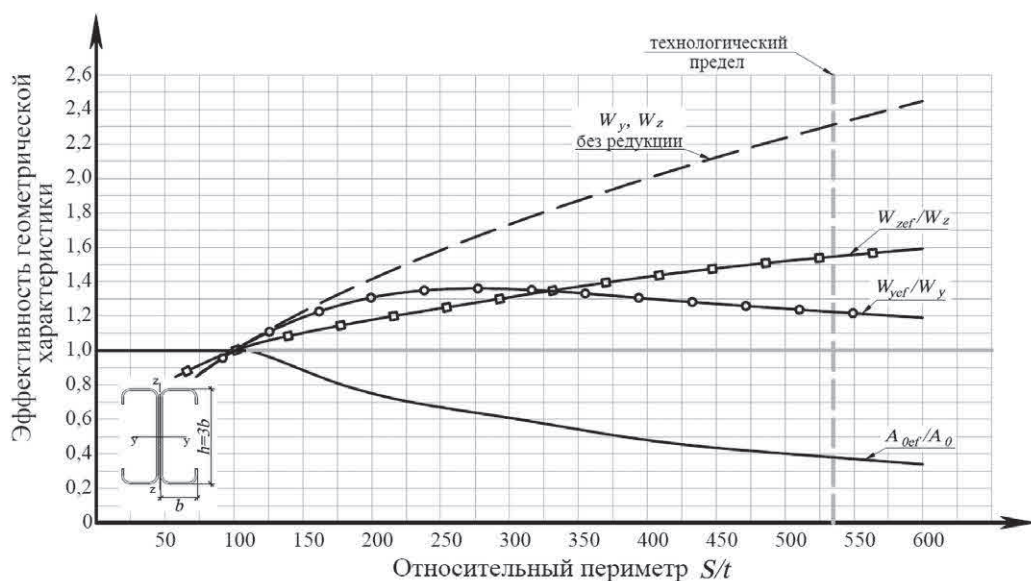
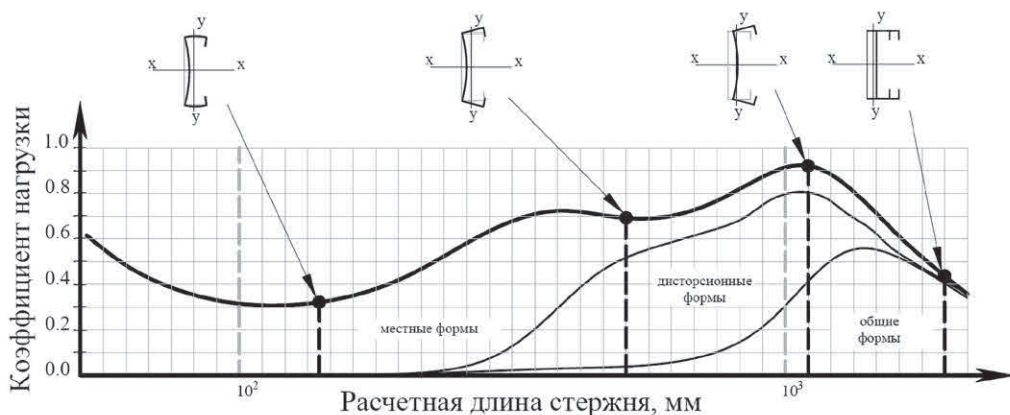


Рис. 5.1.2. Графики эффективности основных характеристик сечений легких тонкостенных конструкций (при действии одного компонента нагрузки)

При значении  $S/t < 100$  потеря местной устойчивости при любом уровне усилий вплоть до расчетного сопротивления не происходит и профиль может быть отнесен к классам сечений 1-3. При увеличении значений  $S/t$  характеристики сечений продолжают возрастать, но не столь активно, как могли бы, если бы эффекта потери местной устойчивости не существовало. В диапазоне параметров  $S/t = 200 \dots 300$  сечение достигает своей максимальной эффективности. Эти соотношения сторон сечения можно считать оптимальными, обладающих максимальной эффективностью. При больших значениях  $S/t$  влияние местной устойчивости становится настолько большим, что перестает перекрывать рост характеристик за счет разнесения материала относительно центра тяжести. В итоге, графиком продемонстрировано, что, применяя тонкостенные элементы, можно добиться до 35...40% экономии по сравнению с горячекатаными профилями.

Все возможные формы потери устойчивости элементов легких тонкостенных конструкций условно делятся на два типа: местная форма потери устойчивости элемента сечения (local buckling) и потеря устойчивости формы сечения (distortional buckling). Первая связана с потерей устойчивости отдельного пластинчатого элемента сечения, например, выпучивание полки или стенки С-образного профиля. Вторая — с потерей устойчивости одновременно нескольких элементов сечения, например, выпучивание полки совместно с ее отгибом или стенки совместно с ее ребрами жесткости. На практике для конкретного стержневого элемента сложно выделить преобладание какой-то одной локальной формы потери устойчивости. Каждая из форм оказывает влияние как друг на друга, так и на глобальные, связанные с продольным изгибом всего элемента. Взаимное влияние этих форм наглядно может быть продемонстрировано

(рис. 5.1.3) на графиках значений критических нагрузок для стержней из холодногнутых профилей различной длины, построенных на основании метода конечных полос профессора Бена Шафера (Johns Hopkins University).



**Рис. 5.1.3.** График взаимного влияния различных форм потери устойчивости

Из графиков видно, что для тонкостенного элемента в зависимости от его длины могут преобладать различные формы потери устойчивости и по-разному влиять на величину значения критической силы. Для длинных элементов решающий вклад оказывают классические изгибно-крутильные формы, для коротких — местные, для отдельных видов геометрии сечений на средних длинах преимущественно развивается потеря устойчивости формы сечения. При этом можно заметить, что минимальная критическая сила, а, следовательно, и несущая способность определяется взаимным влиянием всех трех форм.

Таким образом, оценка степени взаимного влияния глобальных и обеих локальных форм потери устойчивости является основной проблемой и в тоже время основной особенностью расчета легких тонкостенных конструкций. Особую актуальность оценка этого взаимодействия приобретает из-за пониженной крутильной жесткости таких элементов (до 3х раз) и, как следствие, сниженное сопротивление изгибно-крутильным формам потери общей устойчивости. В силу последнего, тонкостенные балки часто требуют установки ограничителей кручения либо через определенные промежутки, либо непрерывно по длине.

Также в отличие от горячекатаных профилей наличие эффекта взаимного влияния между формами локального и глобального продольного изгиба приводит к повышению чувствительности стержней таких тонкостенных элементов к дефектам и несовершенствам, которые значительно снижают несущую способность по сравнению с теоретическими значениями. Данное обстоятельство должно серьезнейшим образом приниматься во внимание как в процессе расчета таких конструкций, так и на этапе производства и монтажа. Современным стандартом [1] четко регламентируются требования точности изготовления конструкции, обязательно отражаемые в проектной документации.

Для понимания механизма разрушения элементов легких тонкостенных конструкций, свойственного большинству расчетных ситуаций, рассмотрим

шарнирно-опертый стержень центрально нагруженный сжимающей нагрузкой. В процессе нагружения стержня еще до достижения расчетного сопротивления материала в наиболее нагруженном волокне сечения возможна потеря локальной устойчивости части сечения и его переход в стабильное закритическое состояние работы, когда оно способно воспринимать возрастающую нагрузку. Вместе с тем происходит значительное локальное снижение жесткости элемента, характеризующееся появлением редукиции элемента.

В последующем при нагрузках, близким к разрушающим, в элементе образуются локальный пластический механизм, приводящий к одновременной потере общей устойчивости всего стержня. На рис. 5.1.4 показаны результаты расчета несущей способности стержневого тонкостенного элемента на последних этапах нагружения, предшествующих моменту образования пластического шарнира.

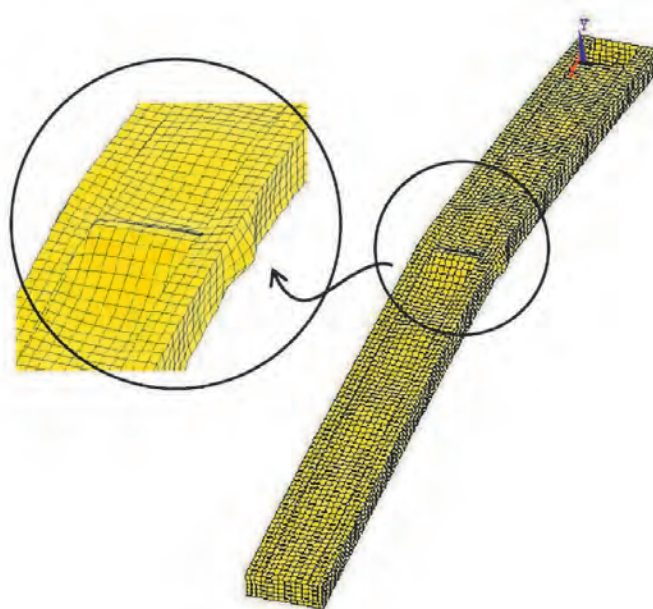


Рис. 5.1.4. Разрушение тонкостенного элемента

Разрушение элементов ЛСТК не всегда происходит по наиболее нагруженному среднему сечению. Частой причиной разрушения таких элементов является образование локального механизма в местах концентрации внутренних напряжений в узлах крепления конструкций или в местах передачи локальных нагрузок. В классических горячекатаных металлических конструкциях локальные всплески напряжений обычно не столь существенны, а также их влияние всегда может быть нивелировано установкой подкрепляющих усиливающих элементов в виде приваренных поперечных ребер. Для элементов тонкостенных холодногнутых элементов устройство дополнительных ребер зачастую невозможно из-за малой толщины профиля. Таким образом, при проектировании конструкций из элементов ЛСТК следует обращать особое внимание на концентрацию внутренних напряжений.

Дополнительный негативный эффект на оценку несущей способности элементов легких тонкостенных конструкций накладывают методы их производства, где за счет процедуры холодного формования сечения из листа металла в местах сгиба неизбежно возникают высокие остаточные деформации и напряжения, достигающие расчетного сопротивления и существенно снижающие пластические свойства элемента. Обычно наличие остаточных деформаций в расчетах по существующим стандартам учитывается косвенным образом.

Применение легких тонкостенных конструкций при строительстве зданий и сооружений может позволить добиться существенной экономии как по расходу стали, так и по скорости производства, транспортировки и монтажа, в том числе за счёт отказа от применения грузоподъемных механизмов. Вместе с тем проектирование и расчет этих элементов значительно сложнее, чем для обычных металлических конструкций за счет необходимости дополнительного учета описанных выше особенностей. Также следует отметить, что для эффективного применения конструкций необходимо предъявлять более строгие требования к качеству и контролю выполнения строительно-монтажных работ.

### **5.1.2. Методы расчета и проектирования элементов легких тонкостенных конструкций**

Проектирование стальных конструкций, в том числе легких тонкостенных, включает в себя конструктивный анализ механической безопасности каркаса здания и выполнение расчетов конструкций, обеспечивающих несущую способность на внешние воздействия. Общей целью проводимых расчётов на идеализированных моделях является определение величины несущей способности конструкции, наиболее близко соответствующей реальной. Существует несколько подходов решения данной задачи.

Самым точным и наиболее трудоемким методом расчета является расчет конструкции в максимальной степени подробности, а именно, в объемной пластинчатой или твердотельной постановке, с учетом геометрических, физических несовершенств, деформированной схемы и нелинейности материала. Однако такой подход даже при современных технических возможностях вычислительной техники чрезмерно затратен, хотя современные программные комплексы позволяют выполнять геометрические и физические нелинейные расчеты с начальными несовершенствами (GIVNIA, см. раздел 16.1). Так как два поперечных размера сечения большинства металлических элементов обычно значительно меньше их длины, то возможно осуществить переход к анализу моделей со стержневыми элементами, что позволяет существенно сократить машинное время расчета.

В практике рядового проектирования широко используется другой подход, заключающийся в разделении выполнения расчетов на два уровня — глобальный анализ упрощенной стержневой конструктивной схемы и расчеты отдельно выделенного из конструкции стержневого элемента. Когда общий анализ модели будет завершен, остается лишь проверить несущую способность отдельных

элементов конструкции и ее узлы на полученные внутренние усилия. Переход от глобального к локальному уровню расчета осуществляется по-разному в зависимости от того, где и в какой степени были учтены нелинейные эффекты реальной работы конструкции. Выделяют два основных метода такого перехода: метод расчетных длин и метод прямого расчета.

Метод расчетных длин используется в тех случаях, когда могут быть определены расчетные длины элементов конструкции. В этом случае допускается выполнять глобальный расчет в линейной постановке, а учет всех нелинейных эффектов заключен в расчете отдельно выделенного элемента по верифицированным методикам. Такой подход нашел широкое распространение на постсоветском пространстве и в Европе.

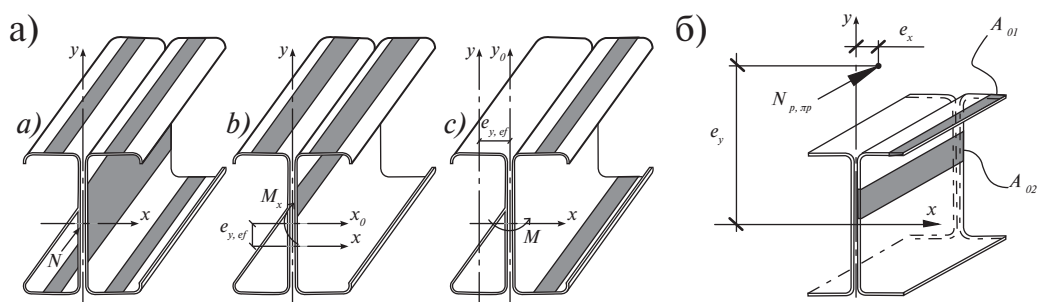
Метод прямого расчета представляет собой интересную альтернативу методу расчетных длин и получает все большее распространение ввиду того, что он позволяет отказаться от определения расчетных длин, что особенно актуально для сложных конструкций каркасов. Однако для его применения требуется выполнять глобальный анализ с учетом геометрической нелинейности и с учетом начальных глобальных несовершенств. Последние могут быть учтены напрямую в расчетной модели, либо быть заменены на дополнительные эквивалентные дестабилизирующие нагрузки на элементы. Данный метод носит также название — расчет по деформированной схеме.

Оба метода расчета дают схожие результаты и позволяют определить передаваемые на выделенный элемент внешние нагрузки для последующего локального анализа его напряженно-деформированного состояния. Когда общий анализ будет завершен, остается лишь проверить отдельные элементы конструкций, запроектировав их по верифицированным методикам. Однако, вследствие существенного влияния потери местной устойчивости расчет отдельно взятого выделенного элемента из холодногнутых профилей значительно отличается от расчета классических горячекатаных сечений.

Для легких тонкостенных конструкций характерно проявление местной потери устойчивости значительно раньше достижения предела текучести материала, за счет чего элемент на ранних этапах нагружения начинает работать в закритической области. В потерявшем местную устойчивость элементе наблюдается существенная неравномерность распределения мембранных напряжений по сечению. Это является следствием потери продольной жесткости наиболее деформированных выпучившихся участков элементов сечений. Недеформированные участки сгибов и продольных ребер жесткости, наоборот, начинают перераспределять на себя дополнительные внутренние усилия, формируя тем самым контур редукции или зоны условного исключения материала сечения из работы. Подход, заключающийся в замене исходного сечения редуцированным или эффективным, был предложен Winter, G. и Karman, T [10, 11, 12] еще в середине XX века и несмотря на некоторое приближение, хорошо подтверждается результатами экспериментов. Как следствие, он нашел отражение в большинстве современных стандартов по проектированию легких тонкостенных конструкций, в том числе в российских [1].



Метод расчета с использованием редуцированного сечения имеет существенные ограничения. Результаты определения эффективного сечения зависят от напряженно-деформированного состояния, а, следовательно, для каждого конкретного нагружения элемента должны определяться заново, что является трудоемким процессом. Европейские нормы [3, 4, 5] предлагают преодолеть данное ограничение определением лишь трех эффективных сечений при однопараметрических нагружениях (рис.5.1.5 а). Результатом же сложного нагружения предложено считать линейную сумму различных напряженно-деформированных состояний, что не вполне адекватно описывает реальную работу тонкостенного элемента на многопараметрическое нагружение (рис. 5.1.5 б). Предложенный Белым Г.И. [19, 20, 21 и др.] метод расчета тонкостенного элемента на основе теории расчета стержней Власова В.З., Брудэ Б.М., обобщенный Бейлиным Е.А. позволяет преодолеть данный недостаток и выполнить расчет по пространственной форме потери общей устойчивости с учетом реального распределения редукции сечения. На основе большого числа получаемых данных также была предложена упрощенная инженерная методика расчета легких тонкостенных стержневых элементов на устойчивость.



**Рис. 5.1.5.** Схемы редуцирования сечения при однопараметрических (а) и многопараметрическом нагружениях (б)

Вторым существенным ограничением применения метода редуцированных сечений является возможность его использования лишь на простых, наиболее применяемых в практике, формах профилей: С и Z-образные профили с продольными ребрами жесткости и отгибами. Для других более сложных видов профилей потеря устойчивости формы поперечного сечения может оказаться сложно предсказуемой, но существенно влияющей на общую несущую способность. В этом случае рекомендуется использовать более совершенный с точки зрения [7] метод прямого прочностного анализа, разработанный Schafer B. W. [8]. Суть метода состоит в анализе всех возможных форм потери устойчивости рассматриваемого профиля на различную его длину и определение минимальных критических факторов для последующего прочностного расчета (рис. 5.1.6). Определение форм потери устойчивости осуществляется с использованием специализированного свободно-распространяемого программного обеспечения на основе метода конечных полос, который для конкретной задачи значительно более производительней метода конечных элементов. Еще одним

перспективным методом расчета призматических стержней, в том числе легких тонкостенных конструкций является расчет по обобщенной балочной теории Schardt R., Camotim D. и др. [13, 14], которая является развитием теории расчета тонкостенных стержней Власова В.З. [22].

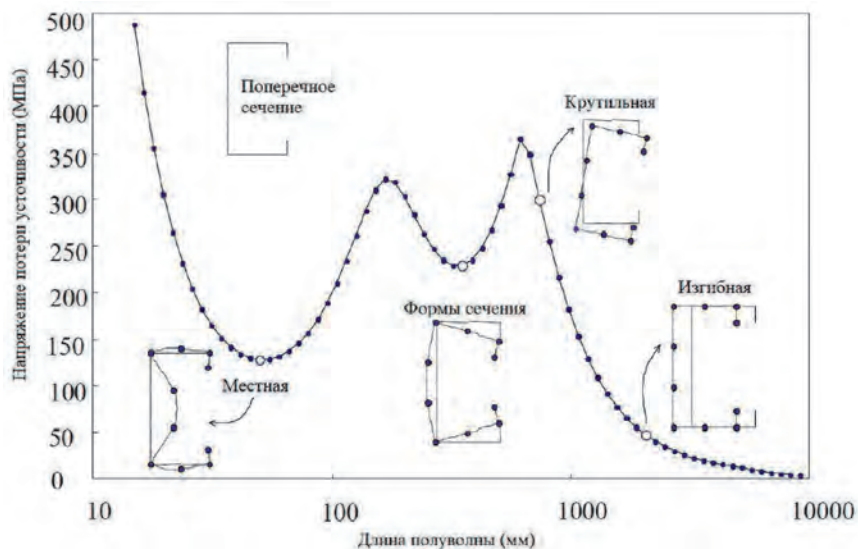


Рис. 5.1.6. Определение форм потери устойчивости стержней

Несмотря на наличие множества различных методов расчета легких тонкостенных конструкций, имеется ряд факторов, влияние которых должно рассматриваться с особой тщательностью при расчетах легких тонкостенных конструкций. Так, элементы легких тонкостенных конструкций обычно выполнены из профилей четвертого класса сечений, и в сравнении с горячекатаными сечениями характеризуются отсутствием возможности развития пластических деформаций. Это обстоятельство ограничивает возможность применения расчетных моделей с учетом физической нелинейности для легких тонкостенных конструкций. По этой же причине существующие методики расчета горячекатаных элементов не могут быть применены напрямую для элементов легких тонкостенных конструкций и требуют введения дополнительных поправочных коэффициентов.

Еще более существенное влияние на расчеты легких тонкостенных конструкций оказывает учет несовершенств. Причем под термином «несовершенство» следует понимать как несовершенства геометрии стержня или формы его сечения, так и наличие внутренних остаточных напряжений, различие в величине расчетного сопротивления, условность граничных условий и вероятное смещение внешней нагрузки. За исключением последних двух описанных несовершенств остальные зависят от толщины профиля и способа формообразования. Именно поэтому для конструкций из холоднодеформированных и горячекатаных профилей наблюдается различный характер влияния несовершенств на несущую способность и на поведение при работе под нагрузкой.

Обычно для конструкций из горячекатаных элементов выделяют два основных вида геометрических несовершенств: общие отклонения конструкций

и отклонения от прямолинейности отдельных элементов (рис. 5.1.7). Включение начальных локальных несовершенств элементов в глобальный анализ приводит к изменению внутренних сил и моментов по всей длине элементов по сравнению с тем, когда несовершенства не учитываются. Особенно важным учет геометрических несовершенств является для элементов, воспринимающих большие сжимающие нагрузки, чаще всего к ним относят колонны.

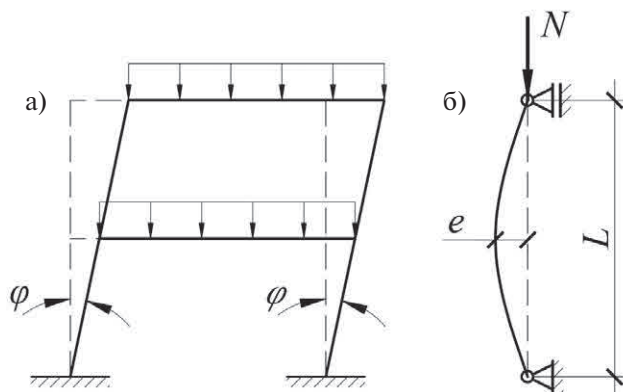


Рис. 5.1.7. Определение форм потери устойчивости стержней

В качестве альтернативного метода эффекты геометрического несовершенства наклона и локальные дефекты изгиба могут быть заменены системами дополнительных эквивалентных горизонтальных сил, введенных для каждого элемента (рис. 5.1.8). Для корректного учета влияния несовершенств под конкретное нагружение конструкции направление начального несовершенства или дополнительных горизонтальных сил необходимо задавать по направлению наиболее вероятной формы потери устойчивости. Рекомендации по учету описанных начальных несовершенств в практических расчетах представлены в [3, 4, 5].

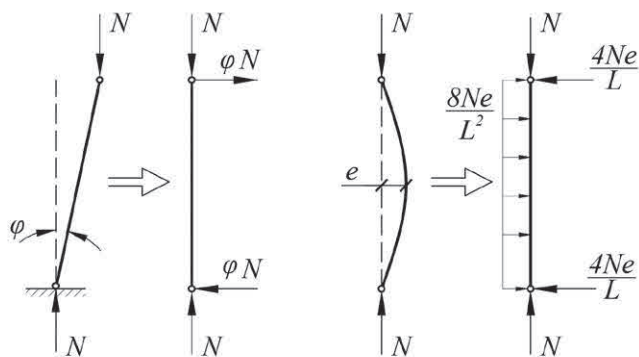


Рис. 5.1.8. Слева — глобальные несовершенства наклона и изгиба вместе с переходом к эквивалентным нагрузкам.

Для холодногнутых элементов дополнительно следует рассматривать несовершенства локального характера: погиби и регулярную волнистость

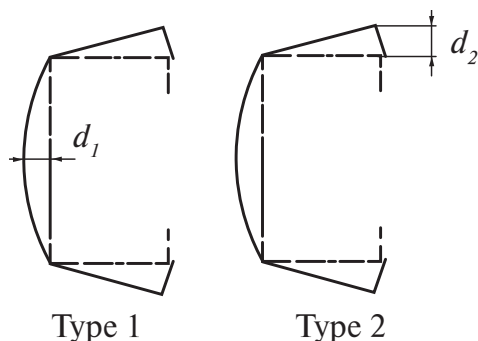


Рис. 5.1.9. Начальные локальные несовершенства элементов ЛСТК

элементов или группы элементов сечения. Наличие таких несовершенств влияет на нагрузку, соответствующую началу развития местной потери устойчивости, а та, в свою очередь, на общий расчет элемента. Собранные данные о геометрическом несовершенстве сечения [15] в виде максимального локального несовершенства усиленных стенок и максимального отклонения от прямолинейности для полок с отгибами на основе статистического анализа позволили

сформировать простые рекомендации их учета (рис. 5.1.9). Для тонкостенных холодногнутых элементов, характеризующихся малой толщиной сечений для учета изгибно-крутильных форм потери устойчивости, также рекомендуется учитывать отклонение в виде скручивания [9].

Остаточные напряжения и увеличение предела текучести стали в холодногнутых стальных элементах являются неотъемлемым результатом производственного процесса. Адекватное моделирование остаточных напряжений, отражающее процесс формообразования холодногнутого профиля, является достаточно сложной задачей. Во всех стальных элементах могут одновременно присутствовать как мембранные, так и изгибные остаточные напряжения. Если для горячекатаных профилей преобладающими являются мембранные остаточные напряжения, то для холодногнутых, наоборот, изгибные, которые могут достигать 50% от расчетного сопротивления. Мембранные остаточные напряжения оказывают влияние преимущественно на общие формы потери устойчивости и обычно нивелируются повышением расчетного сопротивления стали в углах сгиба. Изгибные остаточные напряжения больше влияют на локальные формы потери устойчивости. С целью проведения численных исследований легких тонкостенных конструкций были разработаны рекомендации по назначению средних остаточных изгибных напряжений в зависимости от вида производства. Однако в практических расчетах легких тонкостенных конструкций эти несовершенства учитываются внутри геометрических дефектов со значениями, отражающими их эффект.

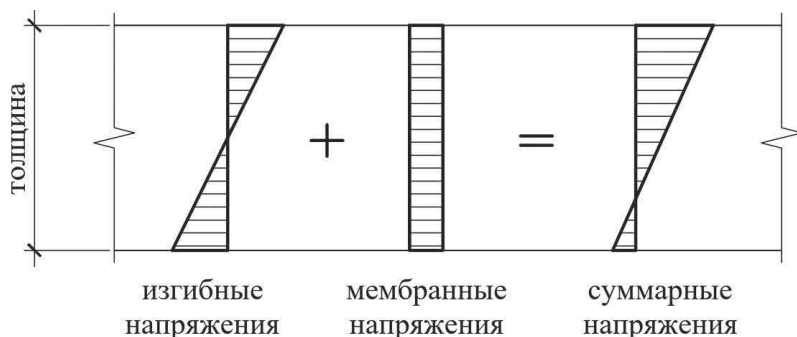


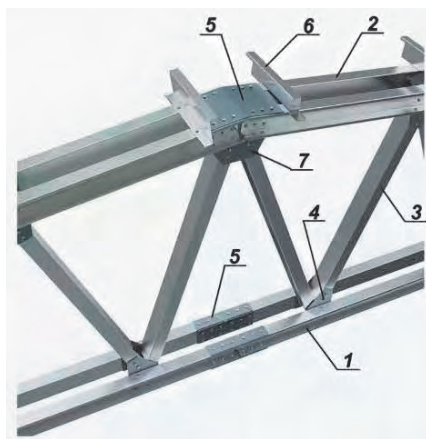
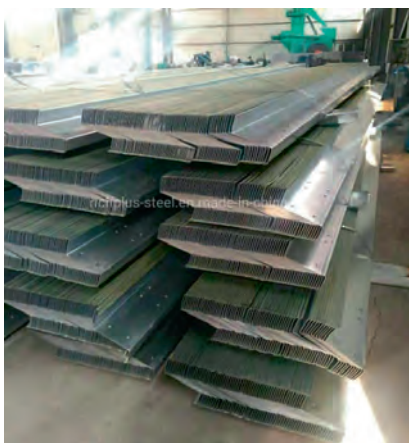
Рис. 5.1.10. Остаточные напряжения в элементах ЛСТК

## 5.2. ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ СЕЧЕНИЯ

### 5.2.1. Понятие эффективного сечения

Элементы легких тонкостенных конструкций производятся методом холодного деформирования тонколистовой рулонной стали толщиной от 0,7 до 4 мм. Формообразование профилей осуществляется с использованием штамповочных прессов или за счет последовательной протяжки через набор профилегибочных валков. Получаемые при этих производствах виды профилей отличаются большим разнообразием геометрических форм и типоразмеров. Для повышения эффективности сечений профилей их зачастую изготавливают с краевыми отгибами и промежуточными ребрами различной геометрии. Для достижения целей эффективности проектирования и изготовления элементов также используют всевозможные способы комбинирования отдельных профилей в составные сечения. Все это порождает практически неограниченный сортамент сечений лёгких тонкостенных конструкций.

При назначении формы сечений для легких тонкостенных конструкций обычно исходят с одной стороны из того, чтобы максимально раздвинуть материал сечения от его центральных осей и тем самым повысить радиусы инерции сечения, а с другой — предусмотреть такую форму сечений, которая позволит организовать простой и эффективный метод соединения элементов в узлах конструкций. Последнее зачастую приводит к тому, что сечения элемента получается сквозным. На выбор формы сечения также может влиять возможности завода-производителя и возможность вкладывать профиль друг в друга для удобства транспортировки.



**Рис. 5.2.1.** Методы транспортировки профилей, влияние узлов соединений на выбор формы и геометрии холодногнутых профилей

Используемые в практике сечения холодногнутых профилей обычно настолько тонкие по сравнению с их шириной, что они теряют устойчивость при уровнях напряжения, значительно меньше предела текучести при сжатии.



Поэтому учет местной устойчивости и заkritической работы таких элементов является одним из основных факторов при проектировании легких тонкостенных конструкций. Согласно [1, 3] в расчетах таких конструкций используется не полное, а редуцированное сечение, определение геометрических характеристик которого заслуживает отдельного внимания.

Характеристики полного поперечного сечения определяются с использованием заданных номинальных размеров (ширины и толщины) стенок и ребер жесткости, составляющих поперечное сечение.

Так вычисляемые редуцированные характеристики сечения из холодногнутой профилей существенно зависят от их толщины  $t$ . Стандарты расчетов закладывают требование об учете возможного минусового допуска толщины сечения на изготовление.

$$t = t_{cor} \text{ при } t_{ol} \leq 5\%$$

$$t = t_{cor} \cdot \frac{100 - t_{ol}}{95} \text{ при } t_{ol} \geq 5\%$$

где  $t_{cor} = t_{nom} - t_{mp}$  — толщина, скорректированная на защитное покрытие;

$t_{mp}$  — толщина металлического покрытия (для цинкового покрытия 275:

$t_{mp} = 0,04$  мм);

$t_{ol}$  — минусовой допуск на толщину листовой заготовки.

Профили из холодногнутой стали за счет технологии своего изготовления имеют закругленные углы, поэтому номинальные размеры сечения вычисляются до пересечений соседних угловых элементов. Поскольку многие холодногнутые стальные профили имеют тонкие стенки и малые радиусы, то во многих случаях практического проектирования определение свойств сечения можно упростить, если предположить, что материал сосредоточен в средней линии сечения, а угловые скругления заменяются на пересечения срединных линий элементов сечения. Данное допущение всегда приводит к переоценке вычисляемых характеристик полного сечения, и эта ошибка тем больше, чем больше толщина элемента и радиусы его скругления [16]. С другой стороны, если вводится дополнительное допущение о вычислении редуцированных характеристик пластин сечений, определенных до точек пересечения их срединных линий ( $b_p + g_r > b_p$ ), то оно нивелирует эффект игнорирования закруглений. Именно поэтому [1] рекомендует не учитывать влияние радиусов углов сгиба

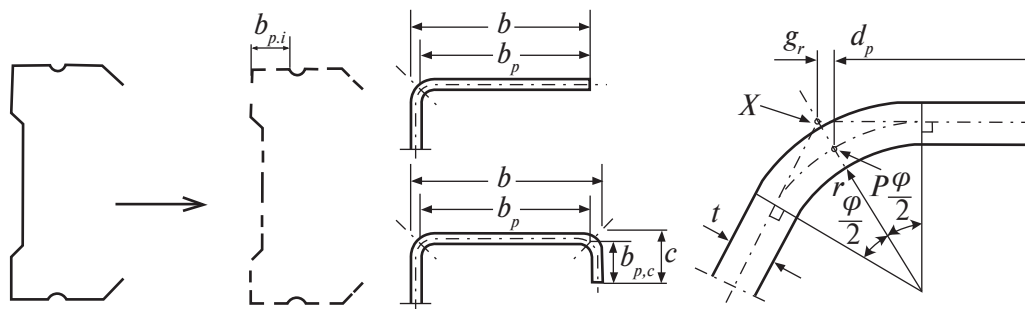


Рис. 5.2.2. Определение геометрических размеров сечений профилей

на несущую способность для сечений при  $r < 5t$  и  $r \leq 0,1 b_p$ , что составляет большинство применяемых в практике профилей.

Альтернативным способом определения идеализированной формы сечения является введение дополнительного снижающего коэффициента  $\delta$ , учитывающего уменьшение геометрических характеристик сечения из-за скруглений, относительно вычисленных по заострённому сечению. Его следует применять в тех случаях, когда не соблюдаются ограничения описанной выше методики. В этом случае редуцирование элемента сечения может определяться по уменьшенной ширине пластины  $b_p$ . В тех же случаях, когда  $r > 0,04 t E / R_y$ , определение несущей способности сечений следует устанавливать на основании результатов экспериментов.

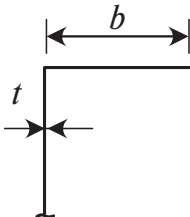
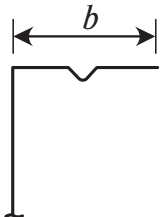
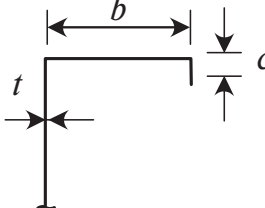
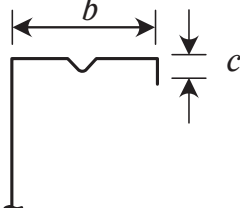
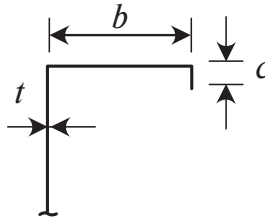
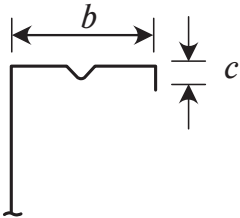
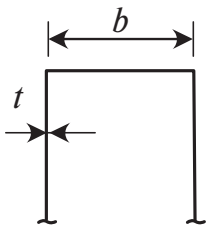
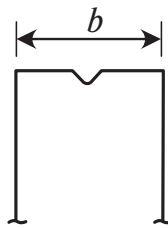
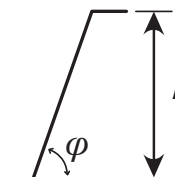
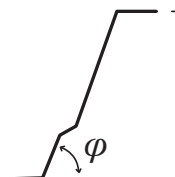
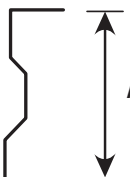
$$\begin{aligned} A &\approx A_{g,sh} \cdot (1 - \delta) \\ I_{g,y} &\approx I_{g,sh} \cdot (1 - 2\delta), \quad \text{где } \delta = 0,43 \cdot \frac{\sum_{j=1}^n r_j \frac{\phi_j}{90^0}}{\sum_{i=1}^m b_{p,i}} \\ I_{\omega} &\approx I_{\omega,sh} \cdot (1 - \delta) \end{aligned}$$

Размеры сечений холодногнутых профилей ограничиваются из условия развития значительных поперечных деформаций потерявших местную устойчивость элементов сечения. В состоянии закритической работы угловые сгибы и ребра жесткости сечения перераспределяют на себя внешнюю нагрузку, и при достаточно большой гибкости примыкающих элементов могут сами потерять устойчивость, не позволяя в целом сечению реализовать его несущую способность даже с учетом редуцирования. Также немаловажным является тот факт, что более гибкие элементы сечения легче подвержены повреждениям во время транспортировки, подъема и установки в проектное положение. В разных стандартах эти ограничения различны и зависят от культуры изготовления, производства и принятого метода анализа конструкции (например, для метода прямого анализа ограничений меньше [7, 8]). Предельные значения параметров сечений холодногнутого элемента приведены в таблице 5.2.1. Следует отметить, что они существенно отличаются от принятых в [3, 7]. В тех случаях, когда анализ прочности конструкции определяется по результатам натурных экспериментов, введение ограничений гибкости элементов сечений не требуется.

Негативное влияние возможной потери местной устойчивости и устойчивости потери формы сечения на несущую способность легких тонкостенных конструкций может быть выражено для конкретных элементов в виде уменьшения (или «редуцирования») основных геометрических характеристик их сечений [1, 3]. Для расчета основных геометрических характеристик элементов из холодногнутого профиля применяется принцип разбиения на набор отдельных компонентов — полка с отгибом, стенка с ребрами жесткости. Влияние местной устойчивости и устойчивости формы сечения для каждого компонента в зависимости от его напряженно-деформированного состояния оценивается отдельно и выражается в исключении определенных областей сечения из работы или уменьшения их толщины. Взаимодействие между компонентами сечения

Таблица 5.2.1




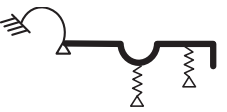

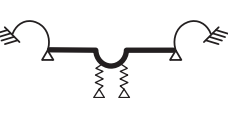


Границы применимости холодногнутого элемента согласно [1]

Элемент поперечного сечения	Ограничение размеров
 	$b/t \leq 60$
 	$b/t \leq 100$ $c/t < 40$
 	$b/t \leq 100$ $c/t < 50$ $d/t \leq 40$
 	$b/t \leq 300$
  	$h/t \leq 300 \sin \varphi$ $45^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ$

рассматривается с помощью соответствующего моделирования их стыков и ребер жесткости (см. табл. 5.2.2). Жесткость угловых и линейных закреплений, используемых для моделирования влияния соседних стен или ребер жесткости, может быть оценена путем испытаний или на основании упрощенных расчетов. Редуцированные свойства всего сечения определяются как сумма свойств составляющих его редуцированных компонентов.

Таблица 5.2.2.

Расчетные модели компонентов сечений [1]

Тип элемента	Расчетная модель	Тип элемента	Расчетная модель
			
			

В дополнение к учету редуцирования характеристик сечения холодногну-  
тых профилей также следует добавить возможное смещение центральной оси  
эффективного поперечного сечения относительно центральной оси полного  
поперечного сечения и изменчивость эффективного сечения от расчетной  
комбинации нагрузок.

### 5.2.2. Местная устойчивость элементов поперечного сечения

Местная потеря устойчивости сечения холодногнутого элемента представ-  
ляет собой такие формы потери устойчивости, при которых угловые сгибы  
профиля остаются прямолинейными, а пластины между ними выгибаются  
с длиной волны, сравнимой с их шириной. Несмотря на то, что под действи-  
ем нагрузки пластины могут потерять устойчивость, сечение холодногнуто-  
го элемента в целом продолжит работать за счет более жестких углов сгиба  
и ребер жесткости. Таким образом, в отличие от классической задачи Эйлера  
об устойчивости колонны, потеря местной устойчивости пластин не приводит  
к потере несущей способности элемента, и они продолжают работу в закри-  
тической области.

Прямолинейность сгибов позволяет рассматривать задачу, выделяя пластины  
из сечения со своими граничными условиями и действующими внутренними  
напряжениями. Для большинства применяемых на практике профилей все-  
возможные расчетные модели пластин можно условно разделить по принятым  
условиям закрепления на сгибах на два типа:

- продольные шарнирно закрепленные с двух сторон внутренние пластины  
(с двухсторонним закреплением);
- продольные шарнирно закрепленные с одной стороны внешние пла-  
стины (с односторонним закреплением);

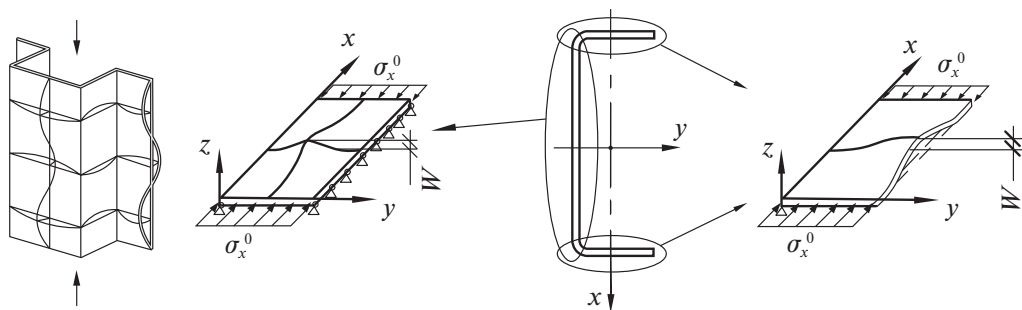


Рис. 5.2.3. Разделение сечения на отдельные пластины

В идеализированной задаче равномерного сжатия опор пластины (без учета начальных геометрических несовершенств) на начальных этапах приложения нагрузки напряжения распределяются равномерно. При достижении критических напряжений  $\sigma_{med} \geq \sigma_{cr}$  происходит потеря устойчивости, и пластины приобретают другую равновесную форму, характеризующую их заметным выгибом. Данное явление также сопровождается значительным перераспределением внутренних напряжений по ширине пластин. Внутренние мембранные напряжения концентрируются у обладающих большей продольной жесткостью краевых отгибов, в то время как в местах максимального выгиба они снижаются. Степень неравномерности возрастает с ростом величины нагрузки.

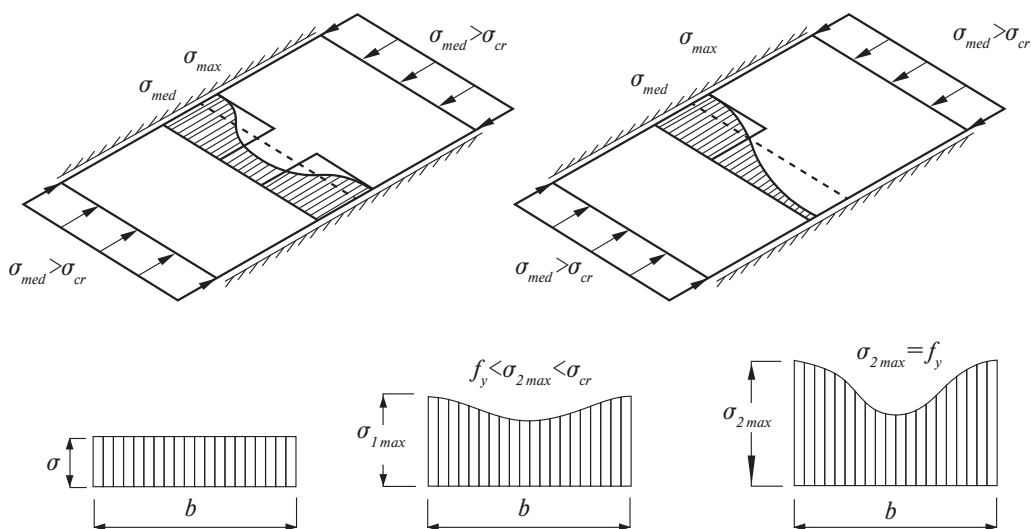


Рис. 5.2.4. Распределение продольных мембранных напряжений в закритической стадии работы тонких пластин

Наличие начальных несовершенств (в виде начального местного искривления и остаточных напряжений) у реальных пластин в проводимых экспериментах определяет более плавный характер развития деформаций  $w$ . Чем больше влияние начальных несовершенств, тем раньше начинает проявляться нелинейный характер распределения напряжений. Также следует отметить, что в результатах



экспериментов в силу высокой гибкости разница между критическими напряжениями, соответствующими потере местной устойчивости и несущей способности по упругой или упругопластической стадии работы материала невелика. Поэтому за предельное состояние местной потери устойчивости в легких тонкостенных конструкциях обычно принимают момент достижения расчетного сопротивления.

Решение закритической задачи устойчивости в упругой стадии в условиях развития больших деформаций было описано дифференциальным уравнением, выведенным Карманом еще в 1910 г. [17]:

$$\frac{D}{t} \cdot \left( \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right) = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - 2 \cdot \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}, \quad (5.2.1)$$

где

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}; \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}; \quad \tau_{xy} = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y};$$

$t$  — толщина пластины;

$D = \frac{E \cdot t^3}{12(1 - \mu^2)}$  — цилиндрическая жесткость пластины.

В силу своей сложности предложенный метод нашел ограниченное применение в практических расчетах. Поэтому позднее, в 1932 г., Карманом [18] был предложен новый инженерный подход, в рамках которого нелинейное распределение напряжений по пластине заменялось линейным распределением внешней нагрузки на части ширины пластины. Такой подход получил название метод «эффективной ширины».

$$P = \sigma_{med} \cdot b \cdot t = \int_0^b \sigma_x(y) \cdot t \cdot dy = \sigma_{max} \cdot b_{eff} \cdot t, \quad (5.2.2)$$

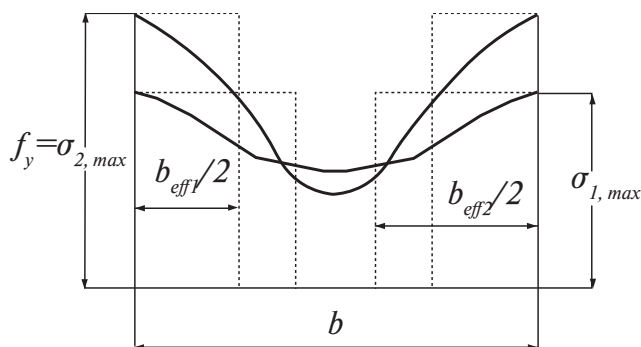


Рис. 5.2.5. Изменение величины  $b_{eff}$  в зависимости от уровня напряжений

Новый подход основывается на аналитическом решении уравнения (5.2.1) для гибкой длинной пластины, шарнирно закрепленной по длинным сторонам под действием продольной сжимающей нагрузки [23]:

$$\sigma_{cr} = \frac{K_\sigma \cdot \pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot (b/t)^2}, \quad (5.2.3)$$

где  $K_\sigma$  – коэффициент граничных условий для рассматриваемой пластины (зависит от условий закрепления и соотношения напряжений на концах пластины);  
 $\mu$  – коэффициент Пуассона (для стали  $\mu = 0.3$ );  
 $E$  – модуль Юнга.

В закритическом предельном состоянии пластины, когда  $\sigma_{max} = R_y \geq \sigma_{cr}$ , при появившейся редуции ее эффективная ширина может быть определена из анализа критических напряжений другой условной пластины шириной  $b_{eff}$

$$\sigma_{max} = R_y = \sigma_{cr,1} = \frac{K_\sigma \cdot \pi \cdot E}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot (b_{eff} / t)^2}, \quad (5.2.4)$$

Для описания редуции в отечественной и зарубежной литературе рекомендуется использовать относительный параметр гибкости пластины, выражаемый через отношение расчетного сопротивления стали к критическим напряжениям потери устойчивости пластины из (5.2.3):

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\sqrt{R_y} \cdot b/t \cdot \sqrt{12 \cdot (1 - \mu^2)}}{\sqrt{K_\sigma} \cdot \pi \cdot \sqrt{E}} = \frac{b/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{K_\sigma}}, \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{R_y}}, \quad (5.2.5)$$

Тогда основной параметр для определения эффективного сечения – коэффициент редуции или относительный параметр эффективной ширины пластины, будет:

$$\rho = \frac{b_{eff}}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{R_y}} = \frac{1}{\bar{\lambda}_p}, \quad (5.2.6)$$

Эта формула была видоизменена Винтер в 1946г для лучшей корреляции экспериментальными данными и приобрела более знакомый для нас вид (5.2.7 а, 5.2.7 б), реализованный в стандартах [1, 5].

$$\rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} \cdot \left( 1 - \frac{0,188}{\bar{\lambda}_p} \right) = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1, \quad (5.2.7 \text{ а})$$

$$\rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} \cdot \left( 1 - \frac{0,055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p} \right) = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1, \quad (5.2.7 \text{ б})$$

Формулы (5.2.7 а) и (5.2.7 б) выведены для пластин в их предельном состоянии с односторонним и двухсторонним закреплением соответственно, но с некоторыми видоизменениями (см. 5.2.8 а и 5.2.8 б) они остаются справедливыми и для напряжений ниже расчетного сопротивления при  $R_y \geq \sigma_{max} \geq \sigma_{cr}$ .

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,c} - 0,188}{\bar{\lambda}_{p,c}^2} + 0,18 \frac{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,c}}{\bar{\lambda}_p - 0,6}, \quad (5.2.8 \text{ а})$$

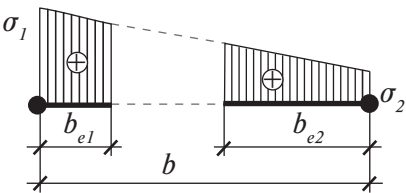
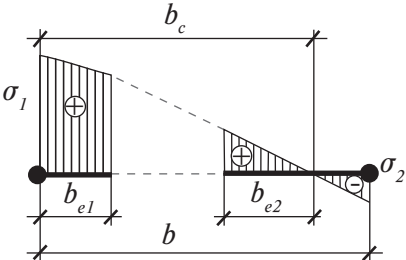
$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,c} - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{p,c}^2} + 0,18 \frac{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,c}}{\bar{\lambda}_p - 0,6}, \quad (5.2.8 \text{ б})$$

где  $\bar{\lambda}_{p,c} = \bar{\lambda}_p \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{max}}{R_y}}$ , сжимающими считаются положительные напряжения.

Величина критических напряжений пластины  $\sigma_{cr}$  зависит от величины  $K_\sigma$ , которая учитывает не только условия закрепления продольных торцов, но и возможное неравномерное распределение действующих в сечении напряжений по ширине. Также следует понимать, что при неравномерном распределении напряжений зона редуцирования пластины смещается в сторону больших сжимающих напряжений, и информация о ее местоположении является существенной. В [1, 5] разработаны подробные указания по определению  $K_\sigma$  и мест расположения зоны редукции. Данная информация сведена в таблицы 5.2.3, 5.2.4.

Таблица 5.2.3

Пластины с двумя закрепленными кромками

Распределение напряжений (сжатие положительное)				Эффективная ширина		
				$1 \geq \psi \geq 0$ $b_{eff} = \rho b$ $b_{e1} = \frac{2}{5-\psi} b_{eff}, b_{e2} = b_{eff} b_{e1}$		
				$\psi < 0$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho b / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff}, b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$1 > \psi \geq -3$
$K_\sigma$	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29 \psi + 9,78 \psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

**Пример 1:**

Определить величину и место расположения зоны редукции для отдельной пластины сечения холодногнутого профиля с двухсторонним закреплением.

$b = 200 \text{ мм};$   
 $t = 2 \text{ мм};$   
 $R_y = 320 \text{ МПа}$   
 $\sigma_1 = 240 \text{ МПа};$   
 $\sigma_2 = -50 \text{ МПа}.$

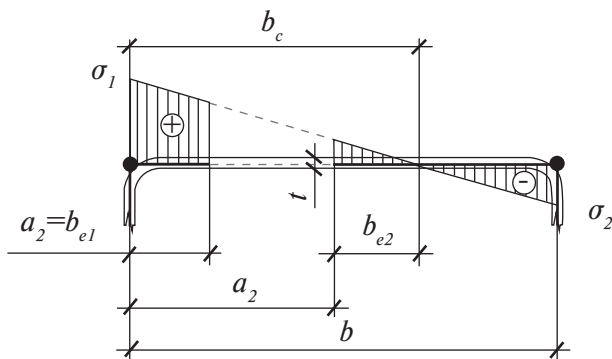
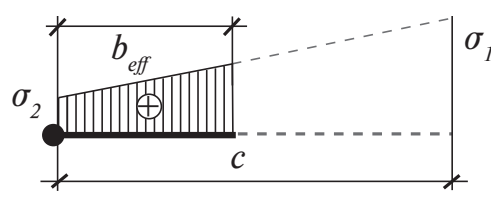
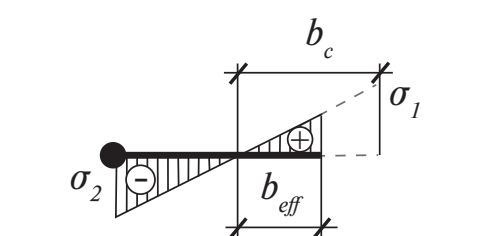
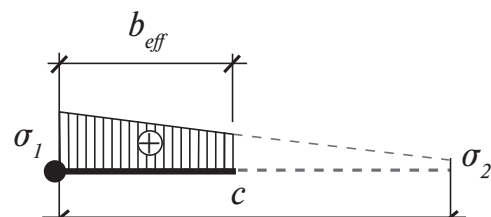
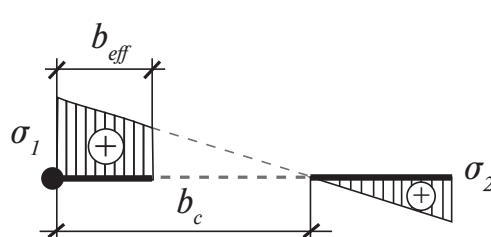


Таблица 5.2.4

Пластины с одной закрепленной кромкой

Распределение напряжений (сжатие положительное)			Эффективная ширина		
			$1 \geq \psi \geq 0$ $b_{eff} = \rho c$		
			$\psi < 0$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$-1 \geq \psi \geq -3$	
$K_\sigma$	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21 \psi + 0,07 \psi^2$	
			$1 \geq \psi \geq 0$ $b_{eff} = \rho c$		
			$\psi < 0$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi \geq -1$	-1
$K_\sigma$	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5 \psi + 17,1 \psi^2$	23,8

Расчетная модель выделяется по пересечению срединных линий пластин, составляющих сечение. Отношение внутренних напряжений на концах выделенной пластины  $\psi = \sigma_2/\sigma_1 = -50/240 = -0,20833$ . Параметр  $K_\sigma$  для обозначенных граничных условий определяется:

$$\begin{aligned} K_\sigma &= 7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2 = \\ &= 7,81 - 6,29 \cdot (-0,20833) + 9,78(-0,20833)^2 = 9,545 \end{aligned}$$

Относительный параметр гибкости рассматриваемой пластины при заданном напряженно-деформированном состоянии определяется по формуле (5.2.5):

$$\overline{\lambda}_p = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{K_\sigma}} = \frac{200/2}{28,4 \cdot \sqrt{235/320} \cdot \sqrt{9,545}} = 1,33$$

Учитывая, что напряжения не достигают расчетного сопротивления стали  $R_y$ , модифицированный относительный параметр гибкости пластины равен:

$$\begin{aligned} \overline{\lambda}_{p,c} &= \overline{\lambda}_p \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{\max}}{R_y}} = 1,33 \cdot \sqrt{\frac{240}{320}} = 1,152 \\ \overline{\lambda}_{p,c} &= 1,152 > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} = \\ &= 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055 \cdot (-0,20833)} = 0,811 \end{aligned}$$

Таким образом установлено, что рассматриваемая пластина теряет местную устойчивость, и можно определить зону ее редукции.

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{\overline{\lambda}_{p,c} - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\overline{\lambda}_{p,c}^2} + 0,18 \frac{\overline{\lambda}_p - \overline{\lambda}_{p,c}}{\overline{\lambda}_p - 0,6} = \frac{1,152 - 0,055 \cdot (3 + (-0,20833))}{(1,152)^2} + \\ &+ 0,18 \frac{1,33 - 1,152}{1,33 - 0,6} = 0,796 \end{aligned}$$

Так как знаки напряжений на концах различны, то эффективная ширина сечения будет определяться из ширины только сжатой части пластины  $b_c$ .

$$b_c = \frac{240}{240 - (-50)} b = 0,827 \cdot 200 \text{ мм} = 165,5 \text{ мм}$$

Тогда ширина зоны редукции и ее привязка определяются:

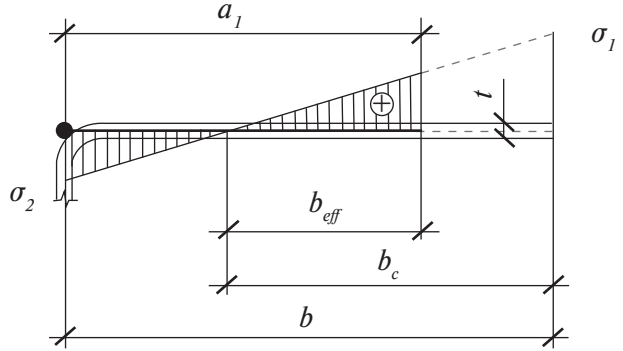
$$\begin{aligned} b_{eff} &= \rho b_c = 0,796 \cdot 165,5 \text{ мм} = 131,7 \text{ мм} \\ a_1 &= b_{e1} = 0,4 \cdot b_{eff} = 0,4 \cdot 131,7 \text{ мм} = 52,7 \text{ мм} \\ a_2 &= b_c - 0,6 b_{eff} = 165,5 \text{ мм} - 0,6 \cdot 131,7 \text{ мм} = 86,5 \text{ мм} \end{aligned}$$

## **Пример 2:**

Определить величину и месторасположение зоны редукции для отдельной пластины сечения холодногнутого профиля с односторонним закреплением.



$$\begin{aligned} b &= 80 \text{ мм}; \\ t &= 2 \text{ мм}; \\ R_y &= 320 \text{ МПа} \\ \sigma_1 &= 280 \text{ МПа}; \\ \sigma_2 &= -120 \text{ МПа}. \end{aligned}$$



Как и в примере 1, расчетная модель выделяется по пересечению срединных линий пластин, составляющих сечение. Отношение внутренних напряжений на концах выделенной пластины  $\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = -120 / 280 = -0,429$ . Параметр  $K_\sigma$  для обозначенных граничных условий определяется линейной интерполяцией между значениями:

$$K_\sigma = \frac{0,85 - 0,57}{-1 - 0}(-0,429 - 0) + 0,57 = 0,69$$

Относительный параметр гибкости рассматриваемой пластины при заданном напряженно-деформированном состоянии определяется по формуле (5.2.5):

$$\overline{\lambda}_p = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{K_\sigma}} = \frac{80/2}{28,4 \cdot \sqrt{235/320} \cdot \sqrt{0,69}} = 1,979$$

Учитывая, что напряжения не достигают расчетного сопротивления стали  $R_y$ , модифицированный относительный параметр гибкости пластины равен:

$$\overline{\lambda}_{p,c} = \overline{\lambda}_p \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{\max}}{R_y}} = 1,979 \cdot \sqrt{\frac{280}{320}} = 1,851 > 0,748$$

Таким образом установлено, что рассматриваемая пластина теряет местную устойчивость, и можно определить зону ее редукции.

$$\rho = \frac{\overline{\lambda}_{p,c} - 0,188}{\overline{\lambda}_{p,c}^2} + 0,18 \frac{\overline{\lambda}_p - \overline{\lambda}_{p,c}}{\overline{\lambda}_p - 0,6} = \frac{1,851 - 0,188}{1,851^2} + 0,18 \frac{1,979 - 1,851}{1,979 - 0,6} = 0,502$$

Так как знаки напряжений на концах различны, то эффективная ширина сечения будет определяться из ширины только сжатой части пластины  $b_c$ .

$$b_c = \frac{280}{280 - (-120)} b = 0,7 \cdot 80 \text{ мм} = 56 \text{ мм}$$

Тогда ширина зоны редукции и ее привязка определяются:

$$\begin{aligned} b_{eff} &= \rho b_c = 0,502 \cdot 56 \text{ мм} = 28,1 \text{ мм} \\ a_1 &= b - b_c + b_{eff} = 80 \text{ мм} - 56 \text{ мм} + 28,1 \text{ мм} = 52,1 \text{ мм} \end{aligned}$$

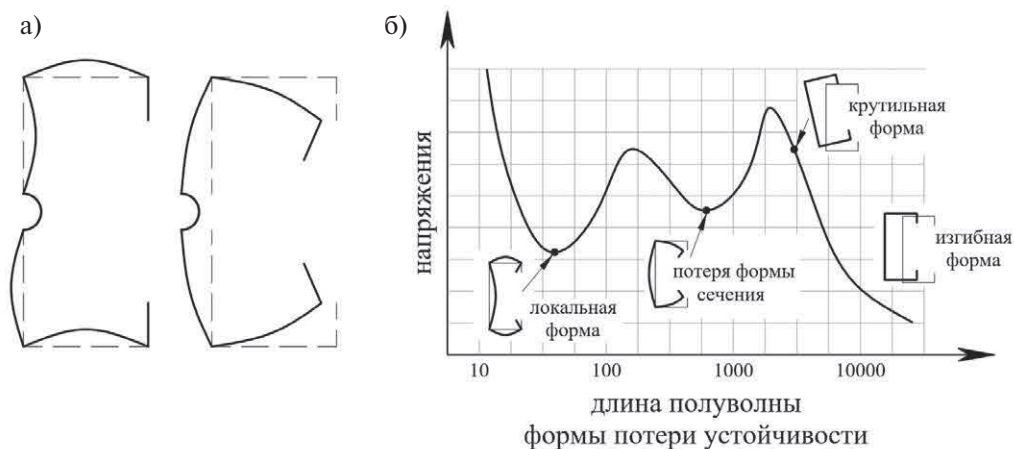
### 5.2.3. Устойчивость формы поперечного сечения

Описанный в предыдущем разделе расчет местной потери устойчивости показывает, что увеличение гибкости пластин (отношение ее ширины к толщине)

снижает значение критических напряжений и приводит к появлению редукции сечения на ранних этапах нагружения. Это позволяет инженеру предугадать поведение рассматриваемого профиля под нагрузкой и при необходимости изменить соответствующим образом его форму.

В отличие от местной потери устойчивости влияние потери устойчивости формы сечения не так очевидно. Проявление таких форм потери устойчивости характерно для элементов конструкций из холодногнутых профилей, обладающих сложной геометрической формой или имеющих продольные ребра жесткости. При определённых параметрах таких элементов критические напряжения потери устойчивости формы могут оказаться даже ниже критических напряжений потери местной устойчивости. Таким образом, именно потеря устойчивости формы сечения может внести решающий вклад в оценку несущей способности элемента.

Потеря устойчивости формы сечения в отличие от местных форм потери устойчивости, связана с выгибом сразу нескольких пластин сечения, обычно включающих продольное ребро жесткости (рис. 5.2.6). Сопротивление сечения потере своей формы определяется с одной стороны изгибной жесткостью элемента продольного ребра, с другой – крутильной жесткостью части сечения, включающего рассматриваемое ребро. Например, для С-образного сечения с высокой стенкой и узкими полками устойчивость последних будет зависеть в первую очередь от крутильной жесткости полки с отгибом. В то же самое время для сечений с широкими полками определяющим станет жесткость продольного ребра относительно собственной горизонтальной оси. От комбинации этих факторов, а также от взаимного влияния друг на друга потери устойчивости частей сечения зависит анализ несущей способности сечения.



**Рис. 5.2.6.** Формы потери устойчивости: (а) местная форма потери устойчивости и потеря устойчивости формы сечения); б) характерные формы потери устойчивости С-образного сечения

Как показывают численные исследования, длины форм потери устойчивости находятся между значениями, определяющими местные и общие формы

потери устойчивости. Их проявление обычно связано с искривлением профиля на длинах, сравнимых с тремя-четырьмя поперечными размерами сечения.

В практике проектирования холодногнутых профилей данной формы потери устойчивости следует отводить особо пристальное внимание. Существуют как приближенные инженерные, так и численные методы анализа влияния таких форм. Приближенные методы относительно просты для вычисления, но имеют ограниченную область применения, сводящуюся к наиболее распространенным в практике случаям. Они подробно описаны в [1, 5]. Численные методы расчета сопряжены с использованием специализированного программного обеспечения [36, 37, 38, 39], снимающего большинство ограничений и позволяющего помимо потери устойчивости формы сечения производить оценку также местной и общей устойчивости стержневых элементов. Их применение в практических расчетах считается более прогрессивным и приоритетным в расчете легких тонкостенных конструкций [7].

Приближенный инженерный метод оценки влияния потери устойчивости формы сечения согласно [1, 5] представляет собой расчет плоских пластин с продольными элементами жесткости. Расчет основан на предположении о том, что сжатая часть сечения, включающая ребро жесткости и некоторую зону прилегающей пластины, работает как центрально сжатый стержень, связанный с упругим раскреплением. Жесткость раскрепления такого стержня, которая в основном определяет его несущую способность, зависит от граничных условий закрепления пластины, изгибной жесткости ее ребра и напряженно-деформированного состояния сечения в целом.

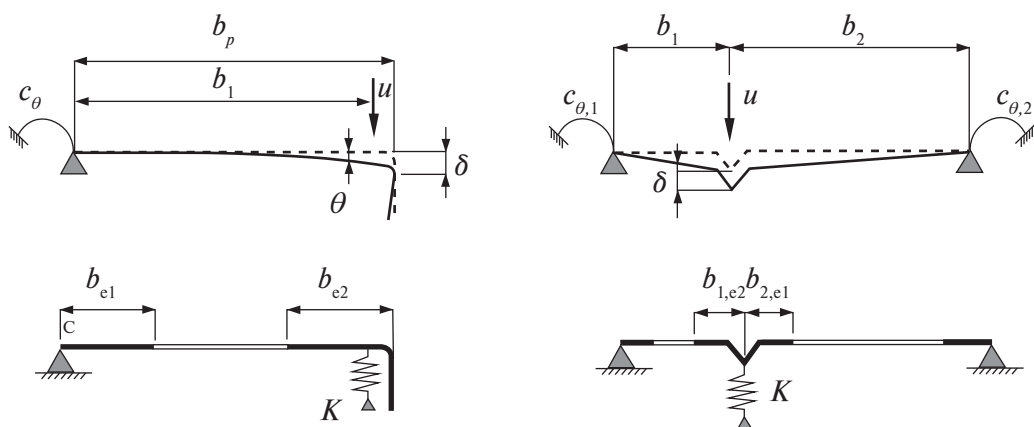


Рис. 5.2.7. Расчетная модель приближенных методов анализа

Задачи об устойчивости бесконечно длинного стержня, связанного с упругим основанием, имеют классическое решение [23]:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_s}{A_s \cdot \lambda^2} + \frac{1}{A_s \cdot \pi^2} K \cdot \lambda^2 \quad (5.2.9)$$

где  $A_s$  и  $I_s$  — площадь и момент инерции продольного ребра жесткости;  
 $\lambda = L/m$  — половина длины волны,  $m$  — целое число полуволн.

Число полуволн с минимальными критическими напряжениями можно получить из условия минимизации напряжений. Тогда получаем формулу для определения минимальных критических напряжений в виде аналогичных, применяемых в стандартах [1, 5]:

$$\sigma_{cr} = \frac{2 \cdot \sqrt{K \cdot E \cdot I_s}}{A_s} \quad (5.2.10)$$

где  $K = u / \delta$  – жесткость условной пружины на единицу длины, определяемая как отношение единичной нагрузки  $u$  к соответствующим ей перемещениям  $\delta$ .

Влияние эффекта от потери устойчивости формы сечения на несущую способность элемента реализовано в [1, 5] через условное занижение продольной жесткости ребра (уменьшение его площади). Коэффициент снижения несущей способности ребра  $\chi_d$  определяется в зависимости от его относительной гибкости:

$$\begin{aligned} \overline{\lambda_d} &= \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr}}} \\ \chi_d &= 1,0 \text{ при } \overline{\lambda_d} \leq 0,65; \\ \chi_d &= 1,47 - 0,723 \overline{\lambda_d} \text{ при } 0,65 < \overline{\lambda_d} < 1,38; \\ \chi_d &= \frac{0,66}{\overline{\lambda_d}} \text{ при } \overline{\lambda_d} \geq 1,38; \end{aligned} \quad (5.2.11)$$

Определяющим параметром для вычисления редукции  $\chi_d$  являются критические напряжения  $\sigma_{cr}$ , которые упрощенным способом могут быть определены только для отдельных хорошо изученных случаев – для краевых и промежуточных элементов жесткости (см. рис. 5.2.7). Именно такие ребра чаще всего встречаются в практике, однако следует помнить, что они также имеют ограничения по применению:

- высота краевого отгиба  $c \geq 0.2 b$ ;
- для краевого отгиба отношение  $b/t \leq 60$  (для двойного отгиба:  $b/t \leq 90$ );
- угол наклона краевого отгиба к полке должен находиться в пределах  $45^\circ \dots 135^\circ$ ;
- количество промежуточных ребер жесткости должно быть не более двух.

С учетом обозначенных ограничений нормы [1, 5] предусматривают вычисление критических напряжений по (5.2.10) с учетом поперечной жесткости  $K$ :

- для краевого отгиба:

$$K = \frac{E \cdot t^3}{4 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 \cdot h_w + b_1^3 + 0,5 \cdot b_1 \cdot b_2 \cdot h_w \cdot k_f} \quad (5.2.12)$$

- для промежуточного элемента жесткости:

$$K = \frac{(b_1 + b_2) E \cdot t^3}{4 \cdot b_1^3 \cdot b_2 \cdot (1 - \nu)} \quad (5.2.13)$$

Так как для продольного ребра за счет редукции происходит уменьшение его жесткости, нагрузка с него перераспределяется на другие части сечения, что может быть учтено с использованием итерационного процесса расчета.

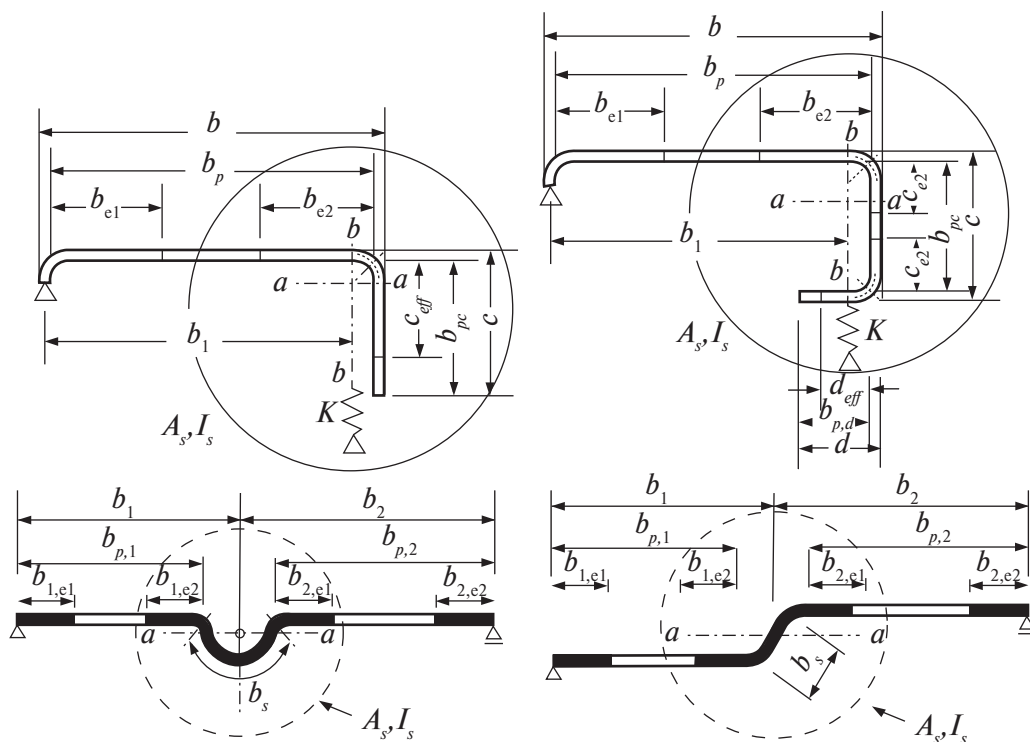


Рис. 5.2.8. Краевые и промежуточные элементы жесткости

В процессе итерационного расчета уменьшается величина воспринимаемых сечением напряжений  $\sigma_{com} = \chi_d R_y$  и уточняются границы зоны редукции, определяющие границу сечения продольного ребра до тех пор пока  $\chi_{d,i} \approx \chi_{d,i+1}$

Альтернативным методом определения критических напряжений элемента продольной жесткости является расчет на устойчивость первого порядка в упругой стадии с использованием численного моделирования [1, 5].

### Пример 3:

Определить величину и месторасположение зоны редукции для сечения холодногнутого С-образного профиля с учетом продольного ребра жесткости в виде краевого отгиба при изгибе.

Высота сечения  $h = 150$  мм

Ширина сечения  $b = 50$  мм

Высота отгибов  $c = 15$  мм

Номинальная толщина  $t_{nom} = 1$  мм

Расчетная толщина  $t = 0,96$  мм

Расчетное сопротивление стали  $R_y = 320$  МПа

Высота расчетного сечения:

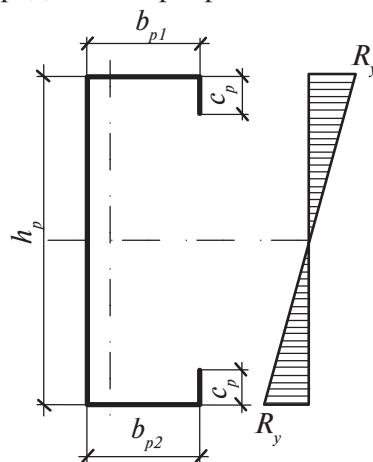
$$h_p = h - t_{nom} = 150 - 1 = 149 \text{ мм}$$

Ширина полки расчетного сечения:

$$b_{p1} = b_{p2} = b - t_{nom} = 50 - 1 = 49 \text{ мм}$$

Высота отгиба расчетного сечения:

$$c_p = c - t_{nom} / 2 = 15 - 1 / 2 = 14,5 \text{ мм}$$

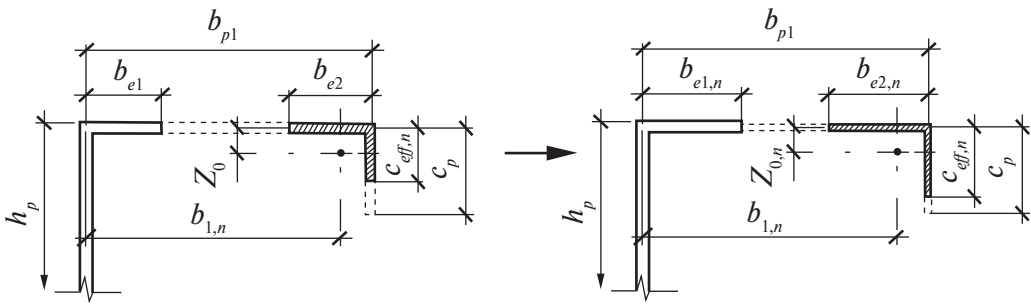




Процедура определения эффективного сечения профиля начинается с расчета редукиции, вызванной местной потерей устойчивости отдельных пластин. При этом предполагается, что участки сгиба, включая продольные ребра жесткости в виде отгибов, не смещаются. Полка сечения в этом случае рассматривается как пластина с двухсторонним закреплением, отгиб – с односторонним закреплением. Расчет редукиции вследствие местной потери устойчивости на первой итерации расчета выполняем при уровне напряжений, соответствующем расчетному сопротивлению  $R_y$ . В настоящем примере расчет местной устойчивости опущен и приведен только в виде окончательных результатов.

$$c_{eff} = \rho \cdot c_p = 0,873 \cdot c_p = 12,66 \text{ мм}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = 0,5 \cdot \rho \cdot b_{p1} = 0,5 \cdot 0,776 \cdot 49 = 19,012 \text{ мм}$$



**Рис. 5.2.9.** Редукция вследствие потери местной устойчивости сечения полки элемента с отгибом

Как только будут определены границы редукиции ребра жесткости, можно будет определить его собственные геометрические характеристики: площадь сечения  $A_s$  и момент инерции относительно горизонтальной оси  $I_s$ .

$$A_s = t \cdot (c_{eff} + b_{e2}) = 0,96 \cdot (12,66 + 19,012) = 30,405 \text{ мм}^2$$

$$I_s = \frac{b_{e2} t^3}{12} + \frac{c_{eff}^3 t}{12} + b_{e2} \cdot t \cdot z_0^2 + c_{eff} \cdot t \cdot \left( \frac{c_{eff}}{2} - z_0 \right)^2 \rightarrow I_s = 456 \text{ мм}^4$$

где  $z_0 = c_{eff}^2 / (2 \cdot (b_{e2} + c_{eff})) = 2,529 \text{ мм}$  - смещение главных осей сечения.

Жесткость условной пружины ребра может быть определена по формуле (5.2.12):

$$K = \frac{E \cdot t^3}{4 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 \cdot h_p + b_1^3 + 0,5 \cdot b_1 \cdot b_2 \cdot h_p \cdot k_f} \rightarrow K = 0,139 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$$

где  $k_f$  – коэффициент, учитывающий напряженно-деформированное состояние сечения (для изгиба  $k_f = 0$ , для сжатия  $k_f = 1$ ),  $b_2 = b$ ;

$$b_1 = b_{p1} - b_{e2}^2 / (2 \cdot (b_{e2} + c_{eff})) = 43,29 \text{ мм}$$

Тогда критические напряжения потери устойчивости продольного ребра составят:

$$\sigma_{cr} = \frac{2 \cdot \sqrt{K \cdot E \cdot I_s}}{A_s} = \frac{2 \cdot \sqrt{0,139 \cdot 2,06 \cdot 10^8 \cdot 456}}{30,405} = 237,63 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$$

Относительная гибкость ребра жесткости  $\lambda_d$  и соответствующий ей коэффициент редукиции потери формы сечения  $\chi_d$  в первом приближении может быть определен следующим образом:

$$\overline{\lambda_d} = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{320}{237,63}} = 1,161$$

$$\chi_d = 1,47 - 0,723 \cdot \overline{\lambda_d} = 1,47 - 0,723 \cdot 1,161 = 0,631$$

Так как коэффициент редукиции меньше  $\chi_d < 1$ , то может быть выполнено итерационное уточнение полученных величин, начиная с момента определения эффективного сечения продольного ребра. Так как в ребре развивается редукиция сечения, то уровень внутренних напряжений, которые могут быть им восприняты, пропорционально снижается. Согласно [1] это учитывается при определении границ зон редукиции местной потери устойчивости отдельных пластин.

$$R_{y,i} = \chi_d R_{y,i-1}$$

$$\overline{\lambda_{p,i}} = \overline{\lambda_{p,i-1}} \cdot \sqrt{\chi_d} = \frac{b/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{K_\sigma}}, \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{\chi_d R_{y,i-1}}}$$

Таблица 5.2.5

Итерации	1	2	3
$c_{eff}$	12,657	14,5	14,5
$b_{e2}$	19,019	22,209	21,836
$\chi_d$	0,631	0,666	0,667

По результатам расчета уже трех итераций наблюдается удовлетворительная точность решения. Уточненный результат, несколько улучшает характеристики эффективного сечения, но в практических целях зачастую считают в запас, без итераций. Результаты вычисления редукиции местной потери устойчивости и потери устойчивости формы сечения выражаются в виде зон редуцирования и уменьшенной толщины профиля продольного ребра.

$$t_{red} = t \cdot \frac{A_{s,red}}{A_s} = 0,96 \cdot 0,667 = 0,64 \text{ мм}$$

где  $A_{s,red} = \chi_d A_s \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{com}}}$  – уменьшенная эффективная площадь элемента жесткости;

$\sigma_{com}$  – сжимающее напряжение вдоль центральной оси элемента жесткости от нагрузки (для примера  $\sigma_{com} = R_y$ ).

Далее их используют при определении эффективных характеристик сечения в целом и для расчета всего элемента на несущую способность.

### 5.3. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ЛСТК

#### 5.3.1. Расчет элементов на центральное растяжение и сжатие

Расчет на центральное растяжение и сжатие элементов конструкций представляет собой анализ несущей способности элемента под действием продольной силы с относительно небольшим эксцентриситетом. Обычно такое внешнее воздействие рассматривается в элементах ферм или центрально-сжатых колонн. Для элементов конструкций, выполненных из классических горячекатаных профилей, где ограничена потеря местной устойчивости, методика расчета изучена достаточно подробно. Расчет элементов из холодногнутых профилей в целом базируется на ней, но имеет ряд специфических особенностей.

Центрально растянутые элементы конструкций испытывают равномерные растягивающие напряжения по всей рабочей площади сечения, и их несущая способность зависит от расчетного сопротивления стали на растяжение. Методика расчета тонкостенных холодногнутых и классических горячекатаных профилей в этом случае не отличается. Однако следует отметить, что в расчетах на растяжение учитывается площадь сечения профиля нетто, т.е. за вычетом всех ослаблений отверстиями под крепления в узлах. В привычных конструкциях (например, в фермах) ослабления зачастую отсутствуют, так как они в большинстве своем изготавливаются на заводах с применением сварки. Конструкции из холодногнутых профилей, наоборот, соединяются преимущественно с использованием болтов, саморезов и заклепок, неизбежно приводящих к ослаблению сечения профиля. В этих условиях проверка на прочность становится актуальной.

Если ослабления расположены равномерно по сечению (к этому следует стремиться при конструировании узлов), то и распределение напряжений можно считать равномерным. В этом случае расчет на центральное растяжение выполняется по формуле:

$$\frac{N}{A_{gn} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (5.3.1)$$

Центрально-сжатые элементы сечения также следует проверять на прочность по ослабленному сечению, где в дополнение к ослаблению отверстиями под крепления может произойти потеря местной устойчивости. В некоторых случаях это формирует более опасную, чем даже расчет на устойчивость элемента ситуацию, особенно если общая ослабленная эффективная площадь  $A_{ef,n}$  имеет смещенный более чем на 1.5% центр тяжести (рис. 5.3.1).

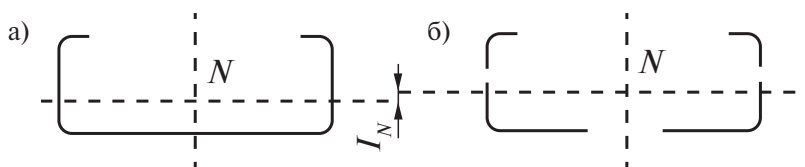


Рис. 5.3.1. Смещение центра тяжести сечения в задаче прочности

В этом случае учитываются дополнительные изгибающие моменты от эксцентриситетов приложения силы  $\Delta M_x = Ne_{Ny}$ ,  $\Delta M_y = Ne_{Nx}$ .

Тем не менее, основной проверкой центрально сжатых элементов является проверка на общую устойчивость. Ее обычно рассматривают на модели шарнирно закрепленного с двух сторон центрально сжатого стержня с начальным несовершенством в виде общего выгиба. Для идеально прямолинейного стержневого элемента решение уравнения равновесия сводится к определению критической силы Эйлера (бифуркационная задача).

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} + N \cdot y = 0 \Rightarrow N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} \quad (5.3.2)$$

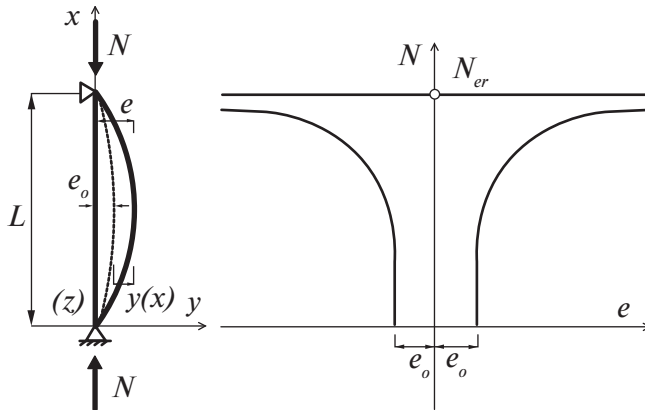


Рис. 5.3.2. Стержневая расчетная модель и результаты расчета

В реальной практике достижение значений силы Эйлера невозможно в силу имеющихся начальных несовершенств геометрического и физического характера. Значения этой силы могут быть использованы лишь при достаточно больших гибкостях стержней, с учетом некоторого запаса для бифуркационных задач (для [2]  $K=1.3$ ). Более близкой к реальной является расчетная схема, где рассматривается изначально несовершенный стержневой элемент, обладающий искривлением, обобщающим все возможные начальные несовершенства реальной конструкции.

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} + N \cdot (y(x) + y_0(x)) = 0 \Rightarrow y(x) = \frac{e_0}{\frac{N_{cr}}{N} - 1} \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (5.3.3)$$

где  $y_0(x) = e_0 \sin(\pi x / L)$  — начальная форма искривления стержня по длине с максимальной амплитудой  $e_0$  в середине стержня  $x = L/2$ .

Подставляя величину общих перемещений  $y(x) + y_0(x)$  для наиболее нагруженного среднего сечения в формулу крайних фибровых напряжений и приравнявая их к расчетному сопротивлению получаем:

$$\frac{N}{A} + \frac{N}{W} \frac{e_0}{\left(1 - \frac{N}{N_{cr}}\right)} = R_y \quad (5.3.4)$$

Принимая во внимание  $\bar{\lambda} = L_{ef} / i \sqrt{R_y / E}$ , с учетом (5.3.2) и вводя обозначение  $\varphi = N / A R_y$ , получаем уравнение относительно  $\varphi$ :

$$\pi^2 \varphi^2 - \left( \lambda^2 \cdot \left( \frac{e_0 A}{W} + 1 \right) + \pi^2 \right) + \lambda^2 = 0 \quad (5.3.5)$$

Решением квадратного уравнения являются хорошо знакомые формулы из [2] для расчета центрально сжатых стержней. Аналогичные выкладки с другими обозначениями приводятся в зарубежных нормах.

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (5.3.6)$$

$$\varphi = \frac{\delta - \sqrt{\delta^2 - 4\pi^2 \bar{\lambda}^2}}{2\bar{\lambda}^2}; \quad \delta = \pi^2 (1 - \alpha + \beta \bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2$$

Однако полученное решение описывает лишь плоскую изгибающую форму возможной потери устойчивости стержня, и вместе с тем нельзя исключать возможности проявления крутильной и изгибно-крутильной форм. Особую актуальность это приобретает для элементов из тонкостенных холодногнутох профилей, так как те в силу своей малой толщины обладают пониженными крутильными характеристиками.

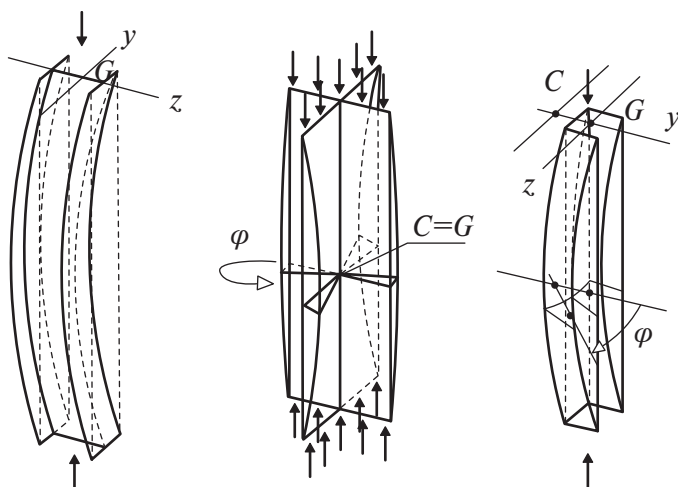


Рис. 5.3.3. Возможные формы потери устойчивости стержня при центральном сжатии

Для элементов, подверженных центральному сжатию и обладающих в силу своей формы тенденцией к потере устойчивости по крутильной или изгибно-крутильной форме, значения критических сил могут быть определены по следующим формулам из [1, 2, 3, 7]:

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left( G I_t + \frac{\pi^2 E I_\omega}{L_{cr,T}^2} \right) \quad (5.3.7)$$

где  $i_0^2 = i_x^2 + i_y^2 + x_0^2 + y_0^2$ ;

$i_x, i_y$  – радиусы инерции полного сечения относительно соответствующих осей;



$L_{cr,T}$  – расстояние между точками раскрепления крутильных деформаций;  
 $I_{\omega}$  – секториальный момент инерции полного сечения;  
 $I_t$  – момент инерции при свободном кручении полного сечения.

$$N_{cr,FT} = \frac{N_{cr,y}}{2\beta} \left[ 1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} - \sqrt{\left( 1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} \right)^2 - 4\beta \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}} \right] \quad (5.3.8)$$

где  $\beta = 1 - (y_0/i_0)$ .

Расчет несущей способности стальных элементов конструкций из холодногнутых профилей на центральное растяжение и сжатие в практических целях выполняется аналогичным способом, что и для классических горячекатаных профилей, с использованием требований современных норм и правил [1, 2]. Принимая во внимание эффект редуцирования сечения, прочность сечения выражается  $N = A_{ef} R_y$ . Тогда проверка сечения принимает вид:

$$\frac{N}{\varphi(\pi\bar{\lambda}) A_{ef} R_y \gamma_c} \leq 1; \quad \bar{\lambda} = \frac{l_{ef}}{\pi i} \sqrt{\frac{R_y A_{ef}}{E A_g}} = \sqrt{\frac{R_y A_{ef}}{N_{cr,F}}} \quad (5.3.9)$$

где  $\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, значение которого находится по [2] в зависимости от условной гибкости  $\pi \cdot \bar{\lambda}$ ;

$\bar{\lambda}$  – условная гибкость сечения профиля по [1] (соответствует понятию гибкости по [3], не соответствует понятию гибкости по [2]);

$N_{cr,F}$  – критическая сила Эйлера при плоском продольном изгибе;

$\gamma_c$  – коэффициент надежности по условию работы, определяемый по [1] (существенно отличается от указанных в [2]).

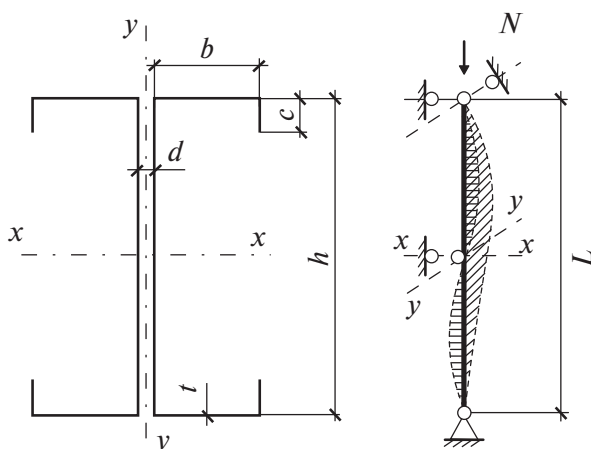
В случае существенного смещения центра тяжести сечения вследствие редукиции сечения необходимо учитывать влияние дополнительных изгибающих моментов  $\Delta M_x$ ,  $\Delta M_y$ , а расчет выполнять как для внецентренно-сжатого стержня (см. п.5.3.3). Это не отменяет требования выполнять дополнительную проверку устойчивости по крутильной и изгибно-крутильной форме. В этом случае расчет выполняется также по (5.3.9), но по другой условной гибкости, определённой по критической силе  $N_{cr,T}$  для элементов с двумя осями симметрии или  $N_{cr,FT}$  для элементов, симметричных относительно оси у-у.

Существующие стандарты проектирования дают рекомендации по расчету легких тонкостенных конструкций сплошностенчатого сечения, а также составных сечений, если расстояние между соединительными прокладками или болтами не превышает  $30 i_{ef}$  для сжатых элементов и  $70 i_{ef}$  для растянутых элементов. Для таких сечений также следует выполнять проверку отдельных ветвей на изгибно-крутильной форме потери устойчивости с учетом дополнительного момента  $\Delta M_x$ .

#### Пример 4:

Оценить несущую способность шарнирно опертой колонны из спаренных холодногнутых С-образных профилей при центральном сжатии. Раскрепление стержня от поворота осуществляется в крайних опорных сечениях.

$$\begin{aligned}
 h &= 150 \text{ мм;} \\
 b &= 50 \text{ мм;} \\
 c &= 15 \text{ мм;} \\
 d &= 4 \text{ мм;} \\
 t &= 1,2 \text{ мм;} \\
 L &= 3 \text{ м;} \\
 R_y &= 320 \text{ МПа.}
 \end{aligned}$$



На первом этапе расчета для определения редуцированных характеристик сечения находятся зоны редуцирования в соответствии с пп. 5.2.1...5.2.3. Для рассматриваемого сечения в предельном состоянии при  $\sigma = R_y$  характерны как редукция вследствие местных форм потери устойчивости, так и потеря устойчивости формы сечения. Остальные характеристики, определенные согласно общим правилам сопротивления материалов и теории тонкостенных стержней, представлены в таблице 5.3.1:

Таблица 5.3.1

Характеристики сечения		Общий вид редуцированного сечения
Площадь	$A_g = 6,72 \text{ см}^2$	
Редуцированная площадь	$A_{eff} = 3,47 \text{ см}^2$	
Момент инерции относительно x-x	$I_x = 235,44 \text{ см}^4$	
Момент инерции относительно y-y	$I_y = 38,977 \text{ см}^4$	
Радиус инерции x	$i_x = 5,92 \text{ см}$	
Радиус инерции y	$i_y = 2,5 \text{ см}$	
Момент инерции чистого кручения	$I_t = 322,56 \text{ мм}^4$	
Секториальный момент инерции	$I_\omega = 2353,5 \text{ см}^6$	

Вторым этапом расчета определяются условные гибкости элемента по плоской изгибной форме потери устойчивости с учетом редукции сечения:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{L_{ef}}{\pi \cdot i_x} \sqrt{\frac{R_y A_{ef}}{E A_g}} = \frac{300 \text{ см}}{3,14 \cdot 5,92 \text{ см}} \sqrt{\frac{320 \text{ МПа} \cdot 3,47 \text{ см}^2}{2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа} \cdot 6,72 \text{ см}^2}} = 0,46$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{L_{ef}}{\pi \cdot i_y} \sqrt{\frac{R_y A_{ef}}{EA_g}} = \frac{150 \text{ см}}{3,14 \cdot 2,5 \text{ см}} \sqrt{\frac{320 \text{ МПа} \cdot 3,47 \text{ см}^2}{2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа} \cdot 6,72 \text{ см}^2}} = 0,54$$

Условная гибкость элемента по крутильной форме потери устойчивости определяется с учетом значения критической силы при кручении:

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_x^2 + i_y^2} \left( GI_t + \frac{\pi^2 EI_\omega}{L_{cr,T}^2} \right) = \frac{1}{(5,92 \text{ см})^2 + (2,5 \text{ см})^2} \cdot \left( 1,471 \cdot 10^5 \text{ МПа} \cdot 0,032 \text{ см}^4 + \frac{3,14^2 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа} \cdot 2353,5 \text{ см}^6}{(300 \text{ см})^2} \right) = 140 \text{ кН}$$

$$\overline{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A_{ef} R_y}{N_{cr,T}}} = \sqrt{\frac{3,47 \text{ см}^2 \cdot 320 \text{ МПа}}{140 \text{ кН}}} = 0,891$$

Для расчета несущей способности холодногнутого элемента используется максимальное значение условной гибкости 4-го класса сечения:

$$\overline{\lambda}_4 = \max(\overline{\lambda}_x, \overline{\lambda}_y, \overline{\lambda}_T) = \overline{\lambda}_T = 0,891$$

Дальнейший расчет выполняется по [2] с учетом корректировки гибкости:

$$\overline{\lambda} = \pi \cdot \overline{\lambda}_4 = 3,14 \cdot 0,891 = 2,798$$

$$\delta = \pi^2 (1 - \alpha + \beta \overline{\lambda}) + \overline{\lambda}^2 = 9,87 \cdot (1 - 0,04 + 0,09 \cdot 2,798) + 2,798^2 = 19,789$$

$$\varphi = \frac{19,789 - \sqrt{19,789^2 - 39,48 \cdot 2,798^2}}{2 \cdot 2,798^2} = 0,684$$

Тогда максимальная несущая способность рассмотренной колонны:

$$[N] = \varphi A_{ef} R_y \gamma_c = 0,684 \cdot 3,47 \text{ см}^2 \cdot 320 \text{ МПа} \cdot 0,8 = 60,761 \text{ кН}$$

### 5.3.2. Расчет элементов на изгиб

Очень часто легкие тонкостенные конструкции проектируются в качестве балок перекрытий и прогонов покрытий, т.е. элементов, воспринимающих преимущественно изгибающий момент в одной или двух плоскостях. Сечения таких элементов одновременно испытывают в одних зонах растяжение, в других — сжатие.

Отличие в расчете прочности тонкостенных холодногнутого элементов от классических профилей заключается в необходимости учета дополнительной редукиции сжатых зон по методике п. 5.2, а также смещение нейтральной оси. Кроме того, так как легкие тонкостенные элементы относятся к 4-ому классу сечения, для них не рассматривается расчет в упругопластической стадии. В остальном расчет на прочность аналогичен расчету классических горячекатаных профилей с заменой сопротивлений на их редуцированные величины. С учетом принятых обозначений в [1] расчёт представлен неравенством:

$$\frac{M_x}{W_{ef,x} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{W_{ef,y} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (5.3.10)$$

Формула (5.3.10) справедлива при условии, что рассматриваемый конструктивный элемент не подвержен свободному или/и стесненному кручению,

либо раскреплен по всей длине от кручения и влияния изгибно-крутильного бимомента. Иначе, в близких к реальной практике случаях, расчет необходимо выполнять с учетом всех семи силовых факторов, вызывающих нормальные и касательные напряжения от действия продольной и поперечных сил, изгибающих и крутящего моментов, а также бимомента (см главу 4). В этом общем случае расчет выполняется по формуле:

$$\sqrt{\sigma_{t,r}^2 + 3\tau_{t,r}^2} \leq \gamma_c R_y, \quad (5.3.11)$$

где  $\sigma_{t,r}$  - расчетное суммарное нормальное напряжение для эффективного сечения:

$$\sigma_{t,r} = \sigma_{N,r} + \sigma_{M_y,r} + \sigma_{M_x,r} + \sigma_{\omega,r}$$

$\tau_{t,r}$  - расчетное суммарное касательное напряжение для полного сечения:

$$\tau_{t,r} = \tau_{N,r} + \tau_{M_y,r} + \tau_{M_x,r} + \tau_{\omega,r}$$

Значительно более интересной проблемой является расчет изгибаемого элемента на общую устойчивость. Для нераскрепленных балок это является наиболее опасным предельным их состоянием, особенно, если рассматриваются открытые несимметричные профили с пониженной крутильной жесткостью и возможным появлением редукции части сечения. Феномен потери устойчивости при изгибе балки загруженной в плоскости большей жесткости связан с проявлением деформаций в плоскости меньшей жесткости и кручением стержня вокруг своей продольной оси.

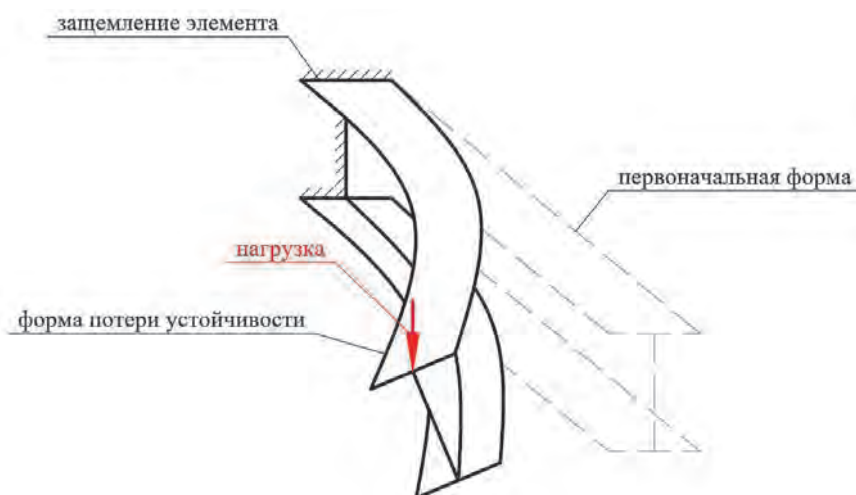


Рис. 5.3.4. Характерная форма потери общей устойчивости при изгибе

Несмотря на то, что применяемые в практике строительства решения часто предусматривают раскрепление из плоскости сжатых частей балок, это не всегда решает проблему общей устойчивости. Причинами этого служат как конечная по величине жесткость элемента раскрепления, препятствующего повороту сечений, так и возможные варианты распределения нагрузок, при которых сжатым оказываются обычно растянутые зоны элемента (например, при расчете прогона кровли на действие отрывающего давления ветра).

Расчет устойчивости балок опирается на деформационную теорию расчета разработанную Тимошенко, Незеркотом, Брандфордом, Власовым, Бейлиным, да Силва и другими, согласно которой поведение изгибаемого элемента может быть описано системой 3-х дифференциальных уравнений. Первые два уравнения описывают деформации в двух главных плоскостях  $x$ - $x$  и  $y$ - $y$ , третье – кручение относительно  $z$ - $z$ . Рассматривая граничные условия по рис. 5.3.5. и принимая во внимание существенную разницу жесткостей относительно главных осей, систему из 3-х уравнений можно упростить до 2-х уравнений:

$$\begin{cases} EI_y \frac{d^2 v(z)}{dz^2} + \varphi(z) M_x = 0 \\ EI_\omega \frac{d^3 \varphi(z)}{dz^3} - GI_t \frac{d\varphi(z)}{dz} + M_x \frac{dv(z)}{dz} = 0 \end{cases}, \quad (5.3.12)$$

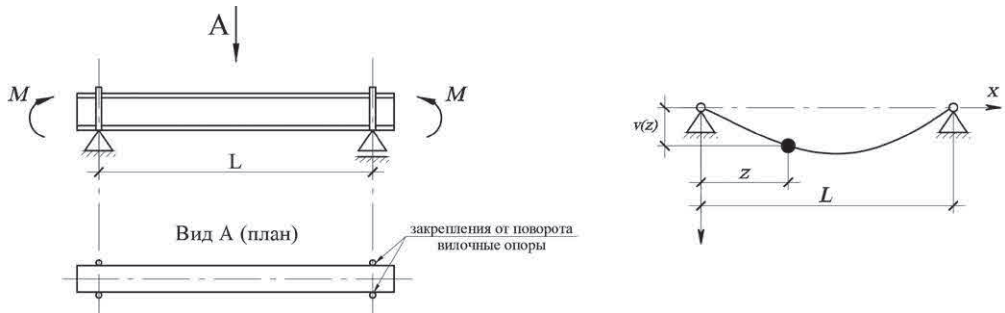


Рис. 5.3.5 Граничные условия рассматриваемого изгибаемого элемента

Дифференцируя второе уравнение и подставляя в него первое можно свести систему (5.3.12) к виду:

$$EI_\omega \frac{d^4 \varphi(z)}{dz^4} - GI_t \frac{d^2 \varphi(z)}{dz^2} + \frac{M_x}{EI_y} \varphi(z) = 0, \quad (5.3.13)$$

Подставляя для заданных граничных условий частное решение в виде синусоиды с амплитудой  $\varphi_0$  можно получить величину критического момента, который является аналогом силы Эйлера, но для изгибаемых элементов:

$$\varphi = \varphi_0 \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \Rightarrow M_{cr} = \frac{\pi^2 EI_y}{L^2} \sqrt{\frac{I_\omega}{I_y} + \frac{L^2}{\pi^2} \frac{GI_t}{EI_y}}, \quad (5.3.14)$$

где  $I_t$  – момент инерции при свободном кручении полного сечения;

$I_\omega$  – секториальный момент инерции полного сечения;

$I_y$  – момент инерции полного сечения из плоскости действия изгибающего момента;

$L$  – нераскрепленная длина балки.

Расчет несущей способности на устойчивость при изгибе в [1] полностью опирается на понятие полученного критического момента из [3] и напрямую не связан с алгоритмом расчета для классических горячекатаных профилей по [2].

Величина критического момента  $M_{cr}$  существенно зависит от формы эпюры изгибающих моментов. Полученное выражение по формуле (5.3.14) выведено

для равномерной эпюры изгибающих моментов как наиболее опасного случая, для учета других возможных ситуаций формула дополняется коэффициентом  $C_1$ :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_y}{L^2} \sqrt{\frac{I_\omega}{I_y} + \frac{L^2}{\pi^2} \frac{GI_t}{EI_y}}, \quad (5.3.15)$$

Значения коэффициента  $C_1$  могут быть взяты из приложения к [1], а также при  $k_y = 1$  (см. далее) могут быть вычислены по формуле:

$$C_1 = 1,77 - 1,04\psi + 0,27\psi^2 \leq 2,6$$

где  $\psi$  – отношение концевых изгибающих моментов.

В случае, когда необходимо учесть на концах элемента граничные условия в виде стеснения деформаций в плоскости меньшей жесткости или деформаций кручения, формула (5.3.15) дополняется соответствующими коэффициентами расчетных длин  $k_y$  и  $k_\omega$ :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_y}{(k_y L)^2} \sqrt{\left(\frac{k_y}{k_\omega}\right)^2 \frac{I_\omega}{I_y} + \frac{(k_y L)^2}{\pi^2} \frac{GI_t}{EI_y}}, \quad (5.3.16)$$

$k_y, k_\omega$  изменяются от 0.5 при полном защемлении обоих концов до 1.0 при отсутствии стеснения деформаций. В промежуточном варианте раскрепления, когда один конец защемлен, а второй свободен – 0.7. Рекомендованное значение при расчетах в запас несущей способности – 1.0.

Формулы (5.3.14-5.3.16) учитывают загрузку только концевыми моментами. Если рассматривается вариант с дополнительным нагружением изгибаемого элемента поперечной нагрузкой, то необходимо учитывать как форму сечения, так и положение точки приложения нагрузки:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_y}{(k_y L)^2} \sqrt{\left(\frac{k_y}{k_\omega}\right)^2 \frac{I_\omega}{I_y} + \frac{(k_y L)^2}{\pi^2} \frac{GI_t}{EI_y} + (C_2 y_g)^2 - C_2 y_g}, \quad (5.3.17)$$

$$y = y_a - y_s,$$

где  $y_a, y_s$  – ординаты точек центра приложения нагрузки и центра кручения соответственно. В случае гравитационной нагрузки  $y_g$  отрицательный, если точка приложения силы выше центра изгиба. В общем случае –  $y_g$  отрицательный для сил, действующих к центру изгиба от точки приложения, т.е. создающих дестабилизирующий эффект.

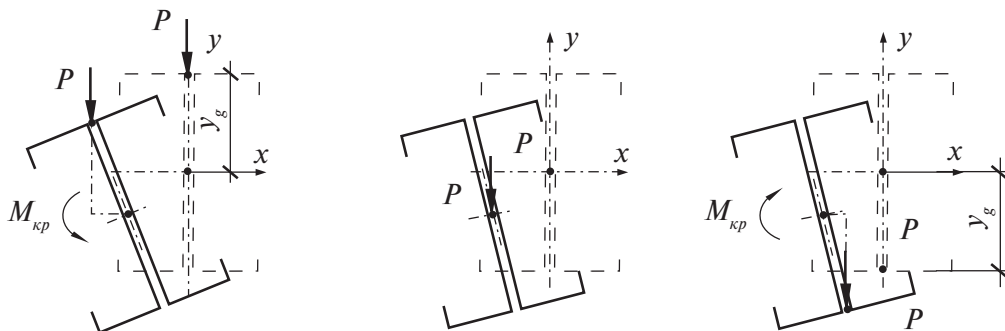


Рис. 5.3.6. Характерные деформации при различном уровне приложения нагрузки



$C_2$  – определяется по приложению [1] в зависимости от  $k_y, k_w$ .

Для общего случая расчета, когда рассматриваются не только симметричные, но и моносимметричные сечения формула расширяется до вида, представленного в [1]:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_y}{(k_y L)^2} \left( \sqrt{\left( \frac{k_y}{k_w} \right)^2 \frac{I_\omega}{I_y} + \frac{(k_y L)^2 GI_t}{\pi^2 EI_y}} + (C_2 y_g - C_3 y_j)^2 - (C_2 y_g - C_3 y_j) \right), \quad (5.3.18)$$

где  $y_j$  – параметр, отражающий степень асимметрии поперечного сечения относительно оси  $x$ - $x$ .

Положительное значение для сечений, имеющих сжатую полку с большим моментом инерции относительно оси  $y$ .

$$y_j = y_s - 0,5 \int_A (x^2 + y^2) (y/I_x) dA$$

Формула (5.3.18) охватывает большинство случаев эпюр, вызванных либо действием только концевых изгибающих моментов, либо действие только поперечной нагрузки (см. рис. 5.3.7). Для общего случая распределения эпюр моментов формула остается также справедливой, но требует корректировки коэффициентов  $C_1$  и  $C_2$ , которые находятся по параметру отношения изгибающих моментов на концах  $\psi$  и степени влияния поперечной нагрузки  $\mu$  по графикам из [6].

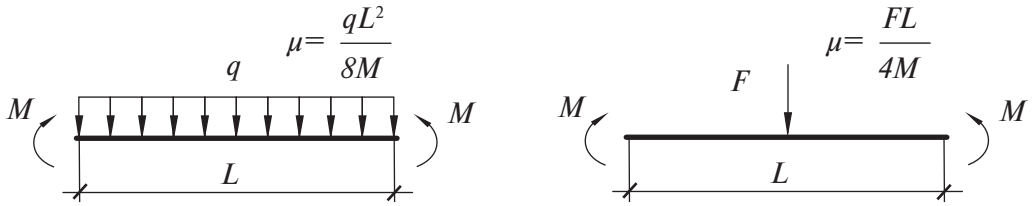


Рис. 5.3.7. Граничные условия для определения  $C_1$  и  $C_2$

В отдельных случаях значение критического момента при более сложных граничных условиях допускается определять с использованием свободно распространяемого программного продукта LTBeam на основе численного анализа, разработанного CTICM (Le Centre Technique Industriel de la Construction Métallique). Как и любой свободно распространяемый продукт ответственность за его использование и интерпретации результатов лежит на пользователе.

Используемые в практике изгибаемые балки при нагружении обычно не могут достичь  $M_{cr}$ , также, как и центрально сжатые стержни не достигают силы Эйлера  $N_{cr}$ . Для компактных сечений 1-го и 2-го классов характерно разрушение при достижении максимальных пластических деформаций крайних волокон, в то время как для гибких сечений 3-го и 4-го класса разрушение возникает вследствие локальной потери устойчивости сжатых элементов сечения. Несущая способность балок при этом напрямую зависит от значения критического момента  $M_{cr}$ , включенного в понятие условной гибкости изгибаемого элемента:

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ef,x} R_y}{M_{cr}}}$$

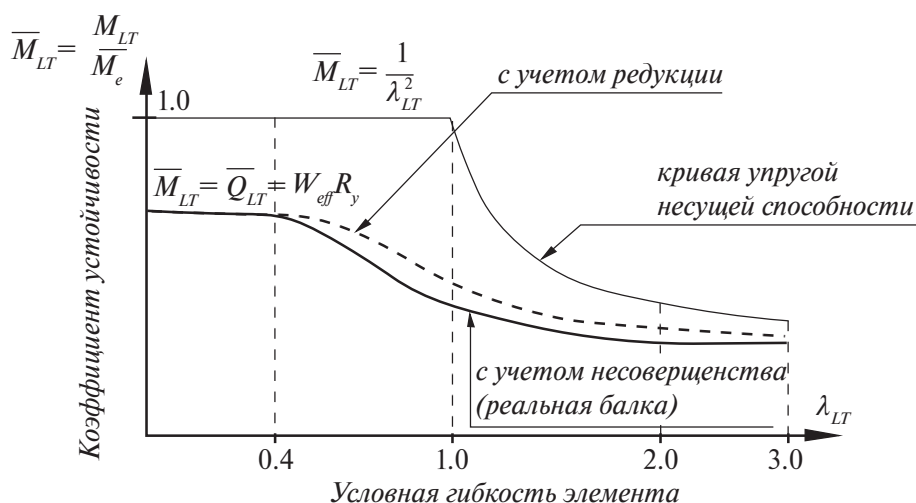
В зависимости от условной гибкости определяется коэффициент снижения несущей способности  $\chi_{LT}$ , учитывающий факторы наличия всевозможных несовершенств:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

где  $\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$

$\alpha_{LT}$  – коэффициент, учитывающий начальные несовершенства и принимаемый 0,34.

Коэффициент снижения несущей способности  $\chi_{LT}$  является аналогом коэффициента устойчивости  $\varphi_y$  при центральной сжатии из [2], определенного при  $\lambda = \lambda_{LT} \cdot \pi$ .



**Рис. 5.3.8.** Коэффициент снижения несущей способности для изгибаемых элементов (взаимное влияние локальных изгибно-крутильных форм потери устойчивости)

Таким образом проверка несущей способности изгибаемого тонкостенного элемента сводится к проверке неравенства:

$$\frac{M_x}{\chi_{LT} W_{ef,x} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (5.3.19)$$

### Пример 5:

Оценить несущую способность балки из спаренных холодногнутых С-образных профилей, загруженной равномерно-распределенной нагрузкой. Сечения на конце балки считаются закрепленными от поворота.

На первом этапе расчета для определения редуцированных характеристик сечения находятся зоны редуцирования в соответствии с пп. 5.2.1-5.2.3. Для рассматриваемого сечения в предельном состоянии  $\sigma = R_y$  характерны как редукция вследствие местных форм потери устойчивости, так и потеря устойчивости формы сечения. Остальные характеристики, определенные согласно общим правилам сопротивления материалов и теории тонкостенных стержней, представлены в таблице 5.3.2.

$h = 150 \text{ мм};$   
 $b = 50 \text{ мм};$   
 $c = 15 \text{ мм};$   
 $d = 4 \text{ мм}$   
 $t = 1,2 \text{ мм};$   
 $L = 3 \text{ м};$   
 $R_y = 320 \text{ МПа}.$

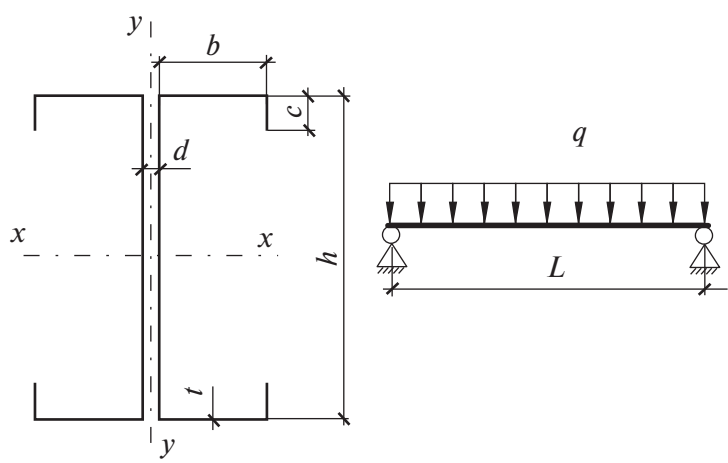


Таблица 5.3.2

Характеристики сечения		Общий вид редуцированного сечения
Момент инерции относительно x-x	$I_x = 235,44 \text{ см}^4$	
Момент инерции относительно y-y	$I_y = 38,977 \text{ см}^4$	
Момент сопротивления относительно x-x	$W_x = 31,4 \text{ см}^3$	
Редуцированный момент сопротивления x-x	$W_{ef,x} = 24,93 \text{ см}^3$	
Момент инерции чистого кручения	$I_t = 322,56 \text{ мм}^4$	
Секториальный момент инерции	$I_\omega = 2353,5 \text{ см}^6$	

Вторым этапом расчета определяется критический изгибающий момент по изгибно-крутильной форме потери устойчивости:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_y}{(k_y L)^2} \sqrt{\left(\frac{k_y}{k_\omega}\right)^2 \frac{I_\omega}{I_y} + \frac{(k_y L)^2}{\pi^2} \frac{GI_t}{EI_y} + (C_2 y_g)^2} - C_2 y_g = 5,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

где  $C_1 = 1,127$ ;  $C_2 = 0,454$  (см. табл. Г2[1]);  
 $k_y = k_\omega = 1$ ;  
 $y_g = h / 2 = 75 \text{ мм}$  (считаем, что нагрузка приложена к верхнему поясу).

Тогда условная гибкость по изгибно-крутильной форме потери устойчивости:

$$\begin{aligned}\overline{\lambda}_{LT} &= \sqrt{\frac{W_{ef,x} R_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{24,93 \text{ см}^3 \cdot 320 \text{ МПа}}{5,2 \text{ кН} \cdot \text{м}}} = 1,239 \\ \Phi_{LT} &= 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,34(1,239 - 0,2) + 1,239^2 \right] = 1,44 \\ \chi_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1,44 + \sqrt{1,44^2 - 1,239^2}} = 0,46\end{aligned}$$

Тогда максимальная несущая способность балки будет обеспечена при действии равномерно распределенной нагрузки:

$$q_{\max} = \frac{8 \cdot \chi_{LT} W_{ef,x} R_y}{L_{ef}^2} = \frac{8 \cdot 0,46 \cdot 24,93 \text{ см}^3 \cdot 320 \text{ МПа}}{(3 \text{ м})^2} = 3,26 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

### 5.3.3. Расчет элементов на внецентренное сжатие

В практическом проектировании нередко встречаются ситуации, когда стержневой элемент конструкции испытывает одновременно воздействие как сжимающей продольной силы, так и изгиба в двух главных плоскостях. Расчет такого общего напряженно-деформированного состояния посредством точного аналитического решения является достаточно трудоемкой задачей. Решения задач для центрально-сжатого и изгибаемого элемента являются фактически частными случаями расчета на внецентренное сжатие, для которых принимается  $M = 0$  и  $N = 0$  соответственно. Если для горячекатаных сечений (1-3 классы сечения) сложность анализа заключается в получении корректной оценки взаимного влияния изгибных и изгибно-крутильных форм потери устойчивости, то для холодногнутых профилей 4го класса это взаимодействие усложняется включением локальных форм потери устойчивости. Потеря местной устойчивости возникает на ранних этапах нагружения (т.е. в пределах упругой работы материала) и приводит к снижению как продольной, так и изгибной жесткости сечения элемента, что, как следствие, снижает общую несущую способность. Также следует помнить, что в отличие от сечений классов 1-3 элементам из холодногнутых профилей не удастся развить пластической работы, что неизбежно ведет к необходимости пересмотра методики расчета.

Инженерная методика расчета стержневых элементов на совместное действие силовых факторов, представленная в [1], основана на общей методике расчета стержневых элементов из [3] и сводится к проверке элемента по двум формулам:

$$\frac{N}{\varphi_x A_{ef} R_y \gamma_c} + k_{xx} \frac{M_x + \Delta M_x}{\chi_{LT} W_{ef,x} R_y \gamma_c} + k_{xy} \frac{M_y + \Delta M_y}{W_{ef,y} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (5.3.20)$$

$$\frac{N}{\varphi_y A_{ef} R_y \gamma_c} + k_{yx} \frac{M_x + \Delta M_x}{\chi_{LT} W_{ef,x} R_y \gamma_c} + k_{yy} \frac{M_y + \Delta M_y}{W_{ef,y} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (5.3.21)$$

где  $\varphi_x$  и  $\varphi_y$  – коэффициенты устойчивости при центральном сжатии;  
 $\chi_{LT}$  – коэффициент устойчивости при изгибе (по изгибно-крутильной форме);

$A_{ef}$ ,  $W_{x,ef}$ ,  $W_{y,ef}$  – редуцированные характеристики сечения, определяемые при действии отдельных силовых факторов  $N$ ,  $M_x$ ,  $M_y$  соответственно;  
 $\Delta M_x = e_{N,y} N$ ,  $\Delta M_y = e_{N,x} N$  – дополнительные моменты, вызванные смещением центральных осей сечений при действии  $M_x$ ,  $M_y$  соответственно.

Основной идеей представленной методики расчета является объединение нескольких независимых напряженно-деформированных состояний элемента через коэффициенты взаимодействия  $k_{xx}$ ,  $k_{xy}$ ,  $k_{yx}$  и  $k_{yy}$ , учитывающие взаимное влияние изгибных и изгибно-крутильных форм потери устойчивости. Сами коэффициенты могут быть определены одним из двух возможных альтернативных методов. Метод 1 содержит набор формул, которые способствуют прозрачности и обеспечивают широкий диапазон применимости вместе с высоким уровнем точности и согласованности расчета. Метод 2 – инженерный, в котором простота расчета преобладает над прозрачностью. Согласно второму методу конструкции разделяются на нечувствительные к деформациям кручения (закрытые профили, а также раскрепленные по длине от кручения) и на чувствительные к таким деформациям (открытые профили). Оба метода основаны на одинаковых данных численных и натурных экспериментов и обеспечивают требуемый уровень надежности проектирования.

Также возможно применение более консервативного подхода к оценке несущей способности сжато-изгибаемых элементов по упрощенной формуле:

$$\left( \frac{N}{\varphi A_{ef} R_y \gamma_c} \right)^{0,8} + \left( \frac{M_x + \Delta M_x}{\chi_{LT} W_{ef,x} R_y \gamma_c} \right)^{0,8} \leq 1 \quad (5.3.22)$$

Расчет по формулам (5.3.20), (5.3.21) и (5.3.22) представляет собой лаконичный инженерный подход, когда общее напряженно-деформированное состояние рассматривается как сумма отношений действующих силовых факторов к несущей способности элементов при частных напряженно-деформированных состояниях. Следует отметить, что такие расчеты согласно [3] имеют более широкое применение и используются при соответствующих коэффициентах взаимодействия не только для 4го класса сечений. С одной стороны, это позволяет отказаться от трудоемких операций определения редуцированных характеристик при сложном распределении внутренних напряжений и систематизировать выполнение расчета. Также становится возможным зафиксировать в сортаментах редуцированные характеристики ( $A_{ef}$ ,  $W_{x,ef}$ ,  $W_{y,ef}$ ,  $e_{N,y}$ ,  $e_{N,x}$ ) наиболее распространенных видов сечений для последующих вычислений. С другой стороны, нужно понимать условность данного решения, так как реальная зона потери местной устойчивости в предельном состоянии стержневого элемента будет существенно отличаться, и в отдельных случаях это может негативно сказаться на несущей способности. Отчасти поэтому в [1] заложены дополнительные условия проверки и существенные коэффициенты условия работы.

Ниже представлена информация по расчету коэффициентов взаимодействия по обоим методикам расчета.

## Метод 1 определения коэффициентов взаимодействия

Таблица 5.3.3

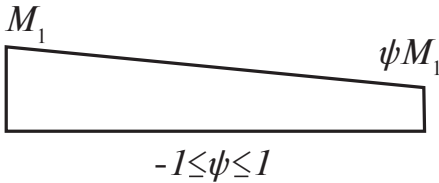
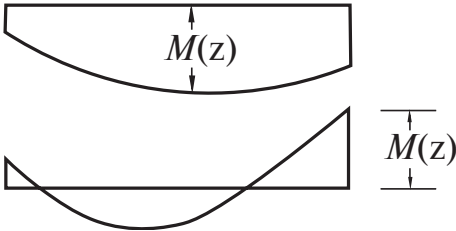
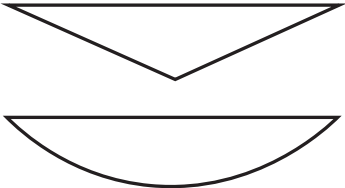
## Коэффициенты взаимодействия

Значения коэффициентов взаимодействия для элементов в упругой стадии расчета		Вспомогательные обозначения
$k_{xx}$	$C_{m,x} C_{m,LT} \frac{\mu_x}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}}$	$\mu_x = \frac{1 - N/N_{cr,x}}{1 - \varphi_x N/N_{cr,x}}$
$k_{xy}$	$C_{m,y} \frac{\mu_x}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}}$	$\mu_y = \frac{1 - N/N_{cr,y}}{1 - \varphi_y N/N_{cr,x}}$ $a_{LT} = 1 - I_t/I_{g,x}$
$k_{yx}$	$C_{m,x} C_{m,LT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}}$	$C_{m,x} = C_{m,x,0} + (1 - C_{m,x,0}) \cdot \frac{\sqrt{\varepsilon_x} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_x} a_{LT}}$ $C_{m,y} = C_{m,y,0}$
$k_{yy}$	$C_{m,y} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}}$	$C_{m,LT} = C_{m,x}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{(1 - N/N_{cr,y}) \cdot (1 - N/N_{cr,T})}} \geq 1$ $\varepsilon_x = \frac{M_x}{N} \cdot \frac{A_{ef}}{W_{ef,x}}$
<p> <math>N_{cr,x}</math> и <math>N_{cr,y}</math> – критические силы плоских форм потери устойчивости для полного сечения относительно x-x и y-y соответственно;  <math>I_t</math> – момент инерции чистого кручения для полного сечения;  <math>I_{g,x}</math> – момент инерции полного сечения относительно x-x;                      Расчет коэффициентов <math>C_{mx}</math>, <math>C_{my}</math>, <math>C_{mLT}</math> выполняется при условии:                 </p> $\bar{\lambda}_0 > 0,2 \sqrt{C_1} \sqrt[4]{\left(1 - \frac{N}{N_{cr,x}}\right) \cdot \left(1 - \frac{N}{N_{cr,Tf}}\right)}$ <p>                     где <math>\bar{\lambda}_0</math> – условная гибкость стержня при действии равномерного изгибающего момента (<math>\psi = 1</math>);  <math>C_1 = k_c^{-2}</math> – фактор коррекции на неравномерную эпюру моментов по таблице 6.6[3].                      В противном случае <math>C_{mx} = C_{mx,0}</math>; <math>C_{my} = C_{my,0}</math>; <math>C_{mLT} = 1</math>.                 </p>		



Таблица 5.3.4

Коэффициенты перехода к эквивалентной  
прямоугольной эпюре моментов

Эпюра моментов	$C_{m,i,0}$
	$0,79 + 0,21\psi_i + 0,36(\psi_i - 0,33) \frac{N}{N_{cr,i}}$
	$1 + \left( \frac{\pi^2 EI_i  f_z }{L^2  M_i(z) } - 1 \right) \frac{N}{N_{cr,i}}$ где $M_i(z)$ – максимальный изгибающий момент; $f_z$ – максимальный прогиб элемента по его длине.
	$1 - 0,18 \frac{N}{N_{cr,i}}$ $1 - 0,03 \frac{N}{N_{cr,i}}$

Метод 2 определения коэффициентов взаимодействия

Таблица 5.3.5

Коэффициенты для сечений, нечувствительных к деформациям кручения

$k_{xx}$	$C_{m,x} \left( 1 + 0,6\lambda_x \frac{N}{\varphi_x A_{ef} R_y} \right) \leq C_{m,x} \left( 1 + 0,6 \frac{N}{\varphi_x A_{ef} R_y} \right)$
$k_{xy}$	$k_{xx}$
$k_{yx}$	$0,8 k_{xx}$
$k_{yy}$	$C_{m,y} \left( 1 + 0,6\lambda_y \frac{N}{\varphi_y A_{ef} R_y} \right) \leq C_{m,y} \left( 1 + 0,6 \frac{N}{\varphi_y A_{ef} R_y} \right)$

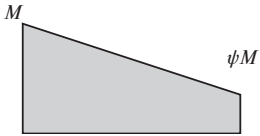
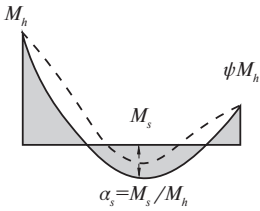
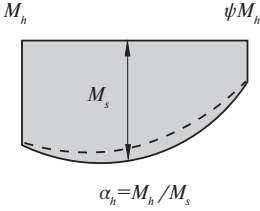
Таблица 5.3.6

**Коэффициенты для сечений, чувствительных  
к деформациям кручения**

$k_{xx}$	$k_{xx}$ из таблицы 5.3.5
$k_{xy}$	$k_{xy}$ из таблицы 5.3.5
$k_{yx}$	$\left[ 1 - \frac{0,05 \overline{\lambda}_y}{(C_{m,LT} - 0,25)} \cdot \frac{N}{\varphi_y A_{ef} R_y} \right] \geq \left[ 1 - \frac{0,05}{(C_{m,LT} - 0,25)} \cdot \frac{N}{\varphi_y A_{ef} R_y} \right]$
$k_{yy}$	$k_{yy}$ из таблицы 5.3.5

Таблица 5.3.7

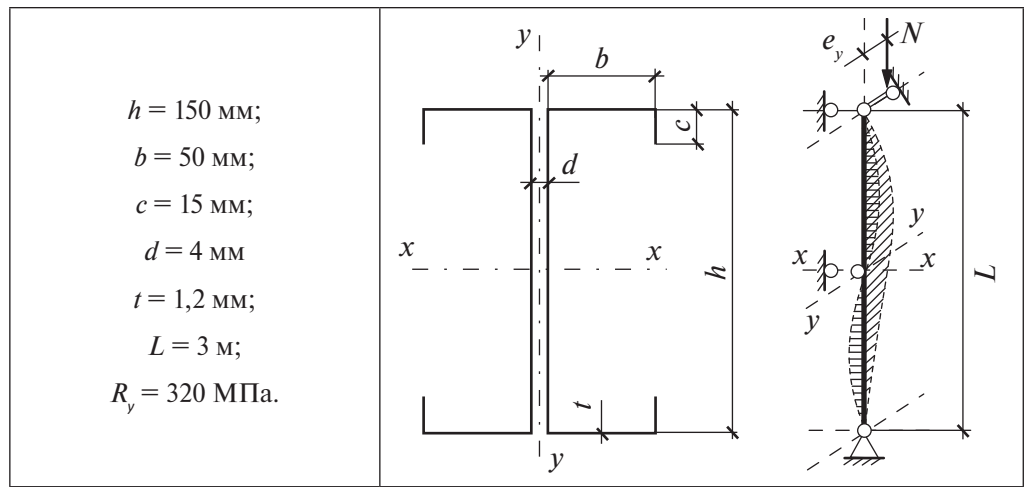
**Коэффициенты перехода к эквивалентной прямоугольной эпюре моментов**

Эпюра моментов	Границы		$C_{m,x}$ , $C_{m,y}$ и $C_{m,LT}$	
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6+0,4 \psi \geq 0,4$	
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2+0,8 \alpha_s \geq 0,4$	
	$-1 \leq \alpha_s \leq 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8 \alpha_s \geq 0,4$	$- 0,8 \alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi \leq 0$	$0,1(1 - \alpha_s)-0,8 \alpha_s \geq 0,4$	$0,1(1 - \alpha_s)-0,8 \alpha_s \geq 0,4$
	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95+0,05 \alpha_h$	$0,9 + 0,1 \alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h \leq 0$	$0 \leq \psi \leq 1$		
		$-1 \leq \psi \leq 0$	$0,95 + 0,05 \alpha_h (1 + 2 \psi)$	$0,9 + 0,1 \alpha_h (1 + 2 \psi)$
Для элементов конструкций, не раскрепленных от перемещений [1] $C_{m,x} = 0,9$ или $C_{m,y} = 0,9$ соответственно.				

**Пример 6:**

Проверить несущую способность шарнирно опертой колонны из спаренных холодногнутых С-образных профилей при внецентренном сжатии продольной

силой  $N = 8 \text{ кН}$ ,  $e_y = 0,5 \text{ м}$ . Раскрепление стержня от поворота осуществляется в крайних опорных сечениях.



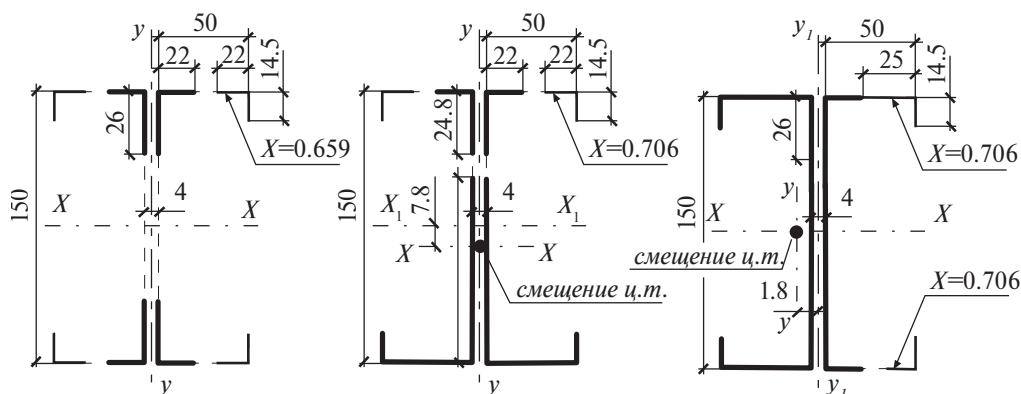
Расчет начинается с определения редуцированных характеристик сечения для нескольких независимых предельных напряженно-деформированных состояний: центрального сжатия и изгиба относительно оси  $x$ - $x$ , а также дополнительно при изгибе относительно оси  $y$ - $y$  (при наличии момента  $M_y$ ). Вычисленные характеристики сечения с учетом пп. 5.2.2-5.2.3

Результаты расчет сведены в таблицу:

Таблица 5.3.8

Редуцированные характеристики сечения для расчета на внецентренное сжатие

Характеристики сечения			
Площадь	$A_g = 6,72 \text{ см}^2$	Редуцированная площадь	$A_{ef} = 3,47 \text{ см}^2$
Момент сопротивления относительно $x$ - $x$	$W_x = 31,4 \text{ см}^3$	Редуцированный момент сопротивления $x$ - $x$	$W_{xef} = 24,93 \text{ см}^3$
Момент сопротивления относительно $y$ - $y$	$W_y = 8,08 \text{ см}^3$	Редуцированный момент сопротивления $y$ - $y$	$W_{yef} = 7,23 \text{ см}^3$
Радиус инерции $x$	$i_x = 59,2 \text{ мм}$	Смещение центра тяжести по $dy$	7,1 мм
Радиус инерции $y$	$i_y = 25 \text{ мм}$	Смещение центра тяжести по $dx$	1,83 мм
Момент инерции чистого кручения	$I_t = 322,56 \text{ мм}^4$	Секториальный момент инерции	$I_\omega = 2353,5 \text{ см}^6$



Так как изгибающие моменты относительно оси  $y$ - $y$  отсутствуют, формулы (5.3.20, 5.3.21) несколько упрощаются:

$$\frac{N}{\varphi_x A_{ef} R_y \gamma_c} + k_{xx} \frac{N \cdot e_y + N \cdot dy}{\chi_{LT} W_{ef,x} R_y \gamma_c} \leq 1$$

$$\frac{N}{\varphi_y A_{ef} R_y \gamma_c} + k_{yx} \frac{N \cdot e_y + N \cdot dy}{\chi_{LT} W_{ef,x} R_y \gamma_c} \leq 1$$

Для определения неизвестных параметров  $\varphi_x$ ,  $\varphi_y$  и  $\chi_{LT}$  потребуется предварительно определить значения всех критических факторов:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 EI_x}{L_{ef,x}^2} = 532 \text{ кН}; \quad N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{ef,y}^2} = 380 \text{ кН}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_x^2 + i_y^2} \left( GI_t + \frac{\pi^2 EI_\omega}{L_{cr,T}^2} \right) = 134,8 \text{ кН}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_y}{L_{ef,LT}^2} \left[ \sqrt{\left( \frac{k_y}{k_w} \right)^2 \frac{I_\omega}{I_y} + \frac{L_{ef,LT}^2 GI_t}{\pi^2 EI_y}} + (C_2 z_g)^2 - (C_2 z_g) \right] = 12,86 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

где  $C_1 = 1,77$ ;  $C_2 = 0$ ;  $k_y = k_\omega = 1$ ;

$z_g = h/2 = 75 \text{ мм}$  (см. приложение Г [1]).

Тогда условные гибкости элемента и понижающие коэффициенты устойчивости при расчетах по изгибным и изгибно-крутильным формам будут соответственно равны:

$$\overline{\lambda}_x = \frac{L_{ef}}{\pi \cdot i_x} \sqrt{\frac{R_y A_{ef}}{EA_g}} = 0,46; \quad \varphi(\overline{\lambda}_x \cdot \pi) = \varphi_x = 0,901$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{L_{ef}}{\pi \cdot i_y} \sqrt{\frac{R_y A_{ef}}{EA_g}} = 0,54; \quad \varphi(\overline{\lambda}_y \cdot \pi) = \varphi_y = 0,869$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ef} R_y}{M_{cr}}} = 0,787; \quad \chi_{LT} = 0,733$$

Коэффициенты взаимного влияния определим по «методу 1»:

$$C_{m,x,0} = 0,79 + 0,21\psi + 0,36(\psi - 0,33)N/N_{cr,x} = 0,788$$

$$\varepsilon_x = \frac{M_x}{N} \cdot \frac{A_{ef}}{W_{ef,x}} = 6,959; \quad a_{LT} = 1 - I_t/I_{g,x} = 1$$

$$C_{m,x} = C_{m,x,0} + (1 - C_{m,x,0}) \cdot \frac{\sqrt{\varepsilon_x} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_x} a_{LT}} = 0,942$$

$$C_{m,LT} = C_{m,x}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{(1 - N/N_{cr,y}) \cdot (1 - N/N_{cr,T})}} = 0,925$$

$$\mu_x = \frac{1 - N/N_{cr,x}}{1 - \varphi_x N/N_{cr,x}} = 0,998; \quad \mu_y = \frac{1 - N/N_{cr,y}}{1 - \varphi_y N/N_{cr,y}} = 0,998$$

$$k_{xx} = C_{m,x} C_{m,LT} \frac{\mu_x}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}} = 0,883; \quad k_{yx} = C_{m,x} C_{m,LT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}} = 0,883.$$

Тогда расчет на устойчивость внецентренно сжатого стержня сводится к проверкам:

$$\frac{N}{\varphi_x A_{ef} R_y \gamma_c} + k_{xx} \frac{N \cdot e_y + N \cdot dy}{\chi_{LT} W_{ef,x} R_y \gamma_c} = 0,866$$

$$\frac{N}{\varphi_y A_{ef} R_y \gamma_c} + k_{yx} \frac{N \cdot e_y + N \cdot dy}{\chi_{LT} W_{ef,x} R_y \gamma_c} = 0,866$$

Несущая способность элемента обеспечена.

#### 5.3.4. Расчет на совместное действие силовых факторов

Описанный в п.5.3.3 алгоритм расчета стержневых элементов на внецентренное сжатие носит обобщенный характер, и он может использоваться для оценки несущей способности как при однопараметрическом, так и при многопараметрическом нагружении (при действии комплекса внутренних усилий  $N, M_x, M_y$ ). Модифицированный в части учета начальных несовершенств для изгибных форм потери устойчивости в [1] алгоритм полностью повторяет апробированную методику расчета по [3], которая создавалась как инженерная методика с присущими таковым методикам упрощениями. С одной стороны, на весь возможный комплекс внутренних усилий и его комбинаций инженеру необходимо найти лишь три редуцированных предельных состояния. С другой стороны, ни одно из них, а также никакая их линейная комбинация, не будут отражать реального распределения зон редукации.

Дополнительно следует отметить, что расчет с использованием концепции разделения форм потери устойчивости в действительности также не до конца отражает реальную работу стержневых элементов. В испытаниях таких конструкций потеря устойчивости под действием сжимающей нагрузки происходит не одновременно по нескольким формам, и не по форме с минимальной

критической силой, а по некой общей пространственной форме, которая в свою очередь включает перемещения в двух главных плоскостях и закручивание сечения элемента по длине.

Общее решение такой задачи с учетом многопараметрического нагружения продольной силой (с эксцентриситетами в обеих плоскостях) может быть получено аналитически с использованием деформационной теории расчета тонкостенных стержней В.З. Власова, Л.Н. Воробьева, Б.М. Броуде и обобщенную Е.А. Бейлиным. Обобщенная деформационная теория расчета тонкостенных стержней Е. А. Бейлина позволяет учесть не только различие кривизн, но и наклонов отдельных волокон, связанных с кручением стержня. Эта поправка имеет определенное значение при наличии существенной секториальной деформации.

Система деформационных уравнений равновесия Е. А. Бейлина с учетом её предварительного интегрирования и моносимметричности сечения стержня принимает вид:

$$\begin{cases} EJ_x v'' - N^0 v + M_y^0 \theta - M_z^0 u' = 0, \\ EJ_y u'' - N^0 u + (a_y N^0 - M_x^0) \theta + M_z^0 v' = 0, \\ EJ_\omega \theta^{IV} - GJ_k \theta'' + M_y^0 v'' + (a_y N_y^0 - M_x^0) u'' + [(i_A^2 N^0 + 2\beta_y M_x^0) \theta']' = 0, \end{cases} \quad (5.3.23)$$

где  $v, u$  – функции перемещений вдоль осей  $x$  и  $y$  соответственно;

$\theta$  – угол закручивания вокруг оси  $z$ ;

$N^0$  – продольная сила;

$M_x^0, M_y^0$  – изгибающие моменты вокруг осей  $x$  и  $y$ , определенные по недеформированной расчетной схеме выделенного из конструкции стержневого элемента;

$M_z^0$  – крутящий момент, определенные по недеформированной расчетной схеме выделенного из конструкции стержневого элемента;

$E, G$  – модули линейной и сдвиговой деформации;

$J_x, J_y, J_\omega$  – главные осевые и секториальный моменты инерции сечения;

$J_k$  – момент инерции чистого кручения;

$a_y$  – координата центра изгиба;

$i_a, \beta_y$  – геометрические характеристики:

$$i_a^2 = \frac{J_x + J_y}{A} + a_y^2, \quad \beta_y = \frac{1}{2J_{x_A}} \int (x^2 + y^2) y dA - a_y.$$

Дифференцирование производится по длине стержня.

Приближенный метод аналитически-численного решения представленной системы уравнений был предложен Белым Г.И.[24] В основу идеи получения решения легла аппроксимация пространственных форм деформирования линейной комбинацией частичных форм решений: форм, полученных недеформационным расчетом (расчетом первого порядка), форм потери устойчивости, вытекающих из решения бифуркационных задач устойчивости и форм дополнительных перемещений.

$$v = v_0 + v_n + v_y; \quad u = u_0 + u_n + u_y; \quad \theta = \theta_0 + \theta_n + \theta_y$$

где  $u_n, v_n, \theta_n$  – перемещения (линейные и угловое), полученные из решения системы дифференциальных уравнений равновесия, когда пренебрегают влиянием



перемещений на усилия (недеформационный расчет или расчет первого порядка);

$u_y, v_y, \theta_y$  – функции потери устойчивости;

$u_0, v_0, \theta_0$  – дополнительные перемещения (линейные и угловые).

Дополнительные пространственные перемещения могут быть заданы изначально в виде общих начальных деформаций, а также могут быть определены путем интегрирования равновесного состояния контрольных сечений элемента на каждом шаге нагружения. Последнее открывает возможность получения решений широкого круга прикладных задач металлических конструкций, отличающиеся высокой скоростью получения результатов в сравнении с методом конечных элементов. Решения наиболее востребованных задач были получены Г.И. Белым и его учениками.

Н.Г. Сотниковым [25] и С.Н. Пичугиным [26] было исследовано влияние геометрических несовершенств стержня в виде пространственных искривлений оси на несущую способность стержневых элементов. Н.Н. Родиковым [27] и С.Н. Сергеевым [28] с помощью этого метода исследовалась пространственная работы двутавровых и швеллерных стержневых элементов с учетом физической нелинейности, стеснения деформации на концах стержневых элементов. П.А. Пяткиным [29] и В.В. Михаськиным [30] была рассмотрена задача пространственной устойчивости стержневых элементов с их усилением под нагрузкой (на болтах и с применением сварки соответственно). И.В. Астаховым [31], А.Ю. Кузнецовым [32] и М.О. Смирновым [33] была рассмотрена задача пространственной устойчивости сжатых с двухосным эксцентриситетом холодногнутых стержневых элементов малой толщины с учетом редукции продольной жесткости сечений вследствие местной потери устойчивости и потери устойчивости формы сечения. Т.В. Назмеевой [34, 35] были рассмотрены вопросы несущей способности сжатых стоек из стального холодногнутого просечного неравнополочного С-профиля, работающие на сжатие с двухосным случайным эксцентриситетом.

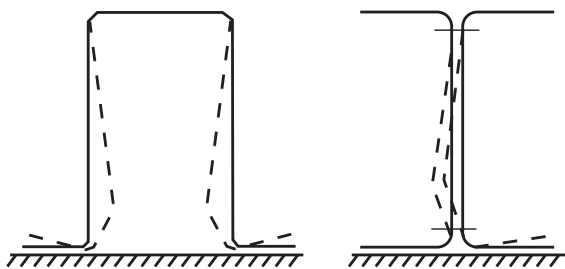
В настоящий момент результаты численно-аналитических расчетов обобщаются, под них формируется новая, более приближенная к реальной работе конструкций, инженерная методика расчета холодногнутых профилей.

### 5.3.5 Расчет элементов на действие локальной нагрузки

В силу высокой гибкости стенок элементов из тонкостенных профилей в опорных узлах конструкций, а также в местах приложения локальных нагрузок присутствует риск потери устойчивости стенки или ее смятие. Пример потери устойчивости стенок под действием локальной нагрузки показан на рис. 5.3.9.

Теоретическое исследование несущей способности при локальном приложении нагрузки для легких тонкостенных конструкций оказалось довольно затруднительным. При детальном рассмотрении проблемы вскрываются достаточно сложные вопросы, не позволяющие достоверно применять аналитические методы расчета:

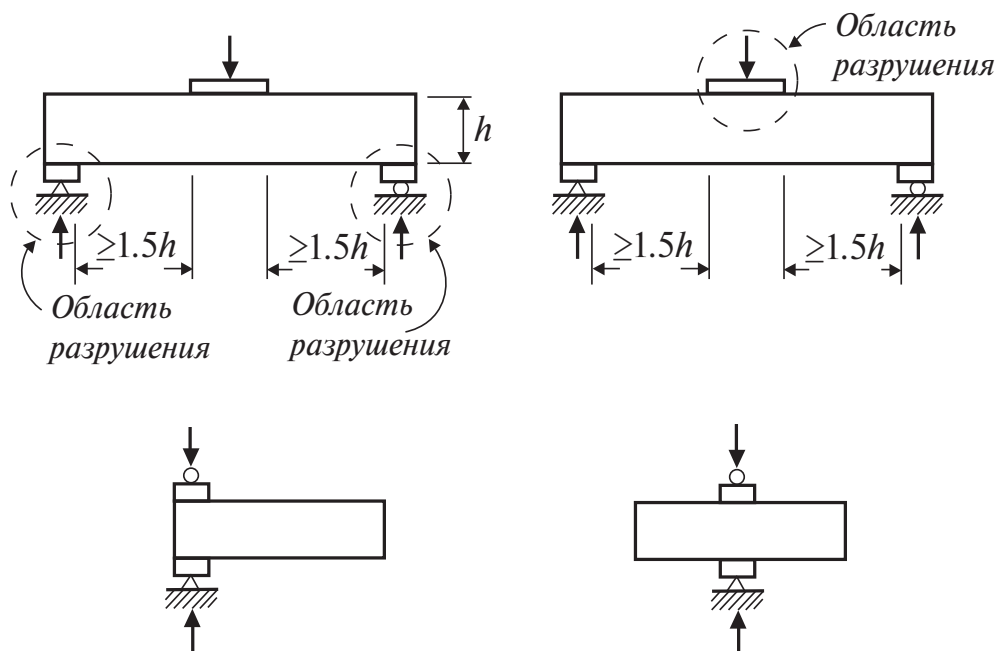
- существенное неравномерное распределение напряжений под действием приложенной нагрузки и зона стенки, включаемая в анализ;



**Рис. 5.3.9.** Потеря устойчивости при локальном смятии элементов из холодногнутых профилей.

- вопрос устойчивости стенки в упругой и упругопластической стадии работы материала;
- развитие зоны локального смятия в месте приложения нагрузки;
- изгиб пластины из плоскости под действием внецентренного приложения нагрузки;
- начальные несовершенства пластин из плоскости;
- различные условия раскрепления полков и влияние этого на устойчивость стенки;

По этим причинам современные нормативные формулы расчета на устойчивость при локальном действии нагрузок базируются на основании многочисленных натурных экспериментальных данных. Эксперименты выполнялись для тонкостенных элементов при четырех наиболее часто встречаемых граничных условиях (см. рис. 5.3.10) и ограниченных следующими геометрическими критериями  $h_w / t \leq 200$ ;  $r / t \leq 6$ ;  $45^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ$ .



**Рис. 5.3.10.** Граничные условия расчета на локальное действие нагрузки

Расчет на потерю устойчивости стенки профиля при действии опорной реакции или другой местной нагрузки, приложенной к полке, согласно действующим современным нормативным документам [1, 7] выполняется из условия:

$$Q_r \leq Q_{w,p} \quad (5.3.24)$$

где  $Q_{w,p}$  — несущая способность стенки при местном поперечном воздействии, определяемая по формуле:

$$Q_{w,p} = \gamma_c C t^2 R_y \sin \varphi \left( 1 - C_r \sqrt{\frac{r}{t}} \right) \left( 1 + C_b \sqrt{\frac{b}{t}} \right) \left( 1 - C_h \sqrt{\frac{h}{t}} \right) \quad (5.3.25)$$

$C, C_r, C_b, C_h$  — коэффициенты из таблиц по [1, 7];

$b$  — длина опорной части или местной распределенной нагрузки;

$\gamma_c$  — коэффициент условия работы;

$\varphi$  — угол между плоскостью стенки и плоскостью опорной поверхности;

$r$  — внутренний радиус изгиба;

$h$  — высота плоской части стенки профиля;

$t$  — толщина профиля;

$R_y$  — расчетное сопротивление стали профиля.

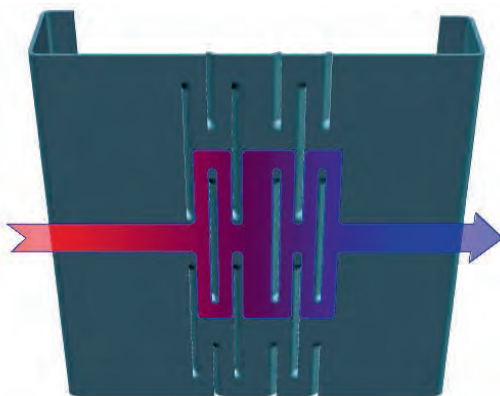
### 5.3.6. Особенности расчета строительных конструкций из термопрофилей

Термопрофиль представляет собой холодногнутый профиль, в стенке которого расположены продольные просечки в шахматном порядке, обеспечивающие снижение теплотерь через стенку профиля. Просечки в стенке просечного профиля выполняются вращающимся ножом в процессе получения профиля из заготовки на профилегибочном агрегате, при этом в отличие от перфорации, сталь в сечении не удаляется, а отгибается. В этом и состоит основное отличие просечного профиля от перфорированных профилей, с периодически повторяющимися по длине отверстиями в стенке.



Рис. 5.3.11. Перфорированный (слева) и просечной профили

Продольные просечки, расположенные в шахматном порядке в стенке термопрофиля, увеличивают путь прохождения теплового потока, Рис. 5.3.12, что способствует снижению теплопроводности и позволяет уменьшить так называемые «мостики холода», за что профиль и получил приставку «термо».



**Рис. 5.3.12.** Путь теплового потока в просечном холодногнутом С-профиле

Перфорированный профиль широко применяется в Западной Европе и США при изготовлении стеллажей в торговых производственных и складских комплексов. Особенности его работы достаточно подробно представлены в современных европейских исследованиях. В России перфорированный профиль не получил широкого распространения.

Просечной профиль был специально разработан для наружных несущих и ограждающих конструкций зданий и широко применяется в наружных каркасно-обшивных стенах — многослойных конструкциях, состоящих из каркаса, заполнения полости каркаса материалами для теплоизоляции/звукоизоляции, обшивок стены (наружная и внутренняя), крепежных элементов, пароизоляции и ветрозащиты, наружной облицовки (фасада), а также для конструкций кровель и балок подшивного потолка.

Просечной профиль широко используется в жилищном строительстве США, Канады и России. В настоящее время исследования проводятся в части подбора и регулирования длины и количества просечек для улучшения теплотехнических показателей наружных стен.

Несмотря на то, что просечки находятся в зоне редукции, исследования, проведенные российскими и зарубежными учеными, показали влияние просечек на несущую способность профилей. Можно отметить, что наличие просечек в стенке профиля влияет на сопротивление потере устойчивости и величину критической нагрузки от 2% до 12% в зависимости от длины элемента и зоны редукции, особенно, на сопротивление потере местной устойчивости коротких сжатых стоек до 1,5 м.

Просечки в стенке просечного профиля расположены в шахматном порядке, в связи с этим по длине стойки можно выделить несколько зон работы сечения (рис. 5.3.13), геометрические характеристики которых различны. Стенка ослаблена, неравномерное распределение отогнутого металла и наличие отверстий дополнительно влияют на величину эксцентриситета при сжатии (смещение центра тяжести сечения), что и вызывает снижение сопротивлению потере местной устойчивости.

Согласно п 7.7.13.3 [1] термопрофили, следует рассчитывать при условии, что при определении параметров сечения профиля ослабление его отверстиями будет учтено путем введения эффективной толщины  $t_{ef}$

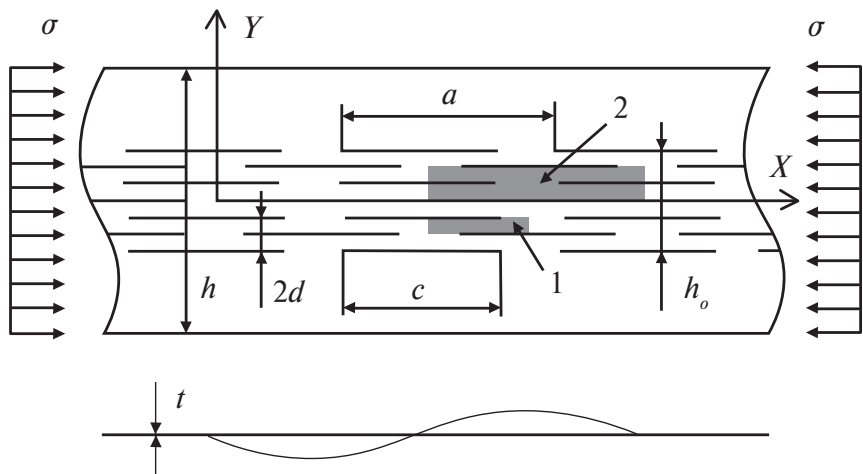


Рис. 5.3.13. Распределение зон ослаблений в стенке просечного профиля

В общем случае для зоны 1 (см. рис. 5.3.13) стенки или полки, критическое напряжение может быть определено по формуле:

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma} \cdot \frac{\pi^2 \cdot D}{h^2 \cdot t}; \tag{5.3.26}$$

где

$$k_{\sigma} = \frac{8 \cdot (1 + \sqrt{k_2 + k_2 \cdot \nu - \nu})}{\sqrt{(1 + \psi)^2 + 0,112 \cdot (1 - \psi)^2 + (1 + \psi)}};$$
$$k_2 = \frac{k \cdot h}{k \cdot h_1 + h_0};$$
$$k = 24 \cdot (1 - \nu) \cdot \beta \cdot \frac{d^2}{a \cdot c};$$

- $h$  - ширина пластинки;
- $h_1$  - суммарная ширина участков пластинки без просечек;
- $h_0$  - ширина участка с просечками;  $d$  - шаг щелевых отверстий в направлении ширины пластинки;
- $a$  - шаг щелевых отверстий вдоль длины пластинки;
- $c$  - длина щелевого отверстия;
- $\beta$  - коэффициент, определяемый по таблице 5.3.9.

Таблица 5.3.9.

Значения коэффициентов  $\beta$

$A/d$	2,5	3,0	4,0	6,0	8,0	10,0	
$\beta$	0,249	0,263	0,281	0,299	0,307	0,313	0,333

Согласно п. 7.7.13.5 [1] по критическому напряжению определяют приведенную гибкость пластинки

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{R_{yn}}{\sigma_{cr}}}, \quad (5.3.27)$$

по которой вычисляют коэффициент редукции и определяют эффективную толщину пластинки с просечками. Определение редуцированных характеристик производят стандартно, но как для профиля, у которого перфорированная стенка имеет приведенную толщину.

Согласно п. 7.7.13.6 [1] размеры просечек для обеспечения превышения критического напряжения  $\sigma_{cr}$  зоны 2 (см. рис. 5.3.13) над критическим напряжением всей просечной стенки или полки профиля должны отвечать требованию:

$$\frac{a}{h} < 0,907 + 0,832 \cdot \frac{c}{a} - 8,84 \cdot \frac{d}{h} + 0,944 \frac{h_0}{h}. \quad (5.3.28)$$

### Список источников, использованных в главе 5:

1. СП 260.1325800.2016. Конструкции стальные тонкостенные из холодно-гнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов/ Минстрой России. — М.: 2016 — 124 с.
2. СП 16.13330.2017 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\*.
3. Eurocode 3. Design of Steel Structures. Part 1.1. General rules and rules for buildings. CEN. 2004.
4. Eurocode 3. Design of Steel Structures. Part 1.3. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. CEN. 2004.
5. Eurocode 3. Design of Steel Structures. Part 1.5. Plated structural elements. CEN. 2004.
6. ECCS Technical Committee 8 — Stability. Rules for Member Stability in EN 1993-1-1. Background documentation and design guidelines. 2006
7. AISI-S100-2016. North American Specification for the design of cold-formed steel structural members. Washington: American Iron and Steel Institute, 2016. 198 p.
8. Direct Strength Method (DSM) Design Guide // Committee on Specifications for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. American Iron and Steel Institute. 2006. P 171.
9. AS/NZS 4600:2005. Australian/New Zealand Standard. Cold-formed steel structures. Sydney/Wellington: Standards Australia/Standards New Zealand, 2005. 111 p.



10. Winter, G. Strength of Thin Steel Compression Flanges. Transactions, ASCE, 112, 527–554, 1947.
11. Winter, G., Thin-Walled Structures-Theoretical Solutions and Test Results. Preliminary Publications of the Eighth Congress, International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), 101–112, 1968.
12. Karman, T. von, Sechler E.E. and Donnell L.H. (1932). The Strength of Thin Plates in Compression // Transactions, Applied Mechanics Division, ASME, New York, APM 54–5, 53–57, 1932.
13. Schardt R. Verallgemeinerte technische biegetheorie. Berlin (German): Springer; 1989.
14. Camotim D, Silvestre N, Gonçalves R, Dinis PB. GBT analysis of thin-walled members: new formulations and applications. In: Loughlan J, editor. Thin-walled structures: recent advances and future trends in thin-walled structures technology (Loughborough, 25/6). 2004. p. 137–68.
15. Schafer BW, Peköz T (1998a). Computational modelling of coldformed steel characterising geometric imperfections and residual stresses, Journal of Constructional Steel Research, 47(1998), 193-210.
16. Rhodes J (Ed.) (1991). Design of Cold-formed Steel Members, Elsevier Applied Science, London and New York.
17. Von Karman T (1910). Fiestighetsproblem im Maschinenbau, Encyclopaedie der Mathematischen Wissenschaften.
18. Karman, T. von, Sechler E.E. and Donnell L.H. (1932). The Strength of Thin Plates in Compression // Transactions, Applied Mechanics Division, ASME, New York, APM 54–5, 53–57, 1932.
19. Белый Г.И. Аналитически-численный метод расчета на устойчивость стержневых элементов легких тонкостенных конструкций//Вестник гражданских инженеров.2020. №4(81). С.39-46
20. Белый Г. И., Смирнов М.О. Влияние фактической редукиции сечения на прочность и устойчивость стержневых элементов ЛСТК при общем случае загрузки // Промышленное и гражданское строительство. 2021. №3. с 57-68.
21. Белый Г.И. Развитие методов расчета стержневых элементов стальных конструкций при многопараметрическом нагружении. // Вестник гражданских инженеров. 2020. №3 (80) с 43-54.
22. Власов В. З. Тонкостенные упругие стержни // Физматгиз. 1959. С. 505.
23. Вольмир А.С. Устойчивость упругих систем. Москва, 1963г.

24. 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.
25. Сотников, Н. Г. Прочность и устойчивость элементов стальных конструкций из уголков, имеющих общие и местные дефекты и повреждения [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук / Николай Георгиевич Сотников; [Ленингр. инж.-строит.инст.]. — Л., 1987. — 25 с.: ил. — Библиогр.: с. 25.
26. Пичугин, С. Н. Прочность и устойчивость стержневых элементов конструкций из гнутосварных профилей [Текст] : автореф. дис. ... канд. техн. наук / Сергей Нинелович Пичугин; [Ленингр. инж.-строит.инст.]. — Л., 1986. — 22 с.: ил. — Библиогр.: с. 22.
27. 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. инст.]. — Л., 1987. — 22 с.: ил. — Библиогр.: с. 22.
28. 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.
29. 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.-Петерб. гос. архитектур.-строит. ун-т.]. — СПб, 2000. — 24 с.: ил. — Библиогр.: с. 24.
30. Михаськин, В. В. Влияние сварочных процессов на пространственную устойчивость усиливаемых под нагрузкой элементов стержневых конструкций [Текст] : автореф. дис. ... канд. техн. наук. : 05.23.01 / [С.-Петерб. гос. архитектур.-строит. ун-т.]. — СПб., 2000. — 25 с. : ил. — Библиогр.: с. 25.
31. Астахов, И. В. Пространственная устойчивость элементов конструкций из холодногнутох профилей [Текст]: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Иван Витальевич Астахов; [С.-Петербур. гос. архитектур.-строит. ун-т.]. — СПб., 2006. — 123с.: ил. — Библиогр.: с.102.
32. Кузнецов А. Ю. Прочность и пространственная устойчивость составных стержневых элементов конструкций из холодногнутох профилей // дисс. на соиск. учен. степ к.т.н. СПб. 2013. 141с.
33. Смирнов М. О. Прочность и устойчивость стержневых элементов конструкций из холодногнутох профилей с фактически редуцированным сечением// дисс. на соиск. учен. степ к.т.н. СПб. 2021. 157с.

34. Назмеева Т.В. Несущая способность сжатых стоек из стального холодно-гнутого просечного профиля // дисс. на соиск. учён. степ. к.т.н. СПб. 2017 кандидата технических наук, Санкт-Петербург, 2017. 184 с.
35. Nazmееva, T., Sivokhin, A. Numerical investigations of the connections between cold-formed steel curtain walls and reinforced concrete slabs. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2018. 456(1). DOI:10.1088/1757-899X/456/1/012081.
36. CUFSM (2008). Elastic Buckling Analysis of Thin-walled Members, version 3.12. [www.ce.jhu.edu/bschafer/cufsm312](http://www.ce.jhu.edu/bschafer/cufsm312)
37. GBTUL. (<http://www.civil.ist.utl.pt/gbt/>)
38. CFS ([www.rsgsoftware.com](http://www.rsgsoftware.com))
39. THIN-WALL (<http://sydney.edu.au/engineering/civil/case/thinwall.shtml>).

# 6.

## ФЕРМЫ ИЗ ЛСТК

### 6.1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА И КЛАССИФИКАЦИЯ ФЕРМ

Фермы — это стержневые плоские или пространственные геометрически неизменяемые системы, элементы которых работают, преимущественно, на центральное сжатие или растяжение.



Рис. 6.1.1. Общий вид стропильных ферм

По сравнению с балочными конструкциями фермы более экономичны по расходу материала, могут быть различного очертания и характеризуются достаточно высокой несущей способностью.

Основными недостатками конструкций данного типа является повышенная трудоемкость изготовления за счет большого количества сборочных марок, большие транспортные расходы, необходимость специальных мероприятий для обеспечения устойчивости конструкций при монтаже и эксплуатации.

Фермы широко применяются для зданий и сооружений различного назначения, преимущественно, в качестве несущих конструкций крыши. При соответствующем обосновании допускается использование в качестве межэтажных перекрытий. В зданиях из ЛСТК пролеты ферм наиболее часто принимаются от 6 до 24 м.

В зависимости от нагрузки элементы ферм могут изготавливаться из одиночных или парных профилей.

По статической схеме наибольшее применение находят разрезные балочные фермы. Неразрезные и консольные фермы в связи с изменением знака усилий в поясах по длине (растяжение — сжатие) находятся в области рискованного проектирования и практически не используются в ЛСТК.

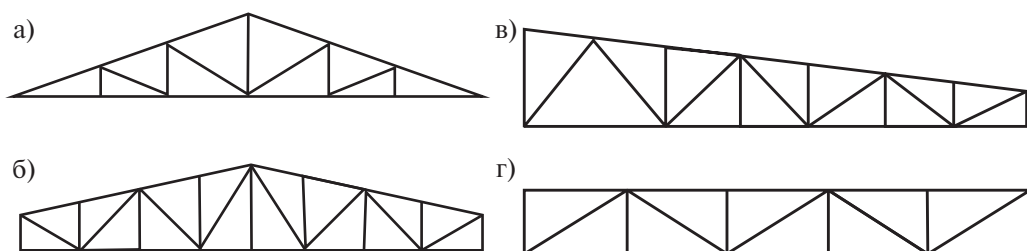
## 6.2. ВЫБОР КОНСТРУКТИВНОГО РЕШЕНИЯ ФЕРМЫ

### 6.2.1. Выбор очертания фермы

Очертание фермы определяется назначением сооружения. При выборе очертания фермы учитывают технологические требования к зданию, тип кровли, систему водоотвода, наличие фонарей, количество пролетов, величину и виды нагрузок и т.п.

По очертанию наружного контура фермы подразделяют (рис. 6.2.1) на:

- треугольные;
- трапециевидные;
- односкатные;
- с параллельными поясами;
- сегментные и полигональные.



**Рис. 6.2.1.** Типы ферм из ЛСТК по очертанию наружного контура:  
а) треугольная; б) трапециевидная; в) односкатная; г) с параллельными поясами

**Треугольные фермы** применяют при необходимости обеспечения значительного уклона (для кровель из штучных материалов). Такие фермы имеют максимальную материалоемкость в связи с большей неравномерностью распределения напряжений по длине, большой длиной раскосов в средней части ферм. Сопряжение с колонной возможно только шарнирное. Кроме того, карнизный узел крайне неудобен в эксплуатации (утепление, обследование и т.д.).

**Трапецевидные фермы (уклон 0,05...0,1)** применяют в покрытиях, не требующих большого уклона (кровля из рулонных материалов). В связи с более плавным изменением сечения данные фермы имеют меньшую материалоемкость. Возможно, применения при необходимости жесткого сопряжения колонн и стропильных конструкций.

**Фермы с параллельными поясами (уклон 0,015...0,025)** характеризуются наибольшей типизацией узловых соединений и минимальным количеством типоразмером сборочных элементов.

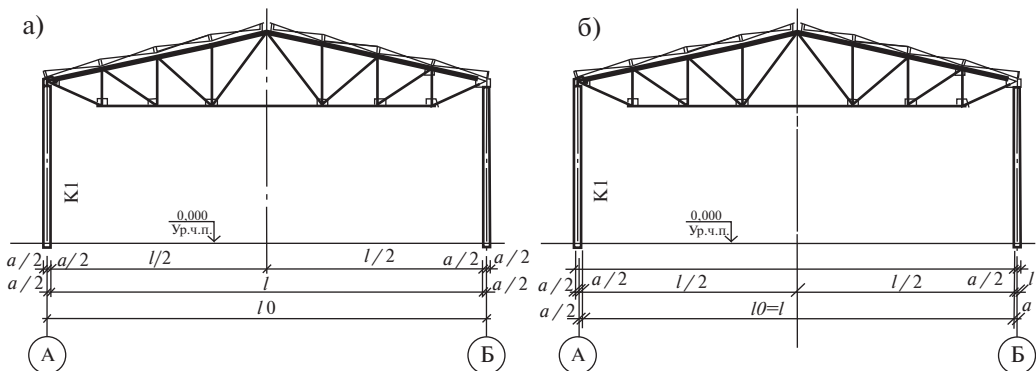
Наиболее экономичными, с точки зрения расхода материала, являются **сегментные фермы и фермы полигонального очертания**, поскольку их конструктивная форма больше соответствует эпюре изгибающих моментов. Однако, в связи с большой сложностью выполнения узлов, данный тип конструкций практически не применяется в фермах ЛСТК.

### 6.2.2. Выбор генеральных размеров

Пролет фермы определяется компоновочным решением здания, которое зависит от технологической схемы производства.

Пролеты уточняются при проектировании в зависимости от принятой схемы сопряжения с колонной или стеной.

В первом приближении при свободном опирании расчетный пролет ферм принимается при разрезных фермах при опирании сверху  $l_0 = l + a$  (рис. 6.2.2 а), при опирании сбоку  $l_0 = l$  (рис. 6.2.2 б). Где  $l$  – расстояние между опорами в свету;  $a$  – ширина поперечного сечения опоры.



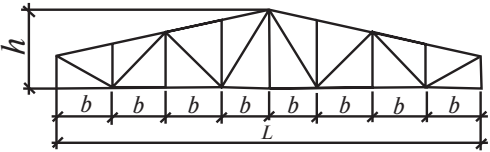
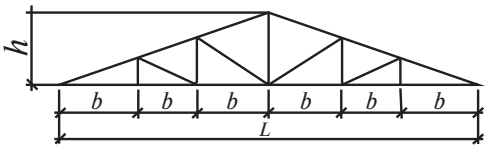
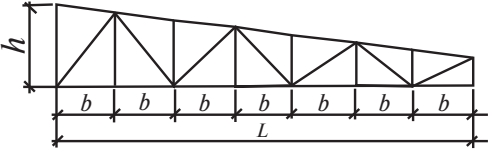
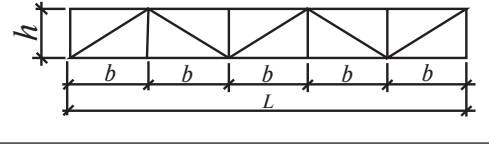
**Рис. 6.2.2.** Определение расчетных пролетов:  
а) опирание сверху; б) опирание сбоку.



Высота ферм в большой степени зависит от нагрузок и перекрываемых пролетов. Схемы рекомендуемых ферм, их основные размеры и ориентировочное соотношение высоты фермы и перекрываемого пролета представлены в таблице 6.2.1.

Таблица 6.2.1

Габаритные размеры ферм

№ п.п.	Схема фермы	Пролет $L$ , м	$H/l$	Шаг $b$ , м
1.		15	(1/4...1/6)	1...3
2.		21	(1/6...1/9)	2...4,5
3.		21	(1/6...1/9)	2...4,5
4.		21	(1/6...1/9)	2...4,5

6.2.3. Системы решеток ферм

Решетка фермы объединяет нижний и верхний пояса и работает на восприятие поперечной силы.


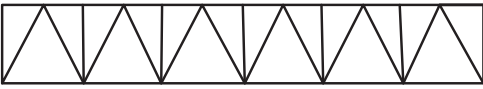
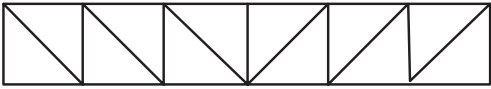


При выборе типа решетки необходимо, по возможности, совмещать узлы фермы со схемой приложения сосредоточенных сил от прогонов или обрешетки для предотвращения местного изгиба поясов.

Различают следующие типы решеток: треугольная, треугольная со стойками, раскосная, крестовая, шпренгельная (табл. 6.2.2).

Треугольная решетка находит наибольшее применение в фермах из ЛСТК, поскольку имеет наименьшую суммарную длину элементов и наименьшее количество узлов. При необходимости уменьшения расчетной длины поясов или приложении сосредоточенных сил между узлами применяют треугольную решетку с дополнительными стойками. К числу недостатков треугольной решётки относят наличие сжатых длинных раскосов.

Таблица 6.2.2

Типы решеток ферм

№ п/п	Типы решеток	Эскиз
1.	Треугольная	
2.	Треугольная со стойками	
3.	Раскосная	
4.	Крестовая	
5.	Шпренгельная	

При использовании раскосной решетки необходимо проектировать раскосы растянутыми, а стойки сжатыми. Связано это с тем, что раскосы являются существенно более длинными элементами, чем стойки. Раскосная решетка имеет большую трудоёмкость изготовления и характеризуется большим расходом материала, что связано с большей суммарной длиной элементов и большим количеством узлов по сравнению с треугольной.

Крестовую решетку целесообразно применять в фермах, работающих на двустороннюю нагрузку. Расчетная длина элементов из плоскости при крестовой решетке и соответственно сечение элементов меньше, чем для других типов. Однако количество элементов для данного типа решетки больше.

Расстояние между узлами решетки (панель пояса фермы) должно соответствовать расстоянию между прогонами (балками). При беспрогоном решении или укладке обрешетки непосредственно на верхний пояс с меньшим шагом, чем панель пояса, необходимо учитывать дополнительный изгибающий момент от внеузлового приложения нагрузок.

При необходимости размер панели можно уменьшить за счет установки дополнительных шпренгелей. Шпренгельная решетка применяется при внеузловом приложении нагрузки, необходимости уменьшения расчетной длины пояса. Данный тип решетки характеризуется большей трудоёмкостью изготовления.

При назначении типа решетки необходимо учитывать оптимальный угол наклона, составляющий для треугольной решетки 45°, для раскосной 35°.

### 6.2.4. Типы сечений стержней ферм

Фермы необходимо выполнять симметричными в вертикальной плоскости с креплением элементов решетки к поясам двумя полками или через фасонки из листового металла.

Выбор сечения стержней фермы зависит от конструктивного решения фермы, способа изготовления (заводской или построечный), величины усилий, действующих в стержнях. Принятое решение должно быть эффективным по расходу металла, трудоемкости изготовления и монтажа, затрат на дальнейшую эксплуатацию.

Различают сечения открытого и закрытого типов.

Пояса выполняются из одиночных профилей, парных профилей с образованием двутаврового или коробчатого сечений (рис. 6.2.3). При больших нагрузках принимают коробчатое сечение из двух или четырех профилей. При выборе сечения поясов для предотвращения их повреждения в процессе монтажа и эксплуатации рекомендуется отдавать предпочтение профилям с отгибами.

Решетка выполняется из одиночных или парных профилей С и  $\Sigma$  - образного сечения, для легких ферм - из одиночных или парных уголков или шляпных профилей.

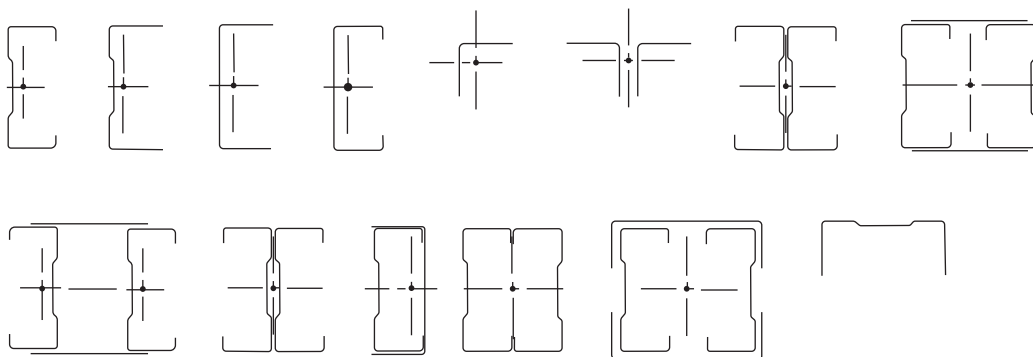


Рис 6.2.3. Типы сечений стержней ферм: а) решетка; б) пояса

Составные стержни по сравнению с одиночными более трудоемки в изготовлении, но характеризуются более высокой несущей способностью. Сечение образуется путём объединения профилей при помощи самонарезающих винтов или болтов.

В типовых решениях легких ферм наибольшее применение находят пояса и решетка из С - и  $\Sigma$  - образных профилей в связи с простотой сборки и монтажа.

При соответствующем обосновании возможно применение других типов сечений.

Сжатые стержни рекомендуется выполнять равноустойчивыми в плоскости и из плоскости фермы, что достигается пропорциональными соотношениями радиусов инерции и расчетных длин элементов в плоскости и из плоскости фермы. Данное требование позволяет в конечном итоге снизить материалоемкость за счет одинакового коэффициента продольного изгиба в двух плоскостях.

Если расчётная длина в плоскости и из плоскости элемента одинакова, то рекомендуется выбирать сечения с близкими или одинаковыми радиусами инерции ( $r_x = r_y$ ).

### 6.2.5. Горизонтальные и вертикальные связи

В зданиях из ЛСТК необходимо предусматривать систему связей по покрытию.

Связи предназначены для:

- обеспечения общей пространственной жесткости каркаса;
- обеспечения устойчивости и уменьшения расчетной длины сжатого пояса из плоскости фермы;
- уменьшения расчетной длины растянутого пояса из плоскости;
- обеспечение геометрической неизменяемости каркаса здания в целом;
- перераспределение локальных нагрузок, действующих в плоскости одной рамы на соседние (вовлекая их в совместную работу);
- восприятия и передачи на колонны горизонтальных воздействий (ветровая, крановая нагрузка и т.п.).

Связи по покрытию выполняют в виде горизонтальных геометрически неизменяемых блоков по верхнему и (или) нижнему поясу, а также вертикальных связей между фермами. При этом узлы связей совмещаются с узлами ферм. По конструктивному решению решетку связей выполняют треугольной или крестовой (рис. 6.2.4).

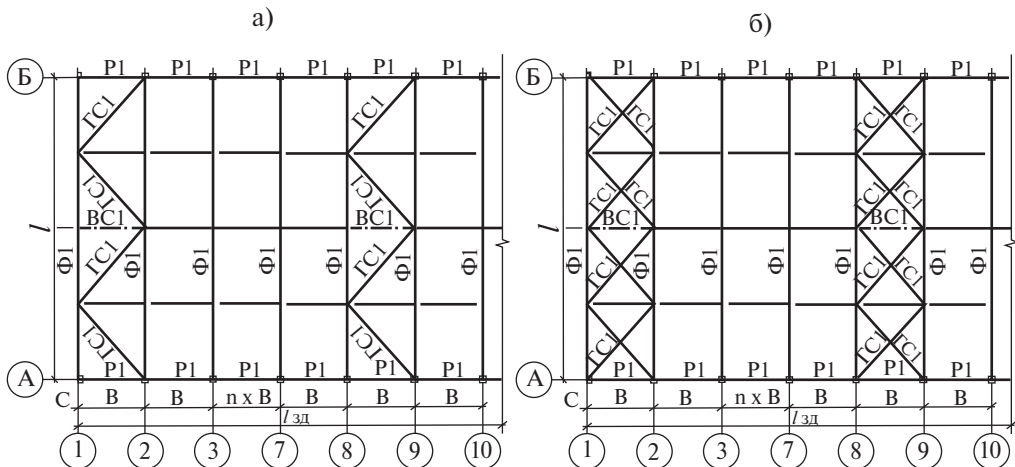


Рис. 6.2.4. Схемы связей: а) треугольная; б) крестовая

В качестве пояса связевой фермы использованы пояса смежных стропильных ферм; в качестве стоек — распорки и прогоны; в качестве решетки — дополнительные элементы из круглой стали (тяги), уголки, гнутые швеллеры.

При беспрогонном решении верхние пояса ферм могут закрепляться при помощи жесткого диска из стального профилированного листа, закрепляющего пояса к поперечным горизонтальным связевым блокам.

Поперечные связевые фермы располагают по торцам здания и в местах расположения вертикальных связей по колоннам. При длине здания более 50 м между крайними поперечными связями рекомендуется равномерно по длине предусматривать промежуточные поперечные горизонтальные связи.

В случае, если проектным решением предполагается установка по торцам здания балок с опиранием на промежуточные стойки (выполняющие одновременно роль стоек фахверка), то связевый блок ставится между двумя ближайшими к торцу фермами (рис. 6.6).

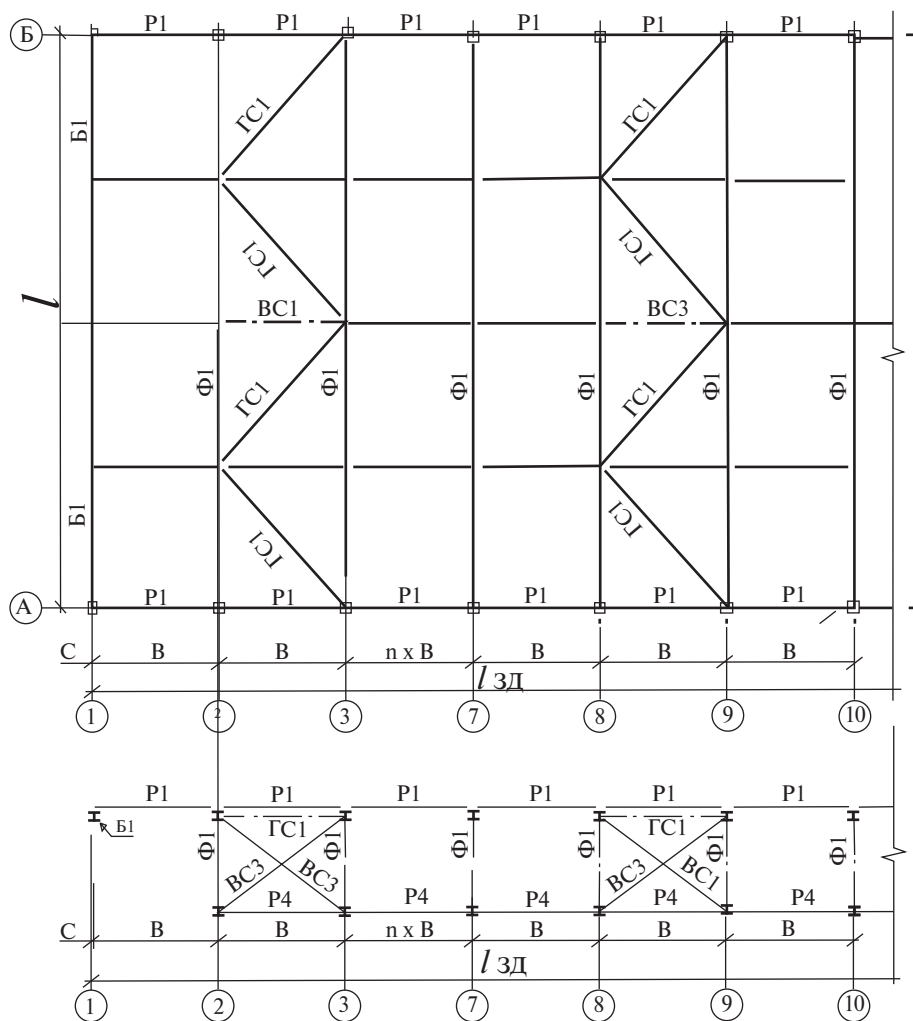
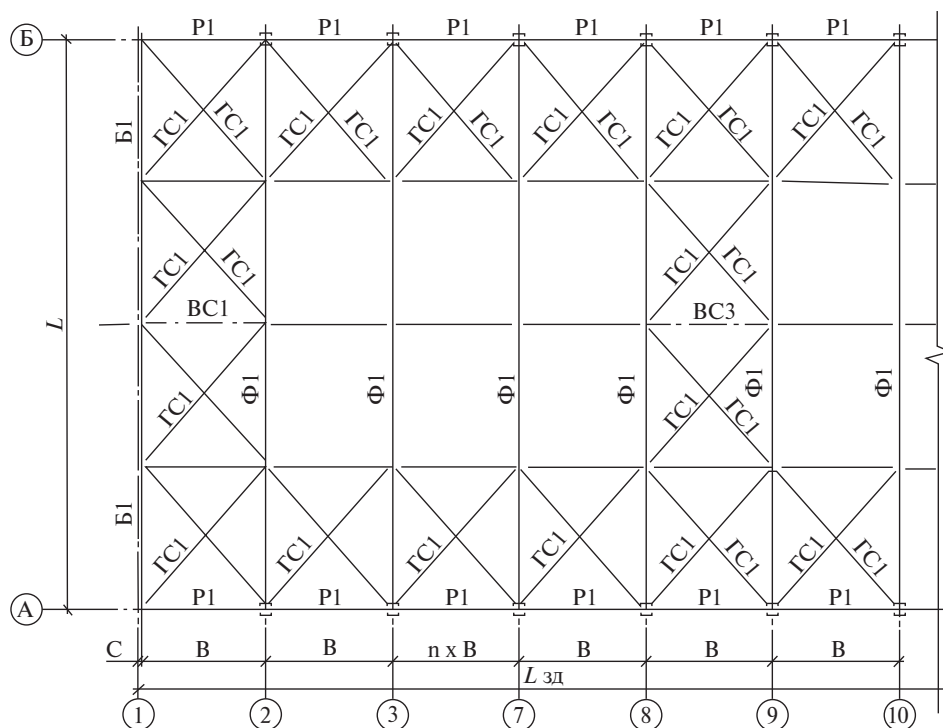


Рис. 6.2.5. Схема связей покрытия с балками по торцам

Горизонтальные нагрузки на торец здания передаются со стоек фахверка в узлы поперечной горизонтальной связевой фермы с последующей передачей усилий на вертикальные связи между колоннами и в дальнейшем на фундамент.

Продольные горизонтальные жесткие связевые блоки (рис. 6.2.6) устанавливаются при повышенных требованиях к обеспечению общей устойчивости здания.



**Рис. 6.2.6.** Схема связей покрытия с продольными и поперечными связевыми блоками

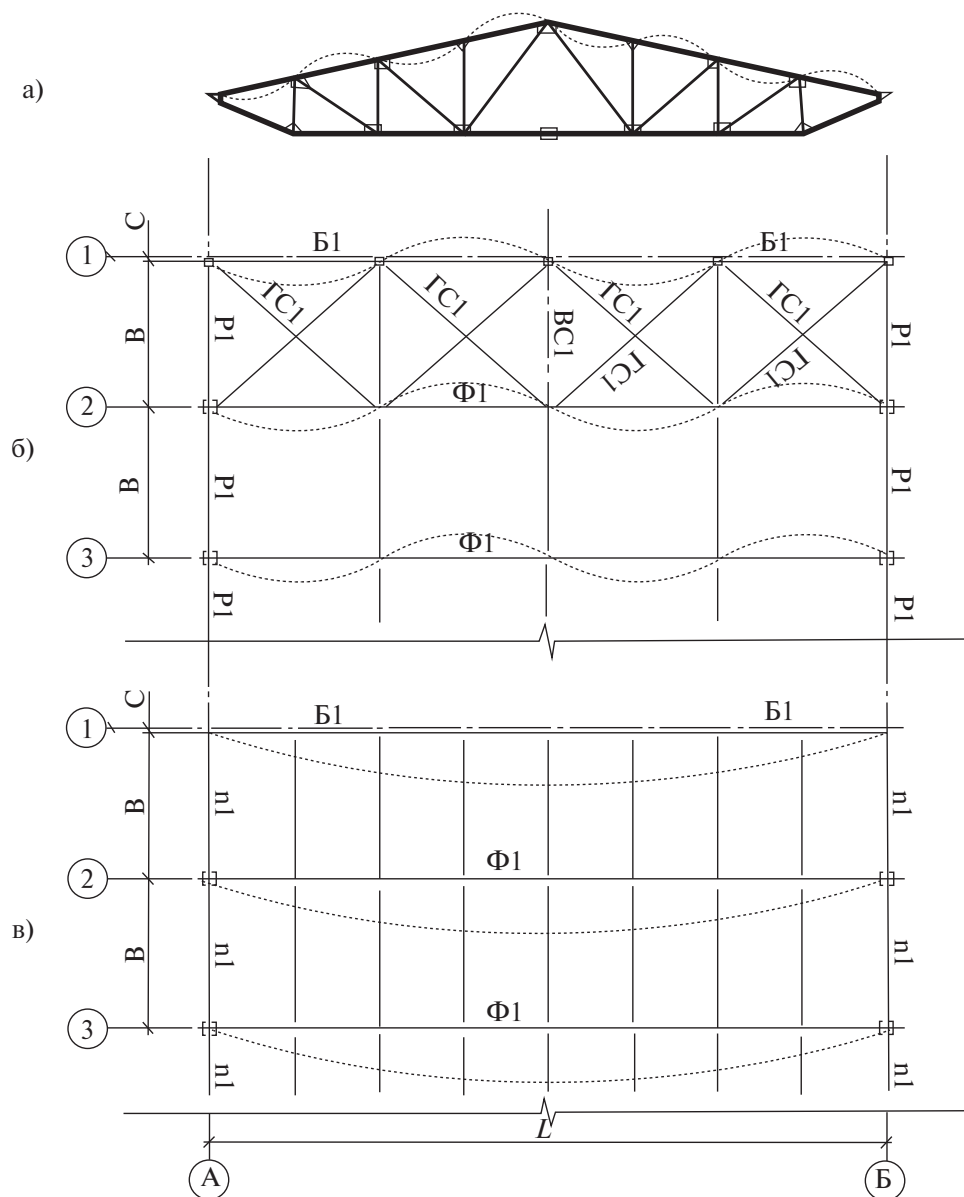
Крепления связей рассчитываются на горизонтальные нагрузки (ветровые, монтажные, сейсмические и т.п.). Величины нагрузок определяются по результатам расчета каркаса по пространственной схеме. Допускается выполнение ручного расчета. При этом горизонтальные ветровые нагрузки, действующие в плоскости связевых ферм в продольном или поперечном направлении, прикладываются в узлы связевой фермы и являются опорной реакцией от стоек фахверка в месте их фактического закрепления.

Крепление выполняется на самонарезающих самосверлящих винтах или при значительных нагрузках на болтах нормальной точности класса не ниже 5.8 диаметром не менее 12 мм. Применение высокопрочных болтов в настоящее время в связи с их высокой стоимостью и трудоемкостью выполнения не имеет широкого распространения.

При наличии динамических воздействий от кранового оборудования применение самонарезающих винтов не допускается в связи с их склонностью к самооткручиванию при знакопеременных нагрузках.

В связи с малой жесткостью верхнего сжатого пояса ферма склонна к потере устойчивости из плоскости. При раскреплении пояса из плоскости распорками расчетная длина уменьшается (рис. 6.2.7) и, соответственно, увеличивается несущая способность элементов.





**Рис. 6.2.7.** Расчетная длина верхнего пояса:

- а) деформации верхнего пояса в плоскости фермы; б) деформации верхнего пояса из плоскости при наличии горизонтальных связей; в) деформации верхнего пояса из плоскости при отсутствии горизонтальных связей.

Вертикальные связи между фермами обеспечивают увеличение общей жесткости связевого блока, устойчивость ферм в процессе монтажа. Вертикальные связи устанавливают в местах расположения горизонтальных связевых блоков (как правило, по торцам и коньку). При превышении предельной гибкости поясов из плоскости ставятся дополнительные вертикальные связи. Между фермами на участках, где связи отсутствуют, устанавливают распорки (см. рис. 6.2.7).

## 6.3. РАСЧЕТ ФЕРМ

### 6.3.1. Определение расчетной нагрузки

На ферму действуют следующие виды нагрузок:

Постоянные:

- собственный вес фермы и вес вышележащих конструктивных элементов (прогоны, кровля, утеплитель, пароизоляция, подвесной потолок и т.п.).

Временные:

- климатические (снеговые, ветровые, температурные и гололедные);
- технологические;
- нагрузки от подвешенного оборудования и т.п.

Особые:

- технологические;
- сейсмические;
- взрывные;
- ударные и т.п.

Расчет конструкций выполняют с учетом неблагоприятных сочетаний нагрузок. Данные сочетания устанавливаются из анализа реальных вариантов одновременного действия различных нагрузок для данной конструкции в соответствии с требованиями п. 6 СП 20.13330.2016 [1].

Расчет по первой группе предельных состояний (на прочность и устойчивость) выполняют на расчетные нагрузки  $q$ . Расчет по второй группе предельных состояний (деформации) — на нормативную нагрузку  $q_n$ .

Нормативное значение нагрузки от веса конструкций и оборудования заводского изготовления определяют на основании стандартов, рабочих чертежей или паспортных данных заводов-изготовителей. Для других конструкций и грунтов — по проектным размерам (толщинам) и плотности материалов, при этом среднюю плотность материалов можно определять по приложению Т СП 50.13330.2012 [2].

Климатические нагрузки принимают по разделам 10 — 13 СП 20.13330.2016 [1].

Расчетные нагрузки определяют по формуле:

$$q = q_n \gamma_f,$$

где  $\gamma_f$  — коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый для основных типов нагрузок по табл. 6.3.1.

В зависимости от расположения прогонов, плит покрытия или перекрытия нагрузка по верхнему или нижнему поясу может быть приложена в узлах или в панелях поясов.

При проектировании рекомендуется узловое опирание для предотвращения появления изгибающего момента в поясах, поскольку при определении редуцированной площади в сжато-изгибаемом элементе наблюдается смещение осей, что приводит к нарушению проектной центрации.

Таблица 6.3.1

Коэффициенты надежности по нагрузке  
для основных видов нагружения ферм

№ п/п	Наименование нагрузки	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$ по СП 20.13330.2016
1.	Постоянные нагрузки	табл. 7.1
2.	Нагрузки от оборудования и материалов (системы вентиляции, пожаротушения и т.п.)	табл. 8.2
3.	Нагрузки от подвешенного грузоподъемного оборудования	$\gamma_f = 1,2$ (п. 9.8)
4.	Снеговые нагрузки	$\gamma_f = 1,4$ (п. 10.12)
5.	Ветровые нагрузки	$\gamma_f = 1,4$ (п. 11).

Расчетная нагрузка на узел собирается с учетом грузовой площади, приходящейся на узел (рис. 6.3.1), по формуле:

$$F = q B D,$$

где  $q$  – равномерно распределённая по площади нагрузка, действующая на ферму,

$B$  – шаг ферм,

$D = (D_1 + D_2) / 2$  – среднее арифметическое длин смежных панелей.

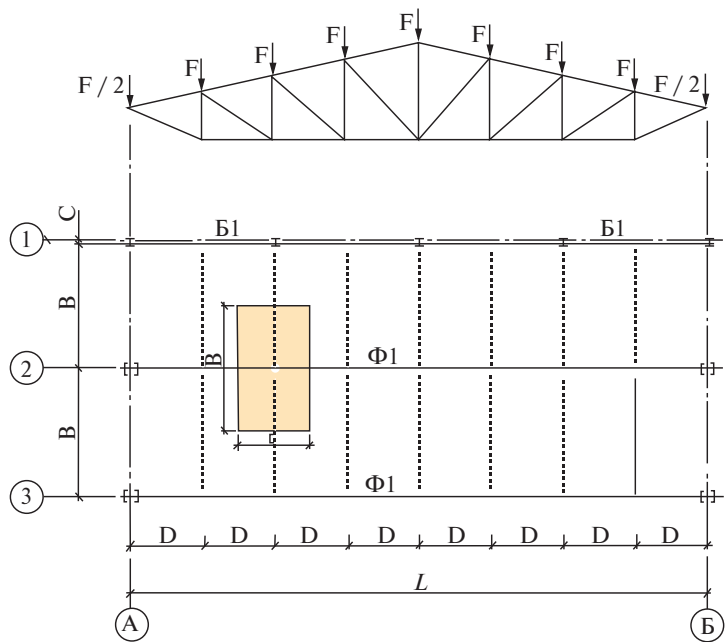


Рис. 6.3.1. Определение узловых нагрузок на ферму

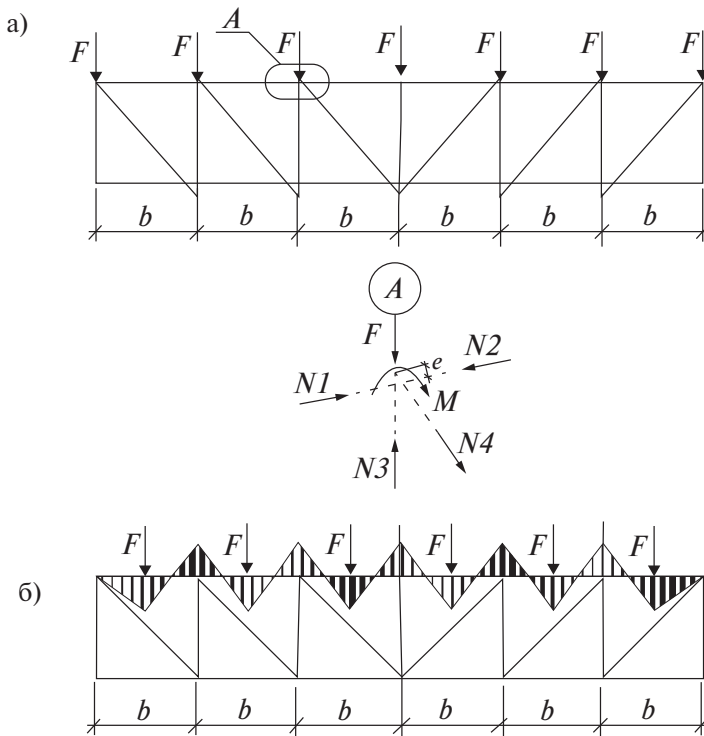
Сосредоточенные нагрузки прикладываются в местах фактической установки прогонов и оборудования (кранов, дефлекторов и т.п.).

### 6.3.2. Определение усилий в стержнях ферм

Расчет ферм из ЛСТК выполняется в зависимости от степени податливости узлов. При соединениях на самонарезающих винтах и болтах обычной прочности узлы считаются шарнирными. Стержни данной системы работают на продольные усилия (сжатие или растяжение).

Для соединений на высокопрочных болтах, точечной или дуговой сварке узлы жесткие. В этом случае стержни работают на продольные усилия (сжатие или растяжение) и дополнительный изгибающий узловой момент.

В случае расцентровки (оси стержней не пересекаются в одной точке или расцентровка возникает в результате смещения оси при определении редуцированной площади сжато-изгибаемого или растянуто-изгибаемого элемента) возникает дополнительный узловой момент (рис. 6.3.2 а). Если на ферму действует внеузловая нагрузка, то в верхних или нижних поясах ферм также возникают изгибающие моменты (рис. 6.3.2 б).



**Рис. 6.3.2.** Определение моментов: а) от расцентровки осей стержней в узлах; б) от внеузлового приложения нагрузки

Усилия в элементах ферм определяют по стандартным методам строительной механики или путем статического расчёта на сертифицированных программных комплексах. Компьютерные программы, в части процесса верификации

и полного сопровождения программных средств, должны соответствовать требованиям ГОСТ Р ИСО/МЭК12207 и ГОСТ Р ИСО/МЭК14764.

Рекомендуется проводить расчеты в программных комплексах, прошедших сертификацию по соответствующим разделам СП 260.1325800.2016.

В результате статического расчета для каждого элемента выбирается максимальное усилие в стержне. Выбор усилия осуществляется при всех возможных сочетаниях нагрузок. Особенностью расчета ферм из ЛСТК является необходимость перерасчета конструкции с учетом редуцированной площади на каждом этапе нагружения, что особенно актуально при определении расцентровок в сопряжениях узлов.

### 6.3.3. Определение расчетных длин элементов ферм

Расчетные длины элементов ферм определяются в зависимости от их геометрических длин и условий закрепления по формуле:

$$l_{ef} = \mu l,$$

где  $\mu$  — коэффициент приведения длины,

$l$  — геометрическая длина стержня (расстояние между точками закрепления в плоскости или из плоскости фермы) (рис.6.3.3, 6.3.4).

Расчетные длины элементов плоских ферм приведены в табл. 6.3.2.

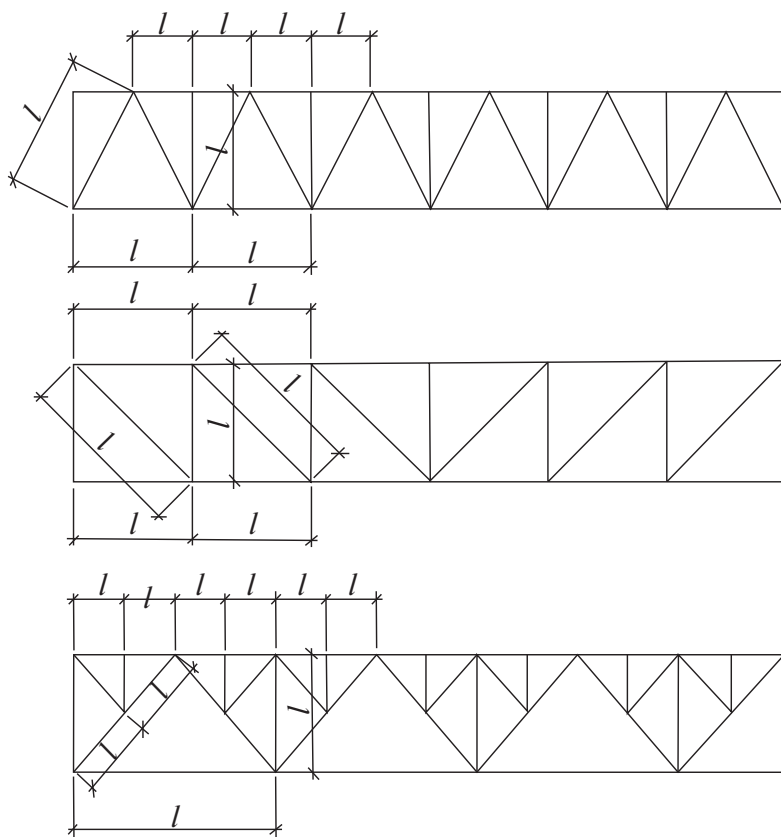


Рис. 6.3.3. Расчетные длины элементов в плоскости фермы

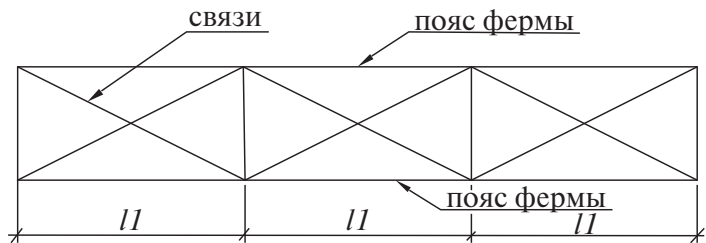


Рис. 6.3.4. Расчетные длины элементов пояса из плоскости фермы

Таблица 6.3.2

Определение расчетных длин элементов ферм

Наименование продольного изгиба элемента фермы	Расчетные длины $l_{ef}, l_{ef,1}$		
	Поясов	Опорных раскосов и стоек	Прочих элементов решетки
1. В плоскости фермы $l_{ef}$			
0.1. Для ферм, кроме указанных в п.1.2.	$l$	$l$	$L$
0.2. При соединениях внахлестку и впритык	$l$	$l$	$0,9l$
1. В направлении перпендикулярном плоскости фермы (из плоскости фермы) $l_{ef,1}$	$l_1$	$l_1$	$l_1$
<p>Обозначения, принятые в таблице 6.4. (см. Рис. 6.11, 6.12):</p> <p><math>l</math> — геометрическая длина элемента (расстояние между центрами ближайших узлов) в плоскости фермы;</p> <p><math>l_1</math> — расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы (поясами ферм, специальными связями, жесткими плитами покрытий, прикрепленными к поясу сварными швами или болтами, и т.п.).</p>			

6.3.4. Подбор сечений элементов ферм

В зависимости от действующих в элементах фермы усилий, определяемых по результатам статического расчета, подбор сечения производят по формулам, изложенным в СП 260.1325800.2016 [3].

При шарнирном опирании фермы на колонну нижний пояс обычно растянут, верхний сжат, стойки — сжаты, раскосы могут быть как растянуты, так и сжаты в зависимости от направления (восходящие или нисходящие) и схемы решетки.

При жестком сопряжении фермы с колонной крайние панели поясов могут менять свое напряженно-деформированное состояние на противоположное.



Для учета особенностей работы элементов ферм применяют коэффициент условия работы  $\gamma_c$ , на который умножается нормативное сопротивление (таблица 6.3.3).

Таблица 6.3.3

**Коэффициенты условий работы элементов ферм из ЛСТК**

Элемент конструкции	Коэффициент условия работы $\gamma_c$
1. Растянутые элементы (затяжки, тяги, оттяжки и подвески) при расчете на прочность по неослабленному сечению.	0,90
2. Сжатые элементы ферм из спаренных профилей С- и Z- образных сечений.	0,90
3. Сжатые тавровые элементы решетчатых конструкций из спаренных уголков с неокаймленными полками при расчете на устойчивость.	0,75
4. Сжатые элементы из одиночных уголков с неокаймленными полками.	0,7
5. Крепление связей, распорок, жестких настилов, планок, раскрепляющих сжатые пояса стержней и внецентренно сжатые стержни из плоскости действия момента.	0,85
Примечание: Коэффициенты $\gamma < 1$ в расчетах не следует учитывать совместно.	

После статического расчета по сортаменту предварительно в зависимости от действующих усилий определяется требуема площадь сечения.

При центральном растяжении (нижний пояс и раскосы) требуемая площадь сечения  $A_{gn}$  определяется в первом приближении по формуле

$$A_{gn} \geq \frac{N \gamma_n}{R_y \gamma_c};$$

При центральном сжатии (верхний пояс, стойки и раскосы) требуемая площадь сечения  $A_{ef}$  определяется в первом приближении без учета фактических редуцированных характеристик по формуле

$$A_{ef} \geq \frac{N \gamma_n}{0,7 R_y \gamma_c};$$

где  $N$  — максимальная сжимающая или растягивающая сила;

$R_y$  — расчетное сопротивление стали (см. табл. 2.1);

$\gamma_c$  — коэффициент условия работы (см. табл. 6.3.3);

$\gamma_n$  — коэффициент надежности по ответственности, минимальные значения которого в отношении зданий и сооружений повышенного, нормального и пониженного уровней ответственности указаны в ГОСТ 27751 [4];

0,7 — предварительный коэффициент, учитывающий возможное редуцирование сечения и коэффициент продольного изгиба.

По определенной площади выбирают ближайший по сортаменту профиль и выполняется проверка подобранного сечения в соответствии с разделом 5 по:

- прочности растянутого нижнего пояса и раскосов при осевом растяжении

$$\frac{N\gamma_n}{A_{gn}R_y\gamma_c} \leq 1;$$

- прочности сжатого верхнего пояса, раскосов, стоек при осевом сжатии

$$\frac{N\gamma_n}{A_{ef,n}R_y\gamma_c} \leq 1;$$

- устойчивости сжатого верхнего пояса, раскосов, стоек при осевом сжатии

$$\frac{N\gamma_n}{\varphi A_{ef}R_y\gamma_c} \leq 1;$$

где коэффициент  $\varphi$  определяется в зависимости от приведенной гибкости

$$\bar{\lambda} = \frac{l_{ef}}{(\pi i)} \sqrt{\frac{R_y A_{ef}}{EA_g}};$$

- крутильной и изгибно-крутильной форме потери устойчивости верхнего пояса, раскосов, стоек при осевом сжатии

$$\frac{N\gamma_n}{\varphi A_{ef}R_y\gamma_c} \leq 1,$$

где коэффициент  $\varphi$  определяется в зависимости от условной гибкости

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A_{ef}R_y}{N_{cr}}};$$

- по устойчивости стенок элементов от местной нагрузки

$$Q_r \leq Q_{w,p} \gamma_c / \gamma_n$$

При несовпадении центра тяжести эффективного поперечного сечения с центром тяжести полного сечения необходимо дополнительно учитывать момент от смещения центральных осей x-x и y-y относительно положения оси действия силы.

### 6.3.5. Проверка по предельной гибкости

При подборе сечений необходимо выполнять проверку по предельной гибкости  $\lambda_u$  стержней во избежание их искривлений от случайных воздействий, деформаций от собственного веса и т.п.

Гибкости элементов  $\lambda_{x(y)} = l_{ef,x(y)} / i_{x,(y)}$  не должны превышать значений  $\lambda_u$ , представленных в таблице 6.3.4, где  $l_{ef,x(y)}$  — расчетная длина элемента, определяемая в соответствии с разделом 6.3.3. (в плоскости и из плоскости фермы),  $i_{x,(y)}$  — соответствующий радиус инерции (в плоскости и из плоскости фермы).

Таблица 6.3.4

**Предельные гибкости элементов ферм**

Элементы конструкций	Предельная гибкость сжатых элементов $\lambda_u$	Предельная гибкость растянутых элементов $\lambda_u$	
		Статические нагрузки	Динамические нагрузки
1. Пояса, опорные раскосы и стойки, передающие опорные реакции в плоских фермах	120	350	250
2. Элементы плоских ферм, кроме указанных в п.1	150	400	300
3. Верхние пояса ферм, незакрепленные в процессе монтажа (предельную гибкость после завершения монтажа следует принимать по п.1)	180	-	-
4. Элементы связей	200	400	300

## 6.4. УЗЛЫ ФЕРМ ИЗ ЛСТК

В настоящее время выделяют следующие типы узловых соединений ферм из легких стальных тонкостенных профилей [9]:

- бесфасоночные соединения (рис. 6.4.1, 6.4.2);
- соединения с применением фасонки из листового металла (рис. 6.4.3);
- соединения с использованием дополнительных элементов (накладок, распределительных балок и др.) из тонколистовых холодногнутых профилей.

По типу применяемых крепежных элементов различают [8, 10]:

- на самонарезающих самосверлящих винтах;
- на болтах нормальной точности;
- на высокопрочных болтах.

Для работы стержней ферм только на осевые усилия (без дополнительных моментов от расцентровки решетки) все элементы ферм следует выполнять с центрацией по осям, проходящим через центр тяжести сечения.

Бесфасоночные соединения на саморезающих винтах различного диаметра являются наиболее распространенными соединениями ферм из ЛСТК в связи с простотой их выполнения. В связи с большим количеством элементов и небольшими пролетами (до 15 м) незначительная несущая способность винтов (в среднем, 200 – 250 кг) достаточна для восприятия действующих усилий.

Для ферм большого пролета применяются конструктивные решения с соединениями на болтах. В большинстве случаев это бесфасоночные соединения с креплением профилей решетки между собой и к поясам обычными или высокопрочными болтами.

В случае недостаточного размера полок или стенок поясов для прикрепления к ним элементов решетки в отдельных узлах ферм предусматривают узловые фасонки, расположенные между стыкуемыми элементами, или накладки толщиной от 1,5 до 4 мм из оцинкованной стали. Вспомогательные элементы (фасонки, крепежные детали и т.п.) выполняются из стали класса прочности не ниже С255.

Толщину фасонки определяют по таблице 6.4.1 в зависимости от действующих усилий. Размеры фасонки определяются исходя из требований по размещению болтов или саморезов. При проектировании необходимо стремиться к упрощению формы фасонки и снижению отходов при раскрое. Во избежание кручения болты необходимо располагать симметрично относительно осей элементов.

Таблица 6.4.1

## Рекомендуемые толщины фасонки

Максимальное усилие в стержнях, кН	До 150	До 250	До 400
Толщина фасонки, мм	6	8	10

Соединения с использованием дополнительных элементов из тонколистовых холодногнутых профилей применяются преимущественно в опорных узлах в виде распределительных балок (мауэрлатов), опорных стоек и т.п. Кроме того, имеются технические решения, предусматривающие крепления решетки к поясам через накладки из С- или  $\Sigma$ -образных профилей. Эти соединения применяются как для одиночных, так и для парных профилей.

В узловых соединениях диаметр винтов принимается не менее 5,5 мм, диаметр болта не менее 6 мм. При расчете ферм с винтовыми и болтовыми соединениями узлы допускается принимать шарнирными. Расстояние между элементами решетки в узлах следует принимать не менее 5 мм и не более 10 мм.

Самосверлящие самонарезающие винты в узлах ферм следует располагать в два или несколько рядов. Каждый элемент следует прикреплять не менее чем двумя винтами. Расстояние между центрами винтов в любом направлении принимается по табл. 10.5 СП 260.1325800.2016 [3].

Количество крепежных элементов определяется аналогично узлам колонн в зависимости от действующих усилий (см. раздел 7 и раздел 13).

Для обеспечения совместной работы парных элементов устанавливают соединительные прокладки с шагом  $30i$  — для сжатых элементов и  $70i$  — для растянутых. Располагают прокладки равномерно по длине, но не менее 2. Для крайних панелей рекомендуется ставить дополнительную прокладку с уменьшением шага в 2 раза.

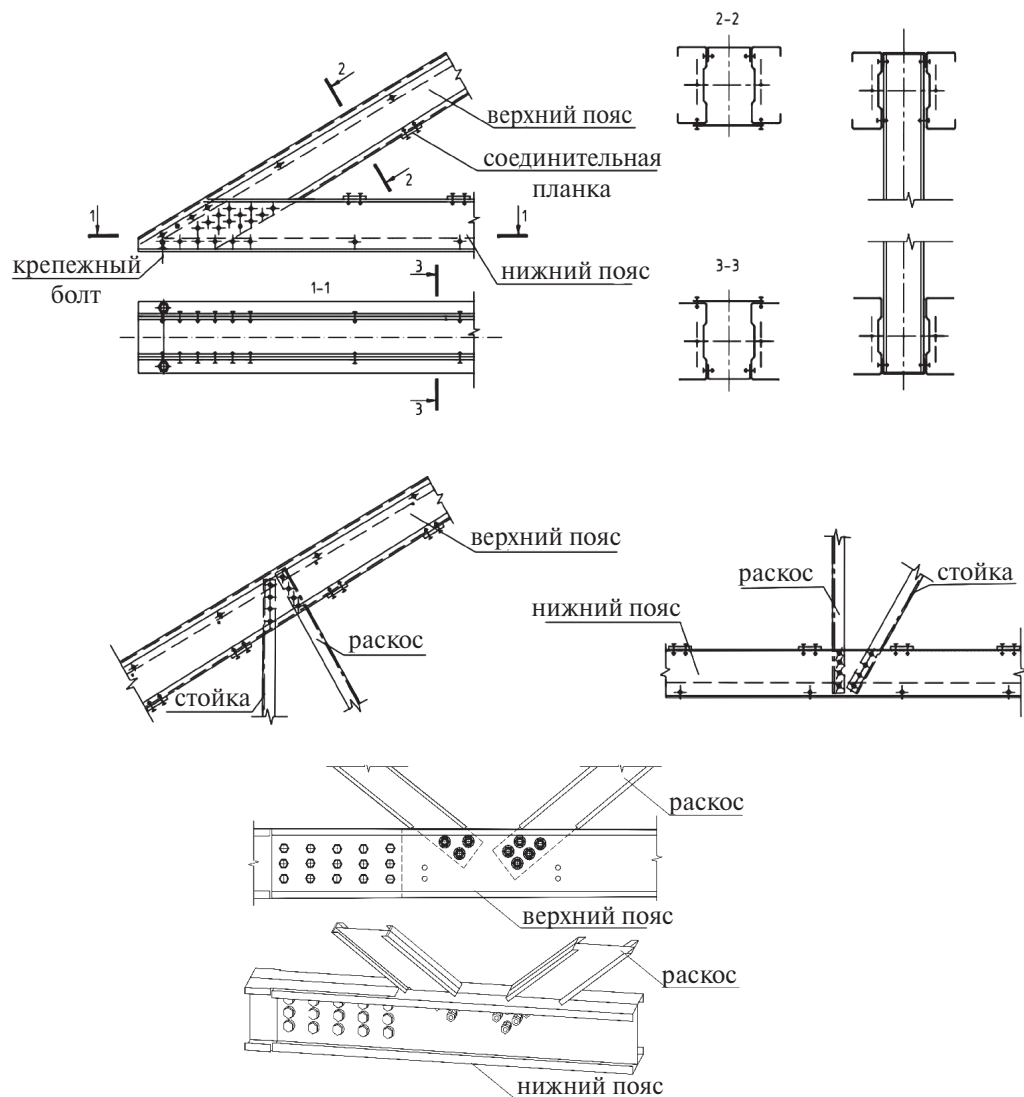
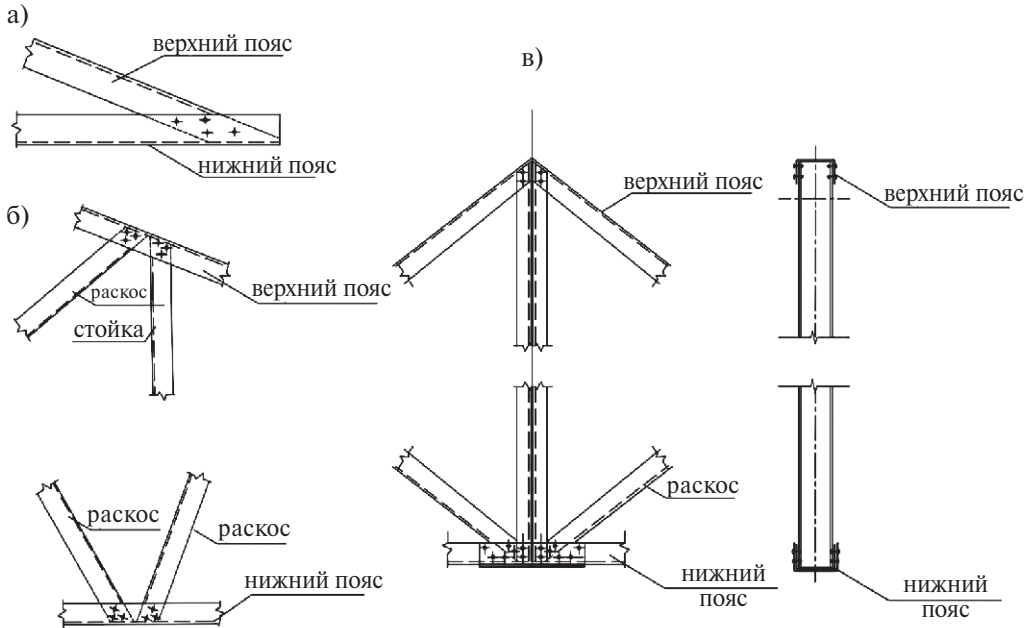


Рис. 6.4.1. Бесфасоночные узлы соединений фермы внахлестку:

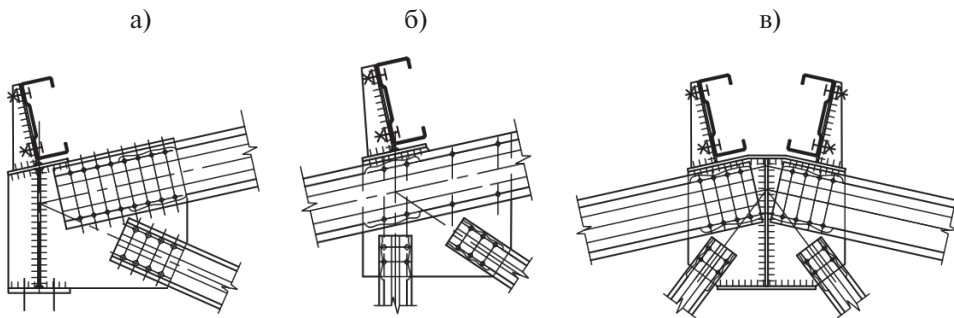
При опирании прогонов возможно местное смятие профилей, отгиб полок, что приводит к изменению геометрических характеристик сечения профиля.

Для перераспределения нагрузки в местах опирания в современной практике проектирования конструкций применяются четыре способа (таблица 6.4.2):

- местное усиление (приводит к изменению жесткостных характеристик профиля, что затрудняет его проектирование и прогнозирование дальнейшей работы, увеличивает трудозатраты на изготовление;
- опирание элементов через накладки, закрепленные по боковым поверхностям профилей (характеризуется кручением профиля при несимметричном



**Рис. 6.4.2.** Бесфасоночные узлы ферм. Соединения впритык.  
а) опорный узел; б) промежуточный узел; в) центральный узел



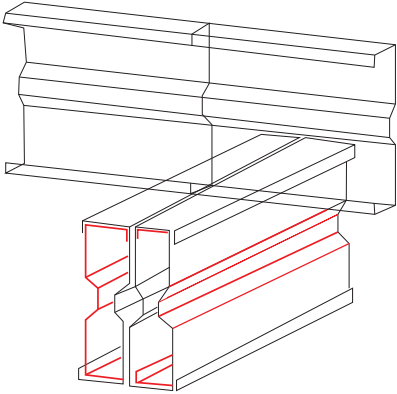
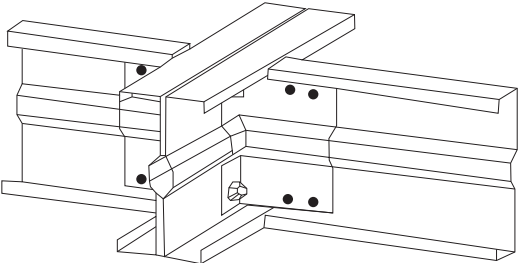
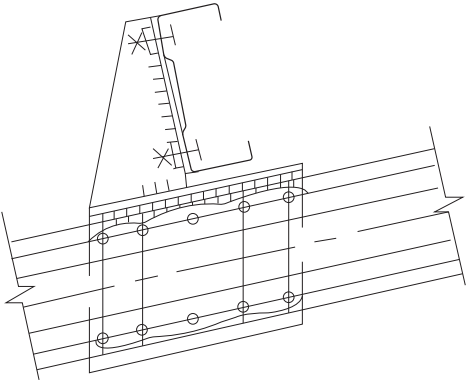
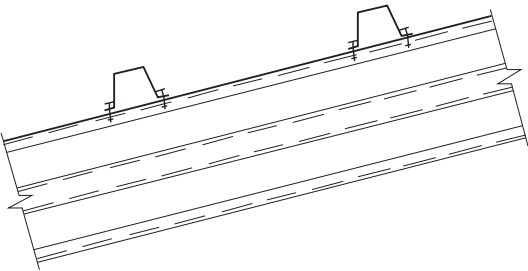
**Рис. 6.4.3.** Конструкция узлов ферм с фасонкой:  
а) опорный узел; б) промежуточный узел; в) коньковый узел

приложении нагрузки (одностороннее опирание прогона) и высокими требованиями к точности изготовления);

- опирание через стальной опорный столик (повышается надежность соединения, но сопровождается повышенным расходом металла,);
- опирание металлической обрешетки на верхние полки тонкостенных гнутых профилей с небольшим шагом (приводит к необходимости установки профилей с частым шагом, что снижает величину сосредоточенной нагрузки и способствует обеспечению прочности на смятие от действия опорной реакции прогона. Большое количество элементов приводит к существенному и трудозатрат на изготовление и монтаж.).



Способы опирания прогонов

№ п.п.	Тип узла	Эскиз
1.	Местное усиление	
2.	Боковые накладки	
3.	Опорный столик	
4.	Распределение нагрузки (уменьшение шага обрешетки)	

**Список источников, использованных в главе 6:**

1. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. - М.: Стандартинформ, 2018. — 73 с.
2. СП 50.13330.2012. Тепловая защита зданий/Минрегион России. — М.: 2012. — 95 с.
3. СП 260.1325800.2016. Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов. Правила проектирования (с изменением № 2) / Минстрой России. — М.: 2016. — 124 с.
4. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. - М.: Стандартинформ, 2019. — 16 с.
5. Альбом технических решений. Технология строительства на основе лёгких стальных тонкостенных конструкций. / ООО «Арсенал СТ», г. Смоленск, 2018. - 120 с.
6. Альбом технических решений каркасных зданий серии «Стерк». Конструкции каркасов коммерческих зданий из стальных холодногнутых профилей, изготавливаемые по технологии ООО «Андромета». / ООО «Андромета». г. Обнинск, 2016. -70 с.
7. Рекомендации по проектированию и строительству одно- и двухэтажных зданий из легких стальных тонкостенных конструкций (ЛСТК) Издание 2000 года. Издание NT3.00® NASFA, октябрь 2000г. Североамериканская ассоциация производителей стальных каркасов (North American Steel Framing Alliance).
8. Жидков К.Е., Клоков А.В., Семенов А.С. Конструктивные решения ферм из тонкостенных холодногнутых профилей. / Наука сегодня: глобальные вызовы и механизмы развития.: Материалы международной научно-практической конференции. - 2016. С. 21-23.
9. Жидков К.Е., Зверев В.В., Семенов А.С., Стуканев Ю.Л. Повышение несущей способности узловых соединений конструктивных элементов ферм. // Академический вестник УралНИИпроект РААСН. - 2015. - № 4. - С. 88-90
10. Зверев В.В., Семенов А.С. Влияние податливости болтовых соединений на деформативность фермы из тонкостенных гнутых профилей. // Научный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета. Строительство и архитектура. - 2008. - № 2 (10). - С. 9-17.

# 7.

## КОЛОННЫ ИЗ ЛСТК

### 7.1. ТИПЫ КОЛОНН

Колоннами называют вертикально расположенные стержневые элементы, воспринимающие вертикальные и горизонтальные нагрузки и передающие их на фундамент. В каркасах зданий и рабочих площадок применяются колонны двух типов: сплошного сечения и сквозного.

Основными элементами колонн являются:

- оголовок (конструктивный элемент, состоящий из опорной плиты и ребер жесткости, на который опираются вышележащие конструкции (балки, фермы и т.п.));
- стержень (основной линейный элемент, передающий нагрузку от оголовка к базе колонны);
- база колонны (конструктивный элемент, состоящий из опорной плиты и траверс, воспринимающих нагрузку от стержня колонны и передающих ее на фундамент);
- соединительные прокладки (конструктивные элементы, применяемые в составных сечениях для обеспечения совместной работы элементов).

В сквозных колоннах для соединения двух или четырех (редко, при соответствующем обосновании, трех) ветвей предусмотрены дополнительные элементы в виде соединительных планок или решетки, которые позволяют увеличить радиус инерции сечения относительно свободной оси и увеличить несущую способность колонны.

*Сечение сплошных колонн*, как правило, принимают из одиночных профилей и составного двутаврового или коробчатого сечения. Различные типы сечения колонн представлены на рис. 7.1.2.

Стойки из одиночных профилей (см. рис. 7.1.2 а) используются для каркаса перегородок и стен, а также для ненесущих элементов конструкции.

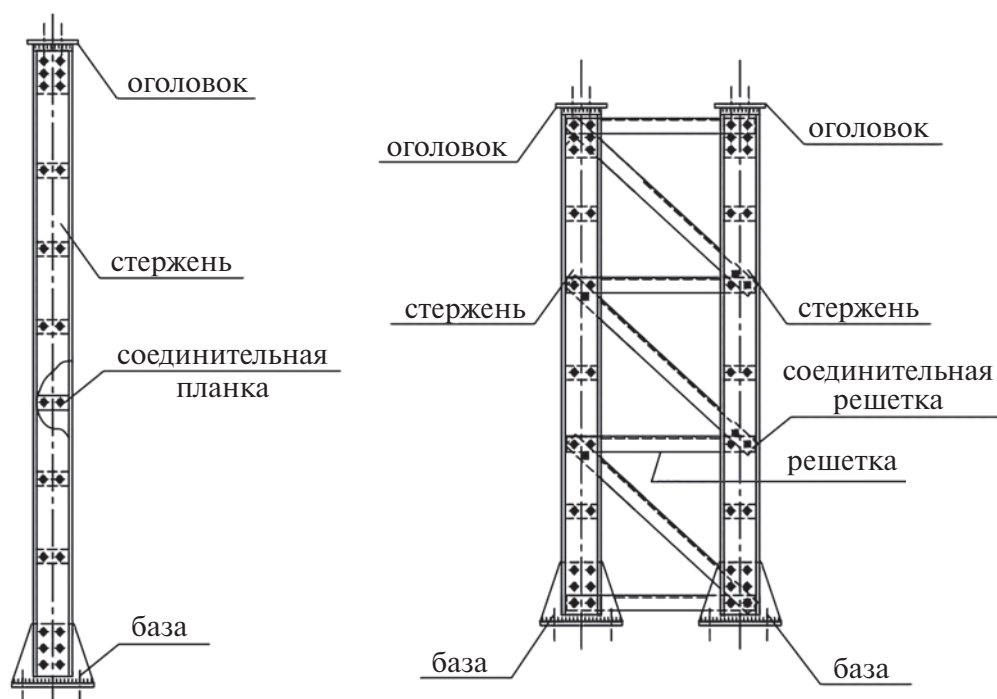


Рис. 7.1.1. Основные элементы колонны

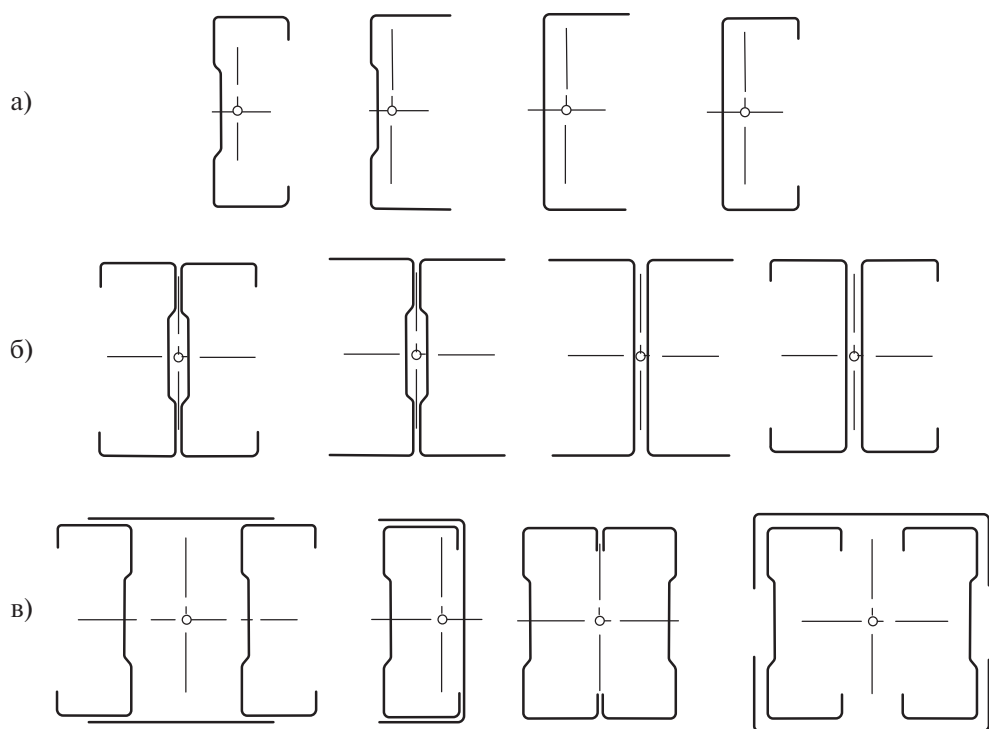


Рис 7.1.2. Типы сечений колонн сплошного сечения: а) из одиночных профилей; б) составные двутаврового сечения; в) составные коробчатого сечения

Колонны под значительные сосредоточенные нагрузки рекомендуется выполнять составными из профилей с высотой стенки 150...400 мм из стали толщиной не менее 1,5 мм (см. рис. 7.1.2 б, в).

Соединение профилей между собой вплотную в составных сечениях колонн или через прокладки, выполняются с помощью самосверлящих самонарезающих винтов или болтов, шаг которых определяется расчетом на условную поперечную силу, принимаемую постоянной по всей длине колонны. Соединительные прокладки ставят с шагом не более  $30 i_{ef}$ . Расчет составного сечения в этом случае выполняют как сплошностенчатого.

Колонны и стойки рекомендуется выполнять без поперечных стыков по длине. Для снижения расхода стали колонну рекомендуется выполнять равноустойчивой в плоскости и из плоскости конструкции.

В колоннах из одиночных швеллеров, составного двутаврового сечения выполнение данного условия невозможно при одинаковой расчетной длине в разных плоскостях в связи с тем, что радиусы инерции  $i_x$  и  $i_y$  существенно отличаются друг от друга. При необходимости выполняют установку дополнительных связевых распорок из плоскости, позволяющих уменьшить расчетную длину. Такое сечение характеризуется достаточно простым решением узловых соединений, но требует осторожности при монтаже и эксплуатации в связи с наличием тонких свободных свесов поясов.

С точки зрения расхода материала наиболее экономичными являются колонны замкнутого сечения (см. рис. 7.1.2 в). Основными достоинствами данного сечения являются равноустойчивость сечения, жесткость контура, вандалоустойчивость. Однако, отсутствует доступ для осмотра внутренней полости на предмет повреждения защитных покрытий, значительно сложнее решаются узловые соединения.

*Сквозные колонны* состоят из отдельных ветвей, объединенных между собой решеткой или планками (рис. 7.1.3). Необходимость применения сквозных колонн определяется на основании технико-экономического анализа при необходимости увеличить радиус инерции в плоскости рамы.

В качестве ветвей используются составные двутавры, профили швеллерного, уголкового типов или элементы коробчатого сечения, аналогично сечению сплошностенчатых колонн (см. рис. 7.1.2).

При небольших нагрузках применяют решетчатые колонны из профилей швеллерного типа с полками внутрь, что обеспечивает меньшие габариты и повреждаемость конструкции при идентичных характеристиках.

Колонны с ветвями из составных двутавров и замкнутых сечений применяют в случае, если сечения из швеллеров недостаточно по расчету.

Решетка и планки выполняются из профилей шляпного, уголкового или швеллерного типов. Планки также могут выполняться из листовой стали толщиной не менее 4 мм. Основное назначение решетки – восприятие поперечной силы.

Раскосная решетка характеризуется большей жесткостью, но более трудоемка в изготовлении.

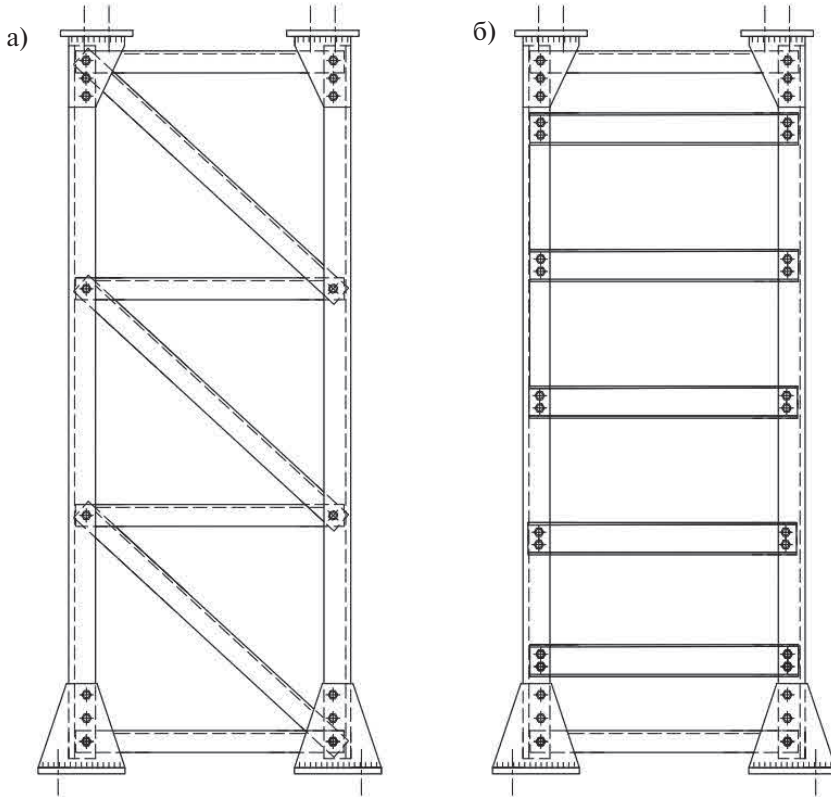


Рис. 7.1.3. Сквозные колонны: а) решетчатые; б) безраскосные на планках

Безраскосная решетка является более простой, но ее применение ограничено несущей способностью планок, работающих на изгиб, и применяется в мало-нагруженных колоннах.

Для обеспечения геометрической неизменяемости и жесткости поперечного сечения ветви объединяют через 1,5...2 м по высоте стержня колонны поперечными диафрагмами жесткости. Диафрагмы располагают по верхнему обрезу планок или стоек раскосной решетки.

## 7.2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КОЛОНН

В зависимости от условий закрепления определяют расчетные длины, назначают тип поперечного сечения колонны и выполняют расчет.

При определении расчетной длины  $l_{ef} = \mu l_o$  (здесь  $l_o$  — геометрическая длина колонны) необходимо учитывать фактическое закрепление колонн.

При расчете колонн в составе рам с жестким сопряжением колонн с фундаментом и шарнирным с ригелем, учитывая тонкостенность элементов и податливость соединений, рекомендуется коэффициент  $\mu$  брать не менее 2,0.

Для учета особенностей работы колонн и стоек применяют коэффициент условия работы  $\gamma_c$ , на который умножается расчетное сопротивление.



Таблица 7.2.1

Коэффициенты расчетной длины колонн

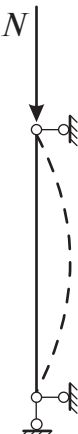
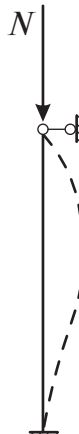
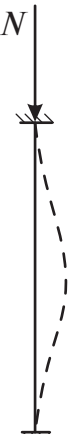
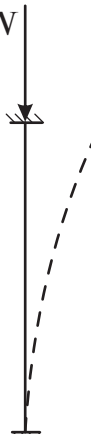
Схема закрепления колонны				
Коэффициент расчетной длины $\mu$	1,0	0,7	0,5	2,0

Таблица 7.2.2

Коэффициенты условия работы колонн из ЛСТК

Элемент конструкции	Коэффициент условия работы $\gamma_c$
1. Колонны и стойки из спаренных профилей С-образных и Z - образных сечений с толщиной стенки профиля $t$ , мм:	
$t < 2,0$	0,8
$2,0 < t < 3,0$	0,9
$3,0 < t < 4,0$	0,95
2. Колонны и стойки из одиночных С-образных и Z -образных сечений с толщиной стенки профиля $t$ , мм:	
$t < 1,5$	0,75
$1,5 < t < 3,0$	0,8
$3,0 < t < 4,0$	0,9
3. Сжатые и внецентренно сжатые колонны и стойки из спаренных швеллеров с неокаймленными полками	0,75
4. Сжатые тавровые элементы решетчатых конструкций из спаренных уголков с неокаймленными полками при расчете на устойчивость	0,75
5. Сжатые элементы из одиночных уголков с неокаймленными полками	0,7
6. Крепление связей, распорок, жестких настилов, планок, раскрепляющих сжатые пояса стержней и внецентренно сжатые стержни из плоскости действия момента	0,85
Примечание - Коэффициенты $\gamma_c < 1$ в расчетах не следует учитывать совместно.	

### 7.2.1. Расчет центрально-сжатых колонн

Расчет колонн выполняется в соответствии с СП 260.1325800.2016 [1] на вертикальную сжимающую силу, которая равна сумме опорных реакций от выше-лежащих конструкций (балок, ферм) в соответствии.

При выборе сечения рекомендуется в зависимости от конструктивного оформления, сопряжения с другими элементами выбрать предварительный тип сечения.

При центральном сжатии колонны требуемая площадь сечения  $A_{ef}$  определяется в первом приближении без учета фактических редуцированных характеристик по формуле

$$A_{ef} \geq \frac{N \gamma_n}{0.7 R_y \gamma_c},$$

где  $N$  — максимальная сжимающая сила;

$R_y$  — расчетное сопротивление стали (см. табл. 2.1);

$\gamma_c$  — коэффициент условия работы (см. табл. 7.2.2);

$\gamma_n$  — коэффициент надежности по ответственности, минимальные значения которого в отношении зданий и сооружений повышенного, нормального и пониженного уровней ответственности указаны в ГОСТ 27751 [2];

0,7 — предварительный коэффициент, учитывающий возможное редуцирование сечения и коэффициент продольного изгиба.

По определенной площади выбирают ближайший по сортаменту профиль и выполняется проверка подобранного сечения в соответствии с разделом 5 по:

- прочности на действие продольной силы при центральном сжатии

$$\frac{N \gamma_n}{A_{ef,n} R_y \gamma_c} \leq 1;$$

- устойчивости на действие продольной силы при центральном сжатии

$$\frac{N \gamma_n}{\varphi A_{ef} R_y \gamma_c} \leq 1,$$

- где коэффициент  $\varphi$  определяется в зависимости от приведенной гибкости

$$\bar{\lambda} = \frac{l_{ef}}{(\pi i)} \sqrt{\frac{R_y A_{ef}}{E A_g}}.$$

- крутильной и изгибно-крутильной форме потери устойчивости

$$\frac{N \gamma_n}{\varphi A_{ef} R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где коэффициент  $\varphi$  определяется в зависимости от условной гибкости

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A_{ef} R_y}{N_{cr}}};$$

- по прочности на действие поперечной силы

$$Q_w = \frac{\gamma_c h_w t R_s}{\sin \alpha \gamma_n} \geq Q;$$

- по устойчивости стенок элементов от местной нагрузки

$$Q_r \leq Q_{w,p} \gamma_c / \gamma_n$$

При возникновении смещения положения центра тяжести выполняют проверку устойчивости с учетом дополнительного изгибающего момента  $\Delta M$ .

### 7.2.2. Расчет внецентренно сжатых колонн сплошного сечения

Расчет колонн выполняется на вертикальную сжимающую силу, которая равна сумме опорных реакций от вышележащих конструкций (балок, ферм), и изгибающий момент от действия горизонтальной нагрузки и (или) внецентренного опирания вышележащих конструкций.

Расчет внецентренно-сжатых колонн выполняется в соответствии с СП 260.1325800.2016 [1].

При расчете колонны требуемая площадь сечения  $A_{ef}$  в первом приближении может быть определена без учета изгибающего момента в соответствии с п. 7.2.1.

После выбора сечения необходимо выполнить его проверку в соответствии с разделом 5 Пособия по:

- прочности на действие продольной силы при внецентренном сжатии

$$\frac{N}{A_{ef} R_y} + \frac{M_x + Ne_{N,x}}{W_{ef,x} R_y} + \frac{M_y + Ne_{N,y}}{W_{ef,y} R_y} \leq 1$$

- устойчивости на действие продольной силы при внецентренном сжатии

$$\frac{N_p}{\varphi_x A_{ef} R_y} + k_{xx} \frac{M_{x,p} + \Delta M_{x,p}}{X_{LT} W_{x,ef} R_y} + k_{xy} \frac{M_{y,p} + \Delta M_{y,p}}{W_{y,ef} R_y} \leq 1;$$

$$\frac{N_p}{\varphi_y A_{ef} R_y} + k_{yx} \frac{M_{x,p} + \Delta M_{x,p}}{X_{LT} W_{x,ef} R_y} + k_{yy} \frac{M_{y,p} + \Delta M_{y,p}}{W_{y,ef} R_y} \leq 1.$$

Также выполняются проверки по изгибной и изгибно-крутильной форме потери устойчивости, прочности на действие поперечной силы, по устойчивости стенок элементов от местной нагрузки.

Расчет выполняется по фактической редуцированной площади с учетом принятого сечения.

В случае, если какое-либо условие не выполняется, сечение должно быть увеличено и выполнены повторные расчеты до выполнения всех требуемых проверок.

### 7.2.3. Проверка по предельной гибкости

При подборе сечений необходимо выполнять проверку по предельной гибкости  $\lambda_u$  стержней во избежание их искривлений от случайных воздействий, деформаций от собственного веса и т.п.

Гибкости элементов  $\lambda_{x(y)} = l_{ef,x(y)} / i_{x,(y)}$  не должны превышать значений  $\lambda_u$ , представленных в таблице 7.2.3, где  $l_{ef,x(y)}$  — расчетная длина элемента, определяемая в соответствии с разделом 7.2.1 (в плоскости и из плоскости рамы),  $i_{x,(y)}$  — соответствующий радиус инерции (в плоскости и из плоскости рамы).

Таблица 7.2.3

Предельная гибкость колонн

Элементы конструкций	Предельная гибкость сжатых элементов $\lambda_u$
1. Основные колонны	120
2. Второстепенные колонны (стойки фахверка, фонарей и т.п.), элементы решетки колонн, элементы вертикальных связей между колоннами	150

7.3. УЗЛЫ КОЛОНН

7.3.1. Оголовок колонны

Опираение конструкций на колонны осуществляется, как правило, сверху непосредственно на оголовок колонн или сбоку (на сварной надколонник или непосредственно к стержню колонны). При опирании ригеля сверху получается шарнирное соединение, сбоку – шарнирное или жесткое. При проектировании рекомендуется выполнять шарнирные сопряжения ригеля с колонной для уменьшения расхода стали и более четкой передачи усилий.

Расчет соединений выполняется в соответствии с СП 260.1325800.2016 [1].

Оголовок колонны выполняется из профилей швеллерного сечения (рис. 7.3.1) с креплением к стержню колонны на самосверлящих самонарезающих винтах.

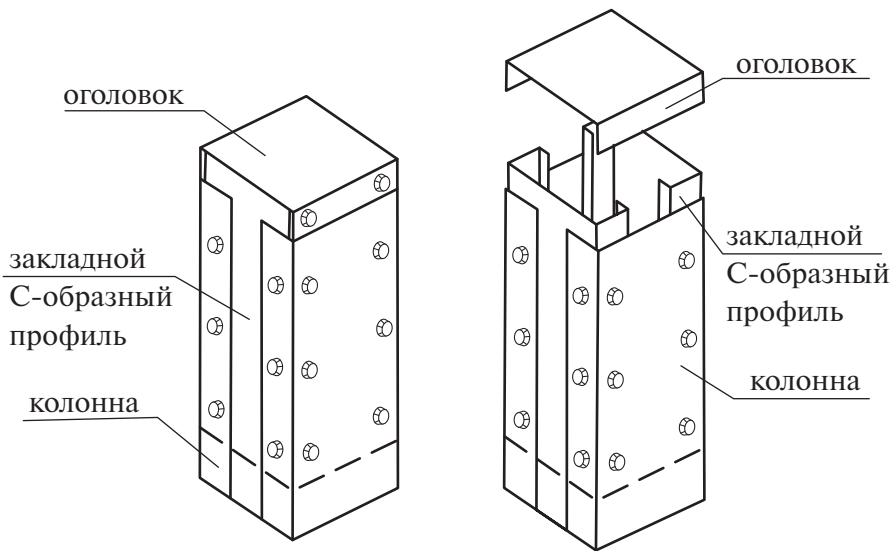


Рис. 7.3.1. Оголовок колонны при опирании конструкции сверху [3]

Оголовок воспринимает опорную реакцию от вышележащих конструкций. Самосверлящие самонарезающие винты должны выдерживать полное давление на оголовок.

Несущую способность соединения, работающего на сдвиг, проверяют в соответствии с разделом 13 Пособия:

- по сопротивлению смятию соединяемых тонкостенных элементов

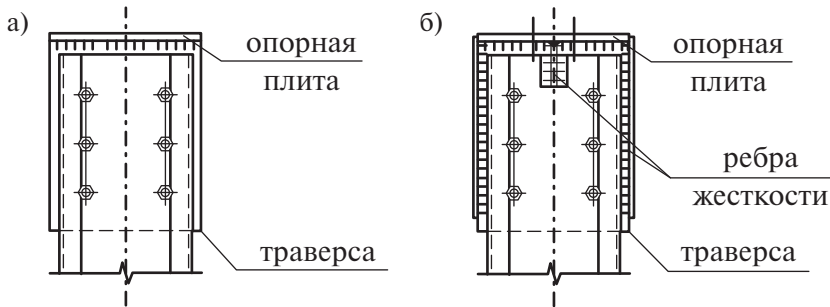
$$F_{b,Rd} = \alpha \cdot R_{un} \cdot d \cdot t / \gamma_{m2};$$

- из условия среза тела винта

$$F_{v,Rd} = F_{v,Rk} / \gamma_{m2}.$$

При значительных усилиях применяется сварной оголовок с креплением элементов на болтах.

В этом случае оголовок колонны состоит из плиты и траверсы, поддерживающей плиту и передающей нагрузку на стержень колонны (рис. 7.3.2 а). Траверса оголовка приваривается к плите и крепится на болтах к стержню колонны. Толщину металла принимают не менее 6 мм. При необходимости усиления добавляют дополнительные ребра жесткости (рис. 7.3.2 б).



**Рис. 7.3.2.** Конструктивное решение оголовка:  
а) без ребер жёсткости; б) с усилением ребрами жесткости

Возможны сварные соединения. В этом случае швы, крепящие ребро оголовка к плите, воспринимают полное давление от вышележащих конструкций. Размеры сварных угловых швов и конструкция соединения должны удовлетворять требованиям п.14.1.7 СП 16.13330.2017.

Расчет сварного соединения с угловыми швами, при действии силы  $N$ , проходящей через центр тяжести соединения, следует выполнять на срез (условный) по металлу шва и по границе сплавления по формулам:

- при  $\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} \leq 1$  по металлу шва  $\frac{N}{\gamma_c \beta_f k_f l_w R_{wf}} \leq 1$ ;
- при  $\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} > 1$  по металлу границы сплавления  $\frac{N \gamma_c}{\gamma_c \beta_z k_f l_w R_{wz}} \leq 1$ ;

где  $l_w$  – расчетная длина швов в сварном соединении, равная суммарной длине всех его участков за вычетом по 1 см на каждом непрерывном участке шва;  
 $\beta_z, \beta_f$  – коэффициенты, принимаемые по таблице 39 СП 16.13330.2017.

Болтовые соединения, крепящие ребро к стержню колонны, рассчитывают в соответствии с разделом 13 Пособия:

- на смятие

$$F_{b,Rd} = R_{bp} \cdot d_b \cdot \Sigma t \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c;$$

– на срез

$$F_{v,Rd} = R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c$$

При присоединении балки непосредственно к стержню колонны оголовки колонны не требуется (рис. 7.3.3).

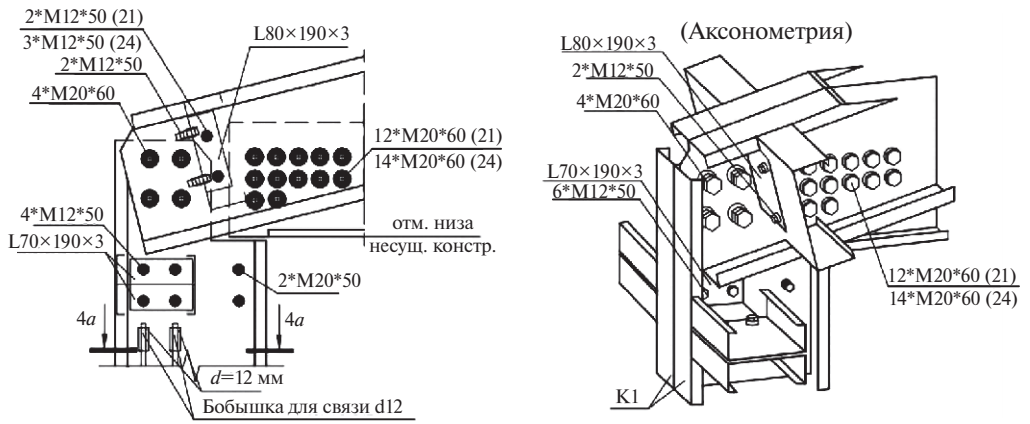


Рис. 7.3.3. Конструктивное решение крепления балки к колонне по системе «СТЕРК» [4]

7.3.2. База колонны

База служит для передачи вертикальных и горизонтальных нагрузок и изгибающего момента со стержня колонны на фундамент. Опираение колонны на фундамент осуществляется через плиту базы, закрепленную к основанию анкерными болтами. При опирании колонны возможно шарнирное или жесткое закрепление.

Выбор конструктивного решения базы зависит от геометрических характеристик поперечного сечения колонны, типа сопряжения, величины действующих нагрузок.

Для малонагруженных колонн стержень закрепляют между полками горизонтально расположенного профиля швеллерного типа или на уголках (опорные профили) (рис. 7.3.4). При необходимости устанавливают подкосы из такого же профиля для повышения жесткости опорного узла. Крепления выполняют

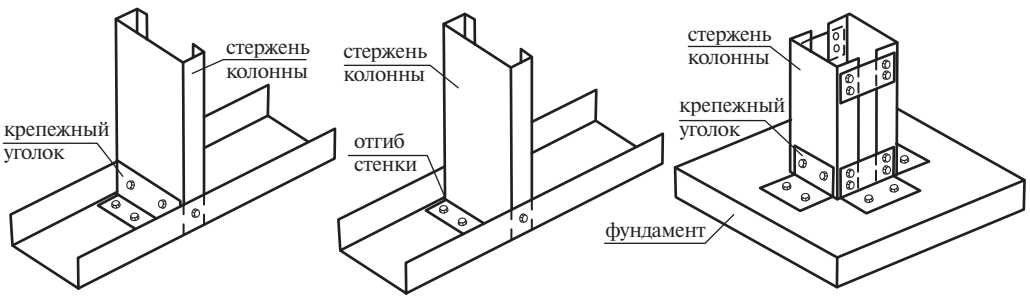


Рис. 7.3.4. Варианты баз легких колонн



на самонарезающих самосверлящих винтах, воспринимающих все нагрузки. Расчет соединительных элементов базы выполняют аналогично расчету оголовка колонны на усилия в уровне базы колонны. Данный тип соединения предполагает шарнирное сопряжение базы с колонной.

Размеры опорного профиля для центрально сжатых элементов принимают квадратной формы в плане из условия смятия нижележащего основания. Толщина опорной пластины определяется из условия работы на изгиб.

При значительных усилиях применяется сварная база с креплением элементов на болтах. Конструктивное решение аналогично оголовку (рис. 7.3.5).

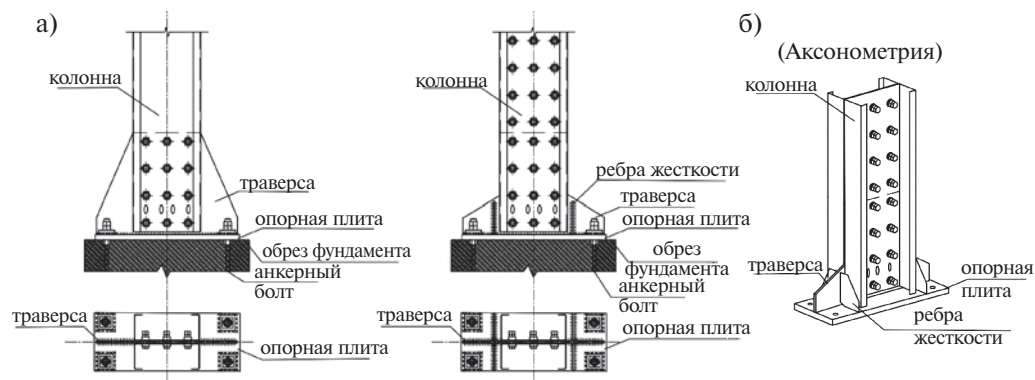


Рис. 7.3.5. Сварная база колонны:

а) без ребер жёсткости; б) с усилением ребрами жёсткости

Базы колонн на болтах подразделяют на жесткие и шарнирные. При жестком сопряжении поворот конструкции относительно базы не допускается (воспринимает изгибающий момент с передачей пары сил на болты), при шарнирном — имеется некоторая податливость соединения.

Жесткие базы предполагают крепление колонны четырьмя болтами, расположенными в плоскости действия момента (рис. 7.3.5). При этом крепление может быть выполнено, как за анкерную плиту, так и через выносные консоли. В обоих случаях элементы рассчитываются на восприятие изгибающего момента. Диаметр анкерных болтов в этом случае является расчетным на действие растягивающих усилий.

Анкерные болты в шарнирных базах служат только для фиксации проектного положения колонны и располагаются как правило, по оси сечения перпендикулярно плоскости рамы (рис. 7.3.6). За счет относительно малой толщины сечения ветвей колонны и опорной плиты обеспечивается требуемая податливость при возникновении непроектных моментов.

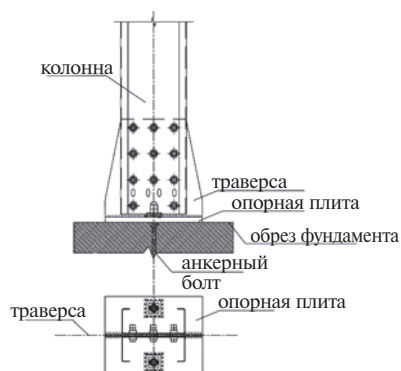


Рис. 7.3.6. Сварная база колонны с шарнирным сопряжением

**Список источников, использованных в главе 7:**

1. СП 260.1325800.2016. Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов. Правила проектирования (с изменением № 2) / Минстрой России. — М.: 2016. — 124 с.
2. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. - М.: Стандартиформ, 2019. — 16 с.
3. Альбом технических решений. Технология строительства на основе лёгких стальных тонкостенных конструкций / ООО «Арсенал СТ», г. Смоленск, 2018. - 120 с.
4. Альбом технических решений каркасных зданий серии «Стерк». Конструкции каркасов коммерческих зданий из стальных холодногнутых профилей, изготавливаемые по технологии ООО «Андромета» / ООО «Андромета», г. Обнинск, 2016. - 70 с.
5. Рекомендации по проектированию и строительству одно- и двухэтажных зданий из легких стальных тонкостенных конструкций (ЛСТК). Издание 2000 года. Издание NT3.00® NASFA, октябрь 2000г. / Североамериканская ассоциация производителей стальных каркасов (North American Steel Framing Alliance).

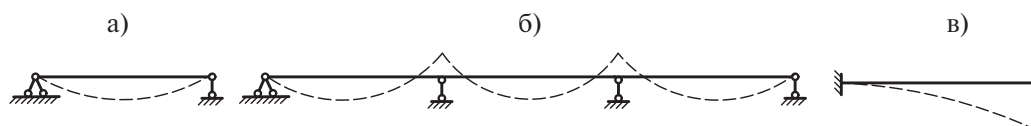
# 8.

## БАЛКИ И БАЛОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ИЗ ЛСТК

### 8.1. ТИПЫ БАЛОК

Балками называют горизонтальные элементы, работающие, в основном, на изгиб. Данные конструкции находят применение в балочных площадках, перекрытиях и покрытиях зданий различного назначения.

По статической схеме балки бывают разрезными, неразрезными, консольными (рис. 8.1.1).



**Рис. 8.1.1.** Статические схемы балок:  
а) однопролетные; б) многопролетные; в) консольные

В тонколистовых конструкциях рекомендуется отдавать предпочтение разрезным однопролётным балкам, поскольку в данном случае опорная реакция меньше, чем при многопролетной схеме, узлы сопряжения проще и трудозатраты при изготовлении и монтаже балок меньше. Вместе с тем материалоемкость однопролетных балок больше на 10...15 %.

По типу сечения балки могут быть одиночными из одиночных профилей или составного сечения (рис. 8.1.2). При небольших нагрузках достаточно эффективным является сечение из одиночных профилей швеллерного типа. Профили составной балки должны соединяться друг с другом двумя рядами самонарезающих винтов с шагом не более 300мм. Количество соединительных винтов определяется расчетом на условную поперечную силу  $Q$ .

При недостаточной толщине стенки на смятие в опорной зоне применяют сечения из парных швеллеров или местное усиление в опорной зоне путем установки поперечного ребра жесткости на всю высоту сечения балки.

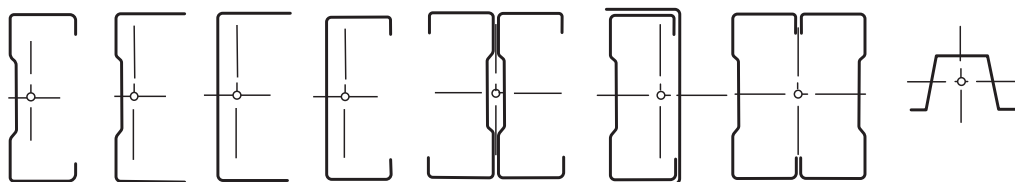


Рис. 8.1.2. Типы сечений балок

Для улучшения теплотехнических показателей при устройстве чердачного перекрытия часто применяют перфорированные или просечные термопрофили. Для междуэтажных перекрытий, как правило, применяют балки без перфорации.

## 8.2. КОМПОНОВКА БАЛОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В большинстве случаев балочные клетки выполняются нормального типа, поскольку применение балок усложнённого типа связано с дополнительными сложностями при устройстве узлов.

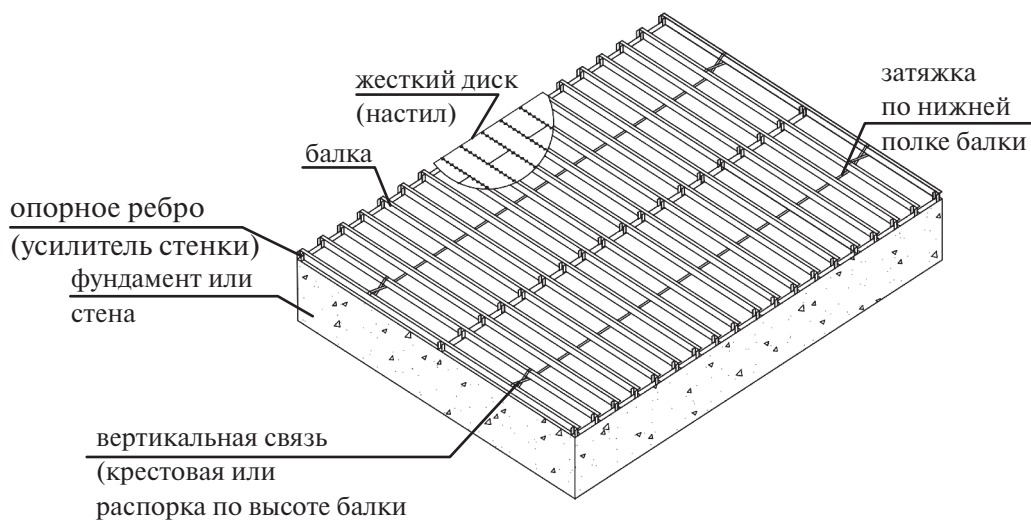


Рис. 8.2.1. Общий вид балочной клетки [1]

При компоновке балочных клеток шаг балок настила назначают 0,6...1,6 м. Шаг балок настила определяется типом настила и величиной постоянной и временной нагрузок. Опираие балок настила выполняется на продольные или поперечные несущие конструкции (стены, главные балки, фермы). Ориентацию данных конструкций выполняют по наибольшей длине.

Верхние полки балок перекрытий должны раскрепляться в поперечном направлении посредством применения наружной обшивки перекрытия, прикрепленной к балкам.

Нижние полки балок перекрытия с пролетом, превышающим 3,7 м, должны раскрепляться при помощи:

– гипсокартонных листов, установленных при помощи винтов размером не менее  $\varnothing 3,5$  мм в соответствии с действующими строительными нормами;

– сплошной обвязкой стальными лентами. Стальные ленты должны иметь ширину не менее 38 мм и толщину 0,84 мм. Плоские накладки крепятся к нижней полке каждой балки при помощи как минимум одного винта  $\varnothing 4,2$  мм, а также к вертикальной Х-образной связи при помощи как минимум двух винтов  $\varnothing 4,2$  мм. Связи устанавливаются между балками с максимальным шагом 3,7 м, измеряемым вдоль сплошной обвязки (перпендикулярно пролету балки). Связи в перекрытиях устанавливаются также по окончании всех направляющих.

Для того, чтобы произвести технико-экономическое обоснование вариантов различных типов балочных клеток, необходимо выполнить подбор настила и балок настила для каждого варианта.

### 8.3. НАСТИЛЫ БАЛОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

При выборе типа настила (основания под полы) необходимо учитывать требования по обеспечению прочности, деформативности, долговечности, шумоизоляции, огнестойкости. При эксплуатации должна быть обеспечена защита конструкций каркаса и теплоизоляции от внутренних воздействий. Выбор типа настила оказывает значительное влияние на величину постоянных нагрузок на основные несущие конструкции здания (стены, балки, колонны, фундаменты).

В качестве настила, внутренней обшивки/подшивки каркаса на основе ЛСТК рекомендуется применять листовые строительные материалы:

- гипсокартонный лист (ГКЛ) толщиной 9...12,5 мм;
- гипсоволокнистый лист (ГВЛ) толщиной 9...12,5 мм;
- ориентированно-стружечная плита (ОСП) толщиной 8...25 мм;
- текломагнетитовый лист (СМЛ) толщиной 3...20 мм;
- фибролитовая плита толщиной 10...100 мм;
- стальной профилированный лист;
- фиброцементные панели;
- доски.

Для листовых материалов количество слоев принимается по расчету, но не менее двух (рис. 8.3.1). Стыки листов выполняются в разбежку, при этом стыковку рекомендуется выполнять непосредственно на балках. Для повышения шумо- и теплоизоляции в пространстве между настилом и нижней обшивкой выполняют укладку минераловатных плит. Для балок чердачного перекрытия принимаются термопрофили для снижения тепловпотерь. Балки междуэтажного перекрытия принимают как правило сплошного сечения.

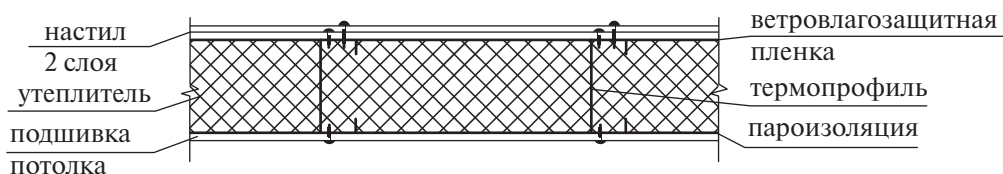
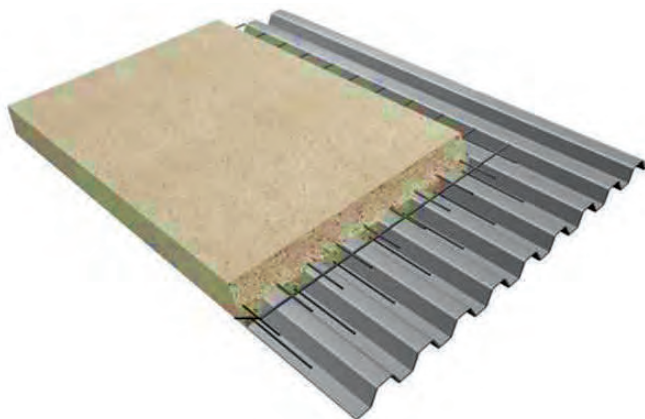


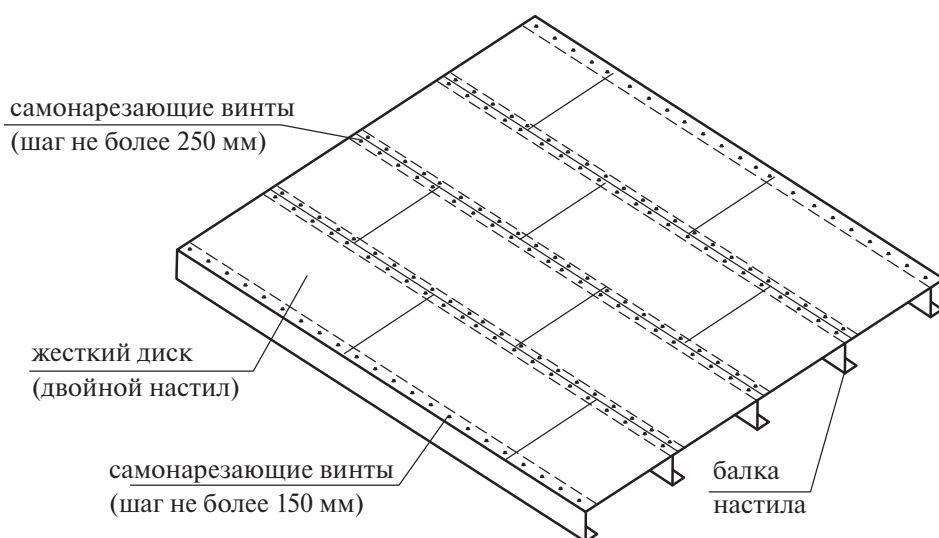
Рис. 8.3.1. Конструктивное решение чердачного перекрытия [2]

При значительных временных нагрузках и повышенных требованиях к надежности конструкций применяют монолитное железобетонное перекрытие с несъемной опалубкой из стального профилированного листа (рис. 8.3.2). Однако данное решение дает значительную нагрузку на балки и требует значительно больших сечений несущих элементов.



**Рис. 8.3.2.** Железобетонное перекрытие по несъемной опалубке

Монтаж настила выполняется непосредственно на балке настила. Соединения выполняются при помощи самонарезающих самосверлящих винтов. Тип, размер, шаг крепежных деталей определяется расчетом на основании усилий, возникающих в месте крепления элементов при учете настила как жесткого диска перекрытия. В случае, если расчет настила выполнялся как отдельного конструктивного элемента, только исходя из прочности на изгиб и по деформативности прогибам, количество крепежных элементов принимается конструктивно (рис. 8.3.3) или исходя из рекомендаций производителя листового материала.



**Рис. 8.3.3** Схема расположения элементов крепления настила [1]



## 8.4. РАСЧЁТ БАЛОК ПО ПЕРВОЙ ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

Расчет балок необходимо выполнять как изгибаемых элементов в соответствии с СП 260.1325800.2016 [3].

Для учета особенностей работы изгибаемых конструкций применяют коэффициент условия работы  $\gamma_c$ , на который умножается расчетное сопротивление стали.

Таблица 8.4.1

Коэффициенты условия работы изгибаемых конструкций из ЛСТК

Элемент конструкции	Коэффициент условия работы $\gamma_c$
1. Балки, прогоны из одиночных и спаренных гнутых профилей С-образных, Z-образных и $\Sigma$ -образных сечений	0,95
2. Прогоны несимметричного сечения	0,90
3. Устойчивость неподкрепленной стенки балок и прогонов от воздействия опорной реакции или местной нагрузки, приложенных к поясам	0,85
Примечание: Коэффициенты $\gamma_c < 1$ в расчетах не следует учитывать совместно.	

Исходными данными для подбора сечения балки являются внутренние усилия в сечении балки. Для их определения выполняется сбор нагрузок на конструкцию, выбирается расчетная схема балки. В результате статического расчета получают максимальный момент и поперечную силу.

При изгибе балки в одной плоскости требуемый момент сопротивления определяется в первом приближении без учета фактических редуцированных характеристик по формуле:

$$W_{x(y),min} \geq \frac{M_x \gamma_n}{0,7 R_y \gamma_c},$$

0,7 – коэффициент, учитывающий возможное редуцирование сечения;

$M_x$  – максимальный изгибающий момент;

$R_y$  – расчетное сопротивление стали (см. табл. 2.1);

$\gamma_c$  – коэффициент условия работы (см. табл. 8.4.1);

$\gamma_n$  – коэффициент надежности по ответственности, минимальные значения которого в отношении зданий и сооружений повышенного, нормального и пониженного уровней ответственности указаны в ГОСТ 27751 [4].

По определенному моменту сопротивления находим ближайший по сортаменту профиль. Выполняем проверку несущей способности (прочности и устойчивости) подобранного сечения в соответствии с разделом по первой группе предельных состояний:

– по прочности на восприятие изгибающего момента:

При  $W_{ef,x(y),min} < W_{g,x(y),min}$ ,

$$\frac{M_{x(y)}\gamma_n}{W_{ef,x(y),min}R_y\gamma_c} \leq 1;$$

при  $W_{ef,x(y),min} = W_{g,x(y),min}$ ,

$$\frac{M_{x(y)}\gamma_n}{W_{g,x(y),min}R_y\gamma_c} \leq 1;$$

— при изгибе в двух главных плоскостях

$$\frac{M_x\gamma_n}{W_{ef,x}R_y\gamma_c} + \frac{M_y\gamma_n}{W_{ef,y}R_y\gamma_c} \leq 1;$$

— по прочности сечения на действие поперечной силы

$$Q_w = \frac{\gamma_c h_w t R_s}{\sin \alpha \gamma_n};$$

— по устойчивости плоской формы изгиба

$$\frac{M_x\gamma_n}{X_{LT}W_{ef,x}R_y\gamma_c} \leq 1;$$

— по устойчивости стенок элементов от местной нагрузки

$$Q_r \leq \gamma_c Q_{w,p} / \gamma_n;$$

Расчет выполняется по фактической редуцированной площади с учетом принятого сечения.

В случае, если какое-либо условие не выполняется, сечение увеличивается и выполняются повторные перерасчеты до выполнения всех требуемых проверок.

Прочность балок определяют в местах расположения наибольшей поперечной силы или изгибающего момента. В случае, если комбинация усилий  $M$  и  $Q$  способна в совокупности привести к большим напряжениям, расчет выполняют в наиболее опасном сечении на наиболее опасную комбинацию.

## 8.5. РАСЧЕТ БАЛОК ПО ВТОРОЙ ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

Требования к ограничению прогибов обусловлены необходимостью обеспечения нормальной эксплуатации сооружения (нормальная работа оборудования, обеспечение целостности конструкций и комфортной психофизиологической среды для человека).

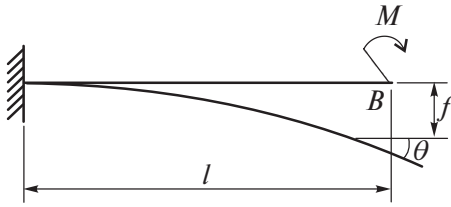
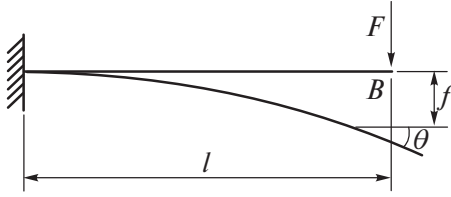
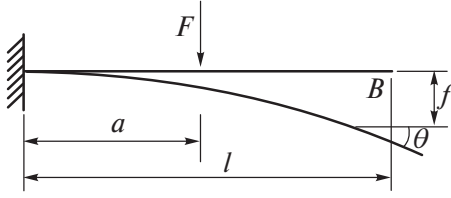
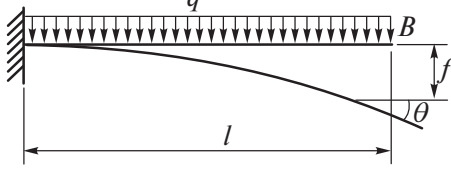
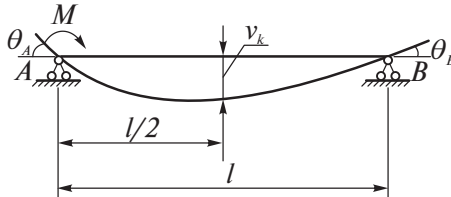
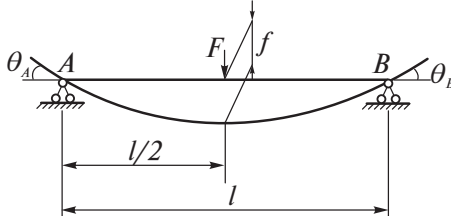
В зависимости от контролируемых параметров максимальные прогибы  $f_{max}$  не должны превышать предельных значений  $f_u$ , установленных нормами проектирования п. 15 (СП 20.13330.2016)  $f_{max} \leq f_u$ .

Максимальный прогиб балки определяется в зависимости от схемы нагружения и условий опирания при действии нормативной нагрузки.

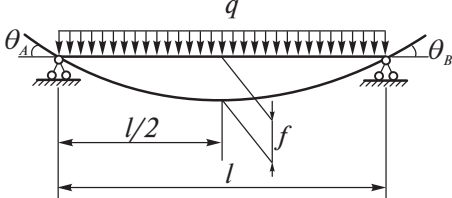
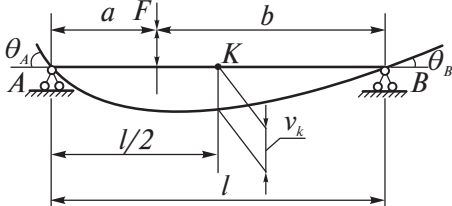
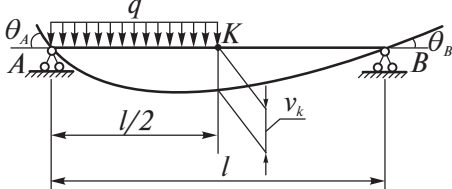
При расчете холодноформованных профилей по второму предельному состоянию следует использовать геометрические характеристики эффективного поперечного сечения с учетом редукции сжатых частей сечений. Прогибы

Таблица 8.5.1

Максимальные прогибы для отдельных видов загрузки

Схема нагружения балки	Максимальный прогиб $f$ и прогиб $v_k$ в сечении $k$	Угол поворота $\Theta$ в указанном сечении
	$f = \frac{Ml^2}{2EI_x}$	$\Theta_B = \frac{Ml}{EI_x}$
	$f = \frac{Fl^3}{3EI_x}$	$\Theta_B = \frac{Fl^2}{2EI_x}$
	$f = \frac{Fa^2}{2EI_x} \left( l - \frac{a}{3} \right)$	$\Theta_B = \frac{Fa^2}{2EI_x}$
	$f = \frac{ql^4}{8EI_x}$	$\Theta_B = \frac{ql^3}{6EI_x}$
	$v_k = \frac{Ml^2}{16EI_x}$	$\Theta_A = \frac{Ml}{3EI_x}$ $\Theta_B = \frac{Ml}{EI_x}$
	$f = \frac{Fl^3}{48EI_x}$	$\Theta_A = \Theta_B = \frac{Fl^2}{16EI_x}$

Максимальные прогибы для отдельных видов загрузки

	$f = \frac{5ql^4}{384EI_x}$	$\Theta_A = \Theta_B = \frac{ql^3}{24EI_x}$
	$v_k = \frac{Fa}{48EI_x}(3l^2 - 4a^2)$	$\Theta_A = \frac{Fab(l+b)}{6EI_x l}$ $\Theta_B = \frac{Fab(l+a)}{6EI_x l}$
	$v_k = \frac{5ql^4}{768EI_x}$	$\Theta_A = \frac{3ql^3}{128EI_x}$ $\Theta_B = \frac{7ql^3}{348EI_x}$

определяют в предположении упругой работы стали. Расчета эффективной площади и эффективного момента по требованиям деформативности для второго предельного состояния выполняется в соответствии с п. 9 (СП 260.1325800.2016).

Момент инерции эффективного сечения может быть принят переменным по длине балки. Как вариант возможно использование постоянного значения момента инерции, полученного, исходя из максимального абсолютного момента в балке от нормативной нагрузки.

Формулы для определения максимального прогиба для отдельных случаев приведены в таблице 8.5.1.

## 8.6. УЗЛЫ БАЛОК

### 8.6.1. Стыки балок

При проектировании балочных конструкций необходимо максимально отказываться от стыков балок в пролете за счет изготовления на заводе конструкции требуемых размеров со стыковкой балок на опоре (рис. 8.6.1). При необходимости, как и в обычных конструкциях стыки элементов балок по длине выполняют в условиях строительной площадки с применением парных или одиночных накладок (рис. 8.6.2).

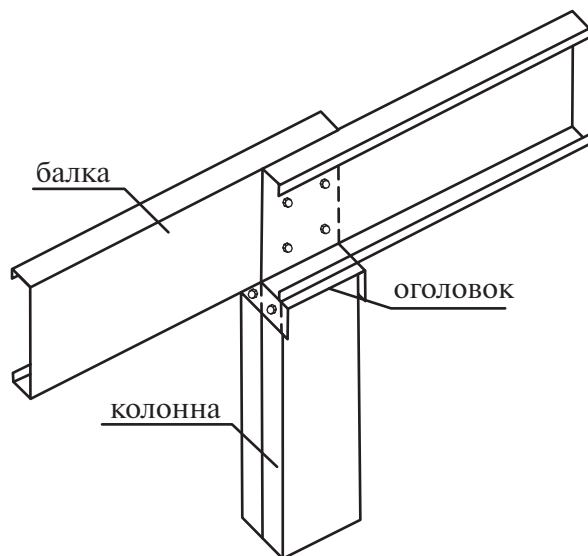


Рис. 8.6.1. Стык балок по длине на опоре [2]

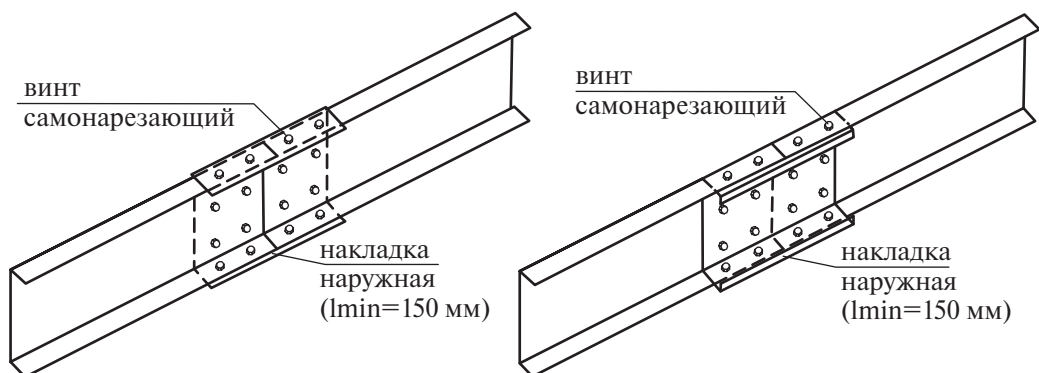


Рис. 8.6.2. Стык балок по длине в пролете (на накладке) [1].

Изгибающий момент в сечении стыка воспринимается сечением вкладки (накладки) и подлежит расчету на изгиб и поперечную силу, действующую в сечении (см. выше). Стык рекомендуется располагать в зоне минимального изгибающего момента. Для упрощения расчетов возможно трансформировать изгибающий момент в пару продольных сил продольные усилия и считать, что их воспринимают только пояса. Требуемую площадь поясов находят из восприятия этих усилий

Необходимое количество крепежных элементов подбирается исходя из предположения, что изгибающий момент воспринимается только поясами, а поперечная сила воспринимается только стенкой.

Продольная сила в поясах принимается равной

$$N_{nf} = M / h$$

Соответственно, необходимое количество болтов (или саморезов) определяется:

$$N \geq N_{nf} / (\gamma_c N_{b, min}),$$

где  $N_{b, min}$  — минимальная несущая способность болта или самореза по условию смятия или среза.

В ослабленных отверстиями сечениях пояса необходимо выполнять проверку условия прочности с учетом уменьшенного сечения.

### 8.6.2. Опираение и сопряжения балок

Передача нагрузок от балки на нижележащие конструкции осуществляется непосредственно через поверхность контакта сечением балки или через дополнительные элементы (усилители стенки) рис. 8.6.3.

Ширина площадки опирания балки определяется по расчету, но должна быть не менее:

- для наружных стен - 60 мм для наружных стен;
- для внутренних стен - 100 мм.

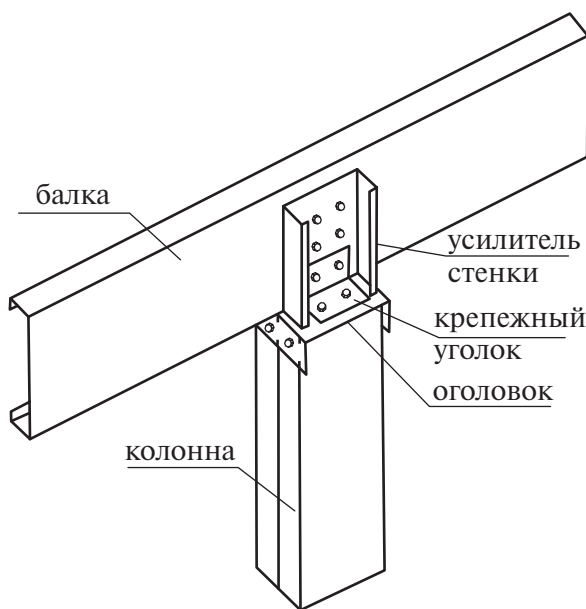


Рис. 8.6.3. Опираение балок через дополнительные элементы [2]

Усилитель (также называемый «опорное ребро жёсткости стенки балки») изготавливается из С-образного элемента минимальной толщиной 1 мм или элемента Т-профиля толщиной 1,2 мм. Ребро жесткости крепится к стенке балки элемента при помощи четырех винтов диаметром не менее 4,2 мм (2 сверху, 2 снизу). Опорные ребра жёсткости выполняются с каждой стороны элемента по всей высоте стенки балки.

Крепление усилителя выполняется через дополнительный уголок, устанавливаемый конструктивно (или по расчету при наличии сдвигающих или



отрывающих усилий) (рис. 8.6.3) или за счет отгиба стенки самого усилителя (рис. 8.6.4).

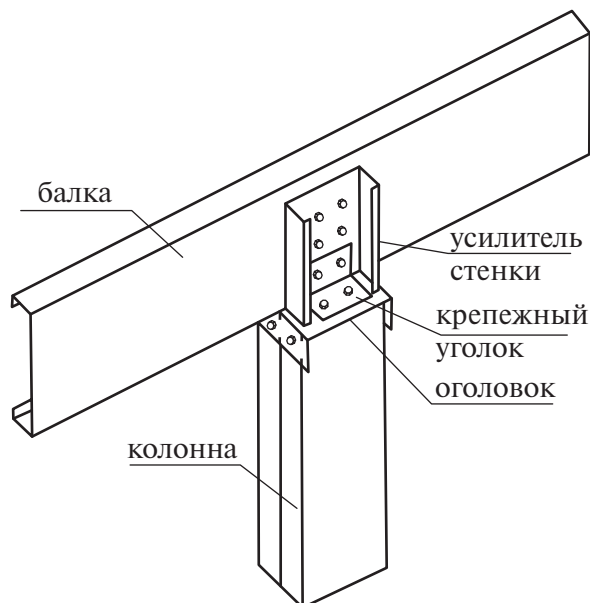


Рис. 8.6.4. Опираие балок через отгиб стенки [2]

Конструктивное сопряжение балок выполняется по поэтажной схеме (см. рис. 8.6.3, 8.6.4), с опиранием конструкции сверху или в одном уровне с при-  
мыканием конструкции сбоку (рис. 8.6.5).

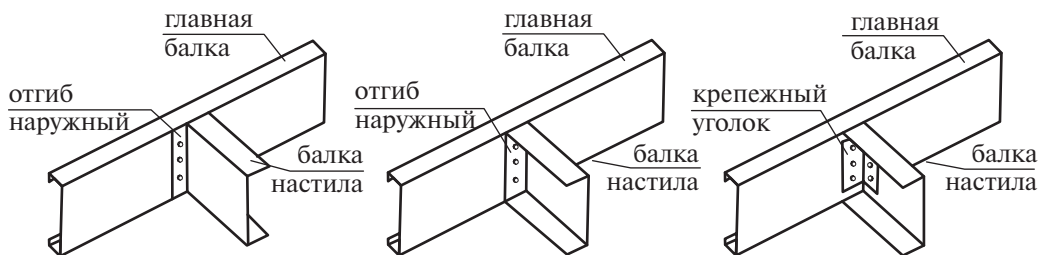


Рис. 8.6.5. Опираие в одном уровне сбоку [1, 2]

В зависимости от степени податливости или защемленности конструкций опорные узлы балок подразделяют на шарнирно-подвижные, шарнирно-не-  
подвижные или защемленные. При проектировании необходимо стремиться к шарнирным закреплениям элементов для повышения конструктивной на-  
дежности соединений. Жесткие закрепления рекомендуется применять только в рамных узлах.

Соединения проектируют на болтах (М12...М24) или самонарезающих винтах (от Ø3,5 мм до Ø6,4 мм). При значительных нагрузках и отсутствии сплошных дисков перекрытий, покрытий, стенового ограждения рекомендуется выпол-  
нять соединения на болтах.

При соединениях на винтах необходимо обеспечивать длину свободного свеса винта не менее трех витков резьбы. Для эффективного высверливания необходимо выбирать длину сверлящего наконечника равную толщине элемента, к которому осуществляется крепление. Выбор типа зависит от нагрузок и области применения. Технические характеристики принимаются по результатам непосредственных испытаний или на основании технических характеристик в каталогах производителей.

Для учета возможной неравномерности вовлечения в работу соединительных элементов и повышения конструктивной надежности соединения при практическом проектировании рекомендуется увеличивать их количество по сравнению с расчетом на 20...25%. Исходя из этого условия требуемое количество соединительных элементов определяется по формуле:

$$n \geq \frac{1,2Q_w}{N_{b,min}\gamma_c};$$

где  $Q_w$  - опорная реакция балки.

Сечения соединительных элементов необходимо проверять с учетом ослабления отверстиями (по площади нетто)

$$\frac{1,2Q_w}{(ht - ndt)} \leq \frac{R_y\gamma_c}{\gamma_n};$$

где  $h$  и  $t$  - опорная реакция балки;

$Q_w$  - опорная реакция балки.

В случае если данное условие не выполняется необходимо увеличить толщину стенки или выполнить дополнительное усиление (вплоть до применения коробчатого сечения) рис. 8.6.6.

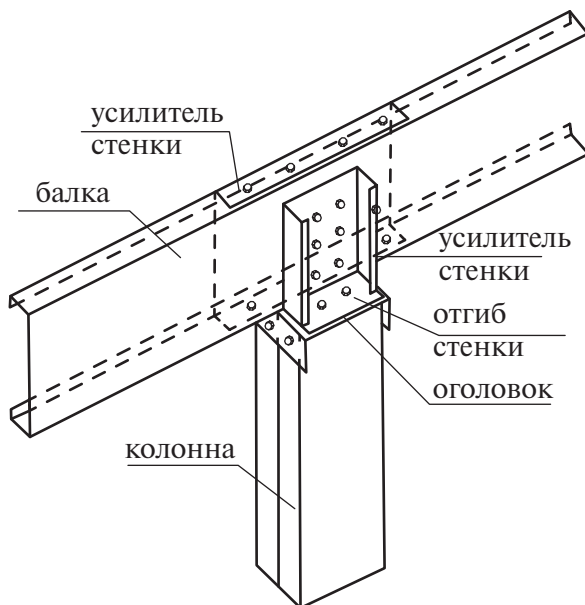


Рис. 8.6.6. Усиление стропильных балок в опорной зоне.

**Список источников, использованных в главе 8:**

1. Рекомендации по проектированию и строительству одно- и двухэтажных зданий из легких стальных тонкостенных конструкций (ЛСТК). Издание 2000 года. Издание NT3.00® NASFA, октябрь 2000г. / Североамериканская ассоциация производителей стальных каркасов (North American Steel Framing Alliance).
2. Альбом технических решений. Технология строительства на основе лёгких стальных тонкостенных конструкций / ООО «Арсенал СТ», г. Смоленск, 2018. - 120 с.
3. СП 260.1325800.2016. Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов. Правила проектирования (с изменением № 2) / Минстрой России. — М.: 2016. — 124 с.
4. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. - М.: Стандартиформ, 2019. — 16 с.

# 9.

## КАРКАСЫ ЗДАНИЙ НА ОСНОВЕ ЛСТК

### 9.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Конструктивные схемы каркаса и объемно-планировочные решения проектируемых объектов тесно увязаны с технологическими процессами, осуществляемыми в проектируемых зданиях и сооружениях.

Одноэтажные каркасные здания из стальных гнутых профилей часто используют в качестве многофункциональных зданий комплектной поставки гражданского и промышленного назначения. Свободная планировка каркасных зданий из стальных гнутых профилей позволяет рационально зонировать пространство с выделением участков для размещения оборудования, передвижения персонала и транспорта.

Такие здания используются как укрытия для техники, склады, производственные корпуса, спортивные залы, выставочные павильоны, комплексы по содержанию сельскохозяйственных животных и т.п. [7, 8].

Каркасные здания комплектной поставки могут быть бескрановыми, с подвесными кранами грузоподъемностью до 2 тонн и с мостовыми опорными кранами. Наиболее рационально их применение в бескрановых зданиях. В связи с отсутствием крановых нагрузок такие здания имеют меньшие усилия в элементах, что приводит к значительному снижению расхода стали и определяет возможность использования в них конструкций из ЛСТК. Соединения выполняются на болтах, дюбелях или самонарезающих винтах. Использование в данных зданиях несущих элементов из горячекатаных профилей приводит к неоправданному увеличению материалоемкости.

Здания с подвесными кранами требуют существенно больших толщин элементов. К конструкциям покрытия и к колоннам предъявляются повышенные требования по толщине (как правило, не менее 3 мм). Все соединения выполняются на болтах.

В зданиях с опорными кранами стропильные конструкции выполняют из ЛСТК, колонны — принимают из профилей толщиной более 5 мм.

В настоящее время здания и сооружения из холодногнутой профилей выполняют пролетами от 9 до 24 м с высотой в коньке до 9 м при строительстве в I-IV снеговых и I-IV ветровых районах.

Длительный срок эксплуатации построенных зданий (более 20 лет) подтвердил эффективность применения ЛСТК в данном сегменте рынка строительных конструкций. На данный момент большинство производителей ЛСТК имеют типовый набор проектов, предлагаемых заказчику.

## 9.2. КОМПОНОВКА КАРКАСА

Габаритные размеры бескрановых зданий определяются схемами расстановки оборудования. Для бескрановых зданий полезная высота здания  $H_o$  определяется расстоянием от уровня пола до низа стропильной конструкции и зависит от высоты  $H_t$  оборудования, транспортных средств, высоты штабелей складирования и т.п. и зазора, учитывающего возможный прогиб и повышенную деформативность конструкций покрытия (200...300 мм).

$$H_o = H_t + (200...300 \text{ мм})$$

Общая высота колонны определяется в зависимости от ее заглубления относительно уровня пола  $h_3$  и конструктивного решения узла опирания конструкций покрытия на колонну  $h_\phi$

$$H = H_o + h_3 + h_\phi$$

Шаг колонн принимается равным  $B = 3...6$  м (рис. 9.2.2). Шаг стропильных конструкций в большинстве случаев равен шагу колонн для упрощения

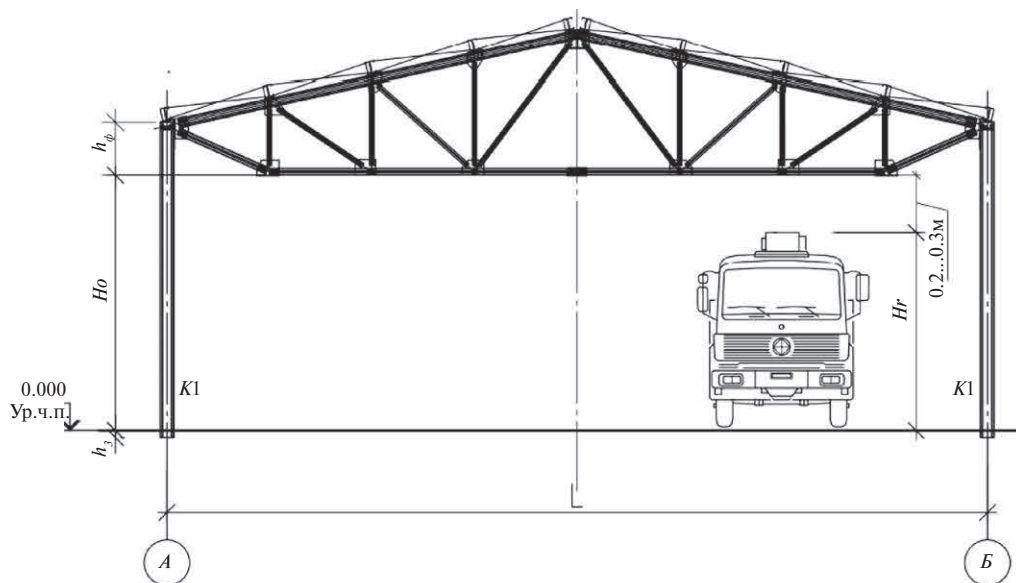


Рис. 9.2.1. Схема бескранового здания

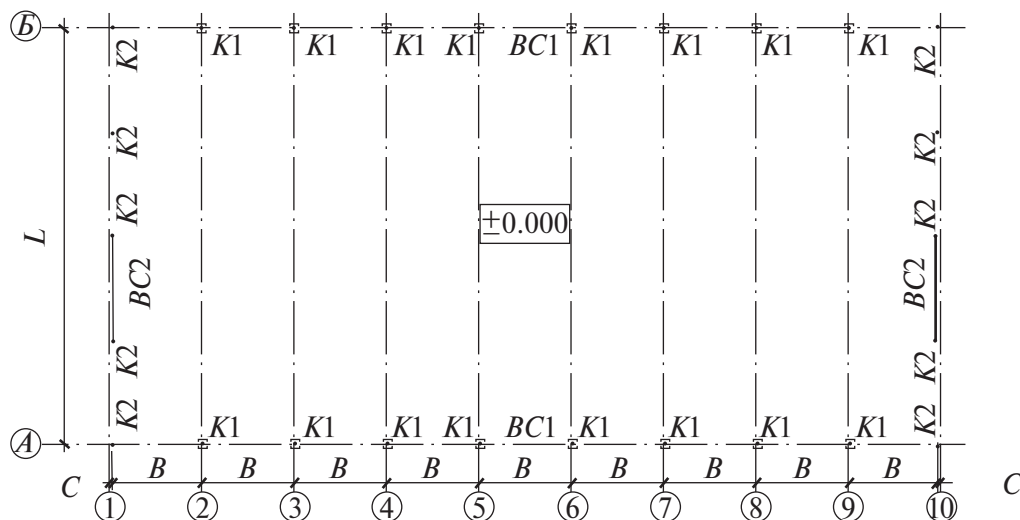


Рис. 9.2.2. Схема расположения колонн и вертикальных связей

конструктивных решений. В этом случае отсутствует необходимость устройства подстропильных конструкций и упрощаются конструктивные решения.

В конструкциях покрытия, как правило, применяются сэндвич-панели или стальной профилированный лист (при необходимости выполняется утепление с устройством рулонного ковра). Покрытие выполняют по прогонам, укладываемым по верхним поясам ферм или балок. Шаг прогонов зависит от несущей способности кровельного настила и принимается 1,5...3 м. В зонах снеговых мешков шаг прогонов уменьшают для унификации типоразмеров прогонов.

### 9.3. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА

Многие проектные организации разрабатывают проекты индивидуального применения по системе «know-how» и поставляют здания «под ключ» без представления разработанных проектных решений.

В открытом доступе типовые решения каркасных зданий представлены двумя альбомами технических решений:

- альбом технических решений каркасных зданий «Стерк», 2016 г [1];
- серия 1.420.3-39.08 «Каркасы стальные «УНИТЭКС-Р1» одноэтажных производственных зданий с применением рам из гнутых в том числе оцинкованных профилей», 2008 г [2].

Базовая конфигурация зданий «СТЕРК» представляет собой типовое решение для зданий высотой от 3 до 8,4 м с пролетами от 12 до 24 м. Здания бескрановые. По конструктивной схеме здания решены в виде рамно-связевого каркаса с жестким сопряжением стоек с фундаментом (рис. 9.3.1).



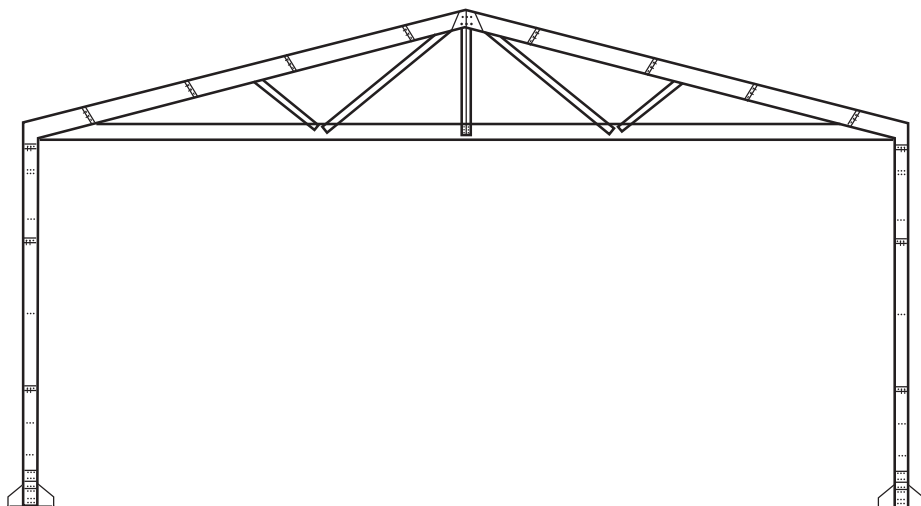


Рис. 9.3.1. Общий вид рамы «Стерк» [1]

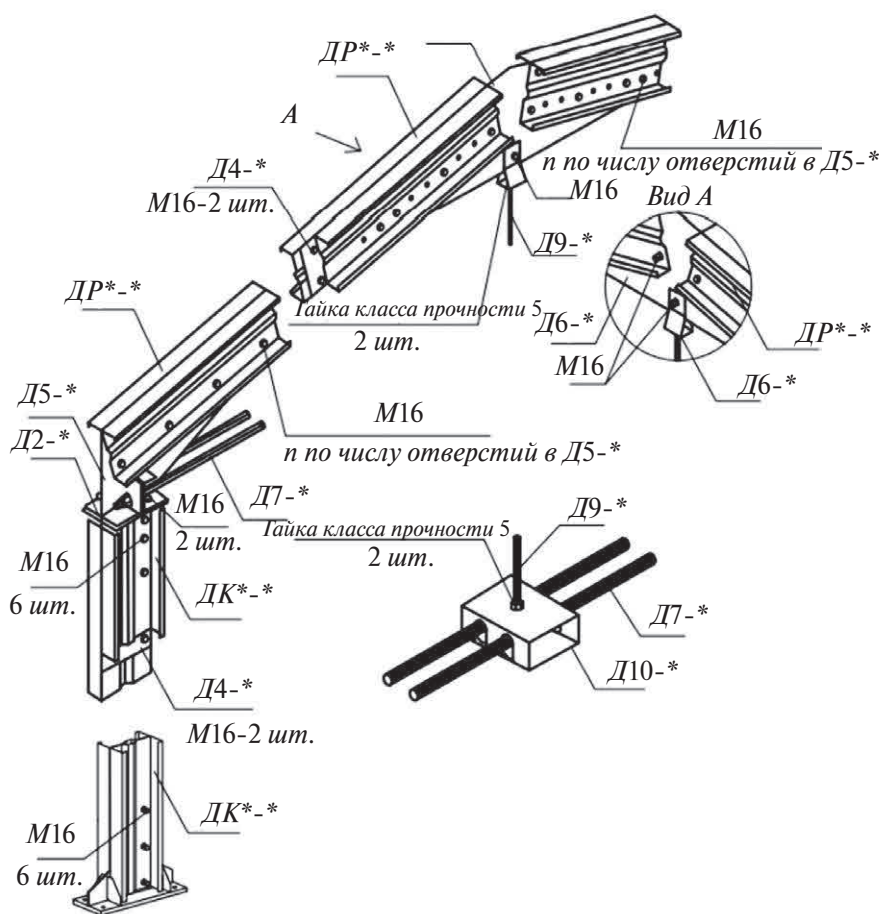


Рис. 9.3.2. Общий вид рамы «УНИТЭК-Р1» [2]

Несущие конструкции покрытия выполнены в виде треугольных ферм из С-образных профилей. Соединения бесфасоночные на болтах. Стойки выполнены из парных С-образных профилей.

Таблица 9.3.1

**Основные характеристики каркасных зданий «СТЕРК»**

№ п/п	Наименование показателя	Характеристика
1	Ширина пролета	12,0; 15,0; 18,0; 21,0, 24,0 м
2	Высота здания	От 3 до 8,4 с шагом 0,6 м
3	Длина здания *	18...198 м (при $t \geq -45^{\circ}\text{C}$ ); 18...140 м (при $t < -45^{\circ}\text{C}$ )
4	Шаг рам	3; 4,5; 6,0 м
5	Число пролетов	1
6	Кровля	Двускатная, уклон 25%
7	Этажность	1
8	Наличие кранового оборудования	не предусмотрено
* При длинах, превышающих указанные, требуется устройство температурного шва		

Несущий каркас «УНИТЭК-Р1» выполнен в виде однопролетных рам с шагом 3...6 м. Высота зданий от 3,6 до 9 м, пролет от 9...24 м (табл. 9.3.2). По конструктивной схеме здания решены в виде рамно-связевого каркаса с жестким сопряжением стоек с фундаментом.

Рамы выполняются из парных гнутых С-образных профилей, затяжка - из круглой стали (рис. 9.3.2).

Таблица 9.3.2

**Основные характеристики каркасных зданий «УНИТЕКС-Р1»**

№ п/п	Наименование показателя	Характеристика
1	Ширина пролета	12,0; 15; 18; 21, 24 м
2	Высота здания	3,6; 4,2; 4,8; 5,4; 6,0; 6,6; 7,2; 7,8; 8,4; 9,0
3	Длина здания	30...120 м
4	Шаг рам	3; 4,5; 6,0 м
5	Число пролетов	1
6	Кровля	Двускатная, уклон 25%
7	Этажность	1
8	Наличие кранового оборудования	подвесные краны г/п 1 и 2 т (режим работы 1К...3К) с колоннами из гнутых профилей; опорные краны 5...10 т (режим работы 1К...5К) и 16 т (режим работы 1К...3К) с колонами из прокатных профилей

## 9.4. ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ И ВЕРТИКАЛЬНЫЕ СВЯЗИ

Расположение и количество связей определяется при проектировании здания по результатам расчета здания по пространственной схеме. В связи с повышенной податливостью соединений при расстановке связей стремятся максимально сократить путь передачи горизонтальных нагрузок на фундамент путем установки связевых блоков по торцам здания (рис. 9.4.1). Вне зависимости от длины посередине здания предусматривается связевой блок. Для зданий длиной менее 50 м допускается установка одного связевого блока по середине.

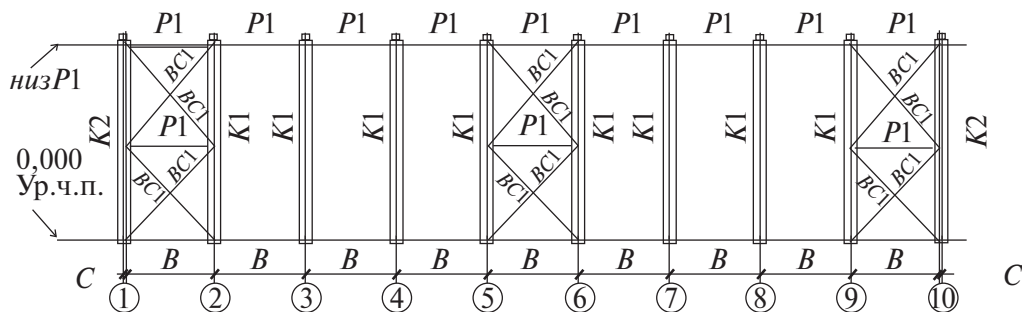


Рис 9.4.1. Схема расположения связей с торцевым связевым блоком

При длине зданий более 120 м необходимо выполнение температурных швов. Поперечные горизонтальные связи следует предусматривать в каждом пролете здания у торцов, а также у температурных швов здания. Шаг связевых блоков принимают не более 50 м. В случае, если решение подразумевает опирание балки на стойки фахверка, допускается перенос связевого блока в соседний шаг рис. 9.4.2.

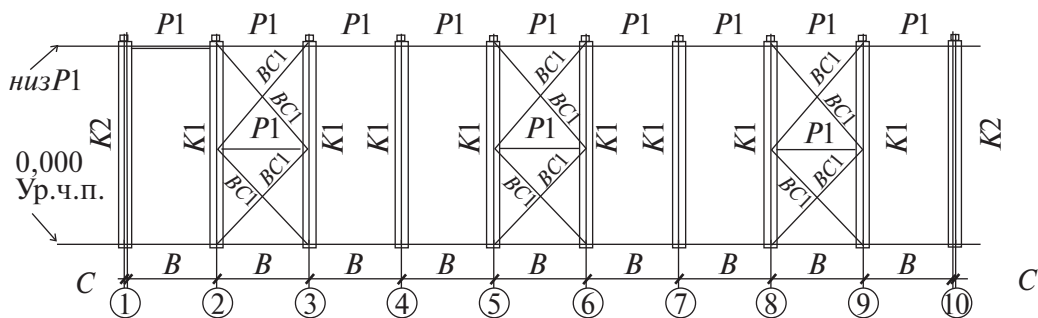


Рис 9.4.2. Схема расположения связей

При проектировании и расстановке связей необходимо учитывать требования СП 16.13330.2017 (п. 15.4) [3]:

В каждом температурном блоке здания следует предусматривать самостоятельную систему связей, объединяющих плоские элементы в пространственную систему, способную воспринимать нагрузки, действующие на сооружение в любом направлении, а также раскреплять и обеспечивать устойчивость элементов,

уменьшать расчетные длины элементов верхних поясов ригелей (ферм), колонн и других элементов каркаса.

При проектировании сооружений в сейсмических районах система связей каркаса должна соответствовать требованиям СП 14.13330.2018 (п. 6.9) [4]:

При недостаточной жесткости ветвей колонн в продольном направлении здания следует устанавливать дополнительные распорки, закрепленные в узлах связей.

При двухветвевых колоннах, если расстояние между ветвями более 500 мм, вертикальные связи следует располагать в плоскости каждой из ветвей колонны. Ветви двухветвевых связей соединяют между собой решеткой.

В многопролетных зданиях при опирании на колонны стропильных ферм с восходящим опорным раскосом следует предусматривать поперечные и продольные горизонтальные связи:

- поперечные горизонтальные связи следует предусматривать в каждом пролете здания у торцов, а также у температурных швов здания;

- продольные горизонтальные связи в многопролетных и однопролетных зданиях со стальным каркасом, оборудованных мостовыми кранами и в зданиях с подстропильными фермами следует предусматривать вдоль рядов колонн. В результате образуется жесткий контур в плоскости нижних поясов ферм.

В случае, если гибкость в горизонтальной плоскости панелей нижних поясов ферм, находящихся между двумя поперечными связевыми фермами, не удовлетворяет требованиям по предельной гибкости, то она должна быть обеспечена постановкой растяжек (распорок), закрепленных в узлах связевых ферм.

Между стропильными фермами с нисходящим опорным раскосом, у которых нижний пояс не опирается на колонны, при наличии неизменяемого жесткого диска в узлах верхних поясов в узлах нижних поясов следует устанавливать распорки, приходящие в вертикальные связи (установленные в связевых блоках по длине здания). В торцах здания с фермами с нисходящим опорным раскосом следует устанавливать наклонные связевые элементы между верхними поясами торцевых ферм и узлами нижних поясов вторых (соседних) от торца ферм с приходящими к ним распорками.

По верхним поясам стропильных ферм поперечные горизонтальные связи при покрытии с прогонами следует назначать в любом одноэтажном промышленном здании.

Поперечные связевые фермы по верхним и нижним поясам рационально совмещать в плане.

Верхние пояса стропильных ферм, которые не примыкают непосредственно к поперечным связям, следует раскреплять в плоскости расположения этих связей распорками.

В остальных шагах необходимы распорки у конька и у опор стропильных ферм.

При наличии подстропильных ферм в однопролетных покрытиях без прогонов и многопролетных покрытиях, расположенных в одном уровне, необходимо устройство продольных горизонтальных связей в плоскости верхних поясов ферм в одной из крайних панелей ферм.

При расположении покрытий в разных уровнях необходимо предусматривать по одной продольной системе связей в каждом уровне.

В пределах подфонарного пространства, где прогоны по верхнему поясу ферм отсутствуют, необходимо предусматривать установку распорок. Наличие таких распорок по коньковым узлам ферм является обязательным.

Связи по фонарям следует располагать в плоскости верхних поясов (ригелей) у торцов фонаря и с обеих сторон температурных швов.

В местах расположения поперечных связей покрытия следует предусматривать установку вертикальных связей между фермами.

В покрытиях зданий и сооружений, эксплуатируемых в районах с расчетными температурами ниже минус  $45^{\circ}\text{C}$  следует предусматривать (дополнительно к обычно применяемым) вертикальные связи посередине каждого пролета вдоль всего здания.

Вертикальные связи следует располагать в плоскостях опорных стоек стропильных ферм, в плоскостях коньковых стоек для ферм пролетом до 30 м.

При применении крестовой решетки связей покрытий, за исключением уникальных зданий и сооружений, расчет производится по условной схеме в предположении, что раскосы решетки связей воспринимают только растягивающие усилия.

При определении усилий в элементах связей обжатие поясов ферм учитывать не следует.

Крепление связей следует осуществлять на болтах класса точности В.

Тяжи в качестве элементов связей должны использоваться в несущих конструкциях для зданий и сооружений только классов КС-2 и КС-1 (по ГОСТ 27751 [5]), групп конструкций 2, 3, 4 (приложение В, СП 16.13330.2017 [3]). Для создания в тяжах предварительного натяжения следует предусматривать специальные устройства с обеспечением доступа к ним и возможности подтяжки при эксплуатации.

В зависимости от типа применяемых профилей допускается уменьшение шага колонн и ферм по сравнению с рекомендуемыми для увеличения жесткости сооружения.

## 9.5. МОНТАЖ КАРКАСОВ

Работы по монтажу зданий и сооружений из ЛСТК производят по утвержденному проекту производства работ (ППР), в котором, наряду с общими требованиями СП 70.13330 [6], должны быть предусмотрены мероприятия, связанные со спецификой тонкостенных стальных конструкций:

- обеспечение требуемой точности установки, пространственной неизменяемости конструкций в процессе их укрупнительной сборки и установки в проектное положение;

- обеспечение устойчивости конструкций и частей здания в процессе возведения;

- степень укрупнения конструкций;

- последовательность установки конструкций;

- безопасные условия труда.





**Рис. 9.5.1.** Монтаж трехпролетного каркаса из ЛСТК. Объект — производственное здание 36 х 41 х 8(н) м. Московская область, 2018 г.

Проект производства работ (ППР) также должен включать правила приёмки и хранения конструкций, методы контроля качества работ. Все монтажные операции выполняют согласно «Инструкции по монтажу», входящей в комплект поставки конструкций. Исполнительными рабочими чертежами при составлении ППР должны быть чертежи марки КМД (конструкции металлические деталировочные).

### 9.5.1. Инструмент и оснастка

Для проведения эффективных работ по монтажу зданий применяется следующий набор инструментов и приспособлений:

- средства подмащивания: строительные леса и опалубка;
- траверса для подъема и перемещения конструкций;
- раздвижные лестницы с рабочей высотой, превышающей высоту здания в карнизе;
- мягкие текстильные тросы для устройства временных связей;
- текстильные стропы и канаты для монтажа конструкций;
- контрольно-измерительный инструмент: теодолит и нивелир с рейкой, уровень строительный, стальные рулетки разных длин (5—50 м), угольники, разметочные угольники, прямая струна (шнур) и отвес;
- гайковерт ударного действия с ассортиментом головок;



- электрошуруповерты с магнитными головками. Рекомендуется использовать насадку для завинчивания самонарезающих винтов на определенную глубину или использовать инструмент с регулируемой муфтой сцепления (рекомендуемая скорость вращения – 2000 об/мин);
- разводные гаечные ключи;
- торцевые гаечные ключи с набором сменных головок с внутренним шестигранником;
- тарированные динамометрические ключи;
- монтажные пробки (оправки) – рис. 9.5.2);
- электродрель с набором сверл и фрез;
- коробки с мелками и набор маркеров (фломастеров);
- щетки (метлы);
- защитные средства, одобренные нормативными актами РФ по Охране труда и Промышленной гигиене.



**Рис. 9.5.2.** Использование монтажных пробок для совмещения отверстий деталей в коньковом узле фермы из ЛСТК

Оборудование может варьироваться от площадки к площадке ввиду различных размеров и конструктивных решений зданий, конкретных условий на монтажной площадке и персонала: строительная организация должна руководствоваться собственными соображениями целесообразности. Используемый измерительный инструмент должен пройти метрологическую поверку в установленном порядке.

### **9.5.2. Особенности монтажа каркасов жилых и общественных зданий**

Конструктивные решения жилых и общественных зданий из ЛСТК рассматриваются в главе 11. Монтаж конструкций здания должен выполняться на фундаментах, выполненных в соответствии с заданием на фундаменты, выданным заводом-изготовителем ЛСТК. Отклонения размеров фундаментов от проектных не должны превышать значений, указанных в [6]. При этом производство работ по устройству фундаментов здания из ЛСТК и их приемка

должны выполняться аналогично тому, как это делается в случаях опирания стальных колонн без подливки.

В целом различают два способа монтажа конструкций зданий из ЛСТК:

1. Монтаж несущих стальных конструкций всего здания в полном объеме, и только по его завершении — обшивка каркаса листовыми материалами с последующим заполнением теплоизоляцией или заливкой пенобетоном неавтоклавного твердения.

2. Монтаж с разбежкой в один этаж (рис. 9.5.3). Это способ, при котором выполняется монтаж несущих конструкций третьего этажа здания и параллельно с ним начинается обшивка и заполнение теплоизоляцией или заливка пенобетона на первом этаже.

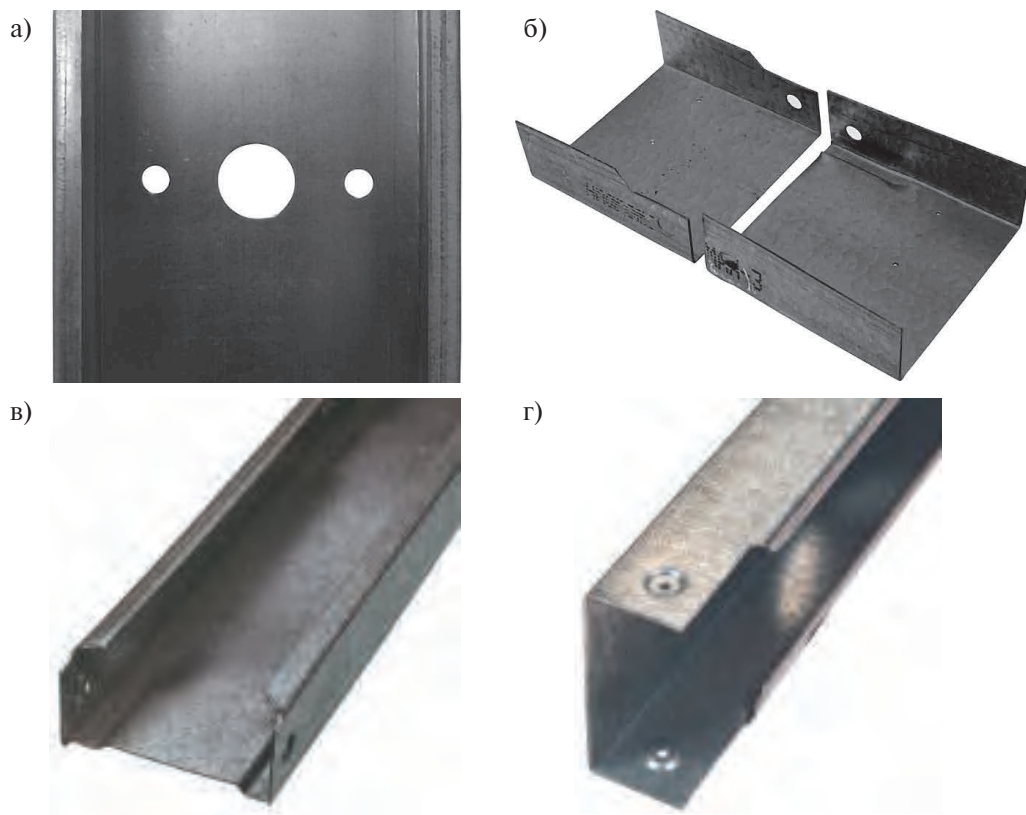
Второй способ предпочтителен ввиду экономии времени проведения строительных работ.



**Рис. 9.5.3.** Монтаж ЛСТК дома с разбежкой в 1 этаж. Объект: 4-этажный жилой дом, Калужская область, 2013.

### Укрупнительная сборка панелей

Заводы-изготовители ЛСТК-конструкций, как правило, поставляют на монтаж стеновые панели в разобранном виде — поэлементно. При этом каждая марка панели укомплектована и упакована в отдельный отправочный объем, имеющий соответствующую маркировку. Заводы, обладающие современным производственным оборудованием, обеспечивают высокий уровень точности изготовления конструкций. Элементы выполняются в необходимый размер и имеют все отверстия и вырезы, предназначенные как для установки элемента в каркас без измерительных процедур, так и для его крепления к другим элементам каркаса (рис. 9.5.4). Указанные операции выполняются индустриальным способом в едином автоматизированном технологическом цикле с профилированием, что обеспечивает высокий уровень точности изготовления элементов и позиционирования отверстий. Полная заводская готовность конструкций повышает эффективность строительства за счет упрощения процесса сборки и исключения ошибок на монтаже.



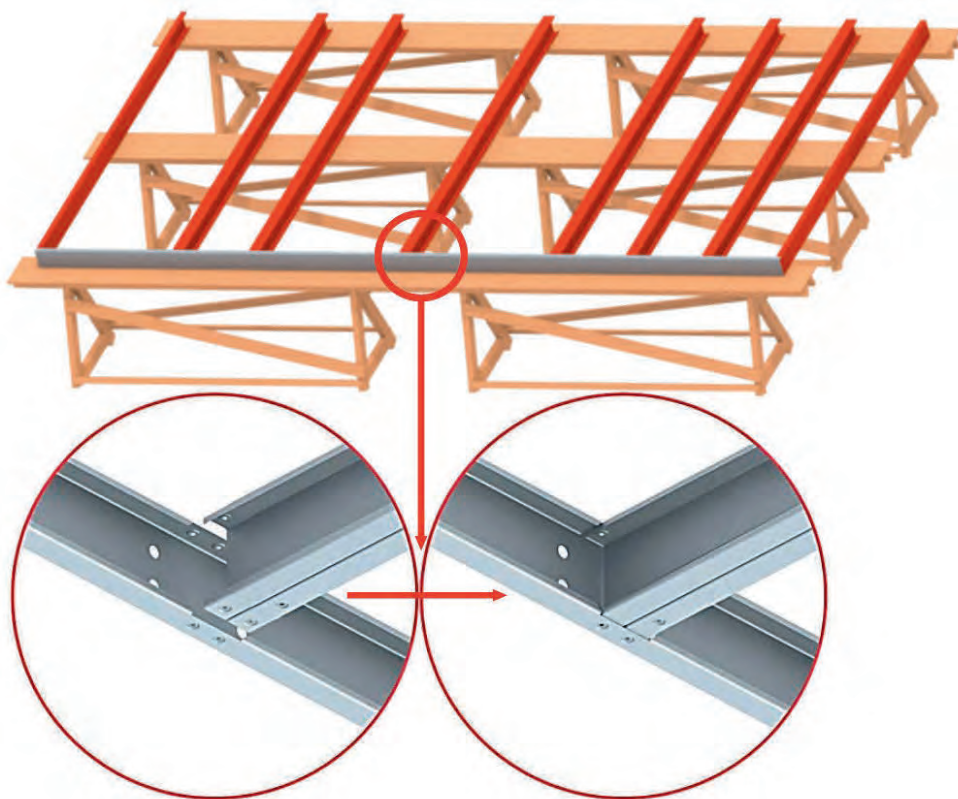
**Рис. 9.5.4.** Примеры технологических операций на профиле:  
а) крепежные и технологические отверстия; б) высечки поясов  
и отгибов; в) обжим стенок для стыковки элементов; г) пуклевки  
для скрытия головки самореза и позиционирования элементов

Крепление элементов стеновой панели между собой может выполняться как на самонарезающих винтах, так и на болтах нормальной точности. Ниже рассмотрена укрупнительная сборка стеновых панелей на самонарезающих винтах. Сборка панели на болтовых соединениях выполняется аналогично. В случае применения болтовых соединений должны быть предусмотрены проектом и выполнены при монтаже меры по предупреждению самоотвинчивания гаек: постановка пружинных шайб, контргаек или болтов с расчетным усилием затяжки.

Укрупнительная сборка каркаса стеновой панели на строительной площадке из линейных элементов производится в следующей последовательности:

1. На стапель укладывают нижний направляющий профиль (нижний рельс панели).
2. Вставляют стоечные профили в нижний направляющий профиль (рис. 9.5.5).

Фиксируют соединение (с контролем соосности) на пуклевках (в случае их наличия) или при помощи одного самонарезающего винта, указанного



**Рис. 9.5.5.** Схема раскладки на стапеле и пример узла сопряжения направляющего и стоечных профилей

в монтажной документации. На данном этапе сборки не рекомендуется устанавливать более одного самонарезающего винта в местах соединения стойки и направляющего профиля, т.к. установка большего количества самонарезающих винтов может привести к сложности, а иногда и невозможности обеспечения заданной проектной геометрии стеновой панели.

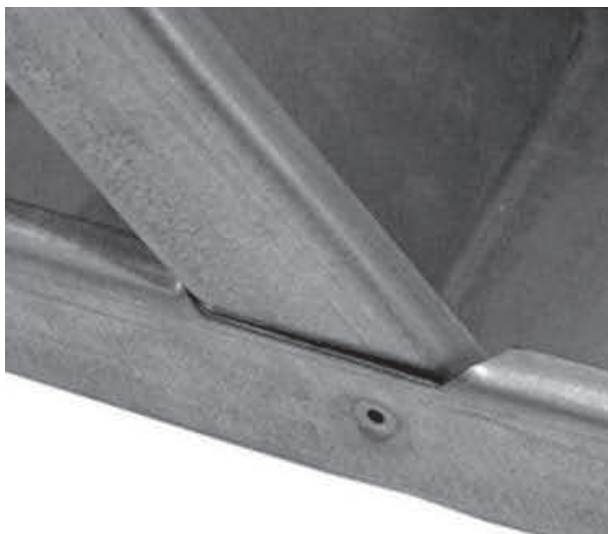
3. Устанавливают и фиксируют горизонтальные и диагональные элементы панели способом, описанным в п.2 (рис. 9.5.6).

4. Устанавливают и фиксируют верхний направляющий профиль (верхний рельс) панели (рис. 9.5.7).

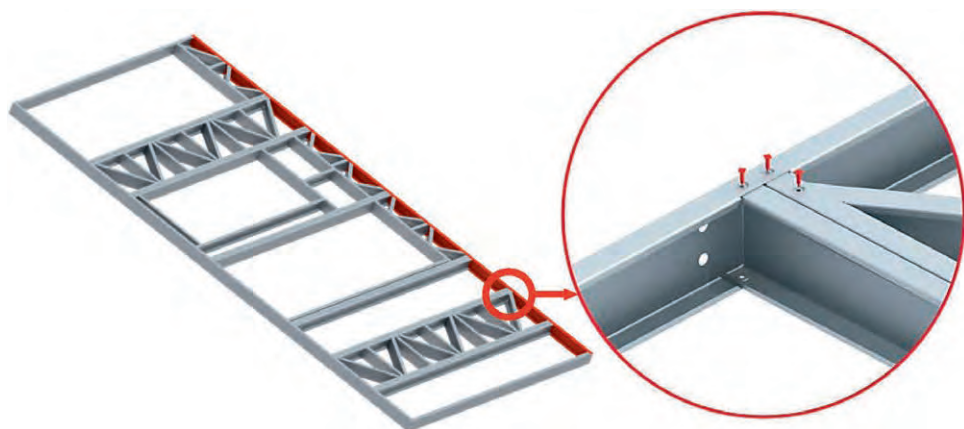
5. Выполняют контроль геометрии и закрепляют элементы панели оставшимися самонарезающими винтами. В каждую узловую группу устанавливают самонарезающие винты в количестве, соответствующем указаниям монтажных схем.

6. Выполняют кантование панели (переворот на 180°). Устанавливают на стойки фасонные элементы для крепления балок перекрытий (если предусмотрено проектом). Проверяют геометрию панели и закрепляют элементы между собой, установив проектное количество самонарезающих винтов в каждый узел.





**Рис. 9.5.6.** Фиксация на пуклевках горизонтального и диагонального элементов панели



**Рис. 9.5.7.** Пример собранной панели и узла стыковки верхнего рельса, диагонального элемента и стоечного профиля

Сборка панелей, как правило, производится на строительной площадке (рис. 9.5.8), но может быть выполнена и на заводе-изготовителе металлоконструкций.

При сборке панелей на болтовых соединениях окончательную затяжку болтов необходимо производить только после контроля геометрии панели. Следует обратить внимание на принятые в проекте меры от самоотвинчивания гаек болтовых соединений:

- постановка пружинных шайб;
- постановка контргаек;
- постановка болтов с расчетным усилием затяжки.

При постановке болтов с контролируемым усилием затяжки контроль усилия выполняют по моменту закручивания с помощью динамометрического ключа или по углу поворота гайки. Подробное описание требований по установке



**Рис. 9.5.8.** Сборка панелей на строительной площадке. Объект: 6-этажный жилой дом с каркасом из ЛСТК, Калужская область, 2013.

болтовых соединений без контролируемого натяжения и с контролируемым натяжением приведено в разделах 4.5 и 4.6 [6], соответственно.

#### **Установка панелей в проектное положение**

Монтаж стеновых панелей всегда начинают с угла здания. Монтаж выполняется пофрагментно, с раскреплением новых фрагментов к уже смонтированным. Фрагмент — это замкнутый прямоугольный объем, ограниченный продольными и поперечными несущими стенами (рис. 9.5.9).

Монтаж панелей первого этажа ведут в следующей последовательности:

1. Перед началом монтажа выполняют разметку фундаментов на фрагменты в соответствии с очередностью и этапами монтажа стального каркаса, указанными в ППР.
2. Устанавливают по привязкам первую угловую панель, вертикализируют, выверяют и раскрепляют временными связями (например — монтажными подпорками) не менее чем в 2-х точках.
3. Закрепляют стеновую панель к фундаменту при помощи крепежа, указанного в монтажной документации (дюбель с шурупом, клиновой или химический анкер).
4. Устанавливают, вертикализируют и раскрепляют вторую угловую панель. Выверяют и закрепляют ее на фундаменте.
5. Проверяют прямой угол стыка панелей и скрепляют их между собой без затяжки.





Рис. 9.5.9. Монтаж первого фрагмента 2-этажного офисного здания из ЛСТК, Калужская область, 2015.

6. Аналогично устанавливают, раскрепляют и соединяют остальные панели — начиная с поперечной (менее протяженной) стены и до образования замкнутого контура. При соединении панелей контролируют их плотное взаимное примыкание: зазор между панелями не допускается.

7. Выполняют контроль геометрии фрагмента, после чего затягивают крепежи, устанавливают вертикальные гибкие связи (руководствуясь монтажными схемами), и только после этого снимают временное раскрепление фрагмента (рис. 9.5.10).

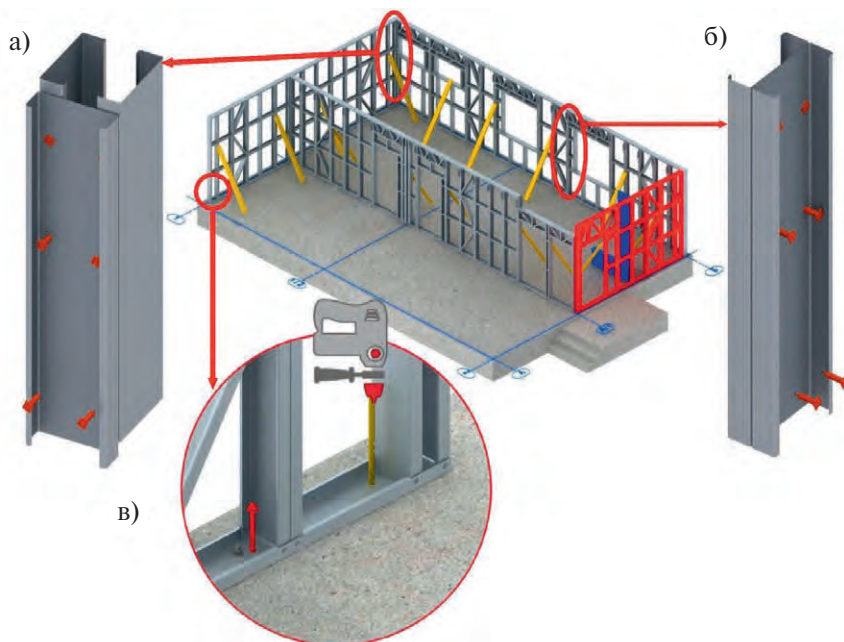


Рис. 9.5.10. Временное раскрепление первого фрагмента монтажными подпорками и примеры соединений: а) стык угловых панелей, б) стык рядовых панелей, в) соединение с фундаментом на клиновых анкерах

Дальнейшую сборку ведут в аналогичной последовательности. Новые фрагменты раскрепляют к уже собранному. Параллельно на собранных фрагментах можно монтировать балки перекрытий.

### Монтаж перекрытий

Несущие конструкции перекрытий, как правило, выполняются в виде балок или ферм с параллельными поясами. Выбор конструктивной схемы перекрытия определяется номенклатурой используемых в проекте холодногнутых профилей, а также размером перекрываемого пролета.

Фермы перекрытия могут поставляться на монтаж как в собранном виде (рис. 9.5.11), так и в виде набора линейных элементов, замаркированных и упакованных в отдельные пакеты. В случае поставки ферм в разобранном виде перед монтажом необходимо выполнить их укрупнительную сборку по аналогии с сборкой стеновых панелей.

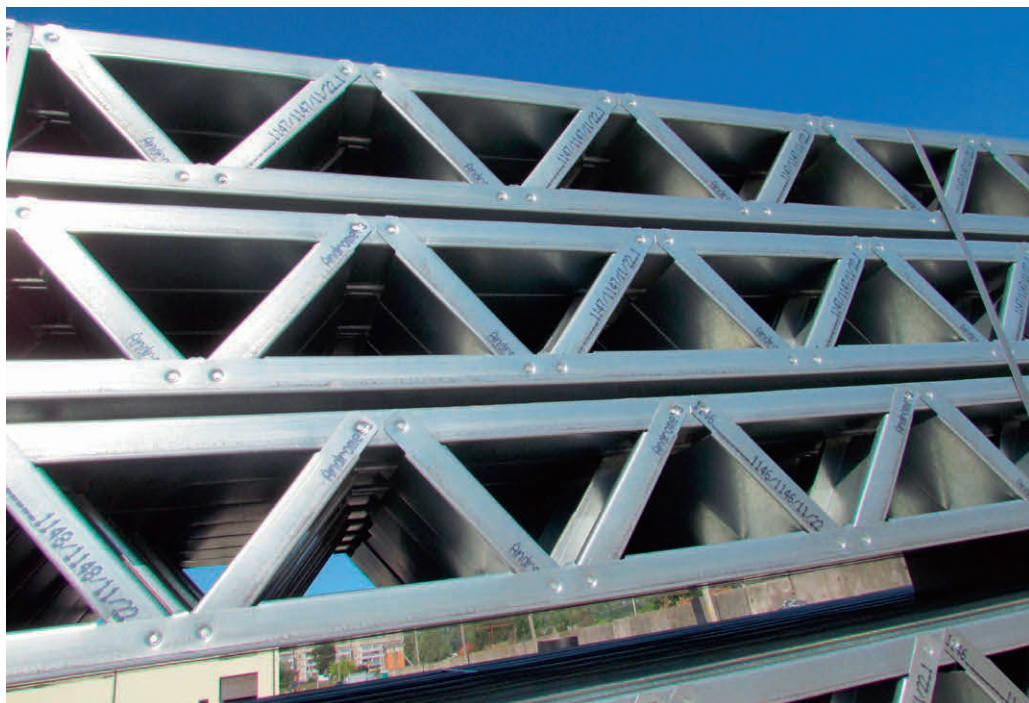
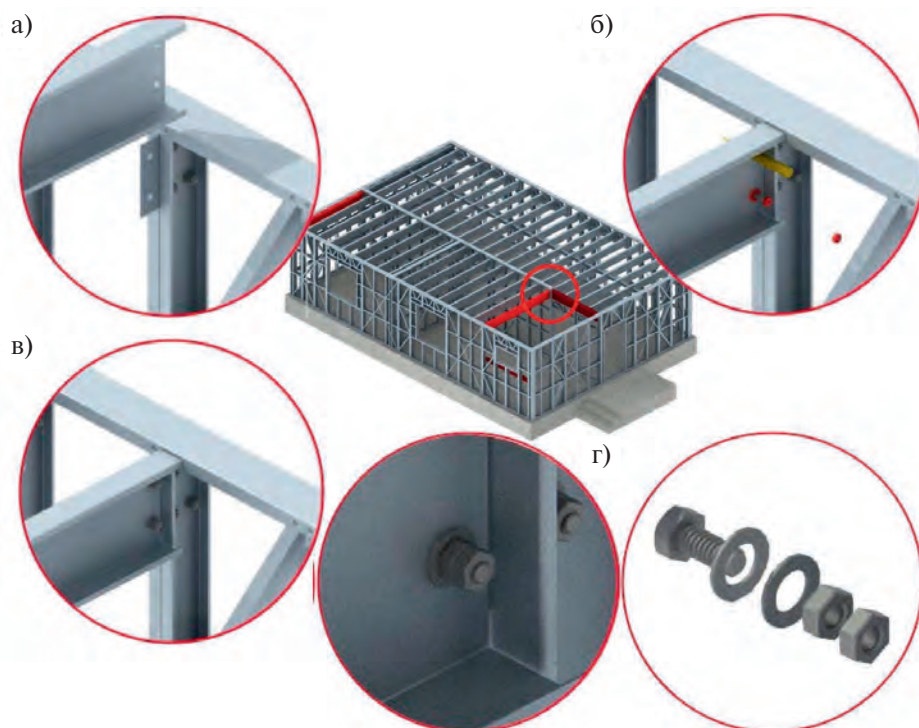


Рис. 9.5.11. Фермы перекрытий из ЛСТК

Монтаж несущих конструкций перекрытия выполняют в следующей последовательности:

1. Укладывают балки/фермы перекрытия в пределах одного фрагмента согласно привязок в монтажной документации. Временно закрепляют их к стойкам каркаса монтажными пробками.
2. Заменяют временные крепления балок/ферм постоянными — болтовые соединения с контролем затяжки (рис. 9.5.12) или самонарезающие винты (согласно проекту).





**Рис. 9.5.12.** Монтаж балочного перекрытия из ЛСТК на болтовом соединении со стойками: а) элементы перед соединением, б) временное крепление монтажной пробкой, в) узел в сборе г) состав болтового соединения: 2 шайбы и 2 гайки для предупреждения самоотвинчивания (одна шайба подкладывается под головку болта, вторая – под гайки)



**Рис. 9.5.13.** Монтаж ЛСТК-каркаса 6-этажного трехсекционного жилого дома, Калужская область, 2014.

3. В случае наличия в проекте горизонтальных гибких связей из стальной полосы выполняют их установку по нижним поясам балок/ферм перекрытия.

4. Параллельно с закреплением конструкций перекрытия в первом фрагменте здания устанавливают балки/фермы перекрытия в других фрагментах. Такой способ позволяет сократить время использования подъемно-транспортной техники.

5. После монтажа перекрытия в пределах одного этажа или секции выполняется монтаж конструкций второго и последующего этажей (рис. 9.5.13). Очередность сборки, контролируемые параметры и закрепление конструкций между собой выполняются аналогично описанному выше процессу монтажа панелей 1-го этажа. Панели 2-го и последующего этажей крепятся к стойкам и верхним рельсам панелей предыдущего этажа согласно монтажным чертежам.

Следует обратить внимание на то, что раскрепление монтажными подпорками снимается только после окончательной сборки фрагмента и установки гибких связей по стенам и конструкциям перекрытий.

### Монтаж кровельных конструкций

Конструкции кровельного покрытия жилых и общественных зданий выполняют плоскими (малоуклонными) или скатными. В случае с плоской кровлей, монтаж кровельных конструкций ничем не отличается от порядка и последовательности монтажа конструкций перекрытия, т.к. принцип устройства таких кровель аналогичен устройству перекрытия с той только разницей, что применяются балки или фермы с другими геометрическими характеристиками, используется другая толщина теплоизоляции, присутствуют слои покрытия.

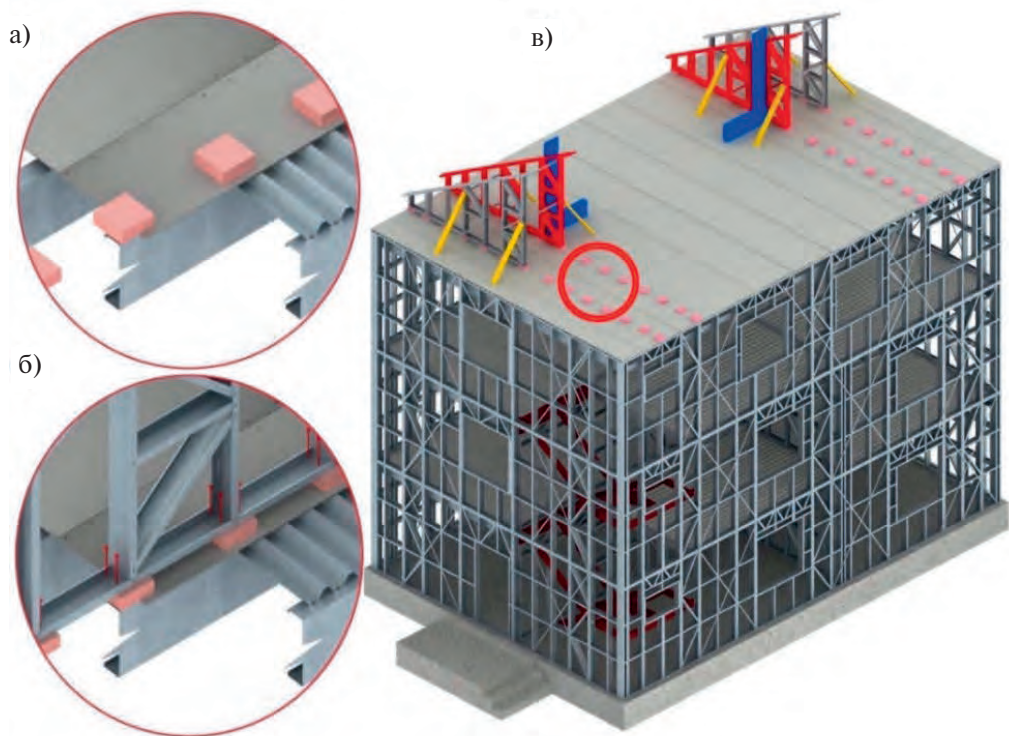
Несущие конструкции скатной кровли представляют собой кровельные панели или стропильные фермы треугольного очертания с вертикальными, горизонтальными и диагональными элементами жесткости (рис. 9.5.14).



**Рис. 9.5.14.** Несущие конструкции скатной кровли. Объект: 3-этажный жилой дом

Монтаж кровельных конструкций ведут, начиная со связевых блоков, последовательно раскрепляя каждую следующую ферму/панель:

1. Устанавливают, выравнивают по вертикали и закрепляют к конструкциям здания (рис. 9.5.15 б) две связевые кровельные фермы/панели, временно раскрепив каждую не менее, чем в двух точках монтажными подпорками (рис. 9.5.15 в).



**Рис. 9.5.15.** Монтаж кровельных панелей из ЛСТК:

а) теплоизоляционные проставки (опционально); б) крепление панелей к балкам перекрытия; в) установка, выравнивание по вертикали и временное раскрепление связевых панелей

2. Устанавливают распоры и гибкие связи по смонтированным связевым кровельным фермам/панелям, после чего снимают временное раскрепление.

3. Устанавливают рядовые кровельные фермы/панели, раскрепляя их распорами к ранее смонтированным связевым панелям/фермам.

4. По мере установки панелей или ферм их соединяют кровельными прогонами для придания дополнительной пространственной жесткости конструкции.

5. Устанавливают торцевые панели.

После установки основных несущих конструкций покрытия по верхним поясам кровельных панелей и ферм монтируют оставшиеся кровельные прогоны. На прогоны устанавливают плиты из листового материала, обеспечивающие необходимую жесткость покрытия и передачу нагрузок на стены здания, и устраивают финишное кровельное покрытие.



### 9.5.3. Особенности монтажа каркасов промышленных зданий

Каркасы промышленных зданий из ЛСТК, как правило, представляют собой рамно-связевые системы, собираемые из линейных элементов непосредственно на площадке строительства. Все детали конструкций каркасов, выпускаемых ведущими российскими заводами-изготовителями, поступают на монтаж в состоянии полной заводской готовности, т. е. не требуют дополнительной обработки для установки в каркас (рис. 9.5.16).



**Рис. 9.5.16.** Готовые к сборке детали каркаса из ЛСТК-профилей.

Конструкции основного каркаса перед монтажом собирают в укрупненные блоки. Это касается колонн, стоек, ферм.

#### **Укрупнительная сборка колонн**

Последовательность укрупнительной сборки рассмотрим на примере колонн составного открытого сечения из С-профилей, объединенных по стенкам болтами (рис. 9.5.17).

1. Для предварительной укрупнительной сборки колонн и стоек необходимо подготовить деревянные прокладки и разместить их на площадке по габариту колонны. Сечение прокладок должно позволять свободно смонтировать опорные уголки для стеновых прогонов с любой стороны колонны.
2. На прокладках раскладывают первые элементы (ветви) колонн стенками вверх (открытая часть профиля должна быть обращена вниз).
3. Укладывают вторые ветви колонн на первые, ориентируя открытой частью профиля вверх (стенки профилей должны быть обращены друг к другу). В каждой узловой группе соединения ветвей устанавливают между профилями дистанционные пластины (сухари), компенсирующие зазор, создаваемый ребром опорной базы колонны.





**Рис. 9.5.17.** Составные колонны из С-образных холодногнутых оцинкованных профилей

4. Устанавливают по колоннам предусмотренные проектом дополнительные элементы: соединительные уголки, фасонки и др.

5. Пользуясь монтажными пробками, совмещают скрепляемые детали. Устанавливают во все крепежные отверстия болты с двумя шайбами и одной гайкой (одна шайба подкладывается под головку болта, вторая — под гайку). Закручивают, но не затягивают, гайки в болтовых соединениях (рис. 9.5.18).



**Рис. 9.5.18.** Укрупнительная сборка колонн

6. Устанавливают базы колонн между профилями, ориентируя детали по отверстиям.

7. Контролируют взаимное расположение опорной поверхности базы и полки элементов колонны (угол между этими поверхностями должен быть прямой).

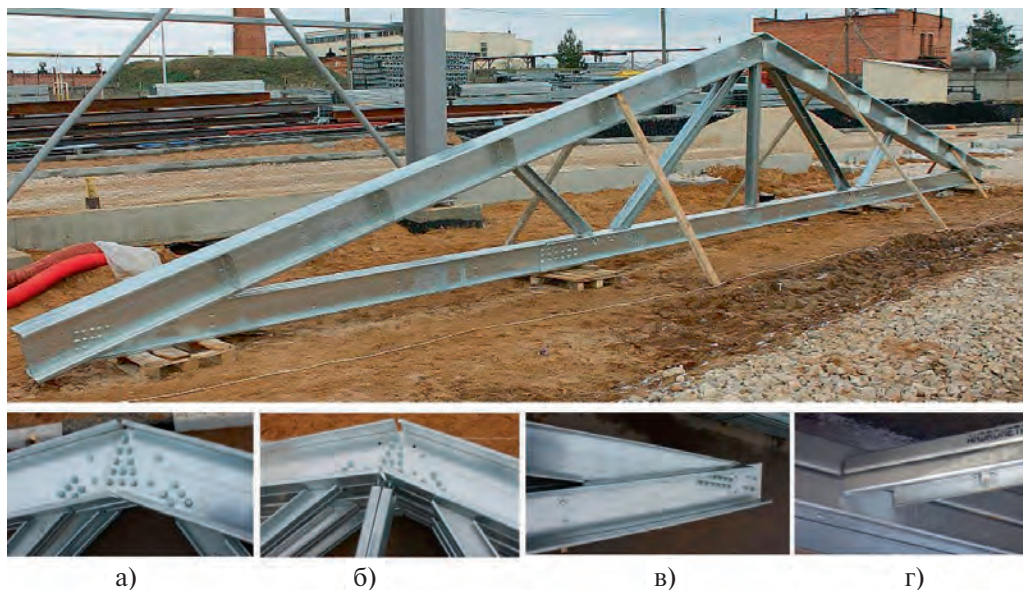
8. Перед полным затягиванием болтов проводят контрольные замеры геометрических размеров собранных элементов. Предельные отклонения высоты колонны не должны превышать указанных в таблице 4.1 [6].

В зависимости от принятого проектного решения гайки болтов могут быть закреплены от самоотвинчивания постановкой контргаяк или затяжкой болтовых соединений на расчетное усилие. При постановке болтов с контролируемым усилием затяжки, контроль усилия выполняют по моменту закручивания с помощью динамометрического ключа или по углу поворота гайки. Подробное описание требований по установке болтовых соединений без контролируемого натяжения и с контролируемым натяжением приведено в разделах 4.5 и 4.6 [6], соответственно.

### Укрупнительная сборка конструкций покрытия

По аналогии с укрупнительной сборкой колонн производится сборка ферм и балок покрытия. При сборке фермы в каждую узловую группу отверстий устанавливают по одному болту без затяжки, контролируют геометрические размеры фермы, и только после этого устанавливают остальные болты. Перед полным затягиванием болтов проводят повторные контрольные замеры геометрических размеров собранных элементов.

Последовательность основных операций сборки конструкций покрытия рассмотрим на примере треугольной фермы из холодногнутых С-образных профилей с бесфасоночным соединением элементов (рис. 9.5.19).



**Рис. 9.5.19.** Ферма из ЛСТК пролетом 18 м с бесфасоночным соединением элементов и примеры узлов: а) конек рядовой фермы, б) конек связевой фермы, в) соединение верхнего и нижнего поясов; г) соединение раскоса с поясом



1. Раскладывают на прокладках элементы нижнего пояса фермы, ориентируя профили стенками внутрь. Между профилями укладывают дополнительные элементы, если они предусмотрены проектом.
2. Совмещают скрепляемые детали, ориентируя по отверстиям, и соединяют болтами без затяжки.
3. Аналогичным образом собирают обе половины верхнего пояса треугольной фермы.
4. Ориентируя детали по отверстиям и высечкам поясов, устанавливают по нижнему поясу диагональные элементы (раскосы) и соединяют болтами без затяжки.
5. Устанавливают первую половину верхнего пояса ферм (рис. 9.5.20), соединяют с другими деталями без затяжки и раскрепляют собранную конструкцию монтажными подпорками не менее, чем в двух точках.
6. Аналогично устанавливают вторую половину верхнего пояса, после чего, пользуясь монтажными пробками, совмещают детали в коньковом узле.
7. Контролируют геометрию фермы, после чего устанавливают и затягивают на проектное усилие остальные болты.



**Рис. 9.5.20.** Укрупнительная сборка ферм на строительной площадке.  
Объект: производственное здание 18 x 84 x 12 (h) м.

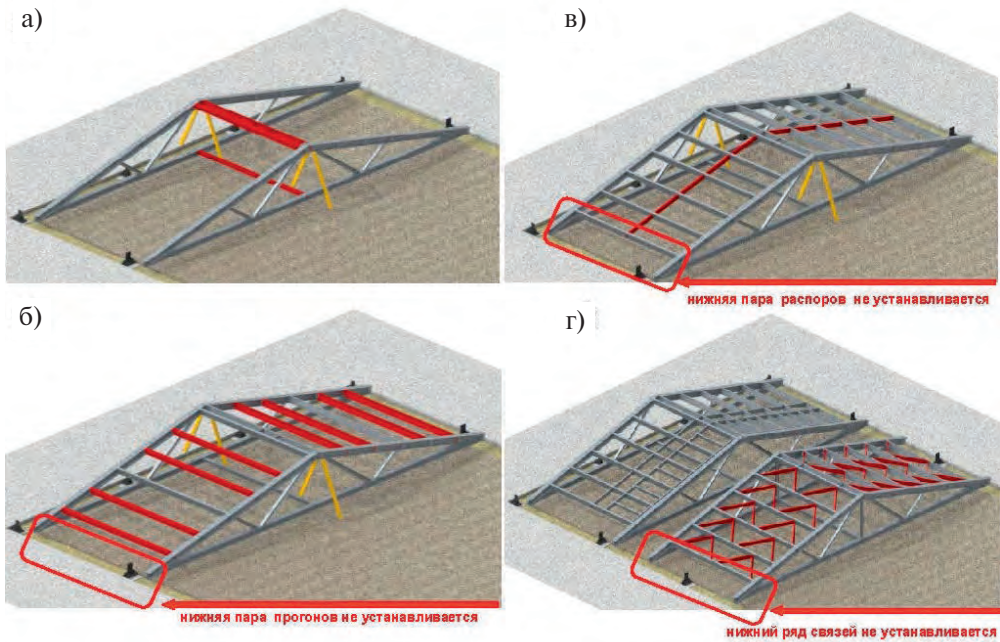
Стропильные фермы рекомендуется собирать в парные укрупненные блоки — кровельные пролеты (рис. 9.5.21). Это упрощает их последующий подъем и установку в проектное положение: снижается риск деформации ферм за счет большей жесткости объемной конструкции, раскрепленной распорами, кровельными прогонами и связями, и вдвое сокращается время использования кранового оборудования.

Сборку кровельного пролета рекомендуется выполнять в следующем порядке:

1. Устанавливают две фермы вертикально на проектном расстоянии друг от друга.
2. Устанавливают и соединяют болтами без затяжки (по одному в каждую узловую группу) распоры по коньку и нижним поясам ферм (рис. 9.5.22 а).



**Рис. 9.5.21.** Собранные кровельные пролеты перед установкой в каркас. Объект: производственное здание 18 x 84 x 12 (h) м



**Рис. 9.5.22.** Укрупнительная сборка кровельного пролета:

- а) установка раскосов по коньку и нижнему поясу,
- б) установка прогонов, в) установка раскосов по покрытию (для рядового блока), г) установка связей по покрытию (для связевого блока)

3. Проверяют геометрию собранного пролета, после чего устанавливают и затягивают остальные болты.

4. Для связевого пролета — устанавливают и натягивают на проектное усилие вертикальные гибкие связи и повторно выверяют раскрепленный связями пролет на прямоугольность и вертикальность при помощи теодолита.

5. Устанавливают кровельные прогоны (рис. 9.5.22 б), кроме нижней (карнизной) пары (устанавливается после монтажа пролета в каркас).

6. Если предусмотрено проектом, устанавливают распоры по покрытию (кроме нижней пары в карнизе) (рис. 9.5.22 в), а для связевого пролета – жесткие связи по кровле (кроме нижних рядов в карнизе) (рис. 9.5.22 г).

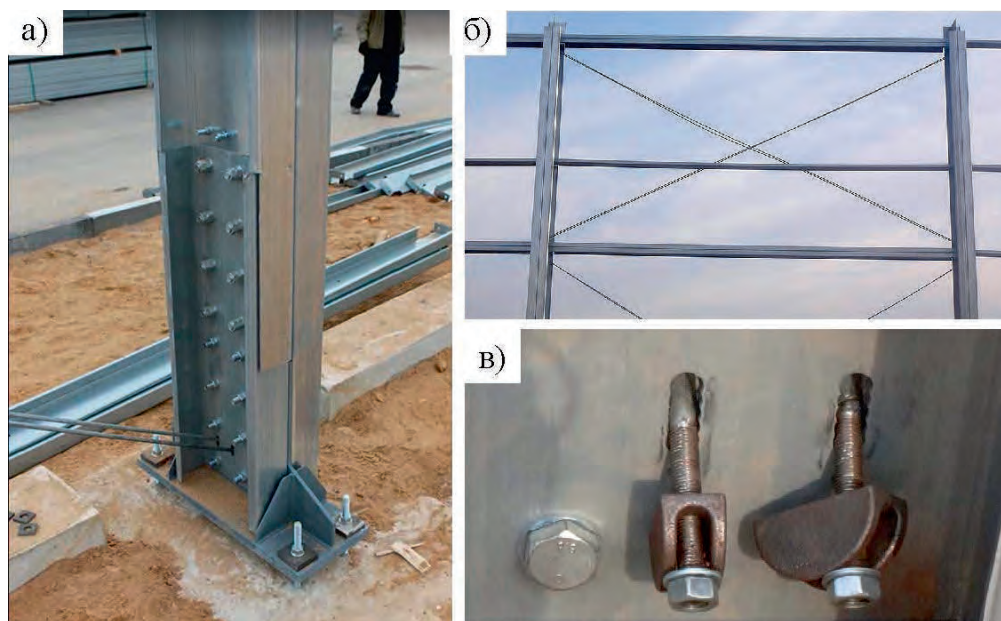
7. Устанавливают дополнительные элементы, предусмотренные проектом – например, каркасы светопрозрачных участков кровли.

### Монтаж колонн

Крепление конструкций каркаса на фундаменты предусматривается на анкерных болтах (клиновые, химические и т.д.). Порядок действий и параметры установки анкерных болтов выполняется в соответствии с инструкцией по установке производителя анкерных болтов.

Монтаж колонн здания выполняется в следующей последовательности:

1. На подготовленные фундаменты устанавливают и закрепляют колонны поперечных рам, начиная со связевого блока (рис. 9.5.23 а). При монтаже необходимо удерживать колонну в вертикальном положении, пока она не будет закреплена к фундаментам и зафиксирована временными связями (текстильные канаты или другие материалы, исключающие возможность деформации конструкций).



**Рис. 9.5.23.** Монтаж колонн связевого блока: а) связевая колонна из С-образных ЛСТК-профилей, смонтированная на фундаменте; б) вертикальные гибкие связи по колоннам; в) фиксация гибких связей при помощи бобышек

2. Установив все колонны связевой секции, закрепив их на фундаменты и обеспечив устойчивое положение при помощи временных связей, их соединяют прогонами и распорками.



3. Устанавливают и натягивают на проектное усилие гибкие связи (рис. 9.5.23 б, в), контролируя проектное расстояние по осям здания. Контроль натяжения связей осуществляется по моменту закручивания гайки, либо другим способом, гарантирующим получение заданного усилия натяжения.

4. К собранным колоннам связевой секции последовательно монтируют колонны рядовых рам и скрепляют между собой распорками и прогонами. Прогиб стеновых прогонов в пролете на момент монтажа стенового ограждения необходимо устранить, установив временные подпорки или стальные ленты, входящие в комплект поставки.

5. Не допускается установка последующих колонн без установки всех прогонов и распорок между предыдущими. Сборка производится до последнего связевого блока или крайней рядовой рамы.

6. Временные связи с колонн снимают только после их полного закрепления, выполнения подливки под базы и набора ею не менее 50% прочности.

### Монтаж конструкций покрытия

Монтаж конструкций покрытия здания всегда начинают с установки связевого пролета.

### Подъем и установка одиночных ферм

При подъеме одиночных стропильных ферм из ЛСТК-профилей расстояние между точками строповки, как правило, не должно превышать 7 метров, либо половины длины отправочной марки. Строповка выполняется в точках стыковки элементов в поясах ферм.

При захвате элемента фермы в обхват петель из текстильной стропы необходимо предусмотреть жесткие предохранительные проставки для исключения образования вмятин на поверхности тонколистового проката.

Подъем одиночной фермы из горизонтального положения рекомендуется осуществлять с помощью траверсы (рис. 9.5.24).



**Рис. 9.5.24.** Подъем одиночной фермы с помощью траверсы.  
Объект – производственное здание, Калужская область, 2017



Траверсу изготавливают из профилей, имеющих достаточную жесткость (квадратной трубы или широкополочного двутавра). Форму и размеры траверсы подбирают, исходя из длины поднимаемого элемента и количества точек строповки. В простейшем (линейном) исполнении траверса представляет собой балку длиной, равной расстоянию между крайними точками строповки, с приваренной проушиной для чалочного крюка (см. рис. 9.5.24).

Допускается вместо траверсы использовать жесткую направляющую, которую фиксируют хомутами по нижнему поясу фермы (рис. 9.5.25).



**Рис. 9.5.25.** Подъем одиночной фермы с использованием жесткой направляющей

Подъем и установку ферм выполняют в следующем порядке:

1. Закрепив траверсу (или направляющую) и выполнив строповку, устанавливают первую ферму связевого блока в вертикальное положение и закрепляют ее от опрокидывания в районе точек строповки.
2. Поднимают ферму выше уровня колонн и устанавливают ее на посадочные позиции, удерживая на месте в вертикальном положении, пока она не будет закреплена на колоннах и зафиксирована временными связями.
3. Аналогично устанавливают вторую ферму связевого блока. Удерживая ее на месте, связывают фермы коньковым распором, закрепляют кровельные прогоны в углах и в четвертях пролета фермы, устанавливают распоры по нижнему поясу, затем — остальные кровельные прогоны и вертикальные связи (рис. 9.5.26). Раскрепленный связями пролет проверяют на прямоугольность и вертикальность при помощи теодолита.



**Рис. 9.5.26.** Монтаж связевого блока. Объект — производственное здание, Калужская область, 2017

4. К собранному связевому блоку последовательно монтируют рядовые фермы и скрепляют между собой кровельными прогонами и распорами. Монтаж ферм производят по аналогии с процедурами, описанными в пп. 1–3.

5. Не допускается установка последующих ферм без установки всех кровельных прогонов и распоров между предыдущими.

6. Сборка производится до последнего связевого блока или крайней рядовой рамы.

7. Устанавливают балки фахверка и привязывают их к основному каркасу коньковыми распорами, после чего монтируют прогоны и прочие предусмотренные проектом элементы крайнего пролета.

#### **Подъем и установка укрупненных кровельных пролетов**

При подъеме укрупненных блоков из двух ферм (кровельных пролетов) производят строповку блока в четырех симметричных точках верхних поясов ферм в местах стыковки элементов (рис. 9.5.27).



**Рис. 9.5.27.** Установка центрального кровельного пролета трехпролетного здания. Объект: склад-холодильник 36 x 90 x 7,6 (h) м, Краснодарский край, 2016

Установку кровельных пролетов выполняют в следующем порядке:

1. Приподнимают связевой пролет, разворачивают его по диагонали внутри контура колонн, поднимают выше их уровня, после чего подводят конструкцию к посадочным позициям, ориентируют нужным образом и устанавливают на оголовки колонн (рис. 9.5.28).

2. Пролет удерживают краном до его закрепления ко всем четырем колоннам, после чего снимают строповку и устанавливают предусмотренные проектом оставшиеся элементы: нижние пары прогонов, распоров и кровельных связей.



**Рис. 9.5.28.** Установка укрупненных блоков из пар ферм пролетом 18 м.  
Объект — производственное здание, Калужская область, 2018

3. Аналогично устанавливают следующий пролет и привязывают его к связевому распорам по коньку и нижним поясам ферм, после чего монтируют прогоны и другие элементы, предусмотренные проектом. Монтаж производят до последнего связевого пролета или крайней рядовой рамы.

4. Устанавливают балки фахверка и крепят их к основному каркасу коньковыми распорами, после чего устанавливают прогоны и прочие предусмотренные проектом элементы крайнего пролета.

Важно! Удаление временных связей, расчалок, распорок можно производить только после окончательного монтажа ограждающих конструкций. При строповке нельзя пользоваться стальными или цепными стропами, т.к. они могут повредить тонкостенные металлические элементы ферм.



**Список источников, использованных в главе 9**

1. Альбом технических решений каркасных зданий серии «Стерк». Конструкции каркасов коммерческих зданий из стальных холодногнутых профилей, изготавливаемые по технологии ООО «Андромета». ООО «Андромета». г. Обнинск, 2016 г. -70 с.
2. Серия 1.420.3-39.08 «Каркасы стальные «УНИТЭКС-Р1» одноэтажных производственных зданий с применением рам из гнутых в том числе оцинкованных» профилей», 2008 г — 199 с.
3. СП 16.13330.2017 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\*/Стандартинформ.- М.: 2017— 151 с.
4. СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81\*. /Стандартинформ.- М.: 2018 — 122 с.
5. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения: Стандартинформ, -М.: 2019 — 16 с.
6. СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87. /Госстрой, Фау «ФЦС» -М.: 2012 — 196 с.
7. Каркасы зданий из легких металлических конструкций. Зверев В.В., Жидков К.Е., Сотникова И.В. В сборнике: Научно-технические технологии и инновации. Юбилейная Международная научно-практическая конференция, посвященная 60-летию БГТУ им. В.Г. Шухова, XXI научные чтения. Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова. 2014. С. 20-24.
8. Экспериментальные исследования рамных конструкций из холодногнутого профиля повышенной жесткости. Зверев В.В., Жидков К.Е., Семенов А.С., Сотникова И.В. Научный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета. Строительство и архитектура. 2011. № 4 (24). С. 20-24.

# 10. ПРОГОНЫ ИЗ СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОГНУТЫХ ОЦИНКОВАННЫХ ПРОФИЛЕЙ

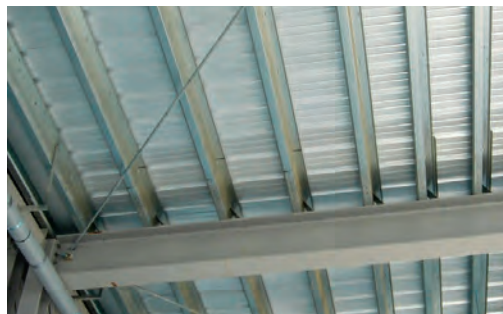
## 10.1. ОБЛАСТИ ПРИМЕНЕНИЯ

Стальные холодногнутые оцинкованные профили нашли широкое применение в качестве прогонов покрытий зданий и сооружений. Это объекты с каркасами как из черного металла, так и из холодногнутых профилей (рис. 10.1.1).

а)



б)



в)



г)



**Рис. 10.1.1.** Примеры применения прогонов из стальных оцинкованных профилей:  
а), б) - в каркасах с рамами из двутавров; в), г) — в каркасах из ЛСТК

## 10.2. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

### 10.2.1. Системы прогонов

Способ размещения прогонов в покрытии принято называть системой раскладки прогонов. С точки зрения характера работы прогонов различают разрезную систему раскладки и неразрезные системы.

Разрезная однопролетная система (рис. 10.2.1) – это наиболее простой способ раскладки прогонов. Прогоны, раскладываемые по такой схеме, могут опираться на несущие конструкции как сверху (рис. 10.2.2, а), так и в одном уровне (рис. 10.2.2, б, в). Почти все прогоны однотипны, за исключением крайних при опирании сверху. Система имеет простейшие с конструктивной точки зрения узлы опирания прогонов на несущие конструкции с минимальным количеством деталей. Также достоинством данной системы является одинаковое опорное давление прогонов на несущие конструкции покрытия. Данная система оказывается весьма удачной, когда в силу тех или иных причин, поддерживающие ее конструкции имеют различные прогибы по линии размещения прогонов (вдоль здания); и в этом случае неразрезная система не вполне уместна. В данной системе могут применяться практически все типы профилей, применяемых в прогонах. Недостатками являются большой расход стали и значительные прогибы.

П1	П2	П2	П2	П1Х
П1	П2	П2	П2	П1Х
П1	П2	П2	П2	П1Х
П1	П2	П2	П2	П1Х
П1	П2	П2	П2	П1Х
Л	Л	Л	Л	Л

Рис. 10.2.1. Разрезная однопролетная система

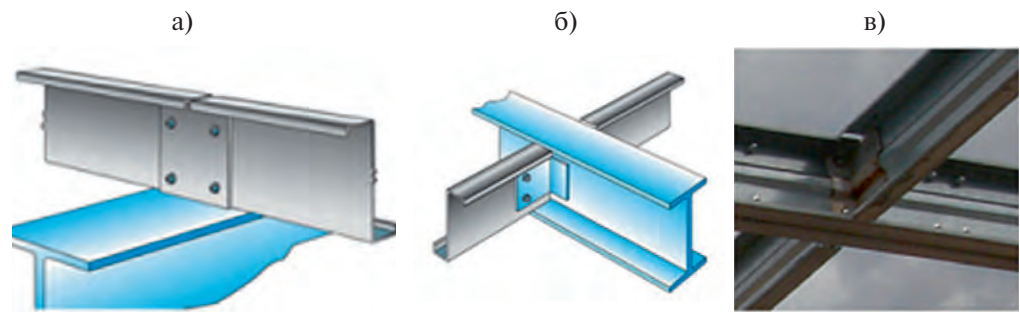


Рис. 10.2.2. Варианты опирания прогонов на несущие конструкции:

а) - сверху [4]; б) - в одном уровне [4];  
в) – опирание в одном уровне на несущие конструкции из холодногнутох профилей



Неразрезные системы могут быть частично неразрезные или полностью неразрезные. Частично неразрезные системы характеризуются тем, что цепочки прогонов по длине здания состоят из двух-, трехпролетных участков, стыкующихся между собой шарнирно. Полностью неразрезные системы формируются таким образом, что неразрезность создается на каждом опирании прогонов на несущие конструкции покрытия по всей длине здания.

Объединение прогонов в неразрезную (многопролетную) систему может осуществляться двумя способами.

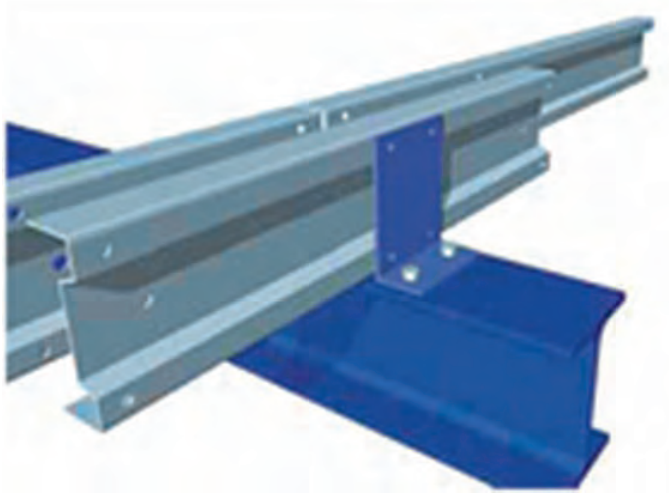
Соединение прогонов внахлест, т. е. путем заведения на опорах профилей соседних пролетов один в другой. Данный способ характерен для профилей Z-образной формы. Для этого полки профиля выполняются разной ширины (рис. 10.2.3). Для создания неразрезности длину перехлеста (суммарная длина  $l_1 + l_2$  на рис. 10.2.5) рекомендуется назначать  $(0,1 \dots 0,15) L$ . Кроме того, по концам перехлестов на стенках профилей устанавливаются болты. Обычно, по два болта по высоте стенки на каждом конце перехлеста (см. рис. 10.2.3). Возможен другой вариант расстановки болтов. В этом случае на каждом конце перехлеста устанавливается один болт на стенке ближе к настилу покрытия и один болт на поясе, удалённом от настила.



**Рис. 10.2.3.** Соединение Z-образного прогона на опоре внахлест [5]

Второй способ создания неразрезности прогонов - с помощью соединительных накладок, размещаемых на опорах прогонной системы (рис. 10.2.4). Такой вид объединения прогонов в многопролетную систему является универсальным и может применяться практически для всех наиболее часто применяемых в прогонах покрытия профилей. Это Z-, Сигма- и С-образное сечения.

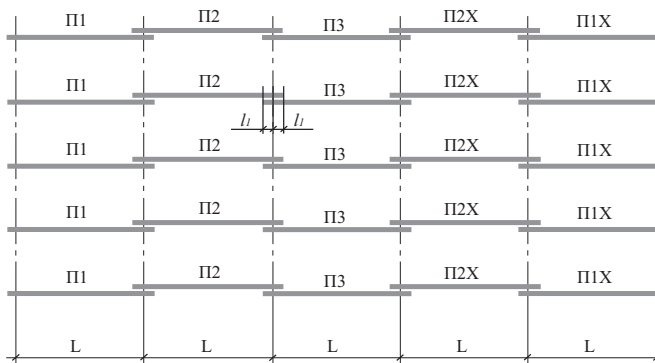
Накладки, применяемые в системах из Сигма- и С-образных профилей, имеют форму, близкую профилю прогона с тем, чтобы обеспечить возможность монтажа. В качестве накладки в системах из Z-образных профилей служит перевернутый отрезок этого же профиля. Накладки имеют длину, необходимую



**Рис. 10.2.4.** Соединение прогона на опоре с помощью накладок [5]

для обеспечения неразрезности прогонов на опоре, и на концах прикрепляются к ним болтами.

Неразрезная многопролетная система с перехлестами (см. рис. 10.2.5) является весьма распространенной в практике строительства. За счёт неразрезности она отличается малым весом и небольшими прогибами. Могут быть перекрыты значительные пролеты. В зависимости от нагрузки и шага прогонов их величина может достигать длины прокатываемого/перевозимого профиля. Но необходимо заметить, что применение данной системы ограничивается практически только Z-образными профилями, причем, с полками разной ширины. Существующие решения с применением С-профилей с поясами разной ширины не нашли широкого применения.



**Рис. 10.2.5.** Неразрезная многопролетная система с перехлестами

При небольших шагах несущих конструкций может быть применена система с перехлестами по двухпролетной схеме с накладками или без них на средних опорах прогонов (рис. 10.2.6).

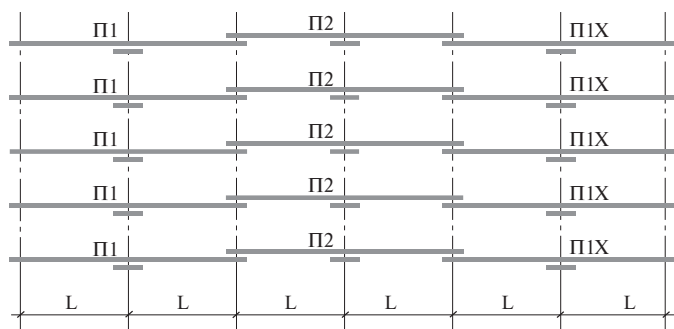


Рис. 10.2.6. Неразрезная система с перехлестами и двухпролетными прогонами

Добиться большей эффективности можно путем усиления крайних прогонов. Это решение вытекает из распределения изгибающих моментов в многопролетной неразрезной балке, которой и является в данном случае цепочка неразрезных прогонов (рис. 10.2.7). Кроме того, крайние прогоны нередко включаются в состав связевой системы каркаса и в той или иной степени воспринимают нагрузку от ветра в торец здания.

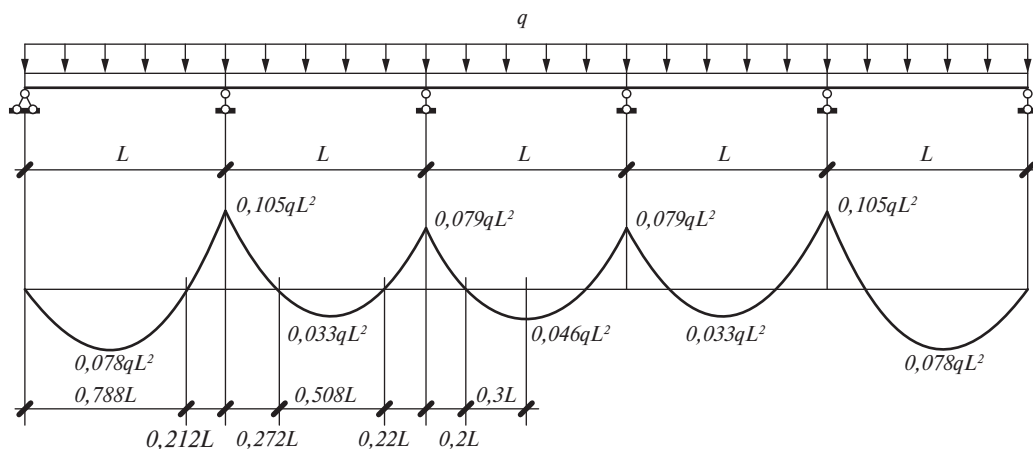
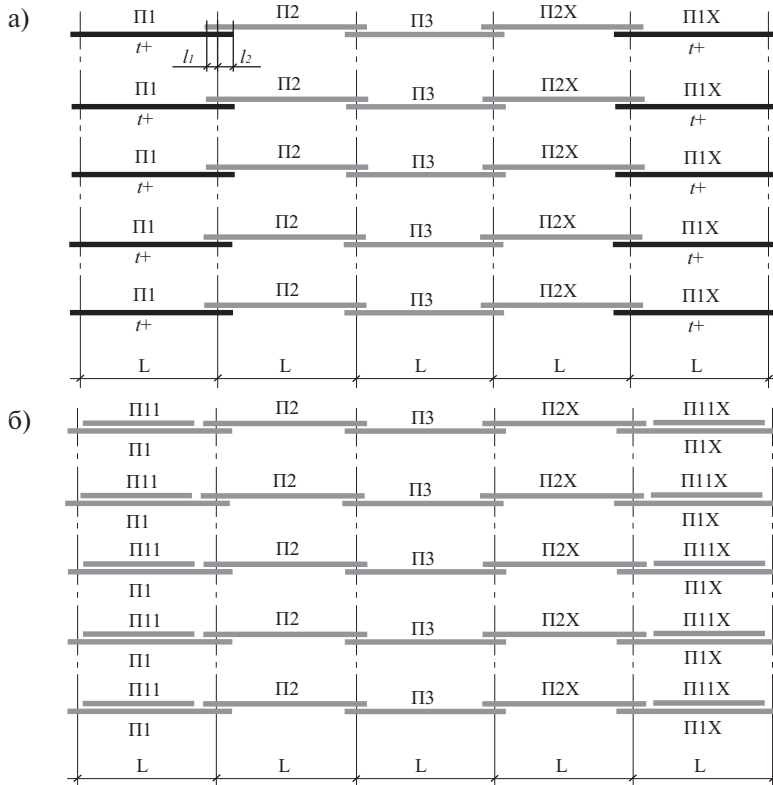


Рис. 10.2.7. Распределение изгибающих моментов в многопролетной неразрезной балке

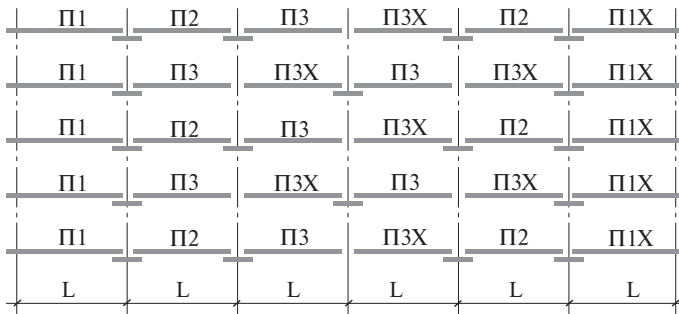
Усиление крайнего прогона может осуществляться либо путем увеличения толщины профиля (рис. 10.2.8, а), либо установки (вложения) дополнительного профиля (рис. 10.2.8, б). Кроме того, исходя из той же эпюры моментов (см. рис. 10.2.7) рекомендуется величину перехлеста  $l_2$  делать больше, чем  $l_1$ :  $l_2 = 0,15 L \dots 0,2 L$ .

Система с накладками, состоящая из однопролётных прогонов (рис. 10.2.9) — это распространенная система с шахматным расположением накладок и обязательными накладками на вторых от торцов опорах. Она позволяет перекрывать значительные пролёты, длина которых ограничивается длиной прокатываемого/перевозимого профиля. Обеспечивает достаточно эффективное решение за счёт некоторого снижения количества накладок, устанавливаемых не на каждой



**Рис. 10.2.8.** Система с перехлестами и усилением крайних прогонов:

а) – увеличением толщины профиля; б) – установкой дополнительного профиля



**Рис. 10.2.9.** Система с накладками, состоящая из однопролетных прогонов

опоре. Система имеет относительно малые прогибы. В качестве недостатка можно отметить повышенное количество типоразмеров элементов.

Система с накладками, состоящая из двухпролётных прогонов (рис. 10.2.10) является достаточно эффективной за счёт неразрезности и пониженного количества монтируемых элементов (по сравнению с предыдущей системой). Ограничением является величина перекрываемого пролёта, равная половине длины прокатываемого/перевозимого профиля. При нечетном количестве

пролетов на периферии добавляются однопролетные прогоны, связанные с соседними через накладки.

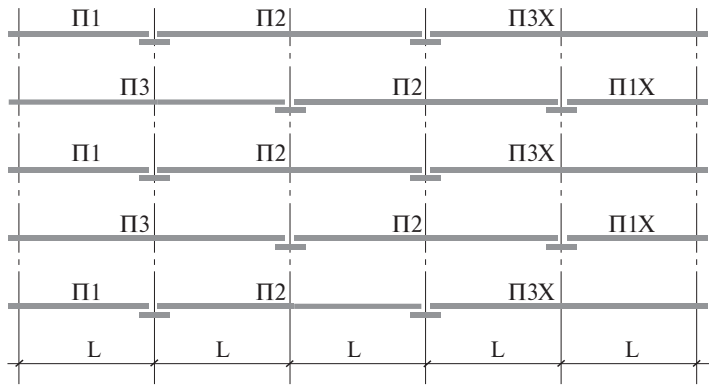


Рис. 10.2.10. Система с накладками и двухпролетными прогонами

Система с накладками, состоящая из однопролётных прогонов с усиленными крайними прогонами (рис. 10.2.11) рассматривается как альтернатива предыдущим системам. Также позволяет перекрывать значительные пролеты. Удобна для зданий с относительно большой длиной. За счет увеличения толщины крайних прогонов и накладок в местах максимальных изгибающих моментов появляется возможность уменьшить сечение средних прогонов. В результате несколько снижается расход стали в целом на систему прогонов. Недостатком является повышенное количество типоразмеров элементов.

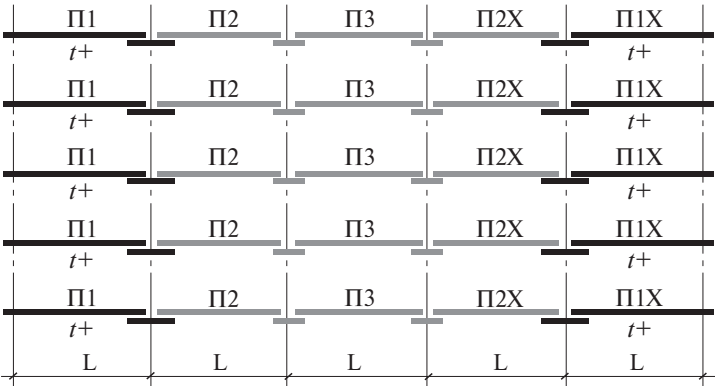


Рис. 10.2.11. Система с накладками и усиленными крайними прогонами

Система с накладками, состоящая из двухпролетных прогонов с усиленными крайними прогонами (рис. 10.2.12) является логическим продолжением предыдущей системы, где неразрезность создается как накладками, так и применением двухпролетных прогонов. Это снижает количество монтируемых элементов и, как следствие повышает скорость монтажа. Также имеет место оптимальный расход стали за счет неразрезности, усиления крайних

прогонов и применения сечений с меньшей толщиной профиля в средних прогонах. Но так как отсутствует усиление на средних опорах двухпролетных прогонов, расход стали несколько повышается по сравнению с аналогичной однопролетной системой. Ограничением применения такой системы является относительно небольшая величина перекрываемого пролета, ограничиваемая половиной длины прокатываемого/перевозимого профиля. Также некоторые неудобства на монтаже создает значительная длина прогонов. Система рекомендуется для длинных зданий с большим количеством промежуточных опор для прогонов.

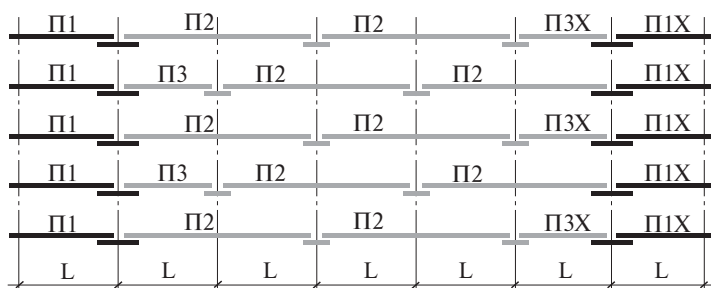


Рис. 10.2.12. Система с двухпролетными прогонами и усиленными крайними прогонами

### 10.2.2 Связи по прогонам

Связи по прогонам покрытия могут выполнять следующие функции:

- раскрепление прогонов от боковых деформаций вдоль ската;
- раскрепление от кручения прогона вокруг его продольной оси;
- раскрепление нижних поясов прогонов при действии подъемной нагрузки;
- обеспечение удобства монтажа.

Схема связей и их конструктивное решение зависят от сдвиговой жесткости диска, создаваемого кровельным настилом; типа покрытия (односкатное или двускатное с равными или неравными скатами); пролета прогонов  $L$ ; уклона кровли; длины ската кровли; профиля прогона и его напряженно-деформированного состояния.

Нагрузка на кровлю вызывает, в том числе, боковое перемещение верхнего пояса прогона и его кручение вокруг продольной оси. Это обусловлено уклоном покрытия, несовпадением линии приложения нагрузки и центра изгиба профиля (особенно, в прогонах Сигма- и С-образного сечения), а также наклоном главных центральных осей для Z-образного профиля. Скатная составляющая гравитационной нагрузки воспринимается настилом, передается через крепление настила к прогонам по всей их длине и далее в местах опирания прогонов воспринимается опорными устройствами прогонов, передающими ее на несущие конструкции покрытия. Боковые перемещения по длине прогонов зависят от конструктивного решения настила (сдвиговая жесткость настила) и от податливости крепления настила к прогонам.



Полное раскрепление прогона от бокового смещения (вдоль ската кровли) согласно [1, 3] может быть обеспечено стальным профилированным настилом достаточной жесткости, надёжно прикрепляемым через его нижние полки к поясу прогона по всей длине прогона при условии выполнения неравенства:

$$S \geq \left( EI_{\omega} \frac{\pi^2}{L^2} + GI_t + EI_y \frac{\pi^2}{L^2} 0,25h^2 \right) \frac{70}{h^2}, \quad (10.2.1)$$

где  $S$  – сдвиговая жесткость, обеспечиваемая настилом при условии крепления настила к прогону в каждом гофре, определяемая по (10.2.2); если прикрепление настила осуществляется через гофру, то вместо  $S$  следует принимать  $0,2S$ ;  
 $I_{\omega}$  – секториальный момент инерции сечения прогона;  
 $I_t$  – момент инерции сечения при кручении;  
 $I_y$  – момент инерции сечения относительно минимальной главной оси;  
 $L$  – пролет прогона;  
 $h$  – высота сечения прогона.

Сдвиговая жесткость настила с трапецевидными гофрами, прикрепляемого к прогону в каждой гофре (в  $H$ ) может быть определена на основании испытаний или по формуле [1, 3]

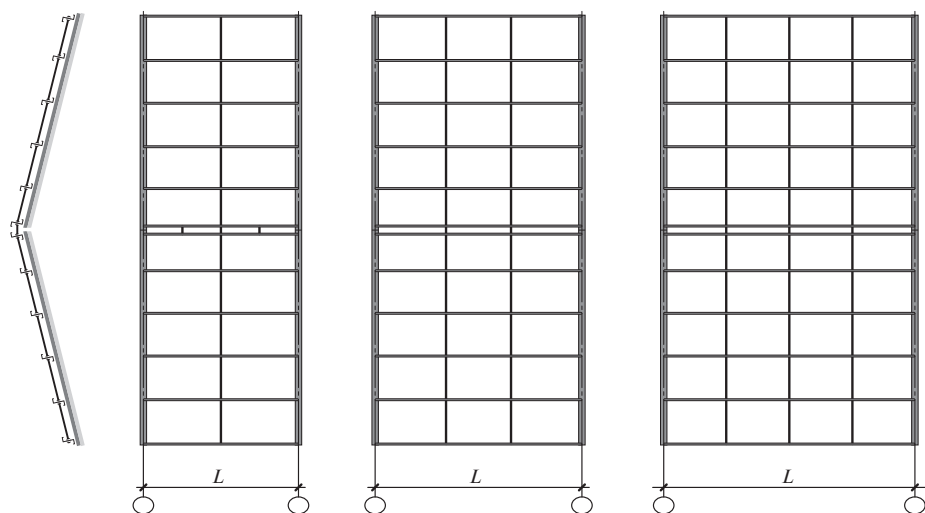
$$S = 1000 \sqrt{t^3} \left( 50 + 10 \sqrt[3]{b_n} \right) \frac{s}{h_w}, \quad (10.2.2)$$

где  $t$  – расчетная толщина настила, мм;  
 $b_n$  – ширина настила, мм;  
 $s$  – шаг прогонов, мм;  
 $h_w$  – высота гофра настила, мм.

Степень закрепления прогона от бокового смещения профилированным настилом, прикрепляемым к прогону через верхние полки, или при применении других кровельных материалов, например, сэндвич-панелей, определяется путем испытаний и должна быть подтверждена опытом эксплуатации.

Подъемная нагрузка на прогон, которая может возникнуть от пассивного давления ветра (отсос) после монтажа настила в покрытиях с существенным уклоном, вызывает в незакрепленном нижнем поясе прогона сжатие, способное вызвать его выпучивание из плоскости и кручение прогона вокруг продольной оси. Если, исходя из соответствующего расчёта прогона, требуется дополнительное раскрепление нижнего пояса, то в таком случае устанавливаются связи, обеспечивающие его боковое раскрепление.

Связи по прогонам (тяжи) представляют собой цепочки стержневых элементов, последовательно раскрепляющих прогоны в пределах каждого шага несущих конструкций покрытия (рис. 10.2.13). Таких цепочек в каждом шаге может быть одна, две, в некоторых случаях – три, в зависимости от пролета прогона  $L$ , угла наклона кровли, напряженно-деформированного состояния прогона. Необходимое количество цепочек определяется расчетом прогона.



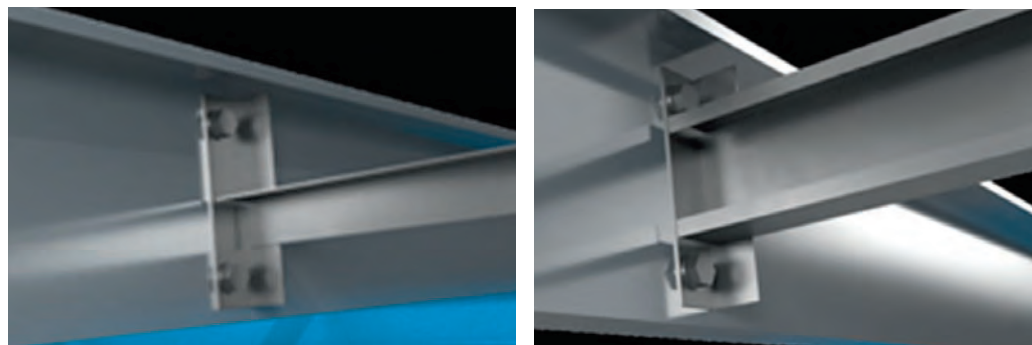
**Рис. 10.2.13.** Связи по прогонам двускатной кровли

В качестве связей по прогонам могут применяться стержни из круглой стали с резьбой по концам (рис. 10.2.14, а), стержни гнутого профиля с концевыми клипсами для быстрой установки (рис. 10.2.14, б) или аналогичные стержневые элементы. При значительных уклонах, больших шагах прогонов или больших высотах сечения прогона могут применяться более жесткие стержни из холодногнутых уголков или С-образных профилей (рис. 10.2.15).



**Рис. 10.2.14.** Стержни связей:

а) — из круглой стали; б) — с устройствами для быстрой установки



**Рис. 10.2.15.** Стержни связей [6]:

а) — из холодногнутого уголка; б) — из С-образного профиля

Если прогоны имеют значительную длину, то возникают некоторые неудобства при их монтаже. И тогда также могут устанавливаться связи (иногда временные). Кроме того, размещение гибких связей рекомендуется при больших уклонах кровли и длинных скатах.

В случаях, когда настил не обеспечивает эффективное боковое раскрепление прогона, либо он располагается или прикреплен не по всей длине прогона следует обеспечить раскрепление прогонов связями. В этом случае устанавливаются преимущественно жесткие связи из холодногнутого уголка или С-образных профилей. Такие связи раскрепляют прогоны от перемещения вдоль ската кровли, в том числе, обеспечивают устойчивость нижнего пояса при действии подъемной нагрузки, а также предотвращают кручение прогона.

В двускатной кровле связи прикрепляются к коньковым прогонам. В свою очередь, коньковые прогоны обоих скатов соединяются между собой регулярно по всей длине специальными стяжками — коньковыми связями (рис. 10.2.16).

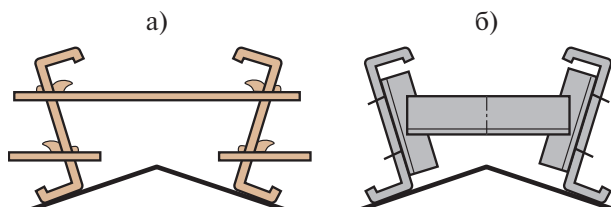


Рис. 10.2.16. Коньковые связи:

а) — из гибких элементов; б) — из холодногнутого уголка

В односкатных кровлях связи закрепляются диагональными элементами, расположенными в верхней части ската (рис. 10.2.17).

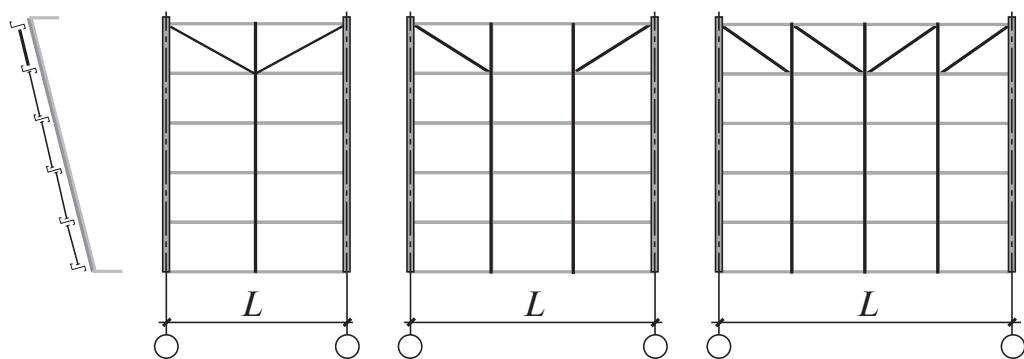
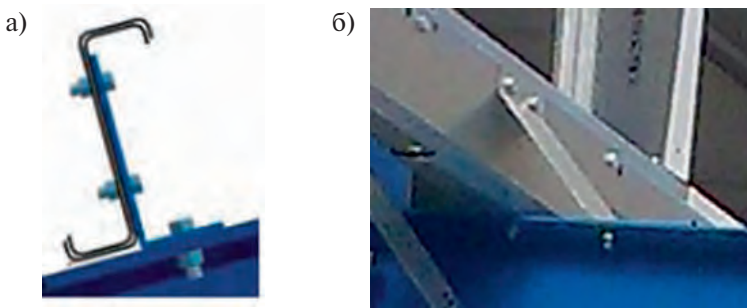


Рис. 10.2.17. Связи по прогонам односкатной кровли

В покрытиях с длинными скатами (более 20 м) рекомендуется в средней части ската устанавливать диагональные связи для повышения жесткости связевой системы.

### 10.2.3. Узлы опирания

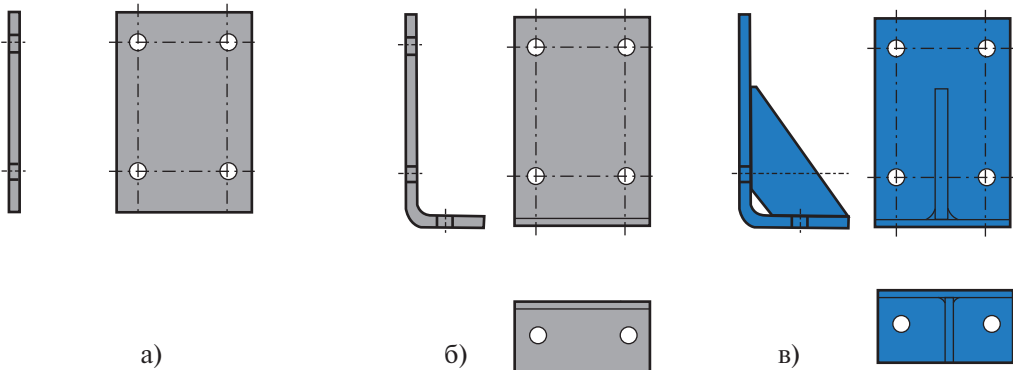
Узлы опирания прогонов воспринимают и передают на несущие конструкции покрытия опорную реакцию прогона, скатную составляющую и опорный крутящий момент. В варианте опирания, приведенном на рис. 10.2.18, а, прогон «подвешивается» на опорном устройстве с помощью болтов. Между нижним поясом прогона и верхом несущей конструкции оставляется зазор 5...10 мм. Все опорные усилия передаются на несущую конструкцию покрытия через опорное устройство. В узле, приведенном на рис. 10.2.18, б, опорная реакция прогона передается непосредственно на несущую конструкцию, минуя детали опорного устройства. Скатная составляющая и крутящий момент воспринимаются дополнительной наклонной пластиной.



**Рис. 10.2.18.** Узлы опирания прогонов покрытия:

а) — передача опорной реакции, скатной составляющей и крутящего момента на опорное устройство [5]; б) — передача опорной реакции на несущую конструкцию

На рис. 10.2.19, а, б, в приведены опорные устройства, воспринимающие опорную реакцию, скатную составляющую и кручение. Опорное устройство, представленное на рис. 10.2.19, а, предназначено для приварки к несущей конструкции покрытия. Остальные опорные устройства закрепляются на ней с помощью болтов.



**Рис. 10.2.19.** Опорные устройства прогонов покрытия:

а) — с приваркой к несущей конструкции; б) — с креплением к несущей конструкции на болтах; в) — усиленное ребром опорное устройство

### 10.3. РАСЧЕТ ПРОГОНОВ

На характер работы прогонов влияет достаточно большое количество факторов и, следовательно, их действительная работа очень сложна. Это обусловлено тем, что прогоны являются частью покрытия и необходимо учитывать их взаимодействие с несущими конструкциями, на которые они опираются, и кровельным настилом, который расположен сверху прогонов.

Принимая во внимание многопролетные конструктивные системы прогонов, надо понимать, что неразрезность, создаваемая перехлестами или накладками, не является абсолютной. Строго говоря, изгибная жесткость опорных участков с перехлестами или накладками, не равна удвоенной жесткости сечений прогонов, и неизвестна зависимость угла поворота от изгибающего момента таких участков.

Сечения прогонов – это, как правило, тонкостенные, моносимметричные (С-, Сигма-образное сечение) или симметричные относительно точки/несимметричные (Z-образное сечение) профили, у которых центр изгиба чаще всего не совпадает с центром тяжести сечения.

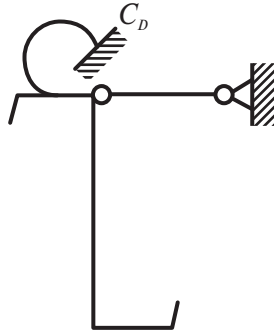
Кроме того, направление действия гравитационной нагрузки не совпадает с плоскостью стенки прогона. В некоторых случаях на прогоны может действовать нагрузка совершенно противоположного направления – подъемная нагрузка от пассивного давления ветра. Иногда в прогонах, расположенных у торцов здания, дополнительно действует осевое сжимающее усилие, возникающее в результате включения таких прогонов в связевую систему.

Давление на несущие конструкции покрытия со стороны прогонов в прогонных системах неодинаково, следовательно, опорные реакции по большому счету надо определять, моделируя совместную работу покрытия в целом или даже всего каркаса.

Поэтому расчет прогонов, как конструктивных систем, входящих в состав покрытия, представляет собой достаточно сложную задачу.

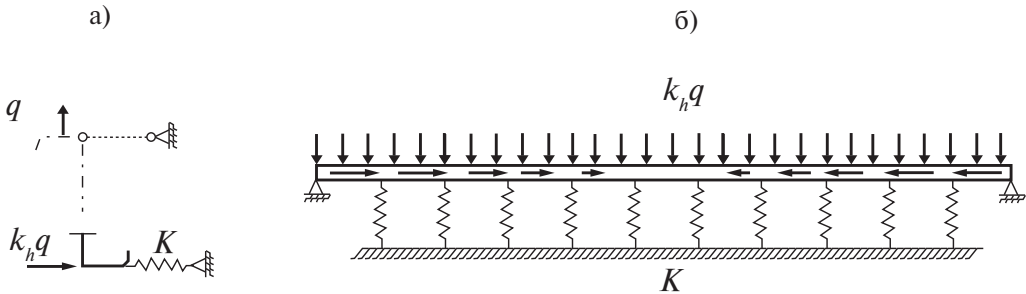
Возможны два принципиальных подхода к расчету прогонов: аналитический и численный. В нормах [1] содержится упрощенный расчет, применимый к ограниченному количеству конструктивных решений прогонов. В частности, он не охватывает прогонные системы с перехлестами или накладками, а также неприменим, если к прогону приложена осевая сила. Поэтому ниже приводится расчетная методика, основанная на нормах [3], свободная от этих ограничений, и распространяемая на Z-, Сигма-, С-образные сечения прогонов, а также шляпные профили.

Полагается [3], что прогоны раскреплены из плоскости кровельным настилом, надежно прикрепляемым к верхнему поясу и воспринимающим скатную составляющую нагрузки. При этом должно выполняться условие (10.2.1). Кроме того, полагается, что настил частично закрепляет прогон от кручения, что представляется угловой упругой связью с жесткостью  $C_d$  (рис. 10.3.1).



**Рис. 10.3.1.** Прогон, закрепленный от бокового смещения, с частичным закреплением от кручения

С целью упрощения расчета угловая связь  $C_D$  заменяется упругой линейной боковой связью с жесткостью  $K$ , накладываемой на свободный пояс по всей длине прогона (рис. 10.3.2).



**Рис. 10.3.2.** Расчетная модель прогона:

- а) — замена угловой связи  $C_D$  на линейную боковую связь жесткостью  $K$ ;
- б) — представление свободного пояса прогона, как балки на упругом основании

Таким образом, с целью учета эффекта частичного закрепления прогона от поворота, создаваемого настилом, нижний свободный пояс прогона представляется как балка на упругом основании, загружаемая боковой нагрузкой интенсивностью  $q_h$ . Где  $q$  — вертикальная нагрузка;  $K$  — эквивалентная боковая линейная упругая связь,  $k_h$  — коэффициент эквивалентности боковой нагрузки. При этом учитывается поворот сечения и боковой изгиб свободного пояса (рис. 10.3.3).

Жесткость линейной упругой связи  $K$  на единицу длины определяется

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_A} + \frac{1}{K_B} + \frac{1}{K_C}, \quad (10.3.1)$$

где  $K_A$  — крутильная жесткость соединения между настилом и прогоном,  $K_B$  — боковая жесткость при деформации поперечного сечения прогона;  $K_C$  — боковая жесткость, соответствующая изгибной жесткости настила.



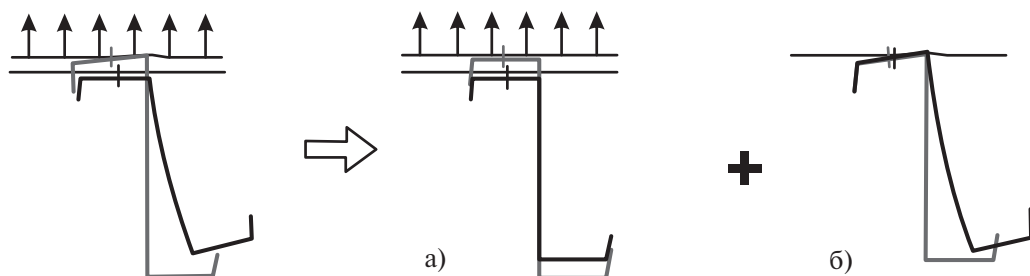


Рис. 10.3.3. Деформации поперечного сечения прогона

а) — изгиб в плоскости;

б) — кручение и изгиб из плоскости

Так как значение  $K_C$  значительно больше по сравнению с  $K_A$  и  $K_B$ , обычно в запас пренебрегают значением  $1 / K_C$ . Таким образом

$$K = \frac{1}{\left( \frac{1}{K_A} + \frac{1}{K_B} \right)}, \quad (10.3.2)$$

Методика вычисления боковой упругой жесткости  $K$  приведена в [3].

Прогонны в прогонных системах, в том числе, с перехлестами или накладками, должны удовлетворять следующим критериям:

- при действии гравитационной нагрузки:
  - несущая способность на опорах с учетом изгибающего момента и опорной реакции, определяемая испытаниями, либо численными методами, адекватность которых подтверждена испытаниями;
  - несущая способность в зоне опор с учетом совместного действия изгибающего момента и поперечной силы, определяемая испытаниями, либо численными методами, адекватность которых подтверждена испытаниями;
  - несущая способность сечения в пролетах;
  - в прогонах, подверженных действию осевой сжимающей силы, устойчивость свободного не раскрепленного настилом пояса.
- при действии подъемной нагрузки:
  - несущая способность на опорах с учетом изгибающего момента и опорной реакции, определяемая испытаниями, либо численными методами, адекватность которых подтверждена испытаниями, с учетом того, что опорная реакция является растягивающей;
  - несущая способность в зоне опор с учетом совместного действия изгибающего момента и поперечной силы, определяемая испытаниями, либо численными методами, адекватность которых подтверждена испытаниями;
  - устойчивость свободного пояса в пролетах, в том числе, в прогонах, подверженных действию осевой сжимающей силы.

Кроме того, должны удовлетворяться требования по эксплуатационной пригодности, в частности, по ограничениям прогибов [2].

Изгибающие моменты в неразрезных прогонах с перехлестами или накладками определяются с учетом геометрических характеристик эффективного

поперечного сечения и принимая во внимание тот факт, что перехлесты и накладки не обеспечивают в полной мере неразрезность системы.

Несущая способность поперечного сечения прогона при совместном действии осевого усилия и изгибающего момента должна определяться суммированием напряжений от изгибающего момента в плоскости прогона  $M_x$ , от осевой силы  $N$ , от эквивалентной боковой нагрузки  $q_h$ , действующей на свободный пояс прогона и вызывающей кручение и изгиб из плоскости (рис. 10.3.4).

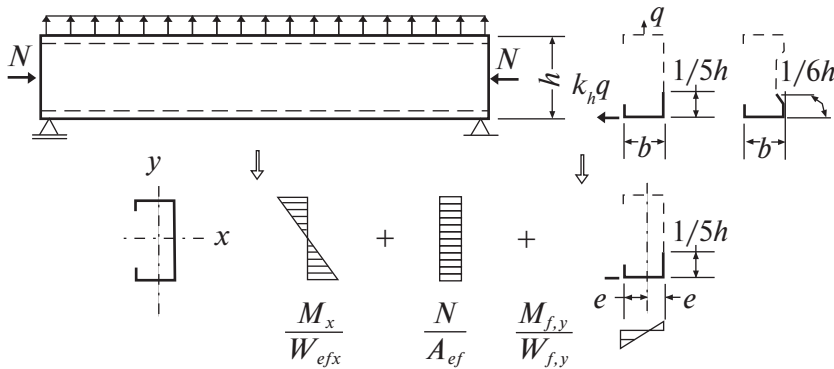


Рис. 10.3.4. Напряжения в прогоне

Максимальные напряжения должны удовлетворять условиям:

— для раскрепленного пояса прогона

$$\sigma_{\max} = \frac{M_x}{W_{efx}} + \frac{N}{A_{ef}} \leq R_y \gamma_c, \quad (10.3.3)$$

— для свободного пояса

$$\sigma_{\max} = \frac{M_x}{W_{efx}} + \frac{N}{A_{ef}} + \frac{M_{f,y}}{W_{f,y}} \leq R_y \gamma_c, \quad (10.3.4)$$

где  $M_{f,y}$  — изгибающий момент в свободном поясе прогона из плоскости, вызванный поперечной нагрузкой  $q_h$ ;

$A_{ef}$  — площадь эффективного сечения прогона при сжатии;

$W_{efx}$  — момент сопротивления эффективного сечения при изгибе относительно оси x-x;

$W_{f,y}$  — момент сопротивления полного сечения свободного пояса с примыкающей частью стенки при изгибе относительно оси y-y.

При вычислении  $W_{f,y}$  принимается во внимание нижний пояс и часть стенки, примыкающая к нему. Высота части стенки может быть принята для С- и Z-образных профилей равной 1/5 высоты всей стенки; для Сигма-образных профилей 1/6 высоты стенки (рис. 10.3.4).

Боковая нагрузка  $q_h$  на свободном поясе, эквивалентная действию кручения и изгиба из плоскости, вычисляется:

$$q_h = k_h q, \quad (10.3.5)$$

Данные для вычисления коэффициента  $k_h$  приведены на рис. 10.3.5.

 $k_{h0} = \frac{ht(b^2 + 2cb - c^2b)h}{4I_x}$ <p>Симметричный Z-профиль</p>	 $k_{h0} = \frac{I_{xy}}{I_x} \frac{g_s}{h}$ <p>Z-, C- или Сигма-образное сечение</p>
<p>а) <math>k_{h0}</math> – коэффициент для боковой нагрузки на свободном нижнем поясе (<math>k_{h0}</math> соответствует нагрузке, приложенной в центре изгиба (ц.и.)</p>	
 $k_h = k_{h0}$ <p>б) Гравитационная нагрузка</p>	 $k_h = k_{h0} - a/h (**)$ $k_h = k_{h0} - f/h (***)$ <p>в) Подъемная нагрузка</p>
<p><math>k_h</math> – коэффициент эквивалентности боковой нагрузки</p>	
<p>(*) Если центр изгиба находится справа от нагрузки <math>q</math>, то нагрузка действует в противоположном направлении  (**) Если <math>a/h &gt; k_{h0}</math>, то нагрузка действует в противоположном направлении  (***) Величина <math>f</math> ограничивает положение нагрузки <math>q</math> между продольными краями верхнего пояса</p>	

**Рис. 10.3.5.** Преобразование кручения и изгиба из плоскости в эквивалентную боковую нагрузку  $k_h q$

Изгибающий момент из плоскости  $M_{f,y}$  вычисляется по формуле

$$M_{f,y} = k_R M_{0,fy}, \tag{10.3.6}$$

где  $M_{0,fy}$  – начальный изгибающий момент в свободном поясе из плоскости без учета упругой податливости опоры;  
 $k_R$  – поправочный коэффициент для учета упругой податливости опоры.

Начальный изгибающий момент в свободном поясе из плоскости  $M_{0,fy}$  в характерных точках по длине прогона определяется по таблице 10.3.1. Значение поправочного коэффициента  $k_R$  для рассматриваемой точки и соответствующих граничных условий также определяется по таблице 10.3.1. При этом используется коэффициент  $R$  для упругоподатливой опоры

$$R = \frac{KL_a^4}{\pi^4 EI_{fy}}, \tag{10.3.7}$$

где  $L_a$  – расстояние между раскреплениями, например, связями, или при их отсутствии – пролет прогона  $L$ ;

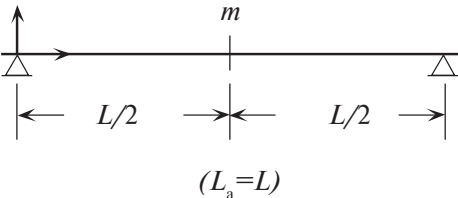
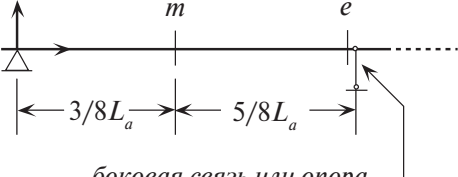
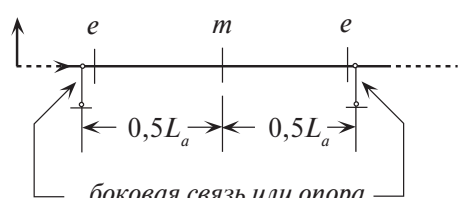
$I_{fy}$  – момент инерции полного сечения свободного пояса с примыкающей частью стенки при изгибе из плоскости прогона;

$K$  – погонная жесткость линейной упругой связи.

В том случае, если свободный пояс растянут, то  $M_{fy}$  может быть принят равным нулю.

Таблица 10.3.1

Значения начального изгибающего момента  $M_{0fy}$  и поправочного коэффициента  $k_R$

Система	Точка	$M_{0fy}$	$k_R$
 <p style="text-align: center;">(<math>L_a = L</math>)</p>	m	$1/8 q_h L_a^2$	$k_R = (1 - 0,0225R) / (1 + 1,013R)$
 <p style="text-align: center;">боковая связь или опора</p>	m	$9/128 q_h L_a^2$	$k_R = (1 - 0,0141R) / (1 + 0,416R)$
	e	$- 1/8 q_h L_a^2$	$k_R = (1 + 0,0314R) / (1 + 0,396R)$
 <p style="text-align: center;">боковая связь или опора</p>	m	$1/24 q_h L_a^2$	$k_R = (1 - 0,0125R) / (1 + 0,198R)$
	e	$- 1/12 q_h L_a^2$	$k_R = (1 + 0,0178R) / (1 + 0,191R)$

Если свободный пояс сжат, то необходимо проверить его устойчивость:

$$\frac{1}{\chi_{LT}} \left( \frac{M_x}{W_{ef,x}} + \frac{N}{A_{ef}} \right) + \frac{M_{fy}}{W_{fy}} \leq R_y \gamma_c, \quad (10.3.8)$$

где  $\chi_{LT}$  – понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба. Его значение может быть определено по [1,3] с применением условной гибкости, приведенной в (10.3.9). При этом рекомендуется использовать кривую устойчивости  $b$  ( $\alpha_{LT} = 0,34$ ).

$$\overline{\lambda}_{fy} = \frac{l_{fy} / i_{fy}}{\lambda_1}, \quad (10.3.9)$$

где

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (10.3.10)$$

$l_{fy}$  – расчетная длина свободного пояса;

$i_{fy}$  — радиус инерции полного поперечного сечения пояса с примыкающей частью стенки профиля при изгибе относительно оси у-у.

Для гравитационной нагрузки при  $0 \leq R \leq 200$  длина свободного пояса в проверке на устойчивость из плоскости при изменении сжимающих напряжений по длине  $L$  вычисляется следующим образом

$$l_{fy} = \eta_1 L_a (1 + \eta_2 R^{\eta_3})^{\eta_4}, \quad (10.3.11)$$

где  $L_a$  — расстояние между связями или при их отсутствии — пролет прогона  $L$ . Значения коэффициентов  $\eta$  приведены в таблицах 10.3.2 и 10.3.3, которые применимы только для равномерно нагруженных прогонов с одинаковыми пролетами и физической неразрезностью.

Таблица 10.3.2

**Коэффициенты  $\eta$  при нагрузке, направленной вниз (гравитационная нагрузка)**

Место положения	К-во рас- креплений	$\eta_1$	$\eta_2$	$\eta_3$	$\eta_4$
Крайний пролет	0	0,414	1,72	1,11	-0,178
Средний пролет		0,657	8,17	2,22	-0,107
Крайний пролет	1	0,515	1,26	0,868	-0,242
Средний пролет		0,596	2,33	1,15	-0,192
Крайний и средний пролеты	2	0,596	2,33	1,15	-0,192
Крайний и средний пролеты	3 и 4	0,694	5,45	1,27	-0,168

Таблица 10.3.3

**Коэффициенты  $\eta$  при подъемной нагрузке**

Место положения	К-во рас- креплений	$\eta_1$	$\eta_2$	$\eta_3$	$\eta_4$
Один пролет	0	0,694	5,45	1,27	-0,168
Крайний пролет		0,515	1,26	0,868	-0,242
Средний пролет		0,306	0,232	0,742	-0,279
Один пролет и крайние пролеты	1	0,800	6,75	1,49	-0,155
Средний пролет		0,515	1,26	0,868	-0,242
Один пролет	2	0,902	8,55	2,18	-0,111
Крайний и средний пролеты		0,800	6,75	1,49	-0,155
Один пролет и крайние пролеты	3 и 4	0,902	8,55	2,18	-0,111
Средний пролет		0,800	6,75	1,49	-0,155

Для систем, имеющих перехлесты или накладки данные таблицы применимы только в случае, если в расчете полагается, что перехлесты или накладки обеспечивают полную неразрезность. Здесь следует сказать, что из-за поворота в местах перехлестов или накладок изгибающий момент в пролете может быть больше, чем в физически неразрезной балке. Это может привести в свою очередь к увеличению расчетной длины и снижению надежности расчета.

При подъемной нагрузке, когда раскрепление по длине пролета отсутствует и  $0 \leq R \leq 200$ , расчетная длина при проверке устойчивости свободного пояса на длине  $L_0$  вычисляется по формуле (10.3.12) (рис. 10.3.6)

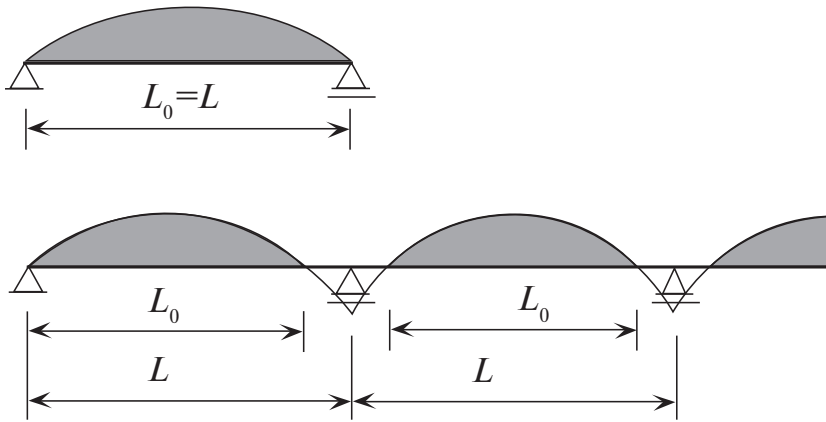


Рис. 10.3.6. Расчетные длины при подъемной нагрузке на прогон

$$l_{fy} = 0,7 L_0 \left( 1 + 13,1 R_0^{1,6} \right)^{-0,125}, \quad (10.3.12)$$

при

$$R_0 = \frac{K L_0^4}{\pi^4 E I_{fy}}, \quad (10.3.13)$$

При наличии осевой сжимающей силы в прогоне, если понижающий коэффициент продольного изгиба относительно максимальной главной оси сечения меньше, чем понижающий коэффициент при проверке устойчивости пояса из плоскости (например, в случае с множеством раскреплений связями), то должна быть проверена устойчивость прогона в плоскости стенки.

### Список источников, использованных в главе 10:

1. СП 260.1325800.2016: Конструкции стальные тонкостенные из холодногнурых оцинкованных профилей и гофрированных листов. Правила проектирования / Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации.— 2016.- 115 с.
2. СП 20.13330.2016: Нагрузки и воздействия / Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации.— 2016.- 80 с.



3. EN 1993-1-3:2004 Eurocode 3. Design of steel structures. Part 1-3: General rules. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting / European Committee for Standardization CEN, Brussels, 2004
4. Purlins, rails & eaves beams. Design guide / Steadman & Son - URL: <https://www.steadmans.co.uk>
5. Building Components for Industrial Buildings / Sadeff - URL: <https://www.sadeffbuildingproducts.com>
6. Technical Manual. METSEC construction systems for secondary steel structures / Voestalpine Profilform s.r.o. - URL: <https://www.voestalpine.com/profilform-cz>

# 11.

## НЕСУЩИЕ КОНСТРУКЦИИ МАЛОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ НА ОСНОВЕ ЛСТК

### 11.1. МНОГОКВАРТИРНЫЕ ЗДАНИЯ С ПРОСТРАНСТВЕННЫМ КАРКАСОМ ИЗ СТАЛЬНЫХ ХОЛОДНОГНУТЫХ ПРОФИЛЕЙ

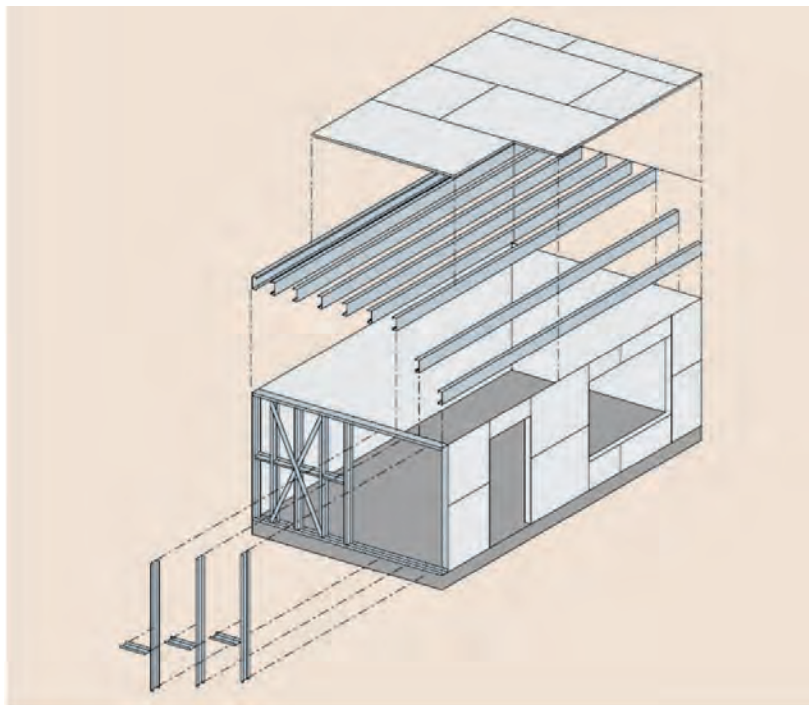
Многоквартирные здания с несколькими полными этажами из легких стальных тонкостенных конструкций обычно строятся высотой до 3 этажей. В более высоких жилых зданиях, как правило, в стальные каркасы включаются фасонные профили проката. Высокая несущая способность и разнообразные возможности применения являются преимуществами зданий из легких стальных тонкостенных конструкций. Несущая конструкция состоит из двухмерных строительных элементов, которые одновременно выполняют несущую и ограждающую функции (рис. 11.1.1). Благодаря этому конструкции из холодногнутых



Рис. 11.1.1. Общий вид несущего стального каркаса здания

тонкостенных профилей с обшивкой можно использовать как для горизонтальных, так и для вертикальных несущих строительных элементов [1].

Известны три системы несущих конструкций многоквартирных зданий из ЛСТК: стержневые, панельные и модульные конструкции [2]. При строительстве со стержневой сборкой элементов каркаса укрупненные конструкции собираются на строительной площадке из которых далее формируются стены, перекрытия, покрытия здания, состоящие из стоек, балок, стропил, раскосов и распорок связей, к которым прикрепляются ограждающие конструкции (рис.11.1.2).



**Рис. 11.1.2.** Элементы стержневой системы несущих конструкций

Элементы каркаса поставляются обрезанными по длине для последующей быстрой сборки с предварительно пробитыми отверстиями для болтов и инженерных коммуникаций. Соединения сборочных элементов выполняются на месте строительства самосверлящими самонарезающими винтами, заклепками, дюбелями или болтами. Все сборочные элементы изготавливаются в заводских условиях с машиностроительной точностью размеров. Детально разработанные чертежи и инструкции позволяют быстро собирать укрупненные конструкции и легко их устанавливать на место (рис. 11.1.3). В результате снижаются затраты на строительные материалы, на их транспортировку и возведение дома. Отсутствие мокрых процессов в процессе строительства обеспечивают меньше неудобств и шума на месте возведения здания, а также минимизирует отходы на стройплощадке. Система несущих конструкций со стержневой сборкой элементов каркаса особенно подходит для дома с любыми размерами

и конструктивными особенностями дома и легко адаптируется к различным условиям объекта так как состоит из легких и стандартных элементов.

Преимущества несущих конструкции со стержневой сборкой элементов каркаса:

- изменения и исправления возможных дефектов сборки и монтажа в процессе строительства могут быть быстро выполнены на месте;
- методы сборки и монтажа относительно просты и строителям не требуется обустройство мастерских, необходимых для сборки панелей или модульных конструкций;
- большое количество легких стальных элементов можно компактно упаковывать для транспортировки;
- при необходимости элементы каркаса можно легко обработать на месте.



**Рис. 11.1.3.** Сборка несущего стального каркаса здания на строительной площадке

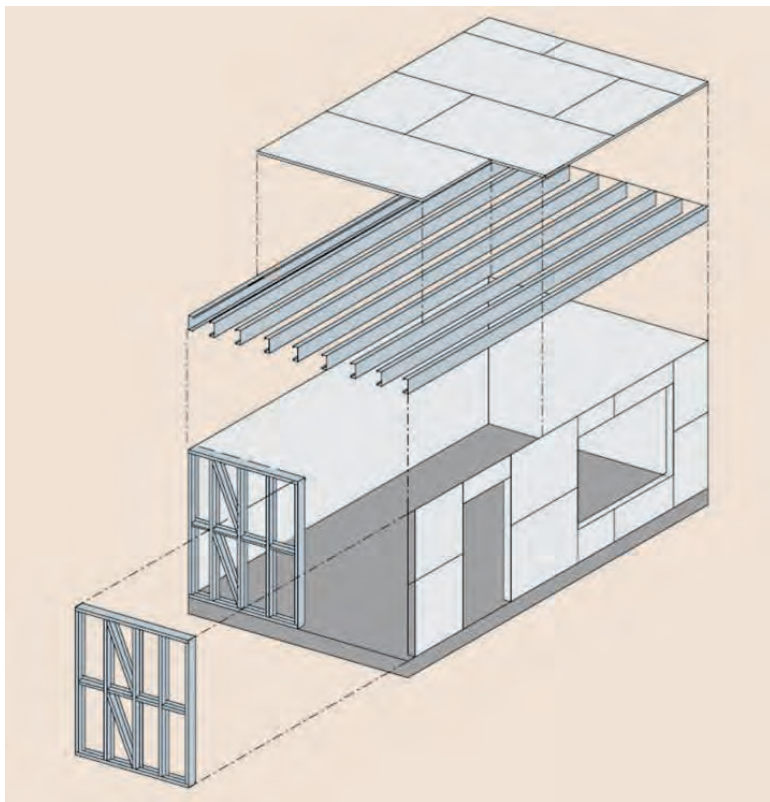
Основным недостатком является то, что строительство со стержневой сборкой элементов каркаса требует больших затрат труда на месте, по сравнению с другими методами строительства с легким стальным каркасом.

Система несущих конструкций с панелями, собранными в заводских условиях, состоит из плоских панелей стен, перекрытий и ферм покрытий (рис. 11.1.4) [3]. Собранные панели и фермы поставляются на строительную площадку специальным транспортом для последующего монтажа с использованием крана (рис. 11.1.5 – 11.1.6).

Для снижения трудозатрат на строительной площадке на стальной каркас панелей в заводских условиях устанавливается односторонняя обшивка. Односторонняя обшивка главным образом используется для наружных поверхностей панелей (рис. 11.1.7). После монтажа панелей и установки внутренних



слоев ограждающей конструкции на строительной площадке в короткие сроки панели закрываются внутренней обшивкой, не допуская неблагоприятные атмосферным воздействия на материалы внутренних слоев.



**Рис. 11.1.4.** Элементы панельной системы несущих конструкций



**Рис. 11.1.5.** Транспортировка панелей стен и перекрытий на строительную площадку



**Рис. 11.1.6.** Несущие панели стен без обшивки и внутренних слоев



**Рис. 11.1.7.** Монтаж панели стен с односторонней обшивкой

Укрупнительная заводская сборка панелей с двусторонней обшивкой производится до степени готовности внутренних слоев и внешних поверхностей панелей, поставляемых для монтажа (рис. 11.1.8 – 11.1.9). За процессом сборки панелей на заводе необходимо осуществлять тщательный контроль качества сборки, так как после сборки панелей с внутренним наполнением (пленки, теплоизоляционные слои и т.д.) и последующей их поставке на строительную площадку, панели не подвергается дополнительной проверке.





Рис. 11.1.8. Монтаж панелей стен с обшивкой и утепляющими материалами



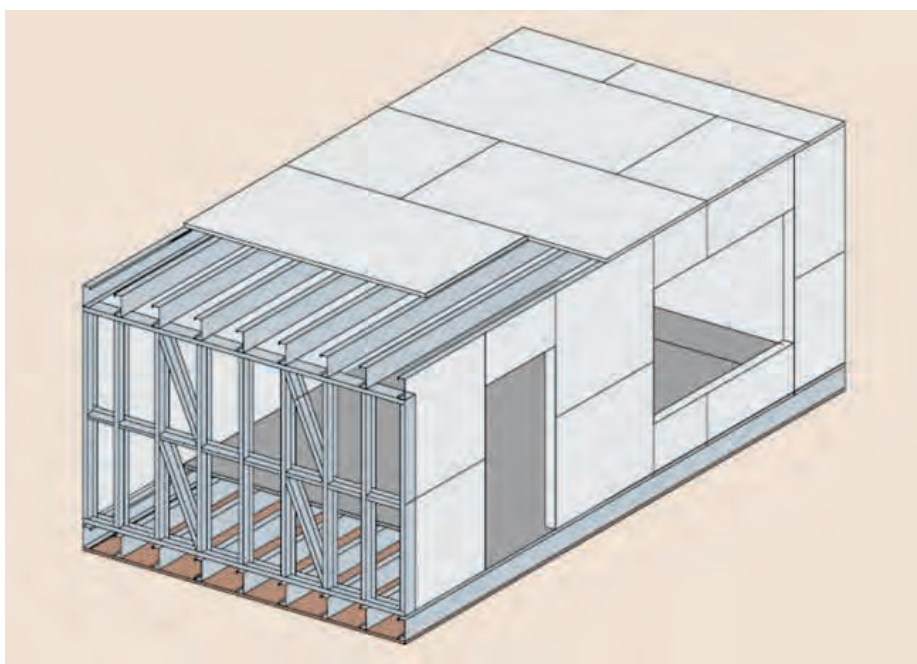
Рис. 11.1.9. Монтаж панелей перекрытий

Основными преимуществами панельной системы являются:

- возможность контроля качества и точности сборки конструкций в заводских условиях;
- возможность автоматизации сборочных операций в заводском производстве;

- возможность установки оконных и дверных блоков в заводских условиях при производстве панелей;
- возможность установки теплоизоляционных и отделочных материалов в заводском производстве;
- возможность укрупнения конструкций для подъема краном;
- высокая скорость монтажа панелей на объекте;
- снижение затрат при монтаже на стройплощадке.

Модульная конструкция наиболее рентабельна там, где возможны большие производственные партии и наиболее подходит для строительства многоквартирных зданий [4]. Общий вид модульного блока с несущими конструкциями из ЛСТК показан на рисунке 11.1.10.



**Рис. 11.1.10.** Объёмно-пространственный блок из ЛСТК модульной конструкции

Преимущества использования объёмно-пространственных блоков из ЛСТК модульной конструкции в жилом секторе можно объяснить следующими причинами:

- жилые здания с каркасной и каркасно-блочной конструктивными системами, как правило, имеют модульные объёмные блоки с высокой степенью повторяемости;
- хорошие технико-экономические показатели могут быть получены при массовой застройке с использованием унифицированных модульных объёмных блоков;
- возможность возведения новых зданий в застроенных участках города с ограниченной возможностью выполнения строительных работ;



- возможность минимизировать шумные строительные работы и загрязнение во время возведения здания;

- возможность быстро возводить пристройки к существующим зданиям, включая надстройки во время реконструкции старых зданий;

- допустимо возведение зданий, в проектах которых предусматривается в перспективе расширение или некоторые перемещения модульной конструкции.

Блоки модульной конструкции полностью собираются на заводе и могут быть доставлены на строительную площадку со всей внутренней отделкой, приспособлениями и фурнитурой.

В модульном строительстве жилых домов используется один из трех вариантов формы модульного блока:

- модульные комнатные блоки, скомпонованные вместе с коридорами, лестницами и другими объемами общего пользования для формирования здания (рис. 11.1.11);

- модульные ваннные комнаты и кухни, которые могут быть объединены (рис. 11.1.12);

- открытые модульные блоки, которые могут объединяться в большие комнаты с открытыми плоскостями стен, которые временно зашиваются для обеспечения пространственной жесткости во время транспортировки и монтажа блока (рис. 11.1.13, 11.1.14).



**Рис. 11.1.11.** ЛСТК модульного комнатного блока



Рис. 11.1.12. Собранный блок ванной комнаты



Рис. 11.1.13. ЛСТК открытого модульного блока

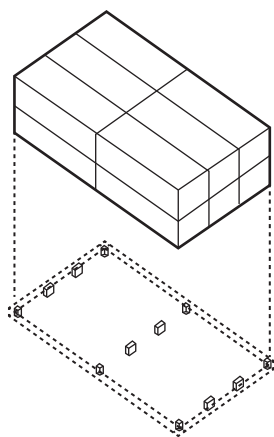


По схеме опирания несущего пространственного каркаса модульной конструкции, состоящей из балок перекрытий, каркаса стен существует три основных формы модуля:

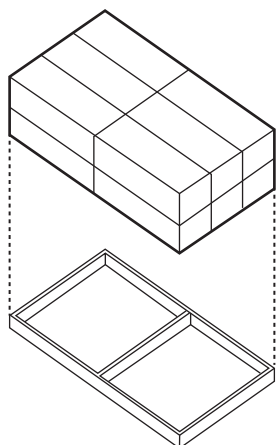
- модули с угловой опорой несущего каркаса, в которых каркас стен и перекрытий размещаются между угловыми опорами (рис. 11.1.15);
- модули с непрерывной опорой несущего каркаса, в которых продольные балки перекрытий являются постоянными опорами для каркаса стен и второстепенных балок перекрытий (рис. 11.1.16);
- модули, опирающиеся на перекрытия или несущий каркас здания (рис. 11.1.17) [4].



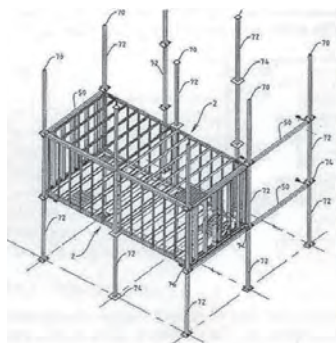
**Рис. 11.1.14.** Блок с открытой плоскостью стен для объединения в большой комнате



**Рис. 11.1.15.** Модули с угловой опорой несущего каркаса



**Рис. 11.1.16.** Модули с непрерывной опорой несущего каркаса



**Рис. 11.1.17.** Модули, опирающиеся на несущий каркас здания

С учетом необходимости обеспечения эффективного процесса производства и нормальных условий работы основное оборудование завода по сборке модулей включает:

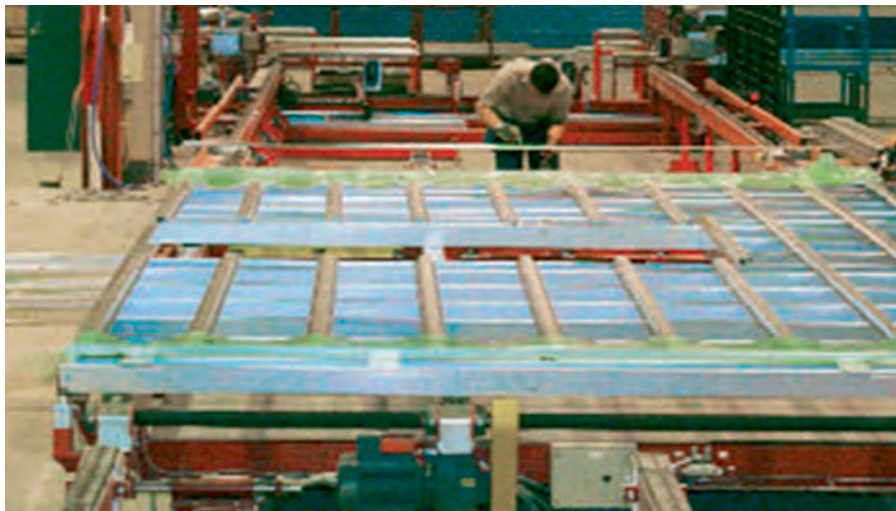
- рабочий стол для производства панелей стен и перекрытий (рис. 11.1.18);
- поворотный стол для производства панелей стен и перекрытий;
- мостовой кран большой грузоподъемности;
- колесные пути для перемещения модулей.

Производство панелей перекрытий и стен осуществляется следующим образом [5]:

- стальные тонкостенные направляющие и стойки размещаются на рабочем столе. Установка нужного расстояния между профилями производится при помощи магнитного прибора высокой точности;
- плиты обшивки соответствующего размера прикрепляются к стальному каркасу при помощи винтовых соединений;
- элементы переворачиваются на поворотном столе;
- пространство между профилями заполняется минеральной ватой;
- плиты обшивки соответствующего размера прикрепляются к стальному каркасу при помощи винтовых соединений, а затем элемент закрывают;



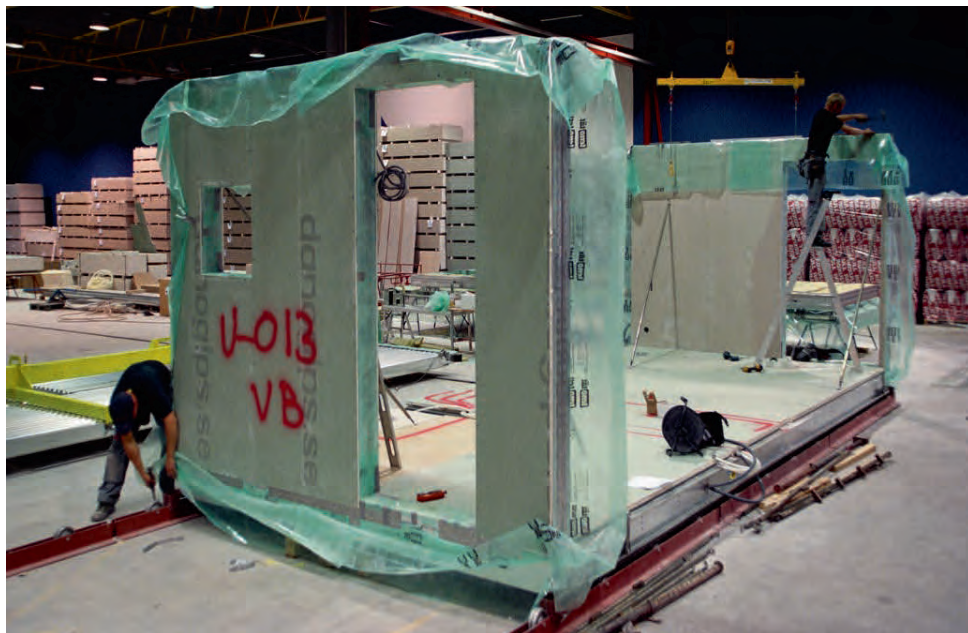
— затем собранную панель перемещают при помощи мостового крана на место сборки модуля.



**Рис. 11.1.18.** Сборка на рабочем столе панели перекрытия

Тонкостенные гнутые профили поставляются на сборку панелей перекрытий и стен проектной длины. Благодаря предварительной нарезке и маркировке профиля на заводе работы по обрезке и подгонке профиля при сборке сводятся до минимума. Это повышает экономическую эффективность производства.

На следующем этапе предварительно собранные панели перекрытий и стен собираются в модули (рис. 11.1.19):



**Рис. 11.1.19.** Сборка модуля из предварительно собранных панелей

- панель перекрытия размещаются на рабочем месте;
- стеновые панели размещаются в нужном положении и прикрепляются к элементам конструкции перекрытия. Стеновые панели удерживаются в вертикальном положении при помощи мостового крана;
- конструкции перекрытия устанавливаются на верх панелей стены и закрепляют;
- на стены монтируются стальные профили, необходимые для подъема модуля;
- затем модули перемещаются по колесным путям на участки дальнейшей комплектации.

Максимальная готовность модуля для последующей транспортировки и монтажа достигается за счет выполнения в заводских условиях всех работ (рис. 11.1.20):

- сборки элементов конструкции стен, перекрытия в один модуль;
- сборки кухонного оборудования, оборудования санузлов и элементов инженерных сетей;
- электротехнических работ;
- монтажных работ;
- сборки окон и дверей;
- отделочных работ.



Рис. 11.1.20. Сборочный цех модулей

Для последующей транспортировки на строительную площадку готовые модули накрывают брезентом или специальным непромокаемым чехлом, сшитым по размерам модулей (рис. 11.1.21).



**Рис. 11.1.21.** Модуль, подготовленный для транспортировки на строительную площадку

На модуле предусматриваются усиленные горячекатаными стальными профилями узлы для строповки и последующего подъема краном при помощи траверсы (рис. 11.1.22).



**Рис. 11.1.22.** Подъем модуля на место установки



Блоки могут быть поставлены бок о бок или один над другим и соединены для образования устойчивой готовой конструкции здания (рис. 11.1.23).



**Рис. 11.1.23.** Возведение многоэтажного здания из блоков в городском районе

Строительство жилых зданий при использовании модульной системы позволяет максимально снизить трудозатраты на строительной площадке и имеет следующие преимущества:

- значительная экономия на крупных проектах в результате стандартизации блочных модулей комнат;
- экономия за счет серийного производства и единого маршрута закупок строительных материалов;
- возможность высокой степени контроля качества заводского производства готовых модулей;
- высокая степень заводской готовности модуля позволяет исключить сбои строительно-монтажных работ, что особенно важно при возведении здания в городских районах;
- снижение времени возведения здания приводит к выгодам, связанным с бизнесом, в результате досрочного завершения работ и досрочного возврата вложенных средств;
- возможность перемещения или разборки модульных блоков для повторного их использования в случае изменения требований клиента или общества.

Во всех системах несущих конструкций многоквартирных зданий из ЛСТК конструктивная система включает следующие элементы [6]:

- наружные несущие и самонесущие стены из стеновых панелей каркасно — обшивной конструкции с каркасом из тонкостенных стальных профилей

с тепло- звукоизолирующим материалом, защищенным внутренней и наружной обшивкой;

- внутренние несущие стены и перегородки из стеновых панелей каркасно — обшивной конструкции с каркасом из тонкостенных стальных профилей со звукоизолирующим материалом, защищенным обшивкой с обеих сторон;

- несущие конструкции междуэтажных перекрытий из балок или ферм с параллельными поясами и звукоизолирующим материалом, расположенным между балками или фермами, несущего настила перекрытия и обшивки потолка;

- конструкции чердачных перекрытий из тонкостенных стальных профилей с тепло- звукоизолирующим материалом, защищенным специальными пленками с обеих сторон и обшивкой потолка;

- несущие стропильные фермы или балки покрытий;

- кровельные прогоны из легких стальных тонкостенных профилей;

- стеновые ригели из легких стальных тонкостенных профилей;

- потолочные прогоны из легких стальных тонкостенных профилей.

Несущие конструкции, изготовленные из тонкостенных стальных профилей, формируются из:

- рамных каркасов панелей наружных несущих и самонесущих стен, панелей внутренних несущих стен и панелей перегородок;

- несущих конструкций междуэтажных и чердачных перекрытий;

- несущих стропильных ферм или балок;

- потолочных и кровельных прогонов, стеновых ригелей.

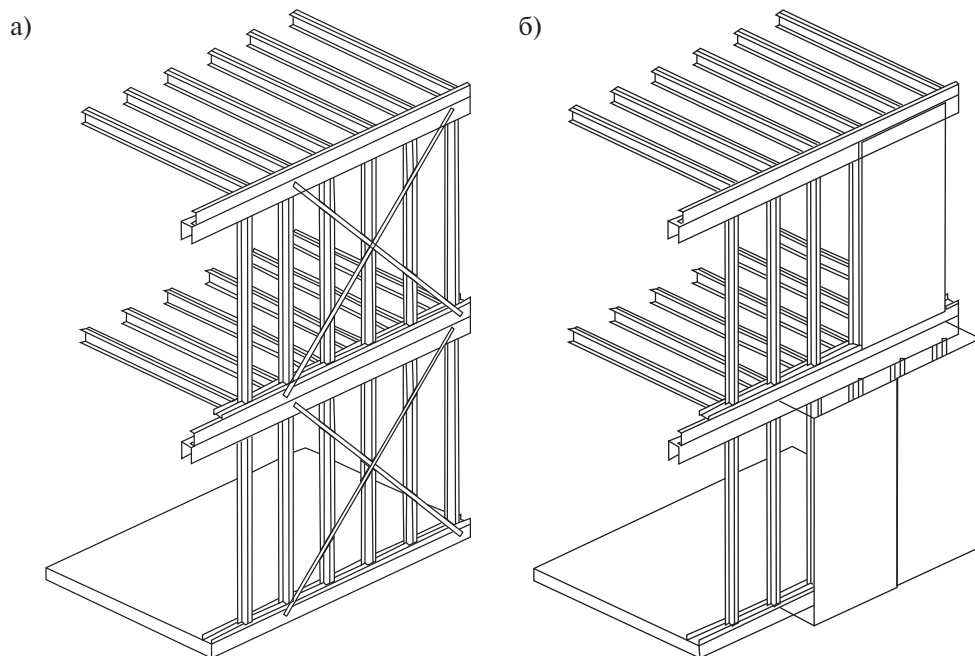
Общий вид несущего стального каркаса здания показан на рисунке 11.1.1.

Устойчивость конструктивных элементов каркаса и общая устойчивость конструктивной системы в целом обеспечивается пространственно-неизменяемой связевой системой, подкрепленной элементами обшивки стен, жесткими дисками перекрытий и покрытия.

Обшивка каркаса панелей выполняется из жестких листовых материалов, которые обеспечивают жесткость каркаса и предотвращают потерю устойчивости стоек при восприятии нагрузок и воздействий. В период сборки каркасов панелей и их монтажа, когда отсутствуют жесткие обшивки, должны использоваться диагональные связи жесткости и распорки (рис. 11.1.24).

После крепления обшивки к стойкам стального каркаса панелей создается сборный строительный элемент — «панель». Эта панель способна воспринимать нагрузки как в своей плоскости (действуя как «диск»), так и перпендикулярно к плоскости (действуя как «опорная плита»). Благодаря этому конструкции из холодногнутых тонкостенных профилей с обшивкой можно использовать как для горизонтальных, так и для вертикальных несущих строительных элементов.

Жесткость материалов, применяемых в качестве обшивки, столь высока, что при достаточном количестве крепления исключается потеря устойчивости холодногнутых профилей в плоскости стен, а также потеря общей устойчивости при продольном изгибе и кручении. Одновременно стеновые панели используются для восприятия вертикальных нагрузок и придания сооружению устойчивости при воздействии ветровых и сейсмических нагрузок. Определяющую роль



**Рис. 11.1.24.** Обеспечение устойчивости каркаса:  
*а)* с помощью диагональных связей; *б)* с помощью наружной обшивки

при обеспечении устойчивости имеют тип, толщина и конструкция обшивки каркаса.

Несмещаемость верхней направляющей панелей из их плоскости является необходимым условием их устойчивости. Рекомендуемый шаг поперечных стен, при котором верхние опоры стоек можно считать несмещаемыми, определяется расчетом.

При шаге внутренних поперечных стен, превышающем его предельную величину, определяемую расчетом, или при отсутствии внутренних поперечных стен, устойчивость наружных стен из плоскости обеспечивается постановкой горизонтальных связей на уровне верхней направляющей панелей стен.

В продольном направлении каждый стеновой диск представляет собой вертикальную опору для соответствующего диска перекрытия, который осуществляет распределение нагрузки. Принцип восприятия нагрузки потолочными и стеновыми дисками показан на рисунке 11.1.25. Нагрузка от диска перекрытия, действующая в верхней части каждого стенового диска в основании панели передается на ниже расположенный диск перекрытия или фундаментную плиту в виде трех сил: пара сил — растяжение и сжатие — направленные по вертикали и одной силы, направленной горизонтально к стеновому диску. Поэтому в конструктивном плане необходим точный расчет крепления горизонтальных направляющих каркаса, что обеспечит как передачу усилия растяжения на опорную плиту или нижележащий этаж, так и передачу поперечного усилия на следующий потолочный диск.



Таким образом с точки зрения статики, несущий каркас здания из ЛСТК существенно отличается от обычных каркасных металлических (сварных) конструкций. Нагрузку воспринимает не каркас, независимый от ограждающей конструкции здания, а строительный элемент в виде панелей стен со стойками, подкрепленными обшивкой, которые одновременно выполняют несущую и ограждающую функции.

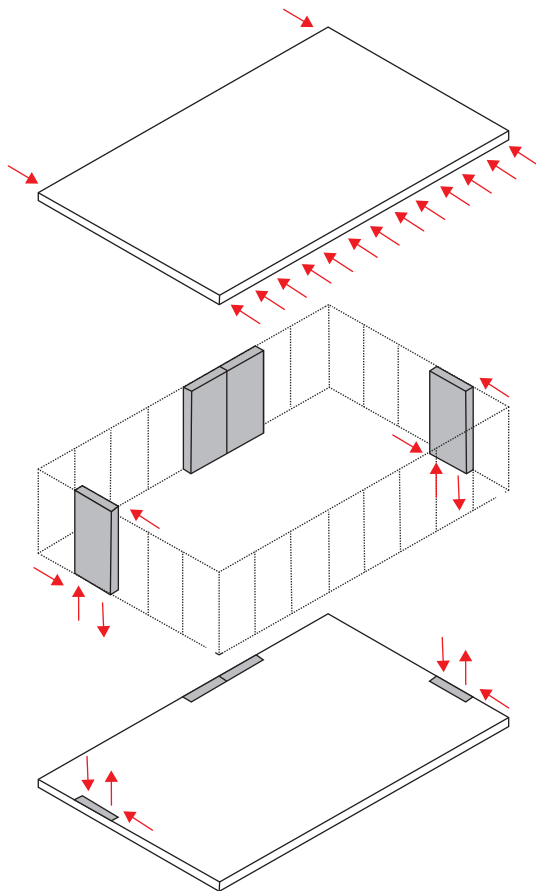


Рис. 11.1.25. Схема участия панелей в обеспечении жесткости каркаса здания

## 11.2. СТЕНЫ. ПЕРЕКРЫТИЯ. ПОКРЫТИЯ

Каркасы панелей наружных несущих стен состоят из вертикальных стоек и горизонтальных элементов (верхней и нижней направляющих, перемычек над оконными и дверными проемами), элементов связей в виде распорок и раскосов, расположенных между стойками (рис. 11.2.1). Рамная конструкция панелей из легких стальных профилей изготавливается аналогично несущей части других каркасных систем [7].

Панели несущих стен воспринимают нагрузки, передающиеся от перекрытий и крыши здания. Нагрузки от перекрытий и крыши не должны передаваться на каркасы панелей перегородок.

Стойки каркаса в пределах каждого этажа опираются на нижние направляющие каркаса панелей, которые через элементы перекрытий передают нагрузку на верхние направляющие панелей стен нижерасположенного этажа (каркас «платформенного» типа с поэтажными панелями).

При контактном стыке панелей несущих стен стойки в пределах каждого этажа непосредственно опираются на нижние направляющие каркаса панелей и передают нагрузку на верхние направляющие каркаса панелей нижерасположенного этажа. Несущие стены из панелей выполняют множество конструктивных функций. Их основная функция — нести вертикальные нагрузки от перекрытий и крыши и передавать их на фундаменты. В этом случае стойки несущих панелей подвергаются только осевому сжатию, исходящему от веса стены и нагрузки, передаваемые указанными выше конструкциями (стенами и перекрытиями). Панели наружных стен также должны противостоять боковым воздействиям давления ветра и передают его диафрагмам перекрытий. Когда стены выполняют функцию диафрагм жесткости, они также должны противостоять как в плоскости, так и в поперечном направлении нагрузкам, вызванным ветром или землетрясением, которые должны передаваться на фундамент.

Элементы каркасов панелей несущих наружных стен выполняются из гнутых тонкостенных профилей с толщиной стенки от 1,2 до 2,0 мм сплошного сечения (рис. 11.2.2) или перфорированного (просечного) гнутого профиля.



Рис. 11.2.1. Каркас стен здания из ЛСТК

Применение легких стальных тонкостенных конструкций для панелей наружных стен из перфорированного (просечного) профиля значительно уменьшает потери тепла через стены из-за удлинения пути холодного потока (рис. 11.2.3 а). В панелях стен эффективный негорючий теплозвукоизолирующий материал (минераловатные базальтовые плиты, пенобетон неавтоклавного формования) располагается плотно между стойками каркаса. Утеплитель негорючий, экологически безопасный обеспечивает высокие теплофизические и звукоизоляционные параметры наружной стены (рис. 11.2.3 б). Паропроницаемый теплозвукоизоляционный слой защищается от увлажнения специальными пленками

и обшивками: изнутри пароизоляционной пленкой и внутренней обшивкой стен из гипсокартонных или гипсоволокнистых листов, снаружи — диффузионной гидроизоляционной пленкой, закрепленной на раме стенового каркаса вентилируемыми стеновыми прогонами (рис. 11.2.4 а). Приток воздуха осуществляется через специальные продухи, расположенные у окон, дверей, в парапетах и у цоколя наружных стен. В результате конструктивная система здания с металлическим каркасом может быть пригодна для обшивки снаружи любым материалом (рис. 11.2.4 б) вне зависимости от строительных свойств обшивки.



**Рис. 11.2.2.** Каркас панелей стен из гнутых профилей сплошного сечения

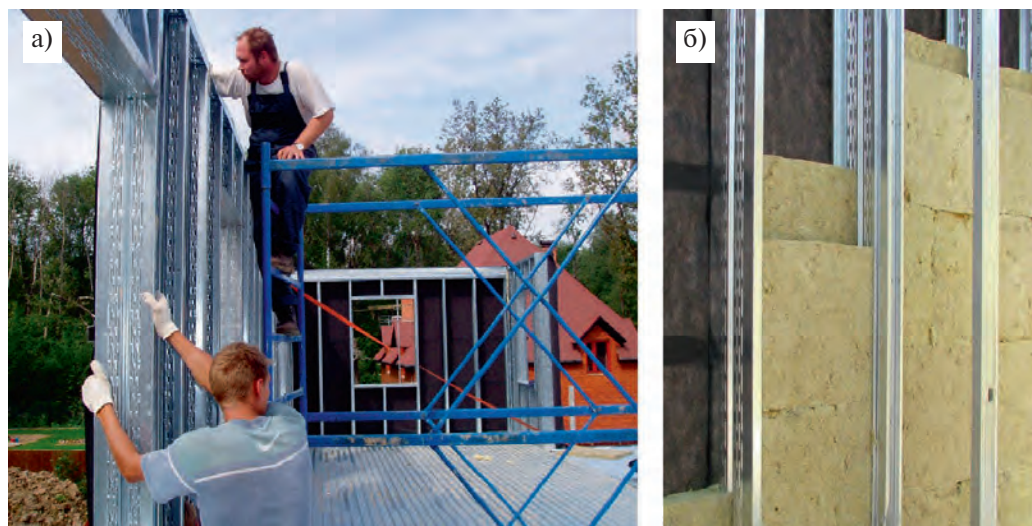
Самонесущие (фахверковые) наружные стены выполняются аналогично несущим наружным стенам зданий. Толщина стенок профилей каркаса панелей принимается исходя из конструктивных требований.

Элементы рамных каркасов панелей несущих внутренних стен выполняются с использованием гнутых тонкостенных профилей сплошного сечения с толщиной стенки от 1,2 до 2,0 мм. Элементы рамных каркасов панелей внутренних перегородок выполняются с использованием гнутых тонкостенных профилей сплошного сечения с толщиной стенки от 0,6 до 0,7 мм (рис.11.2.5).

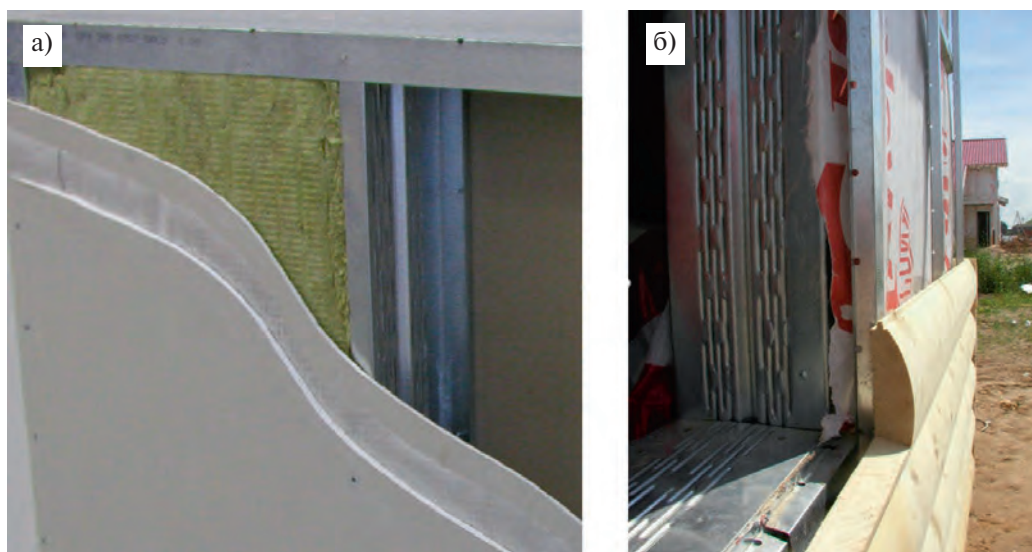
Между стойками каркаса внутренних стен и перегородок плотно укладывается эффективный негорючий звукоизолирующий материал (минераловатные базальтовые плиты (рис. 11.2.6), пенобетон неавтоклавного формования), защищенный от увлажнения минераловатных плит пароизоляционными пленками (рис. 11.2.7 а) и обшивками из гипсокартонных или гипсоволокнистых листов (рис. 11.2.7 б).

Шаг стоек каркаса панелей стен увязывается с габаритными размерами листов обшивки. Жесткость материалов, применяемых в качестве обшивки, столь высока, что при достаточном количестве крепления исключается потеря





**Рис. 11.2.3.** Наружная стена из перфорированного (просечного) профиля: а) монтаж каркаса наружной стены; б) утепление стены минераловатными базальтовыми плитами



**Рис. 11.2.4.** Обшивка каркаса наружной стены: а) внутренняя обшивка гипсоволокнистыми листами; б) наружная обшивка блок-хаусом

несущей способности холодногнутых профилей в плоскости стен из-за возможной потери ими устойчивости при продольном изгибе и кручении.

В США был проведен целый ряд экспериментов со стеновыми панелями из холодногнутого профиля с обшивкой из ДСП, фанеры и гипсокартона. Результаты этих исследований в 1998 году были внесены в американские стандарты в виде таблиц несущей способности для сейсмических и статических нагрузок. В настоящее время повышение несущей способности холодногнутого

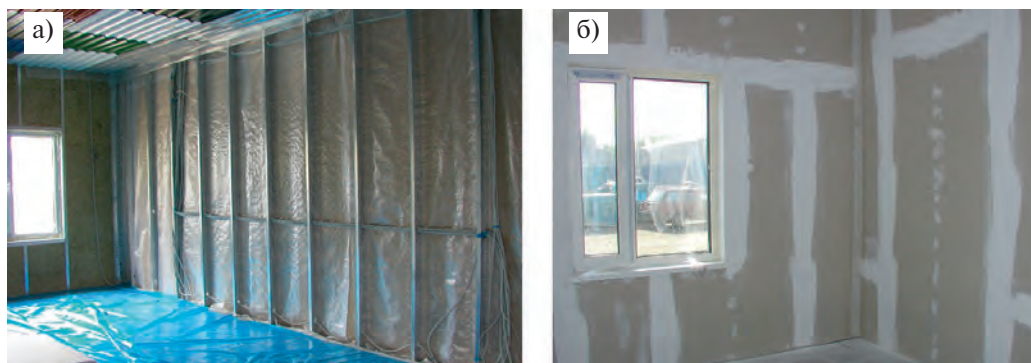


Рис. 11.2.5. Каркас внутренних стен и перегородок



Рис. 11.2.6. Заполнение каркаса внутренних стен и перегородок минеральной ватой



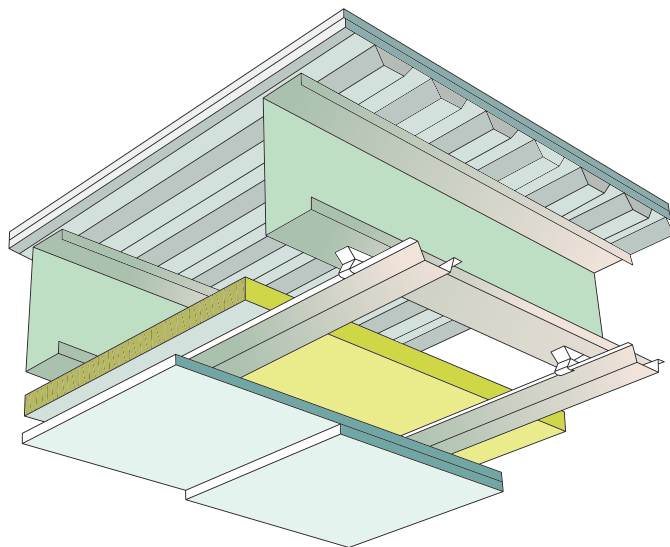


**Рис. 11.2.7.** Оформление панелей стен: а) защита минеральной ваты пароизоляционной пленкой; б) обшивка панелей стен гипсоволокнистыми листами

профилей за счет использования «дискового» действия обшивки стеновых панелей Российскими стандартами не нормировано. Поэтому стеновые панели жилых зданий необходимо усиливать с помощью обычных связей, находящихся в стене за обшивкой (см. рис. 11.2.5). В качестве альтернативы возможно получение разрешения строительного надзора на применение конкретной обшивки. В таких случаях несущую способность стеновых панелей необходимо определять опытным путем и для её оценки панель нагружается с учетом установленного коэффициента запаса прочности.

Рекомендации по конструктивному оформлению каркасов стеновых панелей изложены в разделах 9 и 12 настоящего пособия.

Каркасно-обшивные междуэтажные перекрытия здания состоят из основания пола, несущего настила, несущих стальных балок или ферм из стальных оцинкованных профилей, звукоизоляции (минераловатных плит, пенобетон неавтоклавного формования), пароизоляционных и гидроизоляционных пленок, обрешетки подвесного потолка и обшивки потолка (рис. 11.2.8) [8].



**Рис. 11.2.8.** Общий вид междуэтажного перекрытия здания



Несущие балки или фермы перекрытия изготавливают из легких стальных профилей толщиной 2...3 мм и высотой 150...300 мм, обычно установленных с шагом 600 мм (рис. 11.2.9 – 11.2.10). По верху несущих конструкций укладывается профилированный стальной настил, который развязывает верхний пояс балок из их плоскости, служит основанием под полы и образует горизонтальную диафрагму, воспринимающую поперечную ветровую нагрузку и передающую ее на поперечные стены (рис. 11.2.11). В качестве настила могут применяться и другие жесткие плиты, например, из OSB (рис. 11.2.12) или жестких фанерных листов. Для обеспечения пространственной жесткости и устойчивости несущих конструкций перекрытия могут быть предусмотрены дополнительные вертикальные и горизонтальные связи между балками или фермами.

Балочные перекрытия выполняются по балкам из одиночных или парных С-образных профилей одного типоразмера. Парные профили составной балки двутаврового сечения соединяются между собой двумя рядами болтов или самонарезающих винтов, шаг которых определяется по расчету. Фермы междуэтажного перекрытия выполняют с параллельными поясами, обычно, из одиночных гнутых профилей. Рекомендации по конструктивному оформлению несущих конструкций каркасно-обшивных междуэтажных перекрытий изложены в разделе 8 настоящего пособия.

На опорах элементы перекрытия подкрепляются опорными ребрами или стойками. В каркасах «платформенного» типа с поэтажными панелями стен элементы перекрытия опираются на несущие стены сверху панелей через бортовые балки или фермы (рис. 11.2.10). При контактном стыке панелей несущих стен бортовые балки или фермы присоединяются к стойкам каркаса панелей сбоку (рис. 11.2.12 – 11.2.13 а).



Рис. 11.2.9. Несущие балки перекрытия



Рис. 11.2.10. Несущие конструкции перекрытия из ферм



Рис. 11.2.11. Настил перекрытия из профилированных листов





Рис. 11.2.12. Настил перекрытия из OSB

Основание пола образуют два слоя из влагостойких гипсоволокнистых листов на упругой прокладке из вспененного синтетического материала. Подвесной потолок включает обрешетку из тонкостенного профиля, прикрепленную к нижним поясам несущей конструкции перекрытия (рис. 11.2.13 а), обшивку из двух слоев гипсокартонных листов (рис. 11.2.13 б) и слой звукоизоляции (минераловатные плиты или пенобетон неавтоклавного формования).

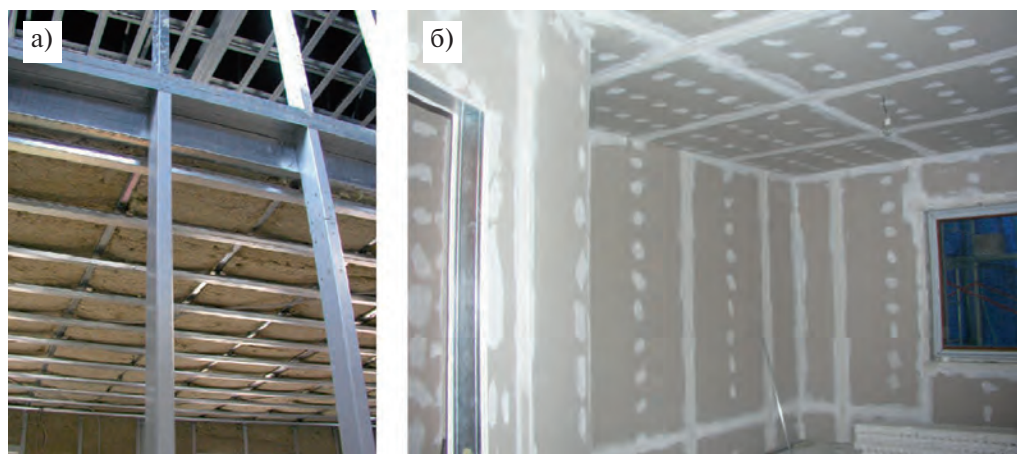


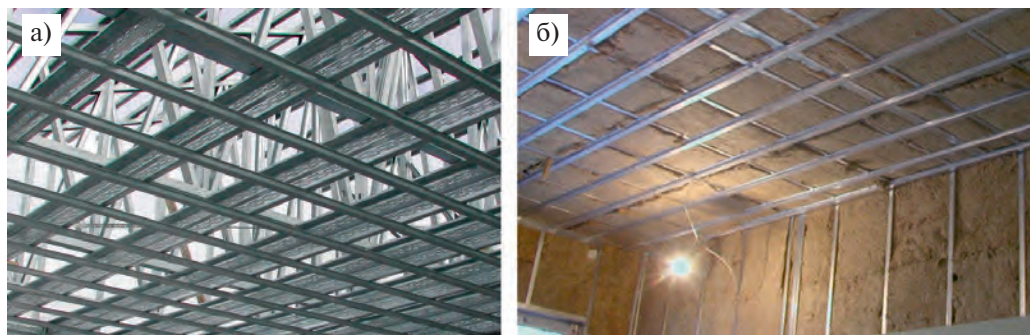
Рис. 11.2.13. Заполнение междуэтажного перекрытия:  
а) звукоизоляция перекрытия минеральной ватой; б) обшивка потолка перекрытия гипсоволокнистыми листами

Пустотелая конструкция из легких стальных элементов обеспечивает легкий монтаж скрытой проводки. В профилях предусмотрены отверстия стандартных размеров для прокладки кабелей или труб. При прокладке трубопроводов необходимо обратить внимание на звукоизоляцию. Для этого необходимо изолировать трубы и металлические опоры, чтобы исключить передачу шума с труб на стойки и балки (рис. 11.2.14).



**Рис. 11.2.14.** Размещение скрытой проводки в междуэтажном перекрытии

Чердачное перекрытие включает стальной каркас из бортовых балок из термопрофиля, закрепленных к стойкам каркаса стен, прогоны из термопрофилей, обрешетку по нижним поясам прогонов (рис. 11.2.15 а), диагональные связи, подшивной потолок из 2-х слоев гипсокартонных листов толщиной 9,5 мм, теплоизоляционный слой (рис. 11.2.15 б).

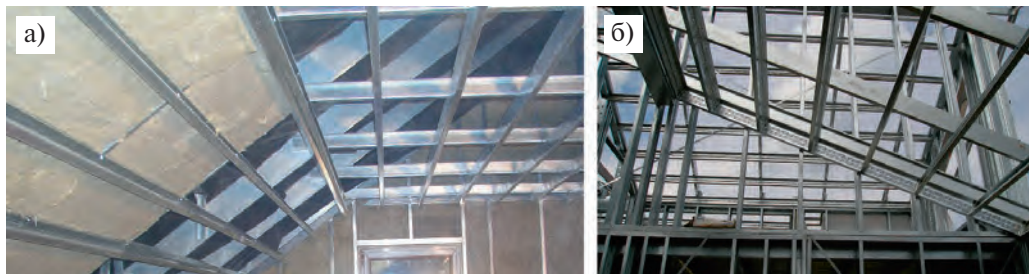


**Рис. 11.2.15.** Стальной каркас панелей чердачного перекрытия:  
а) стальной каркас перекрытия; б) теплоизоляция перекрытия минеральной ватой



Конструкция покрытия здания без чердака включает стропильные балки, прогоны из термопрофилей, диагональные связи, подшивной потолок из 2-х слоев гипсокартонных листов толщиной 9,5 мм, теплоизоляционный слой из минераловатных плит (рис. 11.2.16 а).

Несущие стропильные балки располагаются в вентилируемом пространстве покрытия. Бортовые балки из термопрофиля, прикрепляются к стенам, прогоны из термопрофилей прикрепляются к нижним поясам стропильных балок (рис. 11.2.16 б), а обрешетка присоединяется к нижним поясам прогонов.

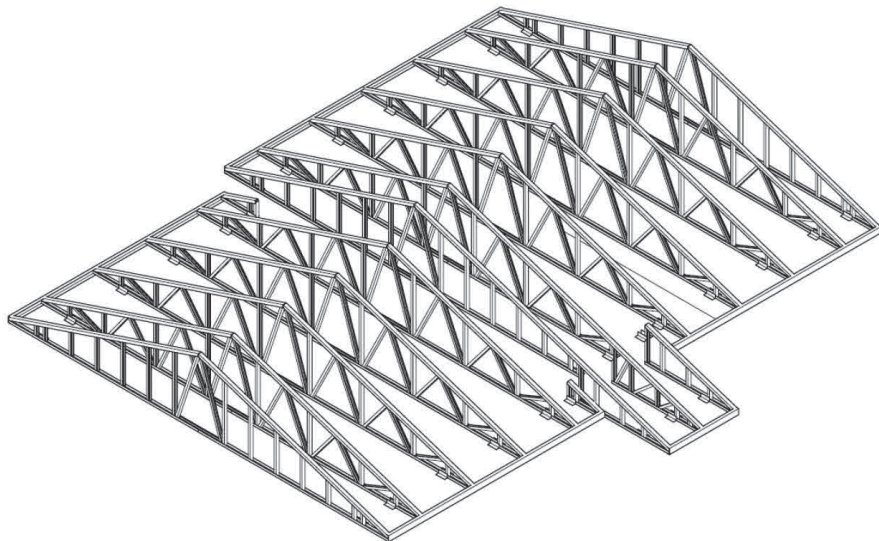


**Рис. 11.2.16.** Конструкция покрытия здания без чердака:

а) теплоизоляция перекрытия минеральной ватой; б) стальной каркас перекрытия

В зданиях с каркасом из ЛСТК наиболее часто крыши выполняют скатными с использованием стропильных конструкций из ЛСТК [8].

В скатных крышах стропильные конструкции состоят из стропильных балок (рис. 11.2.16 б) или ферм (рис. 11.2.17) и, при необходимости, промежуточных опор в виде подстропильных балок или ферм.



**Рис. 11.2.17.** Общий вид стропильных конструкций из ферм треугольного очертания

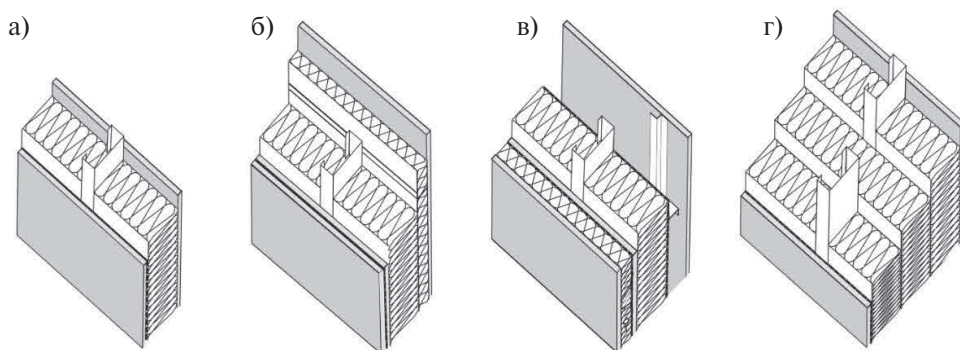
Рекомендации по конструктивному оформлению ферм из ЛСТК изложены в разделе 6 настоящего пособия.



Каркасная конструкция здания должна быть запроектирована таким образом, чтобы не нарушить физические свойства элементов здания. При этом физическим характеристикам таким как теплоизоляция, пароизоляция, звукоизоляция и др. часто уделяют должное внимание только на завершающей стадии проектных работ. Их учет приобретает, таким образом, характер дополнительного, вынужденного мероприятия. Подобное отношение может привести к тому, что здание не будет обладать нужными качествами, или для получения этих свойств придется прибегать к дополнительным мерам, в результате чего возрастает опасность конструктивной ошибки и увеличения стоимости. Конструкция или отдельный элемент должны соответствовать сразу нескольким требованиям строительной физики и очень важно еще на ранних этапах проектирования продумать учет физических свойств конструкции, чтобы создать комплексные технические решения.

### 11.3. ТЕПЛОИЗОЛЯЦИЯ

В наружных стенах здания пространство между легкими стальными профилями полностью заполняется теплоизоляционным материалом, чтобы избежать утечки тепла и образования конвективных потоков. Поэтому выбор размеров (габаритов) поперечного сечения профиля наружной стены зависит не только от статических нагрузок, но и требуемых энергосберегающих свойств здания. Теплоизоляционный слой в полости стоек (первичный слой) в большинстве случаев дополняется еще одним изоляционным слоем. Этот слой располагается с наружной или внутренней стороны панели, чтобы ликвидировать «мостик холода» через стальные стойки (рис. 11.3.1).



**Рис. 11.3.1.** Теплоизоляция наружных стен здания:

- а) теплоизоляция в полости стоек;
- б) дополнительная теплоизоляция с наружной стороны панели;
- в) дополнительная теплоизоляция с внутренней стороны панели;
- г) теплоизоляция стены с двойными стойками.

При использовании легких стальных конструкций практически всегда достигается требуемая норма теплотехнического стандарта для жилых домов.

Применяя систему дополнительной наружной теплоизоляции, можно строить дома практически во всех регионах России.

Благодаря меньшей толщине стен (при одинаковых теплоизоляционных свойствах) легкие стальные конструкции обеспечивают 5...10% выигрыш в жилой площади здания по сравнению с традиционными монолитными строительными конструкциями.

Хорошие энергосберегающие свойства зданий из легких стальных конструкций зависят не только от хорошо изолированных элементов панелей, но и от их качественного крепления.

Чтобы снизить опасность дополнительной утечки тепла и снижения температур внутренних (со стороны помещения) поверхностей строительных элементов до появления конденсата во время отопительного периода, необходимо обратить внимание на возможность образования «мостиков холода». Они возникают в углах и в области соединений (геометрические тепловые мосты), в местах стыковки элементов конструкции и примыкания стоек к наружной поверхности (тепловые мосты, основанные на свойствах материалов), а также в результате неплотного прилегания наружной обшивки (конвективные тепловые мосты). Влияние тепловых мостов находится в непосредственной связи с коэффициентом теплопередачи отдельных строительных деталей. Утечка тепла через тепловые мосты увеличивает теплопроводность всего строительного элемента. Из-за высокой теплопроводности стали при использовании легких стальных конструкций для панелей наружных стен нельзя допускать образования мостиков холода. Типичными мостами являются профили во внешних стенах, балки покрытий и металлические крепления. В основном необходимо избегать использования сплошных стальных деталей.

В области профилей температура точки росы на поверхности панели стены со стороны помещения может достигать нижней границы. При этом самые низкие температуры отмечаются на механических креплениях, например, на винтовых соединениях наружных плит с наружными поверхностями стоек стен. При использовании дополнительной наружной изоляции (рис. 11.3.2), например, в виде комплексной теплоизоляционной системы толщиной  $\geq 60$  мм и теплопроводности изоляционного материала  $0,04 \text{ Вт/(м}\cdot\text{град)}$  влияние «мостика холода» конструкции стоек стен может быть уменьшено настолько, что выпадение конденсата на обращенной внутрь поверхности строительного элемента исключается.

В наружных стенах с высокой степенью изоляции кроме многослойной теплоизоляции для стоек каркаса используются так называемые «термопрофили». На стенке такого профиля в зоне с минимальными статическими усилиями выполняется перфорация для уменьшения теплопроводности (см. рис. 11.2.3). Расположенные в разбежку отверстия перфорации уменьшают непосредственную передачу тепла через стенку профиля. В зависимости от расположения перфорации и высоты стенки профиля путь передачи тепла может в три раза превышать высоту стенки профиля. Это приводит к заметному уменьшению потока тепла и является примером того, как с помощью небольшого количества



**Рис. 11.3.2.** Дополнительная наружная теплоизоляция здания

материала можно повысить функциональную эффективность строительных элементов.

### **Теплоизоляция в летний период**

При проектировании зданий, независимо от их конструкции, необходимо учитывать летнюю теплоизоляцию, чтобы избежать возникновения неприятного микроклимата в помещении в летний период. Причиной дополнительного притока тепла является солнечный свет и вызванное им повышение температуры на улице.

Поступление тепла в здание главным образом определяется солнечной энергией. Это правило действует в равной мере для массивных и облегченных строительных конструкций. Солнечное излучение проникает через прозрачные строительные элементы, например, окна, преобразуется внутри здания в тепловую энергию и является решающим внешним фактором для повышения температуры воздуха в помещении. Строительные элементы могут получить значительное количество тепла даже без прямого воздействия солнечных лучей через рассеянное или отраженное излучение. Это приводит к образованию высоких температур в помещениях из-за недостаточной теплоизоляции, негерметичной конструкции, незатененных или недостаточно затененных окнах, а также из-за неправильной системы вентиляции.

В хорошо изолированных домах различие между дневной и ночной температурой незначительно. Поэтому способность ограждающих конструкций к нагреванию и удержанию тепла поддерживается в норме, если дополнительно

учитывается внутренняя отделка здания (мебель, лестницы, бесшовные полы и т.д.). Большие стенные шкафы, толстые ковры или подвесные потолки с изоляционным слоем могут значительно уменьшить нагревание расположенных за ними конструкций.

Низкая способность удерживать тепло, характерная для легких стальных конструкций в отличие от тяжелых массивных конструкций, может частично компенсироваться повышенной теплоизоляцией. При рассмотрении способности стены к сохранению тепла следует учитывать тот факт, что в массивных стенах в зависимости от времени суток активно сохраняет тепло только один слой, который составляет от 6 до 10 см, даже при снижении уровня температуры с поверхности до внутреннего слоя.

При проектировании для обеспечения теплоизоляции в летний период необходимо учитывать следующие приоритеты — согласно степени их важности, в приведенной последовательности:

- уменьшение интенсивности возможного излучения (через стеклянные поверхности) в помещении (проект, направление, геометрия помещения, затенение, свойства стекла);

- обеспечение теплоизоляции и герметичности наружных строительных элементов;

- оптимизация размеров источников отопления и охлаждения в помещении (уменьшение внутренних источников тепла на солнце, применение комбинированной системы отопления-охлаждения);

- приспособление величины воздухообмена в сочетании с наружным воздухом к климатическим условиям в помещении (обеспечение сквозного проветривания, особенно, в ночное время);

- оптимизация величины прохождения тепла и способности накапливать тепло в сочетании с температурой излучения за счет правильного деления помещения.

Основным критерием считается препятствие проникновению тепловой энергии и обратный вывод уже поступившей энергии. Естественная вентиляция требует проектировать план здания, допускающего сквозное проветривание. Так как летом люди целый день проводят на жаре и ожидают отдыха от прохладного ночного воздуха, естественное ночное проветривание приобретает особое значение.

С учетом этих правил проектирования в домах из легких стальных конструкций даже летом могут быть созданы хорошие климатические условия.

## 11.4. ПАРОИЗОЛЯЦИЯ

В отличие от монолитных панелей стен, при строительстве из легких стальных конструкций необходимо учитывать диффузионный поток через наружные элементы, вызванный наличием нескольких слоев различных материалов. Диффузия водяного пара может вызвать появление конденсата с внутренней стороны панели стены. Влагостойкость отдельных слоев панели нужно уменьшать с внутренней стороны к наружной, чтобы исключить образование конденсата.



Образование конденсата, вызванное краткосрочным резким повышением относительной влажности, можно уменьшить. Рекомендуется использовать для внутренней обшивки панели влагостойкие, абсорбирующие материалы, к которым, например, относятся материалы из гипса или древесины. Чтобы сохранить абсорбирующую способность, поверхности должны быть обшиты только открытыми для диффузии материалами. Краткосрочность оседания конденсата на этих поверхностях не вызывает сомнения, так как благодаря своей структуре они поглощают влагу и постепенно медленно выпускают ее в окружающий воздух.

Каркасные наружные стеновые панели можно рассматривать как надежные с точки зрения образования конденсата, если соблюдаются следующие правила:

- достаточная теплоизоляция;
- достаточное сопротивление диффузии водяного пара, слоя, расположенного со стороны помещения (например, пароизоляция), при одновременной вентиляции внешнего слоя наружной обшивки (вентилируемый зазор с внешней стороны наружной стены).

Пустотелые конструкции панелей из легких стальных профилей имеют полости. Заполняющие полое пространство пористые теплоизоляционные материалы: маты, плиты или сыпучие наполнители (рис. 11.4.1), как правило, не образуют герметичный слой.

Через зазоры (конвективные тепловые мосты) происходит неконтролируемый обмен воздушных потоков изнутри и снаружи. Недостаточная плотность обшивки с внутренней стороны или места соединения элементов могут стать причиной недостаточной плотности всего элемента. Теплый воздух из помещения проникает в стеновую панель и приводит к значительным потерям энергии. Чтобы избежать этого, необходимо снабдить панель герметичным пароизоляционным слоем с внутренней стороны стены (см. рис. 11.2.7 а).



**Рис. 11.4.1.** Заполнение каркаса наружной стены минеральной ватой



Поток воздуха может также проникать и в обратном направлении: снаружи в полое пространство. Если установленный на внешней стороне наружного строительного элемента ветрозащитный слой недостаточно герметичный, холодный воздух проникает в стеновую панель и распределяется далее по соседним элементам. При этом волокнистые теплоизоляционные материалы продуваются, и теплоизоляция значительно уменьшается.

Чтобы поддерживать потери тепловой энергии на минимальном уровне, необходимо предусмотреть герметичное исполнение пазов и мест соединения деталей.

Герметичность и устойчивость к ветровым нагрузкам являются важным свойством строительных элементов и обшивки здания, которое во многих отношениях определяет микроклимат в помещении, качество воздуха внутри помещения и энергетический баланс здания и исключает повреждение теплоизоляции. Прохождение воздуха через зазоры в обшивке здания снаружи внутрь может привести к неприятным сквознякам. Холодный воздух собирается в области пола и вызывает дискомфорт из-за разницы температуры в помещении.

Слои, блокирующие ветровую нагрузку, располагаются на внешней стороне ограждающих конструкций, расположенных по периметру здания (рис. 11.4.2).

Высокая степень герметичности так же важна, как и достаточная теплоизоляция. Вследствие недостаточной герметичности слоев внутренней обшивки теплый воздух помещения, насыщенный испарениями, может проникать в наружные стены (особенно зимой — конвекция).

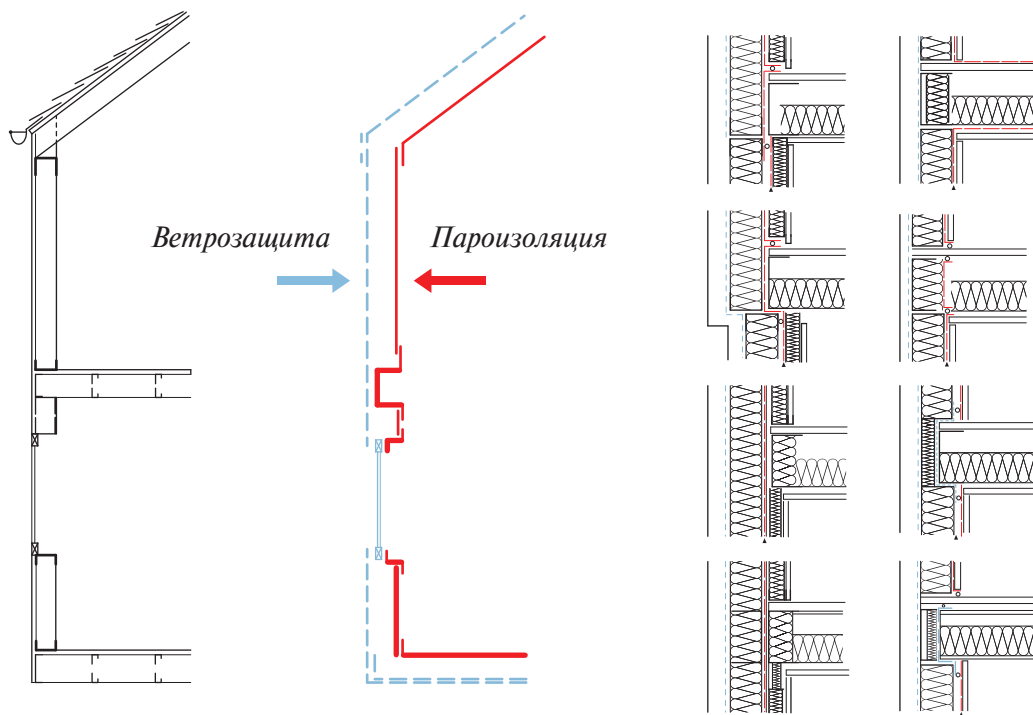


Рис. 11.4.2. Схемы размещения слоев, блокирующих обмен воздушных потоков изнутри и снаружи

Интенсивность увлажнения ограждающих конструкций при конвекции намного выше, чем при диффузии, так как влажные массы, проникающие вместе с воздушным потоком, намного объемнее. Возникающая в результате этого влажность элементов ограждающих конструкций приводит к ухудшению теплопроводных качеств теплоизоляционного материала и возникновению таких повреждений, как коррозия, грибковый налет, замерзание или внешние повреждения всех поверхностей.

Необходимо избегать появления конденсата внутри ограждающей конструкции, так как внутренние слои визуально не контролируются, и возможные повреждения могут остаться незамеченными. Это является предпосылкой для установки вентиляционного оборудования, которое обеспечивает хороший воздухообмен, что является необходимым санитарно-гигиеническим требованием для домов с высокой степенью герметичности.

Чтобы добиться герметичности ограждающих конструкций при незначительных расходах, необходимо уже на начальных этапах проектирования уделить внимание созданию концепции герметичной конструкции. В рамках детального проектирования необходимо продумать и оформить в виде чертежей конструкцию всех узлов и креплений, исключив нарушение герметизирующего слоя элементами каркаса и узлами. Герметичность можно обеспечить, во-первых, на уровне обшивки, за счет хорошей шпатлевки всех пазов, или с помощью пленки, которая укладывается с внутренней стороны наружной стеновой панели и, в большинстве случаев, служит также для уменьшения проникновения водяных паров. Стыки плит ГКЛ или ГВЛ расположены, как правило, на полках стоек стен. Благодаря этому их легко уплотнить с помощью шпаклевки. Наряду с этим, стыки плит могут также проклеиваться. Герметизация соединения плит соседних элементов (например, стена-перегородка) возможна только с помощью гибкой клейкой ленты. Поэтому такой вид стыков подходит только для скрытых соединений, например, для двойной обшивки. Чтобы надолго исключить образование трещин, рекомендуется использовать гипсовые плиты. В связи с этим особое значение приобретает использование точного по размеру каркаса для создания герметичной и устойчивой к ветровой нагрузке конструкции. Если в качестве герметичного материала используется пленка, то при работе с ней необходимо соблюдать следующие правила:

- чтобы избежать поперечных стыков, ширина пленки должна быть больше соответствующей высоты строительного элемента, в области крыши пленка укладывается сквозным способом под стропилами от конька до спуска;

- стык пленок должен перекрываться не менее чем на 100 мм и хорошо склеиваться. При этом для пленки используются специальные клейкие ленты, двусторонние клейкие ленты или клеи;

- продольные стыки с перехлестом выполняются на опорах (стойки, стропила), чтобы их можно было дополнительно плотно прижать с помощью обшивки.

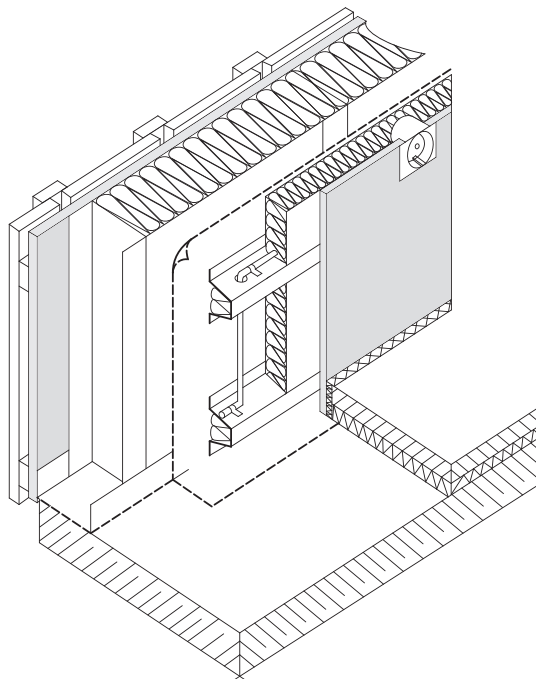
При наличии стабильной формы теплоизоляции и более прочных пленок можно также сконструировать подвижные соединения или поперечные стыки, если использовать специальные клейкие ленты.

Стыкующиеся детали можно проклеивать, если они достаточно перекрывают друг друга, или возможно обжатие их профилями или обрешеткой по всей длине. Во избежание неровностей в области сжатия необходимо проложить эластичную клейкую ленту или уплотнение между пленкой и строительной деталью.

Наряду с узлами крепления примыкающих деталей, необходимо уделить большое внимание к узлам проходки через панель электропроводки, водо и теплопроводов (рис. 11.4.3). В полых конструкциях можно обеспечить герметичность участков проходов через специальные соединители (например, через розетки) и создать качественное соединение с полым пространством стены.

Хорошая герметичность при сухом способе строительства из легких конструкций достигается за счет следующих мер:

- разработки узлов с учетом требований герметичности и устойчивости к ветровым нагрузкам, например, за счет предотвращения продувания в стыках обшивки наружных стен. Балконы и наружные балки рекомендуется проектировать приставными, не допуская проходов конструкций через ограждающие элементы;
- использования герметичного слоя из пленки с перехлестом полотнищ пленки в месте стыка, не менее 100 мм;
- применения максимально больших полотнищ пленки для сокращения длины стыков;
- аккуратной обработки сквозных проходов, например, труб через герметизирующие слои. При этом можно, например, использовать манжеты;



**Рис. 11.4.3.** Сечение стеновой панели с 2-мя слоями утепления с ненарушенным слоем герметизации при устройстве электрических разводов в стене

- использования встроенных элементов, разработанных с учетом требований герметичности специально для пустотелых конструкций, например, мансардные окна в крыше с возможностью крепления пленки или герметичные электрические розетки в стенах;

- конструктивного разделения герметизирующего слоя и дополнительного слоя утеплителя со стороны помещения. Электрическая проводка и коммуникации в этом случае не нарушают герметизирующий слой.

Если через герметизирующий слой проходит слишком много конструктивных элементов (например, выступающие балки перекрытий (балконы, крытые галереи), ригели стропильной фермы или выступающие стропила), то технически правильное исполнение уплотнения и герметизации практически невозможно. Поэтому необходимо избегать использования этих «традиционных» конструктивных решений при строительстве из легких стальных конструкций, их следует изменять на герметичные варианты, что также более благоприятно с точки зрения уменьшения влияния «мостиков холода».

Если наружные стеновые панели предварительно собраны на заводе, а затем монтируются на строительной площадке, в построенных таким способом зданиях или элементах зданий обычно имеется гораздо большее количество стыков, чем в традиционных зданиях из монолитных конструкций. Места стыков соединяемых деталей должны быть спроектированы и выполнены с учетом требований герметичности и устойчивости к ветровым нагрузкам.

## 11.5. ЗВУКОИЗОЛЯЦИЯ

Для изоляции зданий из легких стальных конструкций от воздушного и ударного шума используют акустические принципы сухого строительства с использованием облегченных конструкций. Звукоизоляция создается благодаря сочетанию последовательного наложения слоев конструкций. При этом акустические характеристики зависят от системы в целом: от материала панели, от металлических стоек (вид профилей и расстояние между ними), от заполнения пустот и технологий крепления и стыковки (рис. 11.5.1).

Самое большое влияние на звукоизоляцию стен оказывают следующие факторы:

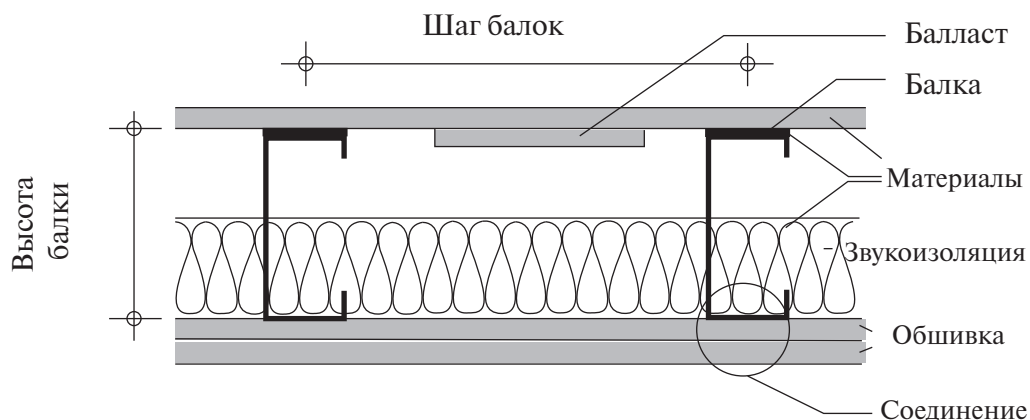
- жесткость отдельных слоев обшивки, зависящая от толщины материала и структуры листов обшивки;

- жесткость соединения двух обшивок, которая зависит от вида конструкции и расположения металлических профилей, крепления панели к конструкции перекрытия или фундаментов;

- масса отдельных слоев обшивки, зависящая от материала панели и количества слоев обшивки;

- расстояние между обшивками, зависящее от профилей каркаса;

- вид, свойства и степень наполнения звукоизоляционным материалом пазух панели.



**Рис. 11.5.1.** Элементы каркасно-обшивных конструкций, определяющие акустические характеристики системы

Для хорошей звукоизоляции от воздушного шума обшивка должна быть нежесткой в отношении звукоизоляции. К нежестким видам обшивки относятся обычные строительные панели толщиной до 20 мм, например, гипсокартонные, гипсоволокнистые или древесно-стружечные плиты.

Удельный вес обшивки также положительно влияет на звукоизоляцию строительного элемента. Чем выше удельный вес нежесткой обшивки, тем лучше звукоизоляция панели. Поэтому улучшению звукоизоляции способствуют:

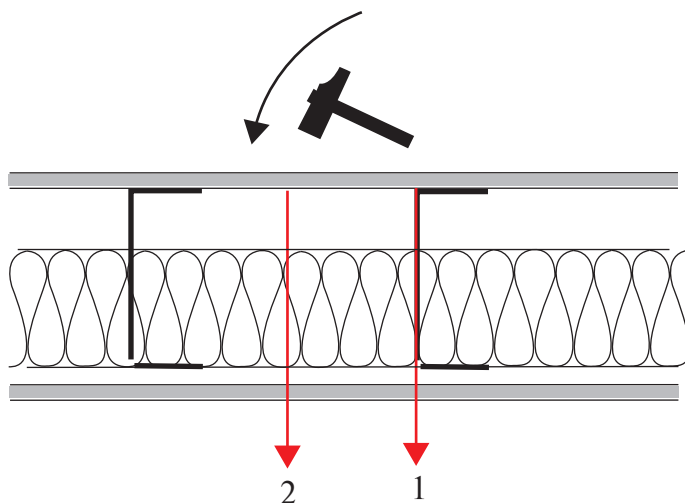
- увеличение массы обшивки;
- использование двух слоев обшивки;
- использование дополнительного балласта.

Соединительный элемент между двумя обшивками (например, стойка или балка) образует «мост» для передачи шума. Для улучшения звукоизоляции стыки в панелях необходимо определенным образом изолировать или снизить передачу шума. Улучшению звукоизоляции стены способствуют:

- увеличение расстояния между профилями каркаса;
- увеличение расстояние между слоями обшивки;
- закрепление обшивки поверх упругих изоляционных лент, пружинных шин или пружинящих элементов;
- использование профилей с улучшенными акустическими характеристиками (профили с полками с ребристой поверхностью или с ребристой стенкой);
- разделение двух слоев обшивки (стена с двойными стойками).

Для изоляции перекрытий от воздушного шума необходимо принимать те же меры, что и для конструкции стен. Наряду с требованиями изоляции от воздушного шума, для перекрытий очень важным критерием является степень изоляции от ударного шума (рис. 11.5.2). Поэтому в конструкции легких потолочных перекрытий основное внимание необходимо сконцентрировать на достижении достаточной изоляции от ударного шума. Следует исходить из того, что достаточная изоляция от ударного шума автоматически обеспечивает хорошую изоляцию от воздушного шума.





**Рис. 11.5.2.** Передача ударного шума в конструкции из ЛСТК: 1 - передача через балку перекрытия; 2 - передача между балками перекрытия

Для достижения высокой степени изоляции от ударного шума легкой стальной конструкции необходимо создать препятствие для прямой передачи физического шума через междуэтажное перекрытие, по возможности разграничивая поступление шума на верхнюю сторону перекрытия и распространение шума на нижнюю его сторону. Это достигается путем последовательного разделения отдельных слоев. Для этого используются в первую очередь бесшовные полы, которые отделяются от несущей конструкции слоями, поглощающими ударный шум (плавающие полы).

Сухие системы бесшовных полов улучшают звукоизоляцию и по сравнению с мокрой стяжкой и имеют преимущества в виде меньшего веса и возможности быстрого монтажа. Кроме того, благодаря отсутствию мокрых процессов и необходимости высыхания, сокращается срок строительства.

Способствуют повышению звукоизоляции перекрытий следующие факторы:

- снижение жесткости пола;
- снижение жесткости звукоизоляционного слоя при большой ее толщине;
- предотвращение образования моста для передачи шума через стены и перекрытие;
- выполнение креплений к стенам помещения с использованием упругих прокладок;
- дополнительное утяжеление в виде сыпучих материалов и матов;
- использование пружинящего настила пола, например, ковровое покрытие.

Подшивка потолка перекрытия должна быть максимально тяжелой и гибкой, например, из гипсоволокнистой плиты толщиной 10...12,5 мм или гипсокартонной плиты толщиной 12,5...15 мм. Используя подобную конструкцию, можно достичь уровня поглощения шума около 60 Дб и расчетного коэффициента ударного шума около 51...54 Дб.

Благодаря разделению сухого подвесного потолка и балок перекрытия, например, с помощью звукопоглощающих профилей обрешетки или крепежных зажимов, можно достичь уровня звукоизоляции от ударного шума 51..54 Дб. Еще одной возможностью улучшения звукоизоляции является дополнительное утяжеление подшивки потолка. При отказе от пружинящего профиля крепления подшивки потолка минимальные звукоизоляционные требования к перекрытиям жилых помещений могут быть выполнены только при использовании плавающих бесшовных покрытий. Сочетание бесшовных покрытий с пружинящей направляющей или утяжелением (без пружинящего профиля) позволяет достичь нижнего предела уровня ударного шума 44...50 Дб, что соответствует требованиям СП 51.13330 [10].

Самый низкий уровень ударного шума  $\leq 42$  Дб достигается при использовании комбинации бесшовного покрытия, утяжеления и пружинящего подвеса потолочных профилей обрешетки.

Для соблюдения минимальных требований к звукоизоляции от ударного шума перекрытий жилых домов при использовании сухих систем покрытия легких конструкций перекрытий необходимо соблюдать следующие параметры:

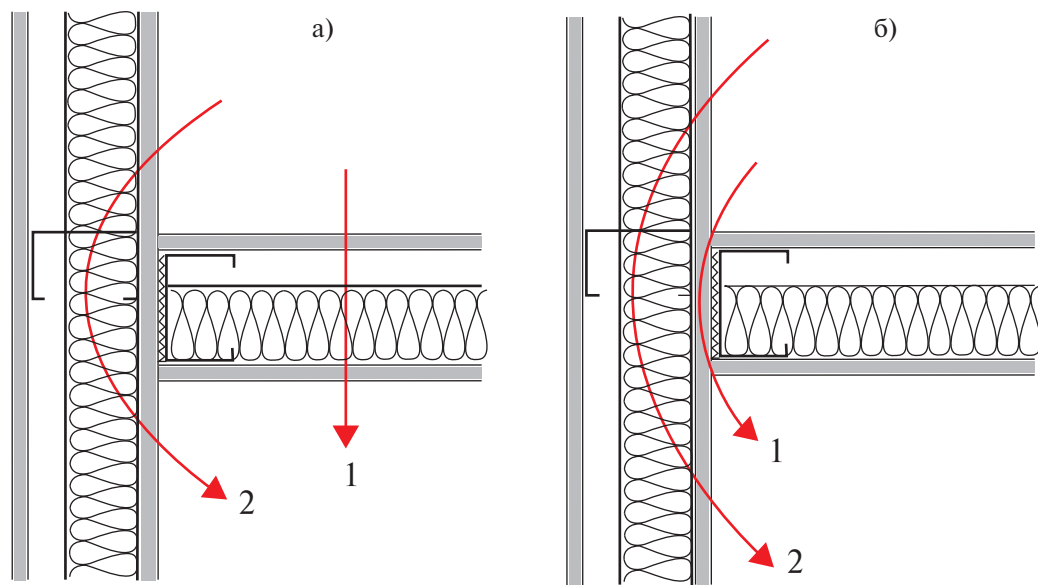
- принимать толщину сухой панели потолка не менее 20 мм;
- использовать высококачественный звукоизоляционный материал (минеральная вата) толщиной не менее 20 мм;
- принимать толщину несущей подшивки потолка не менее 20 мм;
- использовать звукоизоляционное наполнение пустотелых участков со степенью наполнения не более 80%;
- использовать пружинные шины или скобы для подвески обрешетки потолка;
- использовать двухслойную подшивку потолка  $\leq 2 \times 15$  мм.

Требуемый коэффициент звукоизоляции между помещениями определяется не только внутренними перегородками, он включает в себя передачу шума обходными путями. Одним из видов передачи шума обходным путем является продольная звукопроводимость через боковые панели (рис. 11.5.3).

Звуковые волны проходят через эти элементы и приводят к передаче шума в соседнее помещение. В легких стальных конструкциях разделительные и прилегающие панели соединены подвижным соединением. Поэтому они могут колебаться независимо друг от друга и не подвержены взаимному влиянию. Однако в легких стенах с двойной обшивкой продольная звукопроводимость через боковые панели имеет большое значение и не может не приниматься во внимание. Уровень звукопроводимости для легких стен с двойной обшивкой находится в диапазоне от 53 до 75 Дб.

Чтобы уменьшить передачу звуковых волн в пустом пространстве панели, оно заполняется волокнистым звукоизоляционным материалом или отгораживается в зоне присоединения перегородки.

На передачу звука через обшивку стен можно повлиять, изменив конструкцию обшивки. Эффективным является увеличение массы, так, например, продольная звукопроводимость через двойную обшивку меньше, чем через однослойную.



**Рис. 11.5.3.** Пути передачи звука: а) передача звука через перегородку 1 и боковую панель 2; б) передача звука через обшивку 1 и боковую панель 2

Наиболее эффективным с точки зрения звукоизоляции является разрыв обшивки стены в области ее соединения с перегородкой, чтобы между двумя соседними помещениями не было звукопроводящего элемента. Величина звукоизоляции подобных конструкций настолько высока, что проводимость звука через стены практически отсутствует.

При строительстве из легких конструкций необходимо уделять особое внимание исполнению креплений, чтобы обеспечить звукоизоляцию через боковые панели. Зазоры, через которые воздушный шум проходит из одного помещения в другое являются воздушными каналами, ощутимо снижающими звукоизоляцию. Таким образом для достижения хороших звукоизоляционных свойств здания из легких стальных конструкций крепление к боковым панелям необходимо предусмотреть:

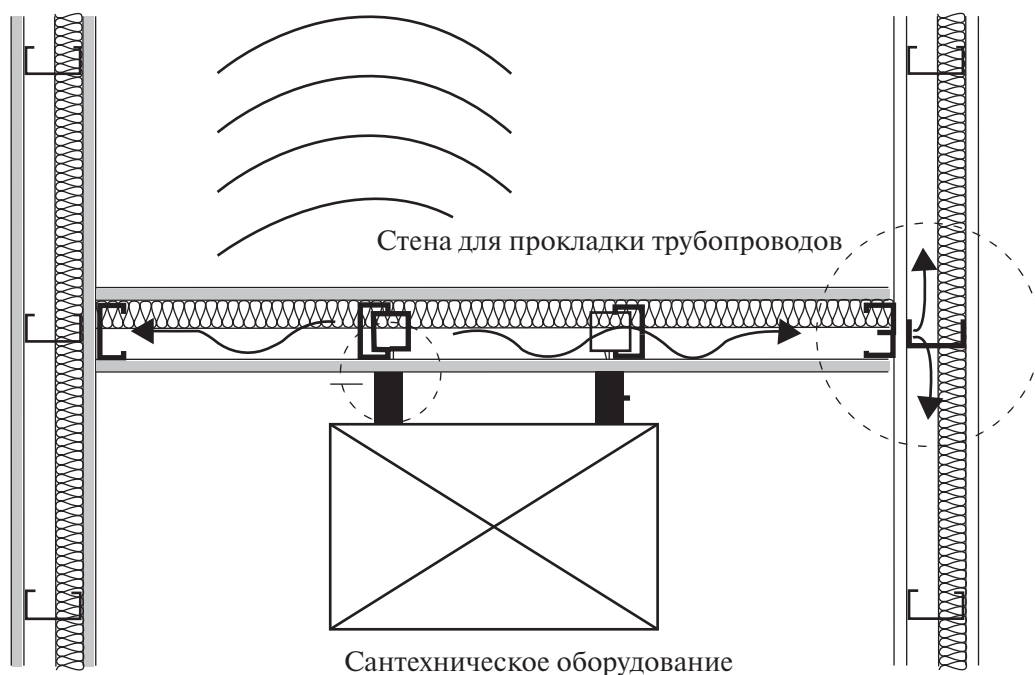
- акустические разрывы боковых деталей (обшивки);
- акустические разрывы примыкающих друг к другу панелей;
- использование в стыках звукоизоляционных лент;
- использование специальных профилей с уплотнениями;
- плотную стыковку пазов с помощью шпаклевки.

Дополнительные технические решения необходимо выполнить для звукоизоляции при установке санузлов. Шум в сантехнических приборах возникает в устройствах для налива и слива воды в результате использования водопровода. Шум от течения воды как механический шум, передается на несущую конструкцию и при определенных условиях приводит к передаче звука в жилые помещения. Проблемы шума сантехнических приборов обусловлены, как правило, недостаточным поглощением механического шума.

Весь комплекс шумов сантехники можно разделить на три зоны (рис. 11.5.4), которые необходимо оптимизировать относительно их поведения при передаче звука:

- область возбуждения (возникновения импульса);
- область передачи;
- область излучения звука.

Для уменьшения передачи механического шума эти области необходимо максимально изолировать друг от друга. Для области возникновения импульса это означает использование малошумных сантехнических приборов и арматуры, а также их гибкое крепление.



**Рис. 11.5.4.** Схема передачи механического шума при монтаже сантехнического оборудования

Для уменьшения передачи механического шума целесообразно разделить зоны возникновения импульса и излучения звука. Поэтому сантехническое оборудование и трубопроводы необходимо крепить к строительным элементам, которые не влияют на передачу шума в соседние помещения. Такого разделения можно достичь за счет крепления к стенам с двойными стойками или к наружным стенам. Ограничение излучения звука может быть достигнуто за счет установки дополнительной обшивки (листов ГКЛ) в соседнем помещении.

Чтобы уменьшить само излучение шума, необходимо использовать тяжелую, изгибно-гибкую обшивку опорных конструкций стен.

В качестве основных правил для правильного с акустической точки зрения проектирования сантехнической проводки в легких стальных конструкциях могут служить следующие:

- звукоизолированное крепление трубопровода на несущей конструкции с использованием скоб (хомутов) для подвески труб с эластичным резиновым покрытием;
- при использовании укрепляющих связок трубы в области крепления должны быть изолированы с помощью специальных материалов от конструкции стены;
- необходимо избегать жесткого крепления сантехнического оборудования к стенам и перекрытиям;
- использование специальных звукоизолированных труб на особо «чувствительных» участках. Необходимо обращать внимание на внешний диаметр таких труб (например, для сливной трубы он должен составлять около 120 мм вместо 100 мм);
- предотвращение контакта (образование звуковых мостов) между трубопроводом для питьевой воды и для слива воды;
- заполнение оставшихся пустот в стенах, где проходит трубопровод, звукопоглощающим изоляционным материалом;
- покрытие всех труб оболочкой из мягкого пружинистого материала (изоляционные шланги, войлок и т.д.);
- использование малошумных конструкций смывных бачков и арматуры.

Полые пространства в стенах из легких стальных конструкций рекомендуется использовать для прокладки трубопроводов. В зависимости от конструкции в металлических стойках могут быть предусмотрены отверстия, через которые прокладываются трубы. При этом, хорошую звукоизоляцию можно обеспечить и при скрытых трубопроводах, если соблюдать следующие правила:

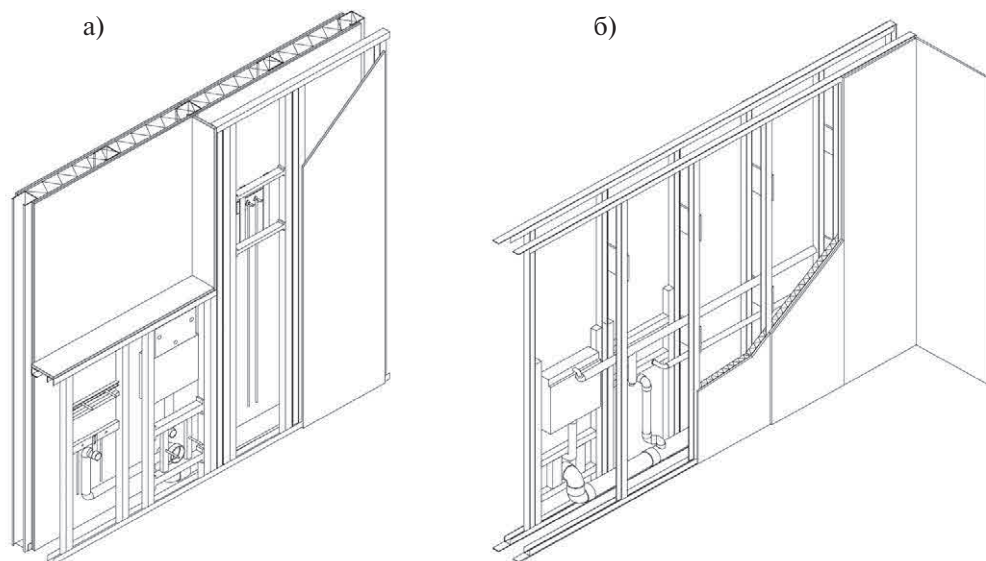
- трубопроводы в полых пространствах панелей должны крепиться на специальных устройствах (отдельных стойках, полах, потолках);
- крепление трубопровода на стены с двойными стойками должно производиться только на опоры со стороны шумного помещения или на специальные устройства (на отдельных стойках, полах, потолках). Со стороны шумного помещения необходимо проложить волокнистый звукоизоляционный материал;
- при взаимном расположении опорных стоек необходимо исключать образование звукового моста в соединениях. Между трубами и обшивкой необходимо проложить волокнистый звукоизоляционный материал;
- ширина шахты для трубопроводов и толщина стены должны быть рассчитаны таким образом, чтобы обеспечить возможность укладки труб необходимого диаметра;
- слой звукоизоляционного материала между трубопроводом и жилым помещением должен быть не менее 40 мм;
- для внутренних перегородок жилых помещений необходимо использовать систему дополнительных стен. Если с двух сторон от межкомнатной перегородки расположены шумные помещения (ванные комнаты), то межкомнатную



перегородку при соответствующем конструктивном решении можно использовать в качестве монтажной стены или шахты для трубопроводов;

— со стороны шумного помещения необходимо применять двойную обшивку.

Следует отдавать предпочтение установке дополнительных внутренних стен для санитарно-технических приборов по сравнению с прокладкой скрытых трубопроводов во внутренних стенах (рис. 11.5.5).



**Рис. 11.5.5.** Технические решения обеспечения звукоизоляции стен сантехнического узла: а) дополнительная стена для сантехнического узла; б) стена с двойными стойками для прокладки трубопровода

## 11.6. ОБШИВКА

Возможности обшивки элементов каркаса здания из ЛСТК и последующей отделки их поверхностей почти безграничны. Для внутренней и внешней обшивки можно использовать различные листовые материалы, как в обычном виде, так и с применением различных технологий последующей отделки (окраска, оклейка обоями, декоративная штукатурка, облицовка).

Внутренняя обшивка обеспечивает общую устойчивость каркаса стены и панелей перекрытий, пожарную безопасность стены и перекрытий со стороны помещения. Служит основанием для последующей финишной декоративной отделки (рис. 11.6.1).

Для внутренней обшивки наружных стен и панелей перекрытий могут применяться: гипсокартонные листы по ГОСТ 6266 [11], гипсоволокнистые листы по ГОСТ Р 51829 [12], армированные цементно-минеральные плиты АКВА-ПАНЕЛЬ® Внутренняя, соответствующие требованиям Технического свидетельства № ТС-2641-09 [13] и другие листовые материалы. Выбор типа листов



**Рис. 11.6.1.** Внутренняя обшивка стен гипсоволокнистыми листами и последующая финишная отделка стен

(влагостойкие или обычные) определяется требованиями проекта в зависимости от влажностного режима помещений.

Основные технические требования к материалам для внутренней обшивки изложены в следующих стандартах ГОСТ 6266, ГОСТ 32614 [14] и ГОСТ Р 51829. При положительной температуре эксплуатации помещений к материалам внутренних обшивок требования к морозостойкости не предъявляются.

Обычно внутренняя обшивка каркасной стены и каркасных панелей перекрытий выполняется из листового материала в один или два слоя. В сводах правил СП 55-101-2000 [15], СП 55-102-2001 [16] и СП 163.1325800 [17] изложены основные требования, которые необходимо соблюдать при проектировании и монтаже внутренних обшивок.

Наружная обшивка стен выполняет функцию ветро- и гидрозащиты, обеспечивает пожарную безопасность каркасно-обшивной стены с внешней стороны стены, обеспечивает неизменяемость и устойчивость каркаса как при транспортировке и монтаже, так и при эксплуатации стен (рис. 11.6.2).

Наружная обшивка является основанием для прикрепления дополнительного наружного утепления или основанием для финишной декоративной отделки.

При подтверждении испытаниями и подтверждающими расчетами наружную обшивку совместно с внутренней обшивкой допускается учитывать, как диафрагму, обеспечивающую устойчивость стоек каркаса стены.

Листовые материалы для наружной обшивки должны соответствовать требованиям, приведенным в таблице 3 ГОСТ Р 58774 [18]. Соответствие материалов обшивок КОС требованиям ГОСТ Р 58774 должно подтверждаться документом о качестве (сертификатом соответствия или декларацией соответствия) при наличии протоколов исследований.

Стыки листов обшивок располагаются на элементах каркаса. Между смежными листами наружных обшивок должны быть зазоры величиной от 2 до 4 мм. Для внутренних обшивок зазоры не допускаются.

Для заделки стыков наружной обшивки стен между смежными листами рекомендуется применять штукатурно-клеевую или шпаклевочную смесь на цементной основе. Допустимо применение специальных полимерных лент.



Рис. 11.6.2. Наружная обшивка стен здания

При заделке швов наружной обшивки стен допускается не устанавливать диффузионную ветро-гидрозащитную пленку. В случае установки листов наружной обшивки без заделки швов, установка диффузионной ветро-гидрозащитной пленки обязательна.

Трещины и пробоины в листах обшивки на наружной и внутренней поверхностях панелей не допустимы.

На наружных и внутренних поверхностях панелей каркасно-обшивных стен допускаются:

- разность толщин смежных листов обшивок величиной не более 1,0 мм;
- сколы по кромкам обшивок в зоне установки крепежа длиной не более 20 мм и глубиной не более толщины обшивки;
- выступающие на поверхность скобы или головки шурупов с величиной выступа не более 1 мм.

Для наружной защитной финишной облицовки стен согласно рекомендациям производителя, применяются следующие виды отделочных материалов (рис. 11.6.3 – 11.6.7):

- керамические плиты (керамогранит);
- плитные (листовые) материалы (МИНИРИТ, OSB);
- профилированный лист;
- фиброцементные плиты и панели;
- композитные панели;
- вагонка блок-хаус (имитатор бревна);
- виниловый сайдинг;
- фасадная система «Марморок»;
- стальные и алюминиевые фасадные кассеты, рейки;
- и другие отделочные материалы.



Их применение в конкретных проектах должно соответствовать требованиям стандартов или технических условий (при отсутствии стандарта), а при использовании строительных материалов зарубежного производства — требованиям технических свидетельств производителей (поставщиков) указанных материалов.



Рис. 11.6.3. Финишная облицовка стен здания сайдингом

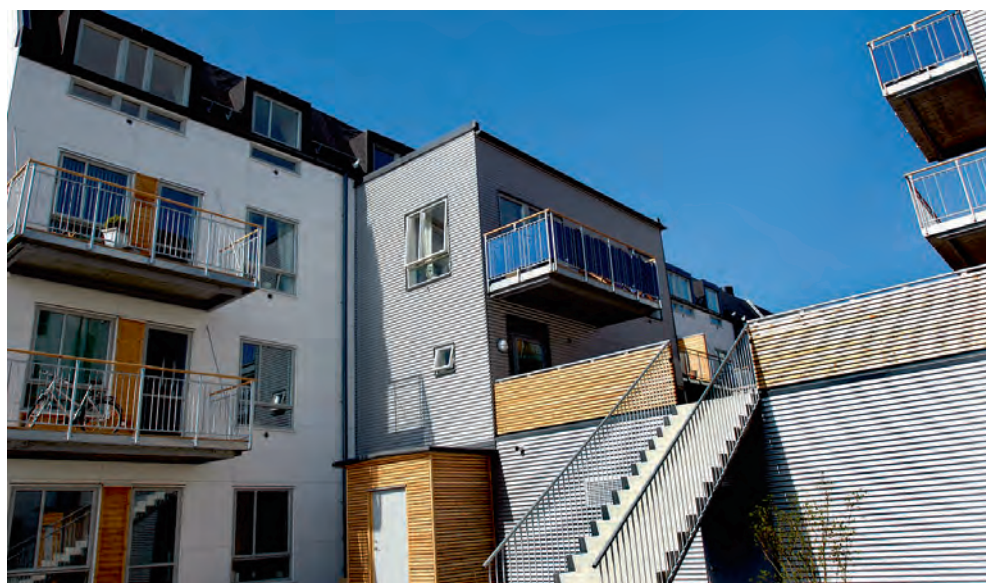


Рис. 11.6.4. Финишная облицовка стен здания композитными панелями и сайдингом



Рис. 11.6.5. Финишная облицовка стен здания композитными панелями и сайдингом



Рис. 11.6.6. Финишная облицовка стен здания облицовочным кирпичем





**Рис. 11.6.7.** Финишная облицовка стен здания досками и брусом из древесины

### **Список источников, использованных в главе 11**

1. Павлов А.Б, Айрумян, Э. Л., Камынин С.В., Каменщиков Н.И.. Быстровозводимые малоэтажные жилые здания с применением легких стальных тонкостенных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. – 2006 – № 9. – С. 16-24.
2. Dubina, D. Design of cold-formed steel structures. / D. Dubina [and ect] // European Con-vention for Constructional Steelwork. - 2012.
3. Lawson RM, Ogden RG (2008). Hybrid light steel panel and modular systems, Thin-walled Structures, July-Sept 2008, Vol. 46, pp.720-730.
4. Widman J. Sustainability of modulus construction. Environmental Study of the OpenHouse System, The Swedish Institute of Steel Construction, Report 229:2, Stockholm, Sweden, 2004.
5. Lessing, J. Industrial production of apartments with steel frame – A study of the Open House System. The Swedish Institute of Steel Construction, Report 229:4, Stockholm, Sweden, 2004.
6. СТО 50186441-4.06-2007. Рекомендации по проектированию каркасов для малоэтажных зданий по технологии СТАЛДОМ®.
7. СТО 50186441-4.07-2007. Рекомендации по проектированию стен зданий по технологии СТАЛДОМ®.

8. СТО 50186441-4.08-2007. Рекомендации по проектированию конструкций перекрытий и стропильных конструкций зданий по технологии СТАЛ-ДОМ®.
9. СТО 50186441-5.01-2007. Информационно — технические материалы. Здания из легких стальных тонкостенных конструкций
10. СП 51.13330.2011. Свод правил. Защита от шума. Актуализированная редакция СНиП 23-03-2003 (с Изменением N 1)
11. ГОСТ 6266-97. Листы гипсокартонные. Технические условия
12. ГОСТ Р 51829-2001. Листы гипсоволокнистые. Технические условия
13. ТС-2641-09. Техническое свидетельство о пригодности новой продукции для применения в строительстве на территории Российской Федерации
14. ГОСТ 32614-2012. Плиты гипсовые строительные. Технические условия
15. СП 55-101-2000. Свод правил. Ограждающие конструкции с применением гипсокартонных листов
16. СП 55-102-2001. Свод правил. Конструкции с применением гипсоволокнистых листов
17. СП 163.1325800.2014. Свод правил. Конструкции с применением гипсокартонных и гипсоволокнистых листов. Правила проектирования
18. ГОСТ Р 58774-2019. Стены наружные каркасно-обшивные самонесущие и ненесущие с каркасом из стальных холодногнутох оцинкованных профилей

# 12. ОГРАЖДАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ

## 12.1. НЕСУЩИЕ, НЕНЕСУЩИЕ И САМОНЕСУЩИЕ КАРКАСНО-ОБШИВНЫЕ СТЕНЫ НА ОСНОВЕ ЛСТК

Каркас каркасно-обшивных наружных и внутренних стен выполняется из стальных профилей (в том числе, перфорированных, при использовании в наружных стенах), с заполнением полости теплоизоляционным материалом. В отличие от несущих стеновых панелей, ненесущие или самонесущие стены навешиваются на каркас здания и не участвуют в восприятии вертикальных нагрузок.

Теплоизоляционные материалы выполняются из минераловатных плит. Толщину утеплителя определяют на основании теплотехнического расчета. Плиты укладываются минимум в два слоя с перехлестом не менее чем на 100 мм. В качестве пароизоляции с внутренней стороны используется пароизоляционная п/э пленка. Для предотвращения выдувания утеплителя с наружной стороны предусматривается при необходимости ветровлагозащитная плёнка.

Наружная облицовка выполняется, как по дополнительной обрешетке, образующей воздушный зазор между утеплителем и наружной облицовкой, так и без нее. Наружная облицовка выполняется из:

- плиты «АКВАПАНЕЛЬ® Наружная» с последующим нанесением тонкого наружного штукатурного слоя;
- ориентированной стружечной плиты (ОСП), фанеры, ЦСП с обшивкой сайдингом (пластиковым или металлическим);
- стального профилированного листа;
- кассетного профиля;
- керамогранита;
- фиброцементных панелей.

Допускается применение других фасадных систем, имеющих допуск (разрешение или Техническое свидетельство) применения для стенового ограждения.

Тип облицовочной фасадной системы, способы крепления ее элементов, требования по ее устройству и эксплуатации определяются производителем фасадных систем.

Внутренняя обшивка может выполняться из гипсокартонных, гипсоволокнистых листов или из плит «АКВАПАНЕЛЬ® Внутренняя».

Крепление стен выполняется к несущему железобетонному или стальному каркасу при помощи болтовых соединений или соединений на самонарезающих самосверлящих винтах. Для ненесущих панелей выполняется навеска на колонны, для самонесущих панели устанавливаются на перекрытие или цоколь.

Конструктивное решение внутренних стен в целом аналогично решению для наружных стен. Толщину утеплителя определяют расчетом на шумопоглощение.

Материалы должны иметь сопроводительную документацию: сертификаты соответствия для материалов, подлежащих обязательной сертификации; санитарно-эпидемиологические заключения для материалов, включенных в утвержденный перечень продукции, подлежащей санитарно-эпидемиологической оценке; сертификаты пожарной безопасности для материалов с нормируемыми пожарно-техническими характеристиками и включенными в утвержденный ВНИИПО МЧС России перечень продукции, подлежащей обязательной сертификации в области пожарной безопасности.

Стальной каркас для наружных стен выполняется из одиночных профилей швеллерного типа (рис.12.1.1).



Рис. 12.1.1. Общий вид каркаса под обшивку стенового ограждения

Пространственная жесткость обеспечивается обшивкой стен или системой вертикальных связей из профилей ЛСТК или листовой стали (рис. 12.1.2, 12.1.3).

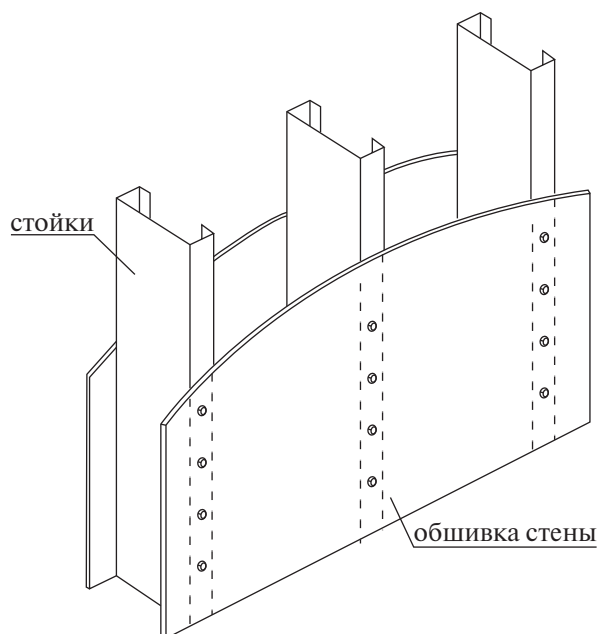


Рис. 12.1.2. Развязка опорных стоек наружной обшивкой

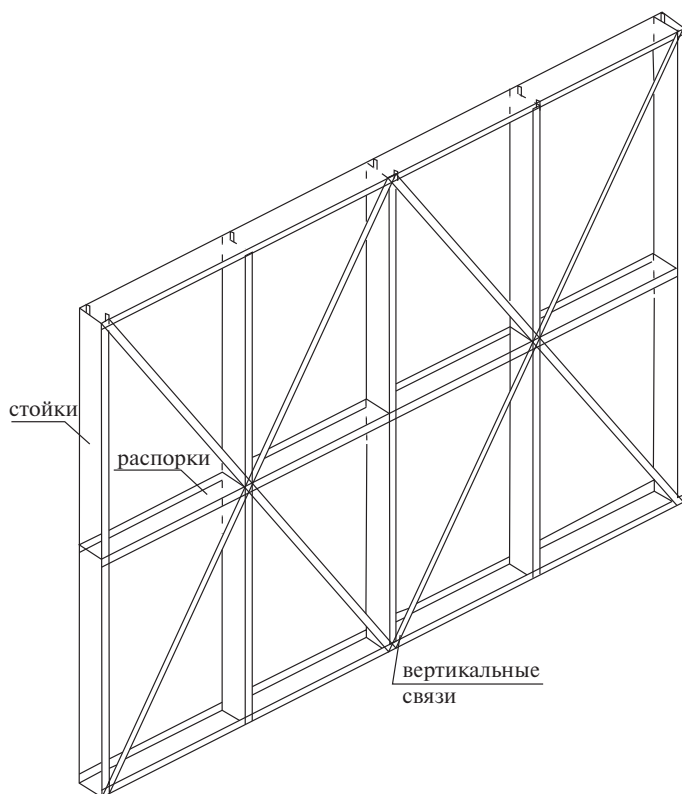


Рис. 12.1.3. Развязка стоек при помощи вертикальных связей [1]



Обшивка конструкции крепится к стальному каркасу при помощи самонарезающих самосверлящих винтов диаметром не менее 4,2 мм. Винты для крепления конструкционной обшивки к стальным балкам и стеновым каркасам должны быть с потайными головками, иметь минимальный диаметр головки 7 мм и устанавливаться с минимальным расстоянием от кромки 10 мм.

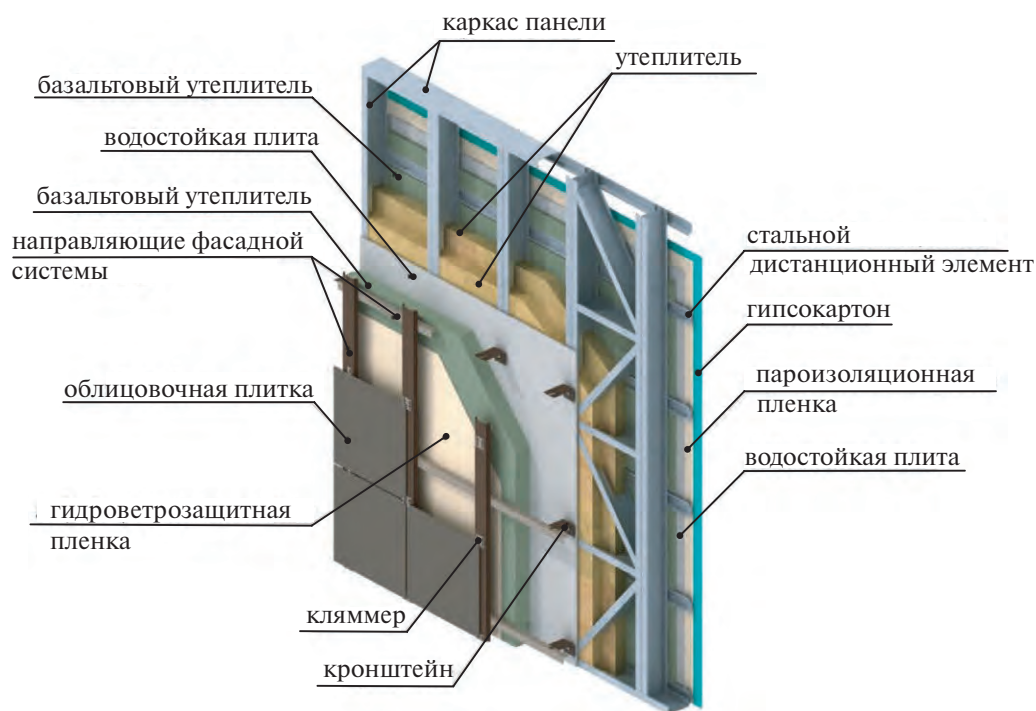
Гипсокартонный лист крепится к стальному каркасу при помощи самонарезающих самосверлящих винтов диаметром не менее 3,5 мм в соответствии с ASTM C954 и устанавливается в соответствии с требованиями действующих строительных норм и правил для отделки внутренних стен и потолков.

Расчет ограждения выполняется на собственный вес стены и ветровую нагрузку как сжато-изгибаемого элемента (см. раздел 5) в соответствии с действующими нормами [2].

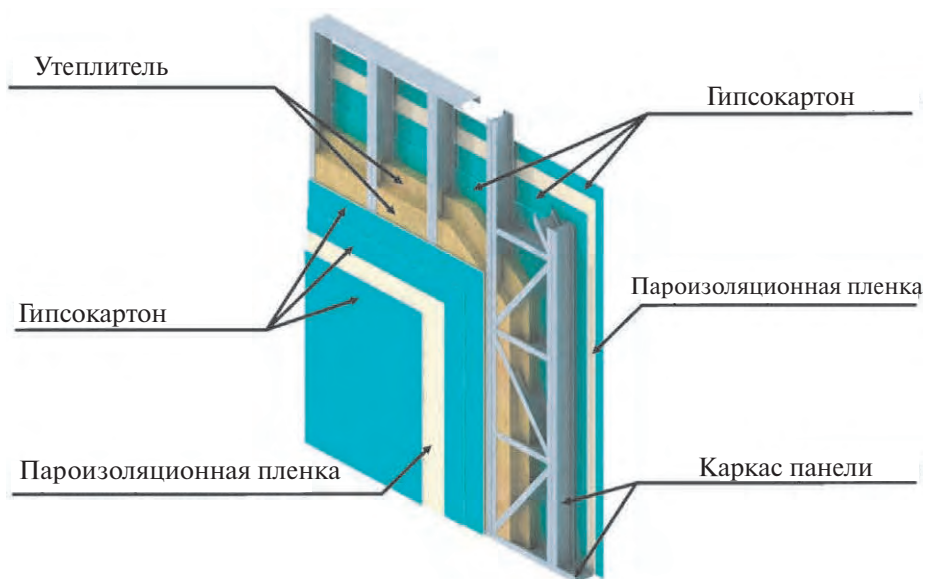
Общие требования к конструкциям стен из ЛСТК с обшивкой и теплоизоляцией плитными материалами приведены в ГОСТ Р 58774 «Стены наружные каркасно-обшивные самонесущие и ненесущие с каркасом из стальных холодногнутых оцинкованных профилей» [3].

### Примеры технических решений

На рисунках 12.1.4 и 12.1.5 показаны примеры технических решений наружных и внутренних несущих стен с применением плитных материалов и утеплителей. Данные конструктивные решения обеспечивают:



**Рис. 12.1.4.** Пример конструкции наружной несущей каркасно-обшивной стены [1]



**Рис. 12.1.5.** Пример конструкции внутренней несущей каркасно-обшивной стены [1]

— предел огнестойкости несущих конструкций REI 90 при условии применения материалов, отнесенных к группе горючести НГ, огнезащитные и теплоизоляционные характеристики которых подтверждены документом о качестве (сертификатом соответствия или декларацией соответствия) с протоколами исследований;

— исключение образования конденсатной влаги в основном теплоизоляционном слое, а следовательно, стабильность его теплотехнических свойств и отсутствие условий для развития коррозии несущих конструкций здания (достигается за счет дополнительного слоя теплоизоляции по внешней стороне наружных стен (рис. 12.1.4), что обеспечивает вывод зоны конденсации за пределы основного теплоизоляционного контура).

### Наружные несущие стены

В рассматриваемом примере несущие каркасы стеновых панелей (см. рис. 12.1.4) изготовлены из оцинкованных С-образных профилей высотой 150 мм и толщиной 1,2...1,6 мм и заполнены базальтовым утеплителем. Для обеспечения предела огнестойкости несущих стен не менее REI 90 с внутренней (обогреваемой) стороны стены устраивается горизонтальная обрешетка из дистанционного шляпного профиля высотой не менее 20 мм и дополнительный каркас из С-профилей, которые также заполняются утеплителем. Шаг установки стоек дополнительного каркаса определяется проектом и составляет 200...600 мм. Между основным и дополнительным каркасами устанавливается пароизоляционный барьер. Для исключения условий для образования конденсата в теплоизоляционном слое и обеспечения нормативных теплозащитных характеристик стен снаружи по плитному материалу монтируется дополнительный теплоизоляционный слой, толщина которого определяется

теплотехническим расчетом. С внутренней стороны каркас обшивается двумя слоями гипсокартона, с наружной — 1 слоем водостойких плит (ЦСП, Стеклоце́м), служащих основанием для чистовой отделки, например — вентилируемой фасадной системой или иными легкими отделочными материалами с классом пожарной опасности K0 [3].

### Внутренние несущие стены

В рассматриваемом примере внутренние полости стеновой панели из С-профилей заполнены минераловатными плитами суммарной толщиной 150 мм (рис. 12.1.5). Для обеспечения однородности тепло- и звукоизолирующих характеристик стен плиты укладываются в 2 ряда с перекрытием швов (аналогично наружным стенам). Для обеспечения нормативных пределов огнестойкости стен по обеим внешним сторонам каркас обшивается тремя слоями негорючих плит (толщины плит определяются расчетом исходя из теплотехнических характеристик применяемых в проекте материалов и требуемой степени огнестойкости здания). Обшивка стен выполняется послойно с «разбежкой» швов.

## 12.2. ПЕРЕКРЫТИЯ НА ОСНОВЕ ЛСТК

На рисунке 12.2.1 показан пример технического решения балочного межэтажного перекрытия из С-образных холодногнутых профилей, сечение и шаг которых определяются по расчету. По нижнему поясу балок перпендикулярно им монтируются дистанционные стальные элементы (шляпный профиль высотой не менее 20 мм), пространство между которыми заполняется минераловатным

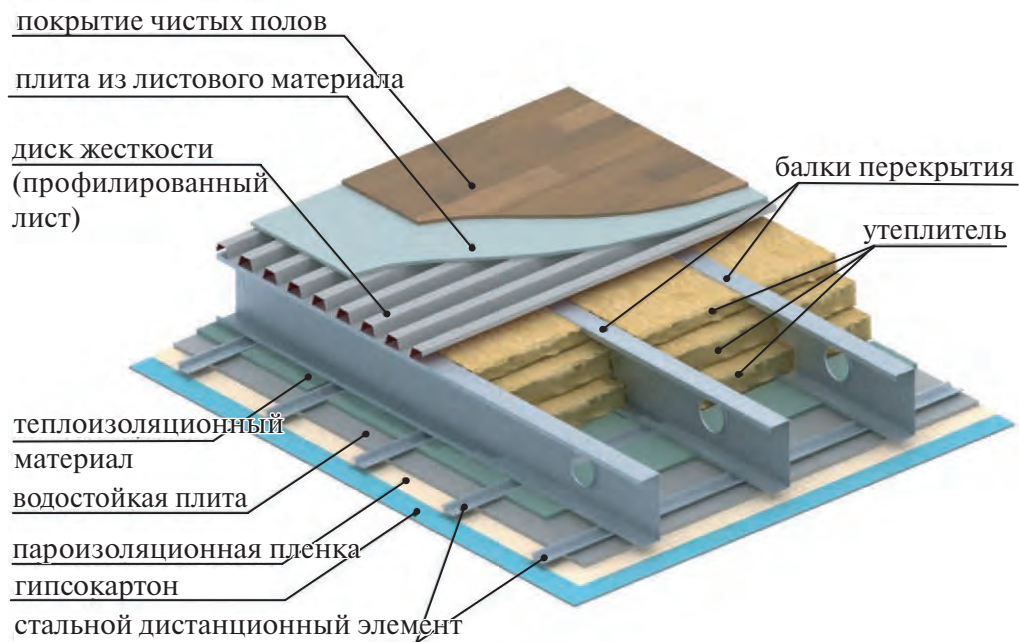


Рис. 12.2.1. Конструкция балочного перекрытия из ЛСТК [1]

утеплителем. К шляпному профилю послойно крепятся два листа ГКЛ. Подбор толщин листов и утеплителя осуществляется на основании расчетов исходя из теплотехнических характеристик применяемых в проекте материалов и требуемой степени огнестойкости здания. Межбалочное пространство заполняется минераловатными плитами (не менее 2 слоев с перекрытием стыков как минимум на 100 мм). По верхним поясам балок монтируется профлист и крепится к ним и между собой самонарезающими винтами (в каждом гофре). Профлист выполняет функцию горизонтального диска, передающего нагрузки на несущие стены. Поверх профлиста монтируются плиты из негорючего материала (ЦСП, Стеклоцем и др.), служащие основанием чистого пола.

### 12.3. НЕСУЩИЕ СТЕНЫ И ПЕРЕКРЫТИЯ ИЗ ЛСТК С ЗАПОЛНЕНИЕМ СВЕРХЛЁГКИМ ( $R = 200...300 \text{ кг/м}^3$ ) ПЕНОБЕТОНОМ НЕАВТОКЛАВНОГО ФОРМОВАНИЯ

#### Характеристики материала

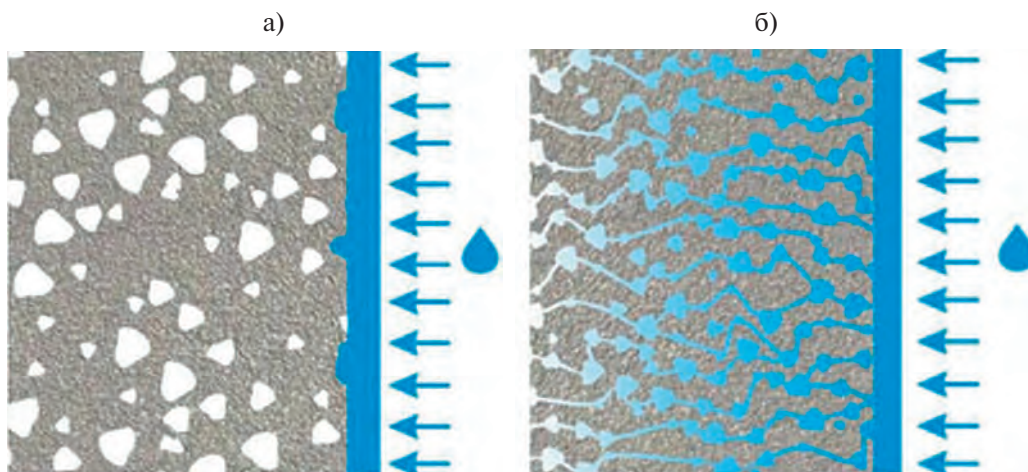
Пенобетон неавтоклавного формования представляет собой пористый неорганический материал на цементном вяжущем. В зависимости от плотности пенобетон может использоваться и как теплоизоляционный, и как конструкционный материал (таблица 12.1). Это негорючий, химически инертный и экологичный материал. По теплоизолирующим свойствам сверхлегкий пенобетон сопоставим с минплитами [4]. Производится материал в построечных условиях и сразу подается на заливку (рис. 12.3.1). В конструкциях стен и перекрытий зданий из ЛСТК пенобетон выполняет функции огнезащиты, теплозащиты, эффективной звукоизоляции и коррозионной защиты каркаса [5].



Рис. 12.3.1. Процесс заливки пенобетона: а) перекрытие; б) стена (объект: 6-этажный жилой дом, Калужская область, 2013.



Поры в неавтоклавном пенобетоне образуются в результате перемешивания цементного раствора с пенообразующими добавками [6]. Поэтому они, в отличие от газобетона, имеют замкнутую сферическую форму, которая исключает возможность проникновения и миграции вглубь материала паров влаги, а, следовательно, обеспечивает стабильные теплотехнические свойства и отсутствие условий для коррозии стальных несущих конструкций (рис. 12.3.2).



**Рис. 12.3.2.** Миграция влаги в ячеистых бетонах: а) пенобетон (порообразование за счет перемешивания основы с пенообразователем, замкнутые поры, отсутствуют каналы для движения влаги); б) газобетон (порообразование за счет газовыделения в процессе химических реакций, открытые поры — пути миграции влаги).

Физико-технические и теплофизические характеристики пенобетона представлены в таблице 12.3.1.

### Функции пенобетона в ЛСТК-системах

#### Теплоизоляция

1. Теплоаккумулирующие свойства стен здания из холодногнутых оцинкованных профилей и пенобетона определяются теплоаккумулирующими свойствами пенобетона. Они характеризуют количество аккумулированного тепла и отношение времени остывания материала  $t$ , сек, к аккумулированному им теплу  $Q$ , Дж/м<sup>2</sup>·°С. Чем меньше величина этого отношения, тем быстрее теряет тепло рассматриваемый материал. На рисунке 12.3.3 приведены сравнительные показатели, характеризующие теплоаккумулирующие свойства материалов [7].

Из приведенного сравнения следует, что у пенобетона и дерева время остывания одинаковое. Однако для нагревания дерева расходуется тепла больше, чем для нагревания пенобетона, примерно в 2 раза [8].



Таблица 12.3.1

Физические характеристики пенобетона

Показатель	Назначение пенобетона				
	Теплоизоляционный				Конструкционный
Марка бетона по средней плотности в сухом состоянии, кг/м³	D200	D220	D250	D300	D1000
Предел прочности при сжатии, МПа	0,10...0,60	0,15...0,80	0,20...1,00	0,35...2,00	2,80...6,00
Коэффициент паропроницаемости, мг/(м·ч·Па), не менее	0,28	0,28	0,28	0,26	0,09
Сорбционная влажность при отн. влажности 75%, %, не более	8	8	8	8	10
Расчетные коэффициенты теплопроводности, Вт/(м·К), не более					
в сухом состоянии, $\lambda_0$	0,050	0,055	0,058	0,064	0,210
при равновесной влажности 6%	0,067	0,070	0,074	0,086	0,230
Марка по морозостойкости	F15	F15	F15	F15	F75

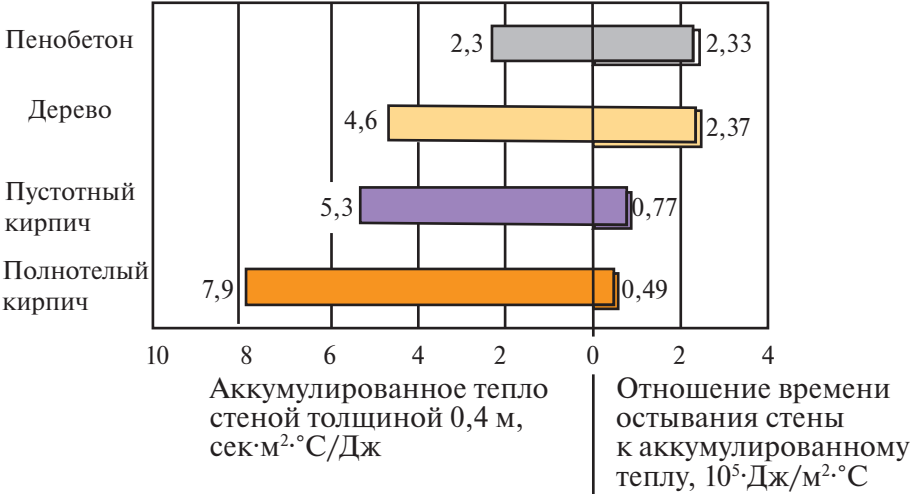
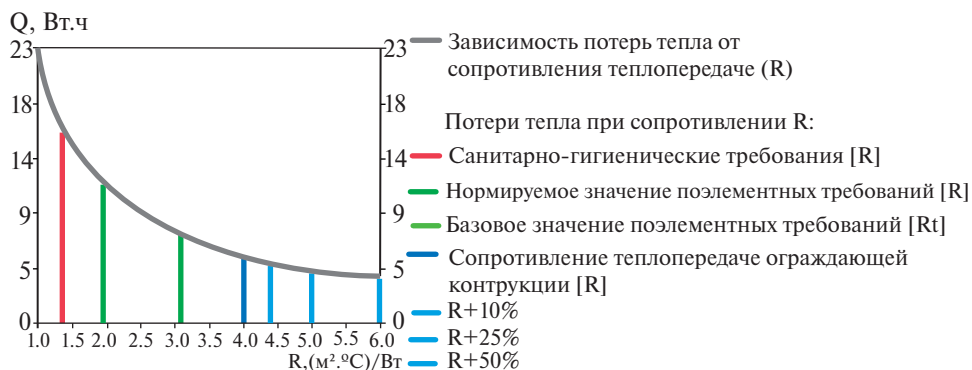


Рис. 12.3.3. Сравнение показателей теплоаккумулирующих свойств материалов (по данным [7])

Качество тепловой защиты домов с каркасами из ЛСТК и теплоизоляцией пенобетоном плотностью 250...300 кг/м³ подтверждено натурными тепловизионными испытаниями на построенном объекте – 4-этажном жилом доме в Калужской области (разработчик КР и генподрядчик – ООО «Андромета»).

По результатам испытаний, сопротивление теплопередаче ограждающих конструкций в 1,5...2 раза выше, а теплопотери — приблизительно в 3 раза ниже нормативных значений по СНиП 23–02–2003 (рис. 12.10).



**Рис. 12.3.4.** Зависимость потерь тепла  $Q$  от сопротивления теплопередаче  $R$  наружных каркасных стен из ЛСТК с пенобетоном (состав стены: несъемная опалубка - 10 мм, пенобетон (300 кг/м³) — 170 мм, несъемная опалубка — 10 мм, базальтовая теплоизоляционная плита — 100 мм, пароизоляционная пленка, навесная фасадная система с керамогранитными облицовочными плитами — 10 мм) по данным натурных тепловизионных испытаний: ООО «ПожСпецЭксперт», 2014

## Огнезащита

Задача огнезащиты — повысить предел огнестойкости несущей конструкции до требуемых нормативных значений. Благодаря низкой теплопроводности пенобетона (см. таблицу 12.3.1) он выполняет функцию конструктивной огнезащиты стального каркаса из ЛСТК. Для этого в конструкциях стен, перекрытий и покрытий зданий холодногнутые оцинкованные профили, выполняющие несущие функции, должны быть окружены пенобетоном, а со стороны, подвергающейся огневому воздействию, также защищены слоем пенобетона толщиной не менее 20 мм и плитным материалом несъемной опалубки. Испытания фрагментов стен и перекрытий из ЛСТК, защищенных этим способом, на огнестойкость по ГОСТ 30247.0–94 и ГОСТ 30247.1–94, проведенные ИЦ «Огнестойкость» совместно со специалистами ООО «Андромета» [9], показали, что: несущая стена толщиной 215 мм, собранная из стального С-профиля 150х45х12х1,6 мм с заполнением пенобетоном марки по плотности D300 в несъемной опалубке толщиной 12,5 мм под равномерно-распределенной нагрузкой 12,42 т/п.м, имеет предел огнестойкости REI 90; перекрытие толщиной 328 мм из фермы высотой 250 мм с поясом из С-профилей 150х45х12х1,6 мм с двуслойным заполнением пенобетоном D300 и D1000 в несъемной опалубке толщиной 12,5 мм под равномерно-распределенной нагрузкой 400 кг/м² имеет предел огнестойкости REI 90 [8].

## Коррозионная защита

Согласно [10], срок эксплуатации капитальных зданий должен составлять не менее 50 лет. В зданиях с каркасами из ЛСТК этот срок определяется, в первую очередь, возможностью и скоростью коррозии несущих стальных конструкций. В отвержденном пенобетоне, который, наряду с прочими изоляционными функциями, защищает оцинкованный каркас от коррозии, долговечность стальных конструкций с покрытием цинком  $275 \text{ г/м}^2$  составляет 50 лет и более [7]. Защитные свойства пенобетона обусловлены описанными ниже факторами.

### 1. Неактивная среда

Величина показателя кислотно-щелочного равновесия  $pH$  в стабилизированном пенобетоне составляет 9,5–11, равновесная объемная влажность  $\sim 5\%$ . В такой среде электрохимические процессы в цинковом покрытии затруднены. Скорость потери цинка в этих условиях  $\sim 0,2\ldots 0,3 \text{ мкм/год}$  [7], т. е.  $\sim 1\ldots 1,5\%$  для цинкового покрытия толщиной 20 мкм, которое наиболее широко используется в конструкциях зданий из ЛСТК. Таким образом, время разрушения покрытия составит от 65 до 100 лет. Зависимость стойкости цинкового покрытия от  $pH$  представлена на рис. 12.3.5.

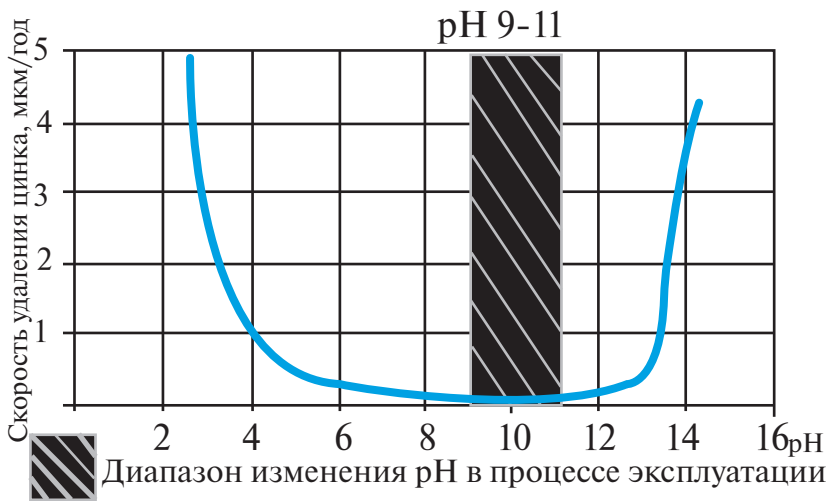


Рис. 12.3.5. Зависимость стойкости цинкового покрытия от  $pH$  (по данным [7])

Процесс высыхания пенобетона исследовался на конструкции стены с каркасом из ЛСТК в пенобетоне D250 и ЦСП 12 мм. Определялась влажность пенобетона по ГОСТ 12730.2–78 «Бетоны. Метод определения влажности» в изъятых из фрагмента образцах. Стена из пенобетона и ЛСТК выполнена в несъемной опалубке из водостойкого плитного материала толщиной 12 мм. Этот плотный (до  $1000 \text{ кг/м}^3$ ) листовой материал с наружной и внутренней стороны стены не имеет трещин, что обеспечивает защиту от проникновения атмосферных осадков внутрь стены. Трещины с наружной и внутренней стороны отсутствуют. Влажность пенобетона в течение 3-х месяцев с начала заливки достигает 40 % по массе, через 6 месяцев — 15 %. Далее пенобетон в стене здания в процессе его

эксплуатации высыхает в течение 1–1,5 лет до равновесной влажности 5...8 %. В дальнейшем она может снизиться до 4 %. [11].

Из приведенных выше данных следует, что пенобетон является дополнительной защитой ЛСТК от коррозии [8].

### 2. Пассивирующая пленка

Свежеуложенный пенобетон имеет показатель  $pH > 12$  (щелочная среда), который быстро снижается в процессе схватывания до равновесных значений 9,5...11. Для таких величин pH характерно образование малорастворимых гидроксидных соединений цинка:  $[Zn(OH)_3]Na$ ,  $Ca[Zn(OH)_3]_2$ , создающих барьер для развития коррозионных процессов [12].

### 3. Отсутствие контакта с атмосферной влагой

Как отмечалось выше, неавтоклавный пенобетон имеет замкнутые поры, что исключает поглощение и миграцию влаги.

### 4. Отсутствие конденсата внутри стен

Одна из возможных причин коррозии стальных элементов внутри ограждающей конструкции – конденсатная влага. Чтобы исключить возможность ее образования, точку росы конструктивно выносят из зоны расположения несущих элементов (рис. 12.3.6). Для этого по внешней поверхности наружных пенобетонных стен предусматривают слой минераловатного утеплителя. Его толщина определяется теплотехническим расчетом из условия вывода зоны конденсации за пределы пенобетонного слоя. Пример технического решения наружной стены с каркасом из оцинкованных профилей показан далее (рис. 12.3.9 а).

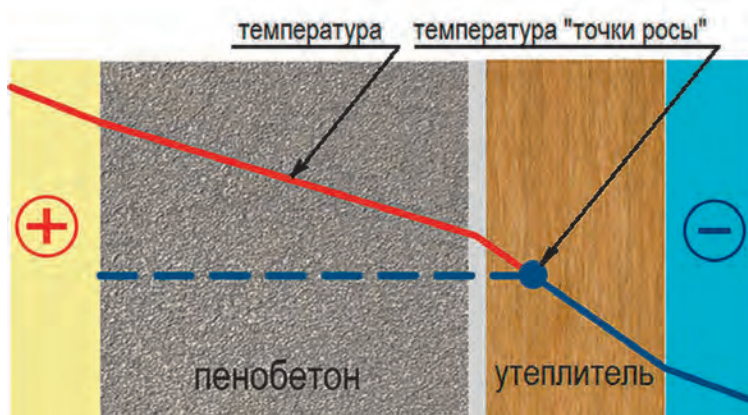


Рис. 12.3.6. Схема изменения температуры по сечению пенобетонной каркасной стены с дополнительной наружной теплоизоляцией при отрицательных температурах внешней среды

## Подкрепляющий эффект пенобетона

Проектирование стен жилых домов из ЛСТК с заполнением монолитным пенобетоном ведется из расчета восприятия всех нагрузок (вертикальных,

горизонтальных, температурных, усадочных, осадочных, ветровых и сейсмических, а также аварийных) каркасом из ЛСТК.

Сжатые и сжато-изгибаемые элементы ЛСТК рассчитываются на общую (в двух плоскостях) и местную потерю устойчивости от локальных воздействий.

Потерю местной устойчивости и связанное с ней уменьшение расчетного сечения профиля допускается не учитывать, что было доказано испытаниями полноразмерных фрагментов ЛСТК панелей с заливкой пенобетоном марки по плотности в диапазоне D300...D900, проведенными в ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко [8].

Таким образом, в жилых и общественных зданиях, у которых наружные, внутренние несущие стены, перекрытия и покрытия выполнены из легких стальных конструкций и пенобетона, заключенного в несъемную опалубку из плитного материала (ЦСП, «Стеклоцем» и т. д.), реализуется следующее распределение функций между материалами:

- холодногнутые оцинкованные профили в здании выполняют несущие функции, обеспечивая его прочность, жесткость, сейсмостойкость;

- пенобетон обеспечивает тепловую защиту здания, межквартирную звукоизоляцию, огнестойкость конструкций, антикоррозионную стойкость, способствует увеличению их несущей способности [8].

### Приготовление и заливка пенобетона

На рисунке 12.3.7 представлена мобильная установка для приготовления пенобетона в условиях стройплощадки.



Рис. 12.3.7. Установка для приготовления пенобетона



Приготовление смеси происходит под высоким давлением в камере-поризаторе, откуда она непрерывно перекачивается на заливку [6]. При этом за счет разности давлений в поризаторе и атмосфере смесь расширяется (релаксирует), и поры равномерно распределяются по ее объему, обеспечивая однородность структуры, а значит и свойств пенобетона. В процессе приготовления пенобетона его объем за счет вспенивания увеличивается в  $\sim 10$  раз. Приготовление теплоизоляционного материала непосредственно на строительной площадке существенно снижает логистическую составляющую строительства: исключаются затраты на доставку невыгодных с точки зрения грузоперевозок объемных материалов.

Схема производства пенобетона показана на рис. 12.3.8.

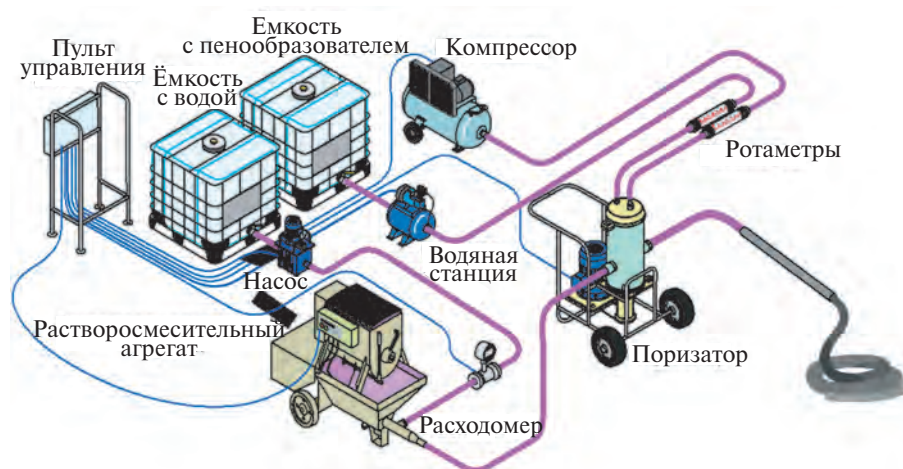


Рис. 12.3.8. Принцип работы установки по производству пенобетона

Цементный раствор, приготовленный в растворосмесительном агрегате, подается насосом в поризатор. Туда же при помощи компрессора подается воздух, а также раствор пенообразователя, приготовленный на водяной станции. Подача воды из емкости в растворосмесительный агрегат осуществляется насосом в автоматическом режиме. Контроль и управление расходом воздуха и раствора пенообразователя осуществляется ротаметрами. Тонкая регулировка этих компонентов, определяющих плотность пенобетона, выполняется через гидропневматический пульт управления.

Дальность и высота подачи пенобетонной смеси определяется характеристиками растворонасоса и для пенобетонных установок средней мощности составляет: 30...60 м по вертикали и 100...300 м по горизонтали

Приготовление и заливку пенобетона можно производить при температурах до минус  $20^{\circ}\text{C}$ . При существенно отрицательных температурах воду для затворения цемента необходимо нагреть до  $+20 \dots +25^{\circ}\text{C}$ , а при заливке в таких случаях рекомендуется применять метод термоса, либо термокабели, либо тепловые пушки под колпаком.

Материалы несъемной опалубки

В зданиях с каркасом из ЛСТК пенобетон заливается в несъемную опалубку из листового или плитного материала, одновременно выполняющую функцию обшивки каркаса. Она должна быть влаго-, морозо- и огнестойкой, электрически и химически нейтральной, нетоксичной и долговечной.

В качестве опалубки можно использовать любой материал, отвечающий этим требованиям, за исключением стекломгнезита. Его применение не допускается, поскольку при контакте с влагой в этом материале происходят электрохимические процессы с выделением ионов хлора, который разрушает оцинкованную сталь каркаса и стальные крепежные элементы. В качестве несъемной опалубки особенно эффективен новый российский материал «Стеклоцем», который при прочности, сопоставимой и даже превосходящей ЦСП, имеет еще более низкое водопоглощение и более высокую морозостойкость, не разбухает при контакте с влагой, может поставляться с декоративными покрытиями, т. е. одновременно выполнять функции опалубки и чистовой отделки. Физические характеристики рекомендуемых материалов несъемной опалубки представлены в таблице 12.3.2.

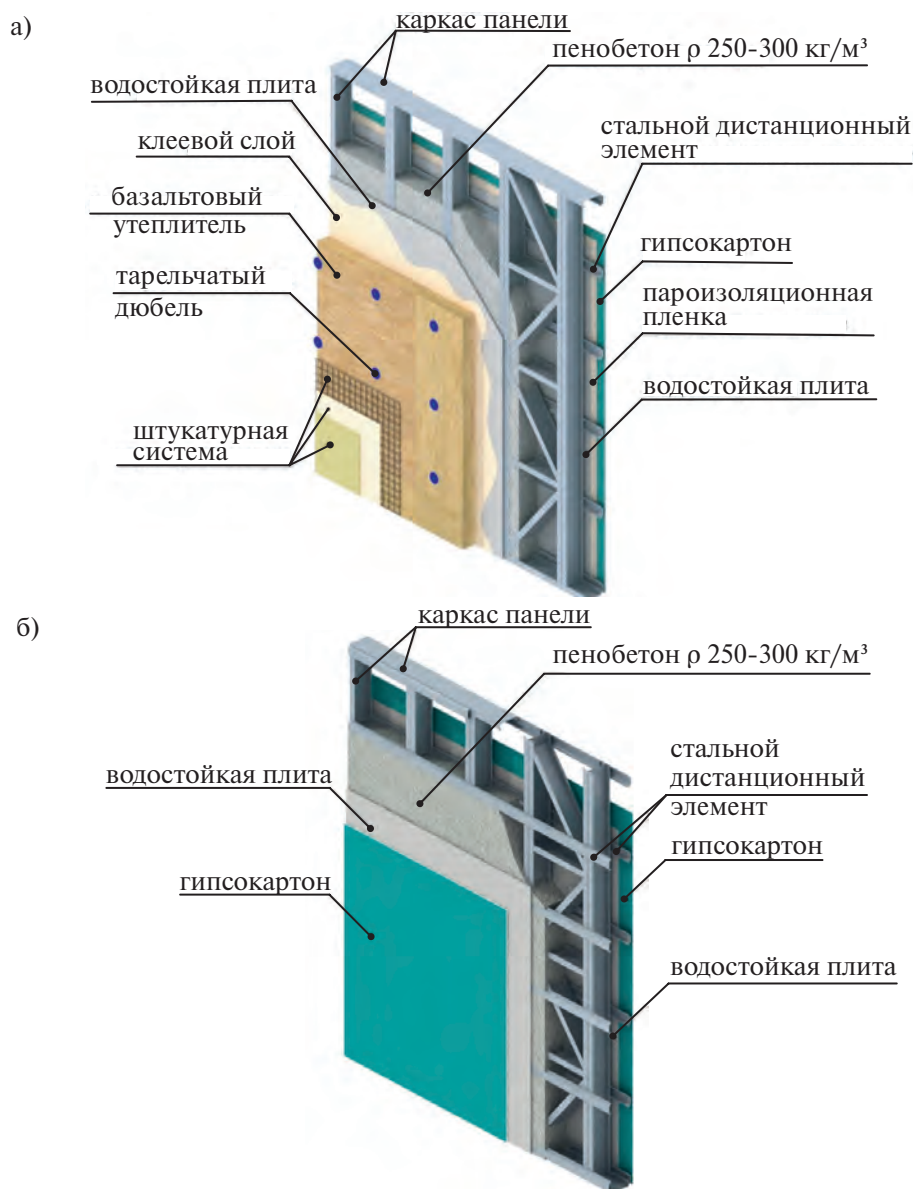
Таблица 12.3.2

Физические характеристики рекомендуемых материалов несъемной опалубки

Показатели	Толщина, мм	Плотность, кг/м³	Разбухание по толщине за 24 ч в воде, %, не более	Водопоглощение за 24 ч, не более	Прочность при изгибе, МПа, не менее	Морозостойкость, к-во циклов	Снижение прочности при изгибе после 20 циклов температурно-влажностных воздействий, %	Группа горючести
ЦСП ГОСТ 26816	8,0...40,0	1100...1400	1,5	16,0	7,0...12,0	50	30	Г1
«Аквапанель» *)	12,5	1100...1200	не норм.	15,0	10,0	75	не норм.	НГ
«Стеклоцем» *)	4...50	75...2000	—	3,0...5,5	3,0...30,0	100...300	—	НГ
*) по данным производителей материалов								

Примеры технических решений

На рисунке 12.3.9 показаны применяемые в строительной практике технические решения наружной (а) и внутренней (б) стен с каркасом из холодногнутых оцинкованных профилей и заполнением пенобетоном.



**Рис. 12.3.9.** Конструкция несущих стен с каркасом из ЛСТК и заполнением пенобетоном [1]: а) наружная, б) внутренняя

Каркасы стеновых панелей заполняют сверхлегким (плотность 200...300 кг/м³) теплоизоляционным пенобетоном. Роль опалубки для заливки бетона выполняет первый слой обшивки стен, который крепится саморезами к шляпному профилю (дистанционный элемент, создающий зазор между несъемной опалубкой и каркасом). Зазор позволяет заполнить пенобетоном пространство между несущими конструкциями и обшивкой, что необходимо для обеспечения огнезащиты металлических конструкций и исключения «мостов холода». Размер зазора определяется высотой дистанционного шляпного профиля и составляет

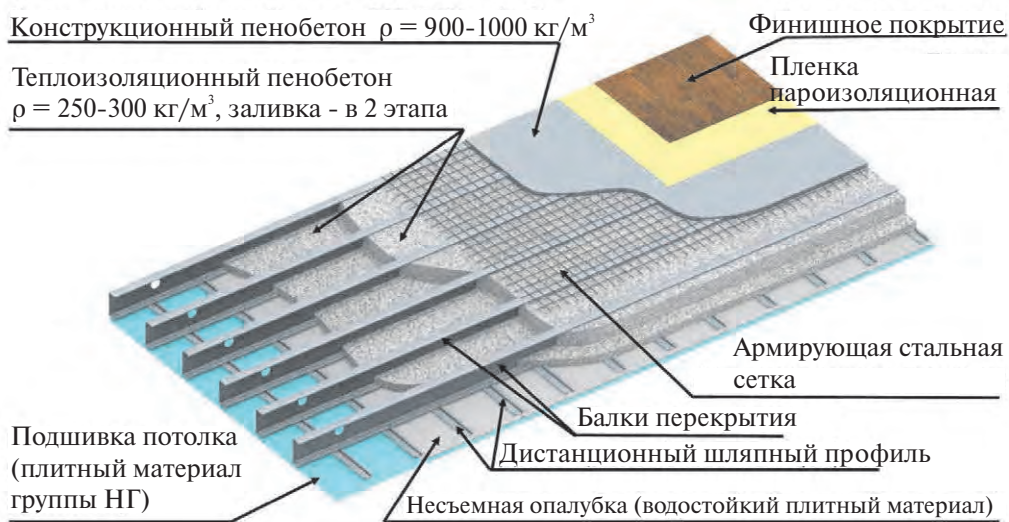
20...50 мм в зависимости от требуемого предела огнестойкости. Внутренние стены и внутреннюю поверхность наружных стен обшивают листовым материалом в 2 слоя (с разбежкой швов), причем второй лист — основание под чистовую отделку стен — устанавливают только после схватывания пенобетона. Для исключения диффузии влаги со стороны помещения между двумя листами внутренней обшивки устанавливают пароизоляционную пленку.

Заливку каркасов стен осуществляют поэтажно, причем во избежание уплотнения свежеслитого пенобетона, процесс выполняют в несколько этапов, последовательно заливая пенобетон слоями высотой по 600...800 мм и выдерживая интервалы времени для его схватывания.

С наружной стороны стены устраивают дополнительный теплоизоляционный контур из минватных плит, которые крепят на дюбелях. Этот слой обеспечивает требуемый уровень теплозащиты и вывод зоны конденсации из пенобетонного слоя, окружающего каркас. Толщина дополнительного теплоизоляционного слоя определяется расчетом, исходя из условий обеспечения вывода «точки росы» за пределы пенобетонного слоя и выполнения нормативных требований теплозащиты.

Внешняя чистовая отделка стен может выполняться навесными фасадными системами, отделочным кирпичом, штукатурными системами, гибкими отделочными материалами на клеевой основе и другие легкими материалами.

На рисунке 12.3.10 показано одно из применяемых в строительной практике технических решений междуэтажного перекрытия с несущими балками из С-образных оцинкованных профилей и заполнением пенобетоном.



**Рис. 12.3.10.** Конструкция балочного перекрытия с заполнением пенобетоном

К нижнему поясу балок перекрытия через дистанционный элемент из шляпного профиля высотой не менее 20 мм подшивают несъемную опалубку из водостойких плит, после чего выполняют обетонирование перекрытий,

включая их верхние пояса и нижние рельсы примыкающих стеновых панелей. Основной объем перекрытия заполняется теплоизоляционным пенобетоном ( $200...300 \text{ кг/м}^3$ ), верхний слой толщиной  $\sim 100 \text{ мм}$  выполняется из конструкционного пенобетона плотностью  $900...1000 \text{ кг/м}^3$ .

## **12.4. ОСОБЕННОСТИ МОНТАЖА ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ**

### **12.4.1. «Сухая» теплоизоляция**

В процессе монтажа следует строго контролировать соединение листов обшивки и теплоизолирующих плит с металлическим каркасом в каждой точке крепления: установка крепежа в пространстве между стальными элементами не допускается. Стыки листов обшивок должны всегда располагаться на поясах несущих стальных элементов каркаса — стеновых панелей и перекрытий.

#### **Рекомендуемая последовательность монтажа наружных несущих стен**

1. С наружной стороны каркаса стены устанавливают диффузионную ветроводозащитную пленку.
2. Монтируют листы наружной обшивки, крепя их к полкам несущих стоек каркаса самонарезающими винтами.
3. Монтируют наружные теплоизоляционные плиты: соединение с обшивкой — клеевое, крепление к каркасу — самонарезающими винтами через дюбели. Внешняя сторона стены готова к отделке.
4. С внутренней стороны стены заполняют полости каркаса базальтовыми плитами, которые устанавливают, как минимум, в 2 ряда с перекрытием стыков плитами следующего ряда, как минимум, на  $100 \text{ мм}$ .
5. Монтируют по внутренней стороне стены дистанционный элемент из шляпного профиля, который устанавливают перпендикулярно стойкам панели и крепят к ним самонарезающими винтами — по 2 шт. в каждом узле крепления.
6. Заполняют утеплителем пространство между рядами шляпного профиля и устанавливают по внутренней стороне стены пароизоляционную мембрану.
7. Монтируют дополнительный каркас из С-профилей, которые устанавливают вертикально, крепят к шляпному профилю саморезами и заполняют утеплителем.
8. Монтируют первый слой внутренней обшивки, крепя саморезами к стойкам дополнительного каркаса и плитам утеплителя.
9. Монтируют второй слой внутренней обшивки, устанавливая листы в разбежку с 1-м слоем и крепя к каркасу саморезами.

#### **Рекомендуемая последовательность монтажа внутренних несущих стен**

1. По каркасу монтируют обшивку с одной из сторон стены, последовательно устанавливая три слоя гипсокартонных листов с разбежкой швов. Между



внешними и промежуточными листами устанавливают пароизоляционную пленку. Все три ряда листов крепят к стойкам каркаса стены саморезами, шаг установки которых определяется проектом для каждого слоя и составляет обычно от 250 до 750 мм. Шаг креплений принимают тем меньше, чем дальше от каркаса отстоит данный слой.

2. Заполняют каркас панели плитами утеплителя, устанавливая их не менее, чем в 2 ряда с перекрытием швов не менее, чем на 100 мм.

3. Монтируют обшивку противоположной стороны внутренней стены согласно п.1.

#### **Рекомендуемая последовательность монтажа перекрытий**

1. По нижнему поясу балок перекрытия монтируют дистанционный шляпный профиль, закрепляя самонарезающими винтами по 2 шт. в каждом узле крепления.

2. Монтируют подшивку потолка — 2 слоя гипсокартона с разбежкой швов. Листы крепят к шляпному профилю самонарезающими винтами с назначенным в проекте шагом (как правило, не более 200 мм).

3. Пространство между балками перекрытия и подшивкой потолка, образованное за счет установки дистанционного профиля, заполняют слоем рулонного базальтового утеплителя.

4. Заполняют утеплителем пространство между балками, укладывая теплоизоляционные плиты, как минимум, в 3 слоя с разбежкой швов не менее 100 мм.

5. По верхнему поясу балок перекрытия укладывают листы профнастила, крепя самонарезающими винтами к балкам и между собой в каждом гофре.

6. Поверх профнастила укладывают и крепят к нему самонарезающими винтами слой плитного материала, служащий основанием чистового покрытия.

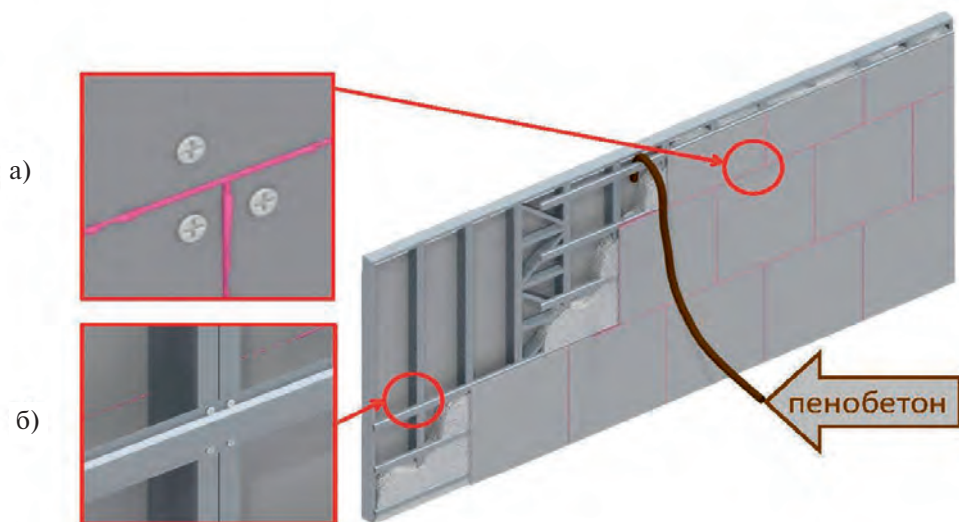
### **12.4.2. Теплоизоляция сверхлегким пенобетоном**

#### **Рекомендуемая последовательность монтажа наружных стен**

1. По наружной стороне стены монтируют листы обшивки, устанавливая их на всю высоту этажа с зазором ~3 мм между стыками и крепя самонарезающими винтами к стойкам каркаса с шагом, указанным в рабочей документации. Стыки листов заполняют герметиком.

2. По внутренней (обогреваемой) стороне монтируют дистанционный шляпный профиль. Его располагают горизонтально с назначенным в проекте шагом (как правило, 600 мм) и крепят к стойкам каркаса самонарезающими винтами — по 2 шт. в каждом узле крепления (рис. 12.4.1 б).

3. Монтируют по внутренней стороне стены нижний ряд листов несъемной опалубки, устанавливая их с зазором 3 мм между стыками и крепя саморезами к шляпному профилю. Стыки листов герметизируют монтажной пеной (рис. 12.4.1 а).



**Рис. 12.4.1.** Монтаж несъемной опалубки для заливки пенобетона: а) герметизация стыков листов опалубки, б) крепление дистанционного профиля к стойкам каркаса

4. Выполняют послойную заливку пенобетона: высота каждого слоя 600...800 мм, следующий слой заливают после схватывания предыдущего.

5. После заполнения пенобетоном стены на высоту первого ряда листов обшивки монтируют следующий ряд и продолжают процесс в аналогичной последовательности до верха профиля стеновой панели. Дальнейшие работы по монтажу конструкций на наружной и внутренней сторонах стены выполняют только после полной заливки и схватывания пенобетона.

6. По наружной поверхности стены монтируют теплоизоляционные плиты, соединяя клеевым слоем с плитами обшивки и закрепляя дюбелями к каркасу, и выполняют наружную отделку стен согласно проекту.

7. По внутренней поверхности стены укладывают пароизоляционную пленку, располагая полотнища горизонтально с перекрытием рядов не менее, чем на 100 мм.

8. Монтируют второй слой обшивки по внутренней поверхности стены, крепя его саморезами к шляпному профилю, после чего стена готова к чистовой отделке.

#### **Рекомендуемая последовательность монтажа внутренних стен**

1. По обеим сторонам стены монтируют дистанционный шляпный профиль, располагая его горизонтально с назначенным в проекте шагом (как правило, 600 мм) и крепя к стойкам каркаса самонарезающими винтами — по 2 шт. в каждом узле крепления (см. рис. 12.4.1 б).

2. Монтируют листы несъемной опалубки: по одной из сторон — на всю высоту стены, по другой — только первый нижний ряд. Листы устанавливают с зазором ~3 мм между стыками и крепят саморезами к шляпному профилю. Стыки листов герметизируют монтажной пеной (см. рис. 12.4.1 а).

3. Выполняют послойную заливку пенобетона по регламенту, описанному выше для наружных стен.

4. После полной заливки и схватывания пенобетона по обеим сторонам стены монтируют второй слой обшивки, крепя его саморезами к шляпному профилю, после чего стена готова к чистовой отделке.

### **Рекомендуемая последовательность монтажа перекрытий**

1. По нижним поясам балок монтируют дистанционный шляпный профиль, располагая его перпендикулярно балкам с назначенным в проекте шагом (как правило, 600 мм) и крепя к балкам саморезами — по 2 шт. в каждом узле крепления.

2. Монтируют первый слой обшивки потолка (несъемную опалубку), располагая листы с зазором ~3 мм между стыками. Стыки листов герметизируют монтажной пеной.

3. Во избежание прогиба несъемной опалубки теплоизоляционный пенобетон заливают поэтапно. Первый слой заливают на высоту 50...70 мм. После набора прочности в течение 24...48 часов заливают второй слой пенобетона до уровня, на 40...50 мм ниже верхнего пояса балок.

4. После схватывания теплоизоляционного пенобетона по балкам укладывают арматурную сетку и заливают слоем конструкционного пенобетона плотностью 1000 кг/м<sup>3</sup> толщиной ~ 100 мм, которому также необходимо набрать прочность в течение 24...48 часов перед продолжением работ.

5. На пенобетонный пол укладывают пароизоляционную пленку, теплоизолирующий материал (если он предусмотрен в проекте) и устраивают финишное покрытие.

Применение пенобетона в перекрытиях из стальных тонкостенных профилей, наряду с другими преимуществами, исключает эффект «зыбкости» перекрытий. Поэтому эксплуатационные характеристики домов, построенных по пенобетонной технологии, не уступают традиционным зданиям с перекрытиями из тяжелого бетона.

### **Список использованных источников для главы 12:**

1. Альбом технических решений каркасных зданий по технологии «Стилтаун». Конструкции жилых и общественных зданий серии Стилтаун на каркасах из стальных холодногнутых профилей по ТУ 1122-001-82866678-2011, ТУ 1122-002-82866678-2013, ТУ 1122-003--82866678-2015. ООО «Андромета», 2016, 114 с.
2. СП 260.1325800.2016. Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутого оцинкованных профилей и гофрированных листов/ Минстрой России. — М.: 2016 — 124 с.
3. ГОСТ Р 58774—2019 Стены наружные каркасно-обшивные самонесущие и ненесущие с каркасом из стальных холодногнутого оцинкованных профилей. Общие технические условия. М.: Стандартинформ, 2019 — 36 с.

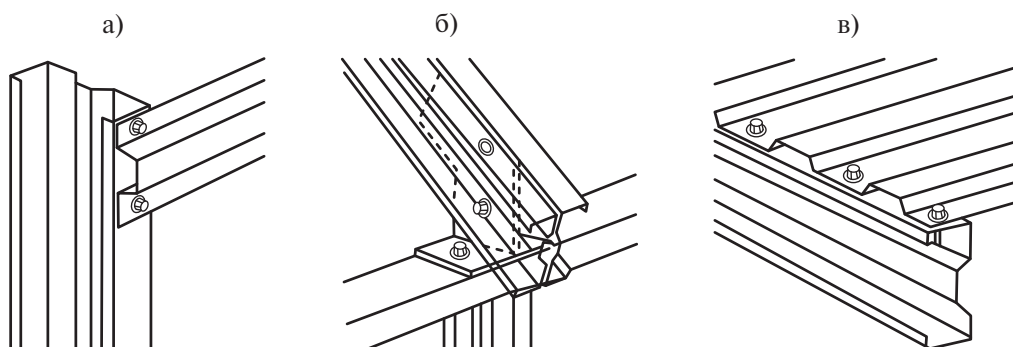
4. Шахова Л. Д. Технология пенобетона. Теория и практика. Монография. М.: Издательство АСВ, 2010.— 248 с.
5. Самборский С. А. Монолитно каркасный дом СОТИМ — новый взгляд на малоэтажное строительство. / Жилищное строительство, 2007.— №12.
6. Кобидзе Т.Е., Коровяков В. Ф., Листов С. В., Самборский С. А. Получение низкоплотного пенобетона для производства изделий и монолитного бетонирования. / Строительные материалы, 2004.— №10.
7. Вылегжанин В. П., Пинскер В. А., Шухардин А. А., Акопян А. Б. Пенобетонные дома. Применение легкометаллического каркаса. Часть 1/ Еврострой, 2013.— № 72
8. Неведов Г.В. Конструкции жилых и общественных зданий на каркасах из легких стальных оцинкованных тонкостенных профилей (ЛСТК) на примере жилого дома в д. Кривское Калужской области. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. М.: 2020.— 146 с./ <https://vak.minobrnauki.gov.ru/advert/100054244>
9. Shukhardin, A., Gravit, M., Dmitriev, I., Nefedov, G., Nazmeeva, T.: Fire Simulation of Light Gauge Steel Frame Wall System with Foam Concrete Filling./ International Scientific Conference Energy Management of Municipal Facilities and Sustainable Energy Technologies EMMFT 2018. — Volume 1, 836-844
10. ГОСТ Р54257 «Надежность строительных конструкций и оснований»
11. Вылегжанин П. В., Пинскер В. А. Стены здания в несъемной опалубке из теплоизоляционного бетона. /Сборник докладов Международной научно-практической конференции «Ячеистые бетоны в современном строительстве», СПб., 2004.
12. Алексеев С. Н., Иванов Ф. М., Модры С., Шисль П. Долговечность железобетона в агрессивных средах — М.: Стройиздат, 1990. —143 с.

# 13.

## РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЙ

Соединения ЛСТК работают, как правило, на срез и на растяжение крепежного элемента, также возможны случаи комбинированного нагружения.

На срез преимущественно работают соединения колонн и балок каркаса, поясов и раскосов ферм и стропильных конструкций, а также элементов, обеспечивающих пространственную жесткость каркаса (рис. 13.1).



**Рис. 13.1.** Соединения ЛСТК, работающие на срез:

- а) колонн и балок каркаса,  
б) поясов и раскосов ферм и стропильных конструкций, в) элементов, обеспечивающих пространственную жесткость каркаса

На растяжение в ЛСТК работают крепления ограждающих конструкций из сэндвич-панелей и профилированных листов, а также конструкции покрытий и обшивок (рис. 13.2) под воздействием, например, ветровых нагрузок.

### Типы отказов соединений ЛСТК

Рассмотрим возможные типы отказов соединений ЛСТК на вытяжных заклепках и винтах.



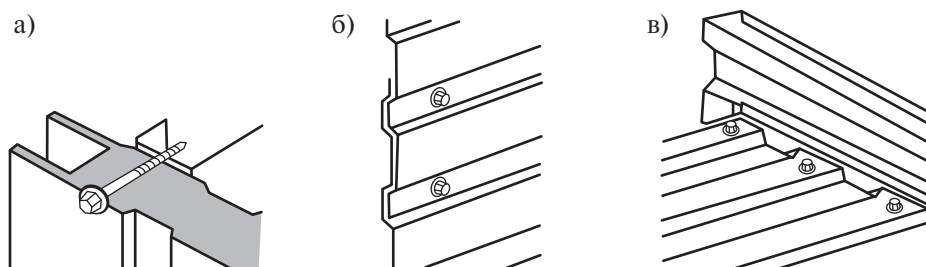


Рис. 13.2. Соединения ЛСТК, работающие на растяжение. а) сэндвич-панели; б) профилированные листы, в) конструкции покрытий и обшивок

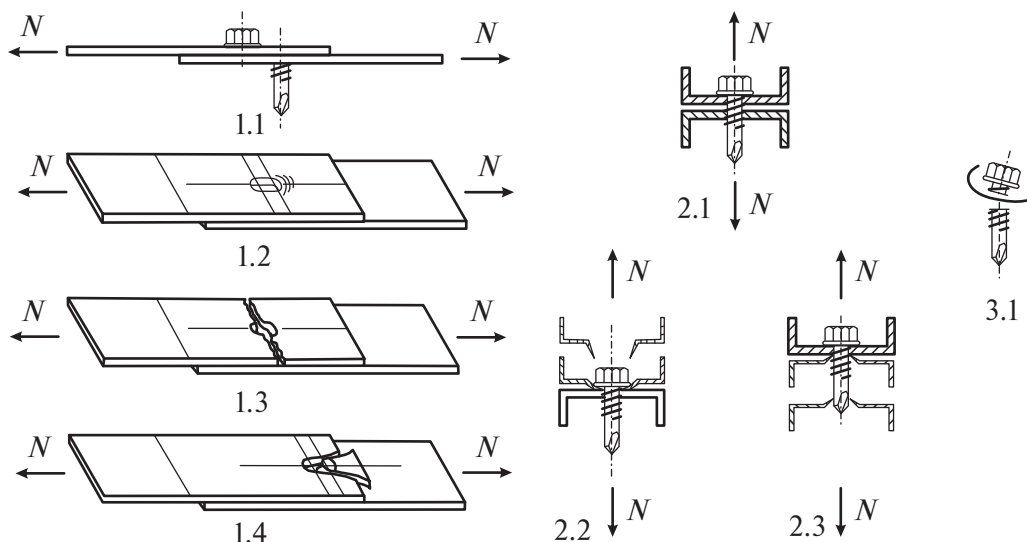


Рис. 13.3. Схема типов отказа соединений ЛСТК на вытяжных заклепках и винтах

Вырыв из листа (разрушение по листу) при работе соединения на растяжение возможен как со стороны формируемой головки заклепки, так и вырыв листа со стороны опорной поверхности бортика заклепки. Аналогично и у винтовых соединений, как по резьбе винта, так и вырыв листа через прессшайбу винта.

В соединениях конструкций из тонкостенных гнутых профилей используют следующие типы соединений:

- на болтах нормальной точности с шайбами под головкой винта и гайкой;
- на самонарезающих винтах, установленных в предварительно просверленные отверстия диаметром на 0,5 – 0,8 мм меньше, чем диаметр стержня винта по резьбе;
- на самонарезающих, самосверлящих винтах, установленных без предварительного сверления отверстий;
- на вытяжных заклепках;
- на дюбелях, установленных с помощью порохового монтажного пистолета для элементов ЛСТК толщиной не менее 3 мм.



**Рис. 13.4.** Типы отказов соединений ЛСТК на вытяжных заклепках и винтах:  
 1.1 – срез винта; 1.2 – смятие листа; 1.3 – разрыв листа по сечению; 1.4 – выкол листа;  
 2.1 – разрыв винта; 2.2 – отрыв прикрепляемого материала через шайбу;  
 2.3 – вырыв из базового материала; 3.1 – скручивание головки винта.

При работе механических соединений тонкостенных конструкций из оцинкованного холоднокатаного листа на срез и растяжение крепежного элемента, следует рассматривать следующие основные типы отказа соединения:

Для соединений, работающих на срез:

- смятие листа;
- разрыв листа по сечению нетто;
- срез крепежного элемента.

Для соединений, работающих на растяжение:

- отрыв закрепляемого материала через прессшайбу;
- вырыв из листа;
- разрыв крепежного элемента.

Графически типы отказа соединений тонкостенных конструкций из оцинкованного холоднокатаного листа представлены на рис. 13.4.

В разделе 13.1 приведены обозначения, используемые в расчетах прочности соединений на вытяжных заклепках, винтах, монтажных дюбелях и болтах (табл. 13.1.1, 13.2.1, 13.3.1, 13.4.1).

В таблицах приняты следующие обозначения:

$F_{b,Rd}$  – расчетная прочность на смятие материала листа, Н;

$F_{n,Rd}$  – расчетная прочность на разрыв листа по сечению нетто, Н;

$F_{v,Rd}$  – расчетная прочность на срез, Н;

$F_{v,Rk}$  – нормативная прочность на срез крепежного элемента, согласно национальному стандарту или стандарту производителя, Н;

$F_{t,Rk}$  – нормативная прочность на разрыв крепежного элемента, согласно национальному стандарту или стандарту производителя, Н;

- $F_{p,Rd}$  — расчетная прочность на отрыв листа через прессшайбу / борт, Н;
- $F_{o,Rd}$  — расчетная прочность на вырыв из листа, Н;
- $F_{t,Rd}$  — расчетная прочность на разрыв крепежного элемента, Н;
- $R_{un}$  — нормативное временное сопротивление разрыву ( $\sigma_B$ ) материала листа, в котором установлен крепежный элемент;
- $R_{yn}$  — нормативное сопротивление по пределу текучести (при наличии на диаграмме растяжения площадки текучести) материала листа, в котором установлен крепежный элемент;
- $R_{02}$  — нормативное сопротивление по условному пределу текучести (в соответствии с табл. 14 ГОСТ 14918-2020) материала листа, в котором установлен крепежный элемент;
- $R_{bs}$  — расчетное сопротивление одноболтового соединения при растяжении в соответствии с СП 16.13330.2017 (таблица Г.5);
- $R_{bt}$  — расчетное сопротивление одноболтового соединения при срезе в соответствии с СП 16.13330.2017 (таблица Г.5);
- $R_{bp}$  — расчетное сопротивление одноболтового соединения при смятии, принимаемое в соответствии с таблицей 13.4.2 (при смятии элементов из оцинкованной стали) либо СП 16.13330.2017 (таблица Г.6) (при смятии неоцинкованных фасонки и других элементов);
- $A_b, A_{bn}$  — площадь сечения стержня болта брутто и резьбовой части нетто соответственно;
- $n_s$  — число расчетных срезов одного болта;
- $d_b$  — наружный диаметр стержня болта;
- $\Sigma t$  — наименьшая суммарная толщина соединяемых элементов, смещаемых в одном направлении;
- $\gamma_b$  — коэффициент условия работы соединения, определяемый по СП 16.13330.2017 (таблица 41);
- $\gamma_c$  — коэффициент условия работы болтового соединения (см. таблицу 5.1 СП 260.1325800.2016 с учетом Изменения №2);
- $d$  — номинальный диаметр гильзы вытяжной заклепки, винта или дюбеля, мм;
- $d_o$  — диаметр отверстия, подготовленного под крепежный элемент, мм;
- $t$  — толщина более тонкого из соединяемых листов, мм;
- $t_1$  — толщина более толстого из соединяемых листов, мм;
- $A_{net}$  — площадь сечения нетто листа, ослабленного установленными крепежными элементами, мм;
- $N$  — количество листов, которые крепятся к базовому материалу с помощью крепежного элемента, шт;
- $n_f$  — количество крепежных элементов в соединении, шт;
- $\beta$  — понижающий коэффициент для много /заклепочных /винтовых /дюбельных /болтовых соединений;
- $k$  — повышающий коэффициент для двухсрезных соединений;
- $d_w$  — номинальный диаметр прессшайбы или головки крепежного элемента, мм;
- $t_{sup}$  — толщина базового материала листа, к которому осуществляется крепление, мм;

$p$  – номинальный шаг резьбы винта, мм;  
 $p_1$  – шаг заклепок или винтов вдоль направления действия нагрузки, мм (принимается в соответствии с рис. 13.6.);  
 $p_2$  – шаг заклепок или винтов поперек направления действия нагрузки, мм;  
 $e_1$  – расстояние до края листа вдоль направления действия нагрузки, мм;  
 $e_2$  – расстояние до края листа поперек направления действия нагрузки, мм;  
 $\gamma_{M2}$  – коэффициент надежности соединения, принимаемый в зависимости от характера работы соединения.

Значение коэффициента надежности соединения  $\gamma_{M2}$  необходимо принимать в соответствии с таблицей 13.5.1, в зависимости от работы соединения на срез или на растяжение, а также от проверки на возможный тип отказа соединения.

Методика расчета соединений ЛСТК представляет собой серии последовательных расчетов (проверок) на различные типы отказа соединений. При этом ввиду того, что срез и разрыв самого крепежного элемента носит хрупкий характер, вводятся дополнительные условия безопасности.

13.1. РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЙ НА ВЫТЯЖНЫХ ЗАКЛЕПКАХ

Таблица 13.1.1

Расчетная прочность соединений на вытяжных заклепках

<b>Вытяжные заклепки, работающие на срез:</b>
<u>Прочность на смятие:</u> $F_{b,Rd} = \alpha \cdot R_{un} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$ но $F_{b,Rd} \leq R_{un} \cdot e_1 \cdot t / (1,2 \cdot \gamma_{M2})$ В котором $\alpha$ принимается в следующем виде: - если $t = t_1$ : $\alpha = 3,6 \sqrt{t / d}$ но $\alpha \leq 2,1$ - если $t_1 \leq 2,5t$ ; $\alpha = 2,1$ - если $t < t_1 < 2,5t$ : $\alpha$ принимают по линейной интерполяции.
<u>Прочность сечения нетто:</u> $F_{n,Rd} = A_{net} \cdot R_{02} / \gamma_{M2}$
<u>Прочность на срез:</u> $F_{v,Rd} = F_{v,Rk} / \gamma_{M2}$ Нормативную прочность на срез $F_{v,Rk}$ принимают согласно национальному стандарту, стандарту производителя или определяют согласно испытаниям.
<b>Условия:</b>
$F_{v,Rd} \geq 1,2 \cdot F_{b,Rd}$
<b>Вытяжные заклепки, работающие на растяжение:</b>
Прочность на отрыв листа через борт: Прочность $F_{p,Rd}$ определяют испытаниями. Прочность на вырыв из листа: не применимо к заклепкам.

Прочность на разрыв заклепки: $F_{t,Rd} = F_{t,Rk} / \gamma_{M2}$ Прочность на разрыв $F_{t,Rk}$ принимают согласно национальному стандарту, стандарту производителя или определяют согласно испытаниям.
<b>Условия:</b>
$F_{t,Rd} \geq 1,2 \cdot F_{p,Rd}$
<b>Диапазон применения:</b>
$e_1 \geq 1,5d; p_1 \geq 3d; 2,6mm \leq d \leq 6,4mm;$ $e_2 \geq 1,5d; p_2 \geq 3d; R_{un} \leq 550 \text{ МПа}$
<b>Примечания:</b> Данные положения действительны в случае, когда диаметр отверстия под установку заклепки не превышает диаметр заклепки более, чем на 0,1 мм.

13.2. РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЙ НА САМОСВЕРЛЯЮЩИХ САМОНАРЕЗАЮЩИХ ВИНТАХ

Таблица 13.2.1

Расчетная прочность соединений на самосверлящих самонарезающих винтах

<b>Самонарезающие винты, работающие на срез:<sup>1)</sup></b>
<u>Прочность на смятие:</u> $F_{b,Rd} = \alpha \cdot R_{un} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$ В котором $\alpha$ принимается в следующем виде: - если $t = t_1$ : $\alpha = 3,2\sqrt{t/d}$ но $\alpha \leq 2,1$ - если $t_1 \geq 2,5t$ и $t < 1,0 \text{ мм}$ : $\alpha = 3,2\sqrt{t/d}$ но $\alpha \leq 2,1$ - если $t_1 \geq 2,5t$ и $t \geq 1,0 \text{ мм}$ : $\alpha = 2,1$ - если $t < t_1 < 2,5t$ ; $\alpha$ принимают по линейной интерполяции. <u>Прочность сечения нетто:</u> $F_{n,Rd} = A_{net} \cdot R_{02} / \gamma_{M2}$ <u>Прочность на срез:</u> $F_{v,Rd} = F_{v,Rk} / \gamma_{M2}$ Нормативную прочность на срез $F_{v,Rk}$ принимают согласно национальному стандарту, стандарту производителя или определяют согласно испытаниям.
<b>Условия:</b>
$F_{v,Rd} \geq 1,2 \cdot F_{b,Rd}$
<b>Винты, работающие на растяжение:</b>
<u>Прочность на отрыв листа через прессшайбу:</u> <sup>2)</sup> - для статических нагрузок: $F_{p,Rd} = d_w \cdot t \cdot R_{un} / \gamma_{M2};$



<p>- для винтов под действием ветровых и сочетания ветровых и статических нагрузок:</p> $F_{p,Rd} = 0,5 \cdot d_w \cdot t \cdot R_{un} / \gamma_{M2}$ <p><u>Прочность на вырыв из листа:</u></p> <p>Если <math>t_{sup} / p &lt; 1 : F_{o,Rd} = 0,45 \cdot d \cdot t_{sup} \cdot R_{un,sup} / \gamma_{M2}</math></p> <p>Если <math>t_{sup} / p \geq 1 : F_{o,Rd} = 0,65 \cdot d \cdot t_{sup} \cdot R_{un,sup} / \gamma_{M2}</math>; (где <math>p</math> – шаг резьбы)</p> <p><u>Прочность на разрыв винта:</u> <math>F_{t,Rd} = F_{t,Rk} / \gamma_{M2}</math></p> <p>Нормативную прочность на разрыв <math>F_{t,Rk}</math> принимают согласно национальному стандарту, стандарту производителя или определяют согласно испытаниям.</p>
<p><b>Условия:</b></p>
$F_{t,Rd} \geq 1,2 \cdot F_{p,Rd}; F_{t,Rd} \geq 1,2 \cdot F_{o,Rd};$
<p><b>Диапазон применения:</b></p>
<p><u>Общие:</u> <math>e_1 \geq 3d; p_1 \geq 3d; 3,0 \text{ мм} \leq d \leq 8,0 \text{ мм}; e_2 \geq 1,5d; p_2 \geq 3d;</math></p> <p><u>Для растяжения:</u> <math>0,5 \text{ мм} \leq t \leq 1,5 \text{ мм}</math> и <math>t_1 \geq 0,9 \text{ мм}</math></p> <p><math>R_{un} \leq 550 \text{ МПа}</math></p>
<p><b>Примечания</b></p> <p><sup>1)</sup> В данной таблице допускается, что головка винта располагается над наиболее тонким из соединяемых листов.</p> <p><sup>2)</sup> Расчет предусматривает, что прессшайба или головка винта обладает достаточной жесткостью, чтобы препятствовать её нежелательной деформации, и исключить отрыв головки винта.</p>

13.3. РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЙ НА ДЮБЕЛЯХ

Таблица 13.3.1

Расчетная прочность соединений на дюбелях

<p><b>Дюбели, работающие на срез:</b></p>
<p><u>Прочность на смятие:</u> <math>F_{b,Rd} = 3,2 \cdot R_{un} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}</math></p> <p><u>Прочность сечения нетто:</u></p> $F_{n,Rd} = A_{net} \cdot R_{02} / \gamma_{M2}$ <p><u>Прочность на срез:</u></p> $F_{v,Rd} = F_{v,Rk} / \gamma_{M2}$ <p>Нормативную прочность на срез <math>F_{v,Rk}</math> принимают согласно национальному стандарту, стандарту производителя или определяют согласно испытаниям.</p>
<p><b>Условия:</b></p>
$F_{v,Rd} \geq 1,5 \cdot F_{b,Rd}$

<b>Дюбели, работающие на растяжение:</b>
<p><u>Прочность на отрыв листа через прессшайбу:</u></p> <p>- для статических нагрузок: <math>F_{p,Rd} = d_w \cdot t \cdot R_{un} / \gamma_{M2}</math></p> <p>- для дюбелей под действием ветровых и сочетания ветровых и статических нагрузок:</p> $F_{p,Rd} = 0,5 \cdot d_w \cdot t \cdot R_{un} / \gamma_{M2}$ <p><u>Прочность на вырыв из листа:</u></p> <p>Прочность на вырыв из листа принимают согласно национальному стандарту, стандарту производителя или определяют согласно испытаниям.</p> <p><u>Прочность на разрыв дюбеля:</u> <math>F_{t,Rd} = F_{t,Rk} / \gamma_{M2}</math></p> <p>Нормативную прочность на разрыв <math>F_{t,Rk}</math> принимают согласно национальному стандарту, стандарту производителя или определяют согласно испытаниям.</p>
<b>Условия:</b>
$F_{t,Rd} \geq 1,2 \cdot F_{p,Rd}; F_{t,Rd} \geq 1,2 \cdot F_{o,Rd};$
<b>Диапазон применения:</b>
<p><u>Общие:</u> <math>e_1 \geq 4,5d; 3,7 \text{ мм} \leq d \leq 6,0 \text{ мм};</math></p> <p><math>e_2 \geq 4,5d;</math> для <math>d = 3,7 \text{ мм} : t_{\text{sup}} \geq 4,0 \text{ мм}</math></p> <p><math>p_1 \geq 4,5d;</math> для <math>d = 4,5 \text{ мм} : t_{\text{sup}} \geq 6,0 \text{ мм}</math></p> <p><math>p_2 \geq 4,5d;</math> для <math>d = 5,2 \text{ мм} : t_{\text{sup}} \geq 8,0 \text{ мм}</math></p> <p><u>Для растяжения:</u> <math>0,5 \text{ мм} \leq t \leq 1,5 \text{ мм}</math> и <math>t_{\text{u}} \geq 6,0 \text{ мм}</math></p> <p><math>R_{un} \leq 550 \text{ МПа}</math></p>

## 13.4. РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЙ НА БОЛТАХ

Таблица 13.4.1

Расчетная прочность соединений на болтах

<b>Болты, работающие на срез:</b>
<p><u>Прочность на смятие:</u> <math>F_{b,Rd} = R_{bp} \cdot d_b \cdot \Sigma t \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c</math></p> <p><u>Прочность сечения нетто:</u></p> $F_{n,Rd} = A_{net} \cdot R_y \cdot \gamma_c$ <p><u>Прочность на срез:</u></p> $F_{v,Rd} = R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c$
<b>Болты, работающие на растяжение:</b>
<p><u>Прочность на разрыв болта:</u></p> $F_{t,Rd} = R_{bt} \cdot A_{bn} \cdot \gamma_c$

<b>Диапазон применения:</b>
<b>Общие:</b> $e_1 \geq 2,0d_0$ (при $t \geq 2,0$ ) $e_1 \geq 3,0d_0$ (при $t \leq 2,0$ ) $e_2 \geq 1,5d_0$ $p_1 \geq 2,5d_0$ $p_2 \geq 2,5d_0$ Минимальный размер болта М6. Класс прочности: 4.6-10.9 $R_{un} \leq 550 \text{ МПа}$

Таблица 13.4.2

**Расчетные сопротивления смятию элементов, соединяемых болтами**

Временное сопротивление стали соединяемых элементов $R_{un}$ , Н/мм <sup>2</sup>	Расчетные сопротивления $R_{bp}$ , Н/мм <sup>2</sup> , смятию элементов, соединяемых болтами класса точности	
	А	В
300	465	390
330	510	430
360	560	475
390	610	515
420	640	540
450	690	580
480	730	615
510	775	655
Примечание – Значения расчетных сопротивлений, указанные в настоящей таблице, вычислены по формулам СП16.13330.2017 (раздел 4) с округлением до 5 Н/мм <sup>2</sup> .		

При действии на болтовое соединение силы  $N$ , проходящей через центр тяжести соединения, распределение этой силы между болтами следует принимать равномерным. В этом случае количество болтов в соединении следует определять по формуле:

$$n_f \geq N / F_{min},$$

где  $F_{min}$  – минимальное из значений  $F_v$ ,  $F_b$  и  $F_t$ , вычисленных согласно таблице 13.4.1

При действии на болтовое соединение момента, вызывающего сдвиг соединяемых элементов, распределение усилий на болты следует принимать пропорционально расстояниям от центра тяжести соединения до рассматриваемого болта.

Усилие в наиболее нагруженном болте  $N_{b,max}$  не должно превышать меньшего из значений  $F_v$  и  $F_b$ , вычисленных согласно таблице 13.4.1.

### 13.5. СОЧЕТАНИЕ НАГРУЖЕНИЙ

Если крепежные изделия расположены не центрально в гофрах настила, то прочность соединения на вырыв и отрыв должна быть уменьшена. Если смещение метиза от центра полки составляет четверть её ширины, расчетная прочность снижается до  $0,9 F_{p,Rd}$ , и, если крепежные изделия расположены на таком же расстоянии по обе стороны от центра полки, их прочность принимается равной  $0,7 F_{p,Rd}$  на каждый метиз, см. рис. 13.5.

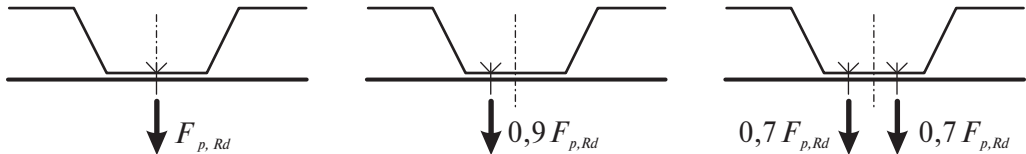


Рис. 13.5. Сочетание нагрузений

При одновременном действии сдвига и растяжения, при условии, что  $F_{t,Rd}$  и  $F_{v,Rd}$  определены согласно таблиц 13.1.1-13.4.1, проверку следует осуществлять по формуле:

$$\frac{F_{t,Rd}}{\min(F_{p,Rd}, F_{o,Rd})} + \frac{F_{v,Rd}}{\min(F_{b,Rd}, F_{n,Rd})} \leq 1$$

Для много/заклепочных/винтовых/дюбельных/болтовых соединений ( $n_f > 1$ ), с учетом перераспределения усилия между крепежными элементами и неравномерности включения в работу необходимо принятие коэффициента условия работы  $\beta = 0,8$ .

$$F_b = F_{b,Rd} \cdot n_f \cdot \beta; F_i = F_{i,Rd} \cdot n_f \cdot \beta;$$

$$F_p = F_{p,Rd} \cdot n_f \cdot \beta; F_o = F_{o,Rd} \cdot n_f \cdot \beta.$$

Для двухсрезных соединений допускается введение повышающего поправочного коэффициента  $k=1,2$ .

$$F_b = F_{b,Rd} \cdot k; F_i = F_{i,Rd} \cdot k.$$

Установленные коэффициенты, при сочетании условий следует учитывать одновременно (перемножать).

### 13.6. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПОДБОРУ КРЕПЕЖНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ И МОНТАЖУ СОЕДИНЕНИЙ ЛСТК

Оптимальный подбор крепежных элементов при работе соединения на срез должен осуществляться из условия равнопрочности крепежного элемента и базового материала. При этом стоит проводить подбор оптимальных диаметров крепежных элементов исходя из прочностных характеристик крепежа, согласно нормативам производителя и расчетным положениям.

Установка крепежных элементов должна производиться в соответствии с крайними и межосевыми расстояниями, описанными в таблицах 13.1.1, 13.2.1, 13.3.1, 13.4.1 в соответствии с рис. 13.6.

Таблица 13.5.1

Значения коэффициента  $\gamma_{M2}$

№	Тип крепежа и характер работы соединения, тип отказа соединения		$\gamma_{M2}$
1	Вытяжные заклепки, работающие на срез		
1.1	Прочность на смятие		1,5
1.2	Прочность сечения нетто		1,1
1.3	Прочность на срез		1,25
2	Вытяжные заклепки, работающие на растяжение		
2.1	Прочность на отрыв листа через прессшайбу		1,25
2.2	Прочность на вырыв из листа		-
2.3	Прочность на разрыв заклепки		1,25
3	Винты, работающие на срез		
3.1	Прочность на смятие	$0,5\text{ мм} \leq t \leq 0,7\text{ мм}$	1,6
		$0,7\text{ мм} < t \leq 2\text{ мм}$	1,45
3.2	Прочность сечения нетто		1,1
3.3	Прочность на срез		1,25
4	Винты, работающие на растяжение		
4.1	Прочность на отрыв листа через прессшайбу		1,2
4.2	Прочность на вырыв из листа		1,1
4.3	Прочность на разрыв винта		1,25
5	Дюбели, работающие на срез		
5.1	Прочность на отрыв листа через прессшайбу		1,25
5.2	Прочность на вырыв из листа		1,25
5.3	Прочность на разрыв дюбеля		1,25
6	Дюбели, работающие на растяжение		
6.1	Прочность на отрыв листа через прессшайбу		1,25
6.2	Прочность на вырыв из листа		1,25
6.3	Прочность на разрыв дюбеля		1,25

Подбор длины гильзы вытяжной заклепки должен осуществляться в соответствии с рекомендациями производителя, в зависимости от толщины соединяемого пакета, для обеспечения равномерного симметричного расклепывания тела гильзы.

Диаметр отверстия, подготовленного под установку вытяжной заклепки, не должен превышать диаметр гильзы вытяжной заклепки более чем на 0,1 мм.

При соединении профилей разной толщины рекомендуется располагать бортик вытяжной заклепки со стороны более тонкого материала.



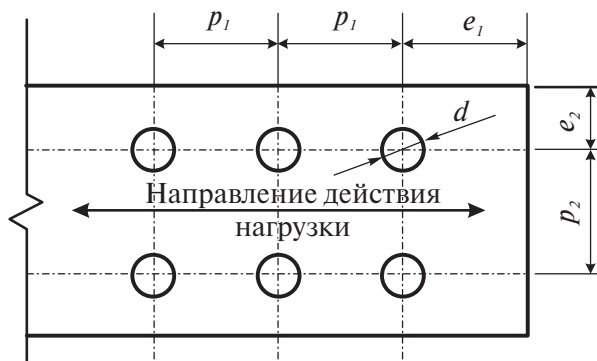


Рис. 13.6. Краевые расстояния и шаг крепежных элементов при работе соединения на растяжение.

При монтаже вытяжных заклепок необходимо обеспечение плотного прижатия бортика заклепки и насадки инструмента к соединяемому пакету, а также обеспечение перпендикулярности инструмента и соединения.

Для установки самосверлящих самонарезающих винтов должен использоваться специализированный инструмент, с возможностью установки количества оборотов и величины крутящего момента.

При проектировании многвинтовых соединений рекомендуется располагать в первом ряду, перпендикулярно действию нагрузки, максимально возможное количество винтов.

Перед установкой винтов в многвинтовых соединениях рекомендуется производить предварительное кернение.

При установке самосверлящих самонарезающих винтов должна быть обеспечена надежная фиксация головки винта в бите инструмента исключая перекос винта, а также перпендикулярность инструмента и соединения.

Величина крутящего момента при установке должна быть установлена в соответствии с рекомендациями производителя. При этом, согласно проведенным исследованиям, недозатянутость винтов может приводить к потере несущей способности соединения до 20%, а их прокрутка, со срывом нарезанной резьбы к потере несущей способности соединения до 30%.

## 13.7. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

В качестве примера расчета приведен расчет винтового соединения ЛСТК.

### Пример №1

#### Задача:

Определить несущую способность винтового соединения, работающего на срез в затяжке легкой фермы ЛСТК.

#### Исходные данные:

Стальная затяжка легкой фермы ЛСТК из стальной полосы шириной 30 мм и толщиной 1,5 мм соединена винтом самосверлящим самонарезающим

диаметром 4,8 мм с такой же стальной полосой из стали С350 шириной 30 мм и толщиной 1,5 мм.

**Расчет:**

Выполним серию расчетов (проверок) при различных возможных типах отказа соединения:

Согласно табл. 13.2.1 определим **прочность на смятие** по формуле:

$$F_{b,Rd} = \alpha \cdot R_{un} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

В связи с тем, что полосы имеют одинаковую толщину 1,5 мм,  $t = t_1$ , коэффициент  $\alpha$  вычисляем по формуле:

$$\alpha = 3\sqrt{1,5/4,8} = 1,79,$$

проверяем  $\alpha \leq 2,1$  – верно.

Вычисляем значение прочности на смятие  $F_{b,Rd}$

$$F_{b,Rd} = \alpha \cdot R_{un} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

По таблице 14 ГОСТ 14918-2020.

$R_{un}$  для стали 350 равен 420 Н/мм<sup>2</sup>.

$$F_{b,Rd} = 1,79 \cdot 420 \cdot 4,8 \cdot 1,5 / 1,45 = 3733 \text{ Н}$$

$\gamma_{M2}$  для винтов согласно п. 3.1 для смятия по т. 13.6 при  $0,7 \text{ мм} < t \leq 2 \text{ мм}$  принимаем равным 1,45.

**Итого:** Прочность на смятие

Согласно табл. 13.2.1 определим **прочность сечения нетто** по формуле:

$$F_{n,Rd} = A_{net} \cdot R_{02} / \gamma_{M2}$$

По таблице 14 ГОСТ 14918-2020.

$R_{02}$  для стали 350 равен 350 Н/мм<sup>2</sup>.

$$F_{n,Rd} = 30 \cdot 1,5 \cdot 350 / 1,1 = 14318 \text{ Н}$$

$\gamma_{M2}$  для винтов согласно п. 3.2 для смятия по табл. 13.5.1 принимаем равным 1,1.

**Итого:** Прочность сечения нетто  $F_{n,Rd} = 14318 \text{ Н}$

Согласно табл. 13.2.1 определим **прочность на срез** по формуле:  $F_{v,Rd} = F_{v,Rk} / \gamma_{M2}$

Прочность на срез  $F_{v,Rk}$  принимаем согласно стандарту производителя.

$$F_{v,Rk} = 4400 / 1,25 = 3520 \text{ Н.}$$

$\gamma_{M2}$  для винтов согласно п. 3.3 для смятия по табл. 13.5.1 принимаем равным 1,25.

**Итого:** Прочность среза винта  $F_{v,Rd} = 3520 \text{ Н}$

Сравним полученные значения прочности.

$$3520 \leq 3733 \leq 14318$$

Наименьшим, а значит вероятным типом отказа является отказ по срезу винта  $F_{v,Rd}$ , имеется риск хрупкого разрушения.

Проверим соответствие условию

$$F_{v,Rd} \geq 1,2 \cdot F_{b,Rd} \cdot 1,2 \cdot 3733 = 4480 \text{ Н}$$

3520 ≤ 4480 - условие не выполнено. Необходимо применение винта большего диаметра.

Выполняем перерасчет с винтом диаметром 5,5 мм.

Выполним серию расчетов (проверок) при различных возможных типах отказа соединения:

Согласно табл.13.2.1 определим **прочность на смятие** по формуле:

$$F_{b,Rd} = \alpha \cdot R_{un} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

В связи с тем, что полосы имеют одинаковую толщину 1,5 мм,  $t = t_1$ , коэффициент  $\alpha$  вычисляем по формуле:

$$\alpha = 3\sqrt{1 - t/t_1}, \alpha = 3\sqrt{1 - 1,5/5} = 1,67,$$

проверяем  $\alpha \leq 2,1$  – верно.

Вычисляем значение прочности на смятие  $F_{b,Rd}$

$$F_{b,Rd} = \alpha \cdot R_{un} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

По таблице 14 ГОСТ 14918-2020.

$R_{un}$  для стали 350 равен 420 Н/мм<sup>2</sup>.

$$F_{b,Rd} = 1,67 \cdot 420 \cdot 5,5 \cdot 1,5 / 1,45 = 3991 \text{ Н}$$

$\gamma_{M2}$  для винтов согласно п. 3.1 для смятия по табл. 13.5.1 при  $t_1 < t \leq t_2$  принимаем равным 1,45.

**Итого:** Прочность на смятие  $F_{b,Rd} = 3991 \text{ Н}$

Согласно табл. 13.2.1 определим **прочность сечения нетто** по формуле:

$$F_{n,Rd} = A_{net} \cdot R_{t1} / \gamma_{M2}$$

По таблице 14 ГОСТ 14918-2020.

$R_{t1}$  для стали 350 равен 350 Н/мм<sup>2</sup>.

$$F_{n,Rd} = 30 \cdot 1,5 \cdot 350 / 1,1 = 14318 \text{ Н}$$

$\gamma_{M2}$  для винтов согласно п. 3.2 для смятия по табл. 13.5.1 принимаем равным 1,1.

**Итого:** Прочность сечения нетто  $F_{n,Rd} = 14318 \text{ Н}$

Согласно табл. 13.2.1 определим **прочность на срез** по формуле:

$$F_{v,Rd} = F_{v,Rk} / \gamma_{M2}$$

Прочность на срез  $F_{v,Rk}$  принимаем согласно стандарту производителя.

$$F_{v,Rk} = 6600 / 1,25 = 5280 \text{ Н.}$$

$\gamma_{M2}$  для винтов согласно п. 3.3 для смятия по табл. 13.5.1 принимаем равным 1,25.

**Итого:** Прочность среза винта  $F_{v,Rd} = 5280 \text{ Н}$

Сравним полученные значения прочности.

$$3991 \leq 5280 \leq 14318$$

Наименьшим, а значит вероятным типом отказа является отказ по смятию материала  $F_{b,Rd}$ .

Проверим соответствие условию

$$F_{v,Rd} \geq 1,2 \cdot F_{b,Rd}; 1,2 \cdot 3991 = 4789 \text{ Н}$$

$5280 \geq 4789$  – условие выполнено.

**Ответ:** Необходимо применение винта диаметром 5,5 мм.

Несущая способность соединения двух полос 30х1,5 мм с винтом диаметром 5,5 мм составляет 3991 Н.

При соблюдении общих краевых условий:

$$e_1 \geq 3d; p_1 \geq 3d; 3,0 \text{ мм} \leq d \leq 8,0 \text{ мм}; e_2 \geq 1,5d; p_2 \geq 3d.$$

## Пример №2

### Задача:

Определить несущую способность винтового соединения профилированного листа покрытия, работающего на растяжение.

### Исходные данные:

Стальной профилированный лист из стали С350 толщиной 0,6 мм закреплен по центру волны листа с помощью самосверлящего самонарезающего винта диаметром 4,8 мм к профилю несущей конструкции каркаса толщиной 4 мм из стали С350.

### Расчет:

Выполним серию расчетов (проверок) при различных возможных типах отказа соединения:

Согласно табл. 13.2.1 определим **прочность на отрыв листа через прессшайбу винта** для статической нагрузки по формуле:

$$F_{p,Rd} = d_w \cdot t \cdot R_{un} / \gamma_{M2}$$

Согласно рис. 13.5.1, ввиду центрального крепления профилированного листа понижающий коэффициент не вводится.

Диаметр прессшайбы винта по данным производителя составляет  $d_w = 10$  мм.

$$F_{p,Rd} = 0,5 \cdot d_w \cdot t \cdot R_{un} / \gamma_{M2} = 10 \cdot 0,6 \cdot 420 / 1,2 = 2100 \text{ Н}$$

$\gamma_{M2}$  для винтов согласно п. 4.1 для отрыва через шайбу по табл. 13.5.1 принимаем равным 1,2.

— для винтов под действием ветровых и сочетания ветровых и статических нагрузок:

$$F_{p,Rd} = 0,5 \cdot d_w \cdot t \cdot R_{un} / \gamma_{M2} = 0,5 \cdot 10 \cdot 0,6 \cdot 420 / 1,2 = 1050 \text{ Н}$$

**Итого:** Прочность на отрыв через прессшайбу для статической нагрузки  $F_{p,Rd} = 2100 \text{ Н}$

— для винтов под действием ветровых и сочетания ветровых и статических нагрузок

$$F_{p,Rd} = 1050 \text{ Н.}$$

Согласно табл. 13.2.1 определим **прочность на вырыв винта из листа** по формуле:

$$\text{Если } t_{\text{sup}} / p < 1 : F_{o,Rd} = 0,45 \cdot d \cdot t_{\text{sup}} \cdot R_{un,\text{sup}} / \gamma_{M2}$$

$$\text{Если } t_{\text{sup}} / p \geq 1 : F_{o,Rd} = 0,65 \cdot d \cdot t_{\text{sup}} \cdot R_{un,\text{sup}} / \gamma_{M2}; \text{ (где } p \text{ — шаг резьбы)}$$

Шаг резьбы винта 4,8 мм по данным производителя составляет 1,59 мм.

Проверяем условие  $t_{\text{sup}} / p$

$4 / 1,59 = 2,52$  мм.  $2,52 > 1$ , значит произведем расчет  $F_{o,Rd}$  по формуле:

$$F_{o,Rd} = 0,65 \cdot d \cdot t_{\text{sup}} \cdot R_{un,\text{sup}} / \gamma_{M2}$$

$\gamma_{M2}$  для винтов согласно п. 4.2 для вырыва из листа по табл.13.5.1 принимаем равным 1,1.

$$F_{o,Rd} = 0,65 \cdot d \cdot t_{\text{sup}} \cdot R_{un,\text{sup}} / \gamma_{M2} = 0,65 \cdot 4,8 \cdot 4 \cdot 420 / 1,1 = 4765 \text{ Н.}$$

**Итого:** Прочность на вырыв из листа  $F_{o,Rd} = 4765 \text{ Н}$

Согласно табл. 13.2.1 определим **прочность на разрыв винта** по формуле:

$$F_{t,Rd} = F_{t,Rk} / \gamma_{M2}$$

Прочность на разрыв винта  $F_{t,Rk}$  принимаем согласно стандарту производителя.

$$F_{t,Rk} = 8200 / 1,25 = 6560 \text{ Н.}$$

$\gamma_{M2}$  для винтов согласно п. 4.3 для разрыва винта по табл. 13.5.1 принимаем равным 1,25.

**Итого:** Прочность на разрыв винта  $F_{v,Rd} = 6560 \text{ Н}$

Сравним полученные значения прочности.

$$1050 \leq 4765 \leq 6560$$

Наименьшим, а значит вероятным типом отказа является отказ по отрыву через прессшайбу  $F_{p,Rd}$ .

Проверим соответствие условию

$$F_{t,Rd} \geq 1,2 \cdot F_{p,Rd}; F_{t,Rd} \geq 1,2 \cdot F_{o,Rd};$$

$$F_{t,Rd} \geq 1,2 \cdot F_{p,Rd}$$

$$1,2 \cdot 1050 = 1260 \text{ Н}$$

$6560 > 1260$  — условие выполнено.

$$F_{t,Rd} \geq 1,2 \cdot F_{o,Rd}$$

$$1,2 \cdot 4765 = 5718 \text{ Н}$$

$6560 > 5718$  — условие выполнено.

Условие  $0,5 \text{ мм} \leq t \leq 1,5 \text{ мм}$  и  $t_1 \geq 0,9 \text{ мм}$  также выполнено.

**Ответ:** допустимо применение винта диаметром 4,8 мм.

Несущая способность винтового соединения профилированного листа покрытия, работающего на растяжение, составляет 1050 Н.

## 13.8. СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

Учитывая недостатки, присущие болтовым, винтовым и другим механическим соединениям, происходит поиск и адаптация других технологий для соединения холодногнутых профилей.

В настоящее время для соединения элементов из стальных холодногнутых оцинкованных профилей развивается применение сварки.



Существуют следующие основные виды сварки:

- дуговая сварка под флюсом;
- автоматическая сварка в защитных газах плавящимся электродом;
- автоматическая сварка в защитных газах неплавящимся электродом;
- импульсно-дуговая сварка;
- электроконтактная сварка.

Сварочные технологии для соединения тонкостенных конструкций применялись еще в 70-80хх гг. XX века, но только в заводских условиях. К проблемам сварки элементов из холодногнутого оцинкованных профилей следует отнести тонкостенность (велика вероятность прожога изделия) и наличие цинка, который при сварке частично выгорает, выделяет токсичные испарения и, попадая в расплавленный металл шва, существенно снижает его прочность. Благодаря современным технологиям автоматизации и роботизации сварочного производства, высокому уровню технологий по вентиляции и дымоудалению в настоящее время этих проблем можно избежать, как при сварке на заводе, так и в условиях стройплощадки.

При сварке оцинкованных профилей производители рекомендуют применять рутиловые электроды, например электроды ОК 46.00 компании ESAB.

Основной составляющей покрытия рутилового электрода является рутил, минерал, наиболее распространенная полиморфная модификация диоксида титана  $TiO_2$ . Также в состав покрытия рутилового электрода может входить полевой шпат, ферромарганец, магнезит, железный порошок и легирующие добавки. Такой состав позволяет стабилизировать горение дуги и обеспечить защиту сварочной ванны. Доля компонентов варьируется в зависимости от марки электрода.



Рис. 13.8.1. Сварка роботом, компания ESAB

Основное преимущество рутиловых электродов — экологичность. При сварке в воздух выделяется минимум токсичных и опасных для сварщика соединений, что позволяет варить детали в закрытых или плохо проветриваемых помещениях. Другие достоинства: мгновенный розжиг и устойчивое горение дуги,

возможность осуществлять сварку по влажной поверхности, после сварки шов получается мелкочешуйчатым и ровным. Электроды подходят для сварки стыковых швов, швов внахлест и угловых соединений. Рутитовые электроды абсолютно не подходят для сварки элементов из высокоуглеродистых сталей, но оцинкованный прокат изготавливается из малоуглеродистых сталей и этот недостаток можно не учитывать.

Иногда применяется сварка порошковой проволокой, но для ее применения требуется защитный газ, и следовательно, такой способ лучше использовать в заводских условиях.

Импульсно-дуговая сварка представляет собой сварку, при которой на основной (фоновый) сварочный ток накладываются, с некоторой частотой, дополнительные импульсы тока. Данная сварка может применяться для элементов толщиной от 1 мм, имеет положительный опыт применения для алюминиевых конструкций и перспективна для тонкостенных конструкций из углеродистой стали.

Перспективными направлениями также являются лазерная и плазменная сварка, но они еще требуют подробного изучения и исследования перед внедрением в производство.

Благодаря незначительным размерам поперечных сечений стержней, воспринимающих небольшие усилия, сварные швы в соединениях, как правило, короткие и имеют небольшую толщину. Поэтому сварку требуется вести очень тщательно, чтобы предотвратить пористость и подрезы.

Сварка листового металла толщиной менее 4 мм, подвергавшегося или не подвергавшегося холодной пластической обработке, требует технологии, приспособленной к активному отведению тепла из стыка, быстрому застыванию сварочной ванны и к большей скорости плавления электродов по сравнению с этими же операциями, имеющими место при соединении листового металла толщиной 4 мм и более.



Рис. 13.8.2. Дуговая точечная сварка методом проплавления



**Рис. 13.8.3.** Электроконтактная сварка двумя электродами

СП 260.1325800 [1] регламентирует требования к следующим видам сварных соединений: соединения, выполненные контактной точечной сваркой; соединения с угловыми швами; соединения, выполненные дуговой точечной сваркой.

Точечную сварку, выполняемую контактным методом либо методом проплавления, следует использовать для черного или оцинкованного проката толщиной до 4,0 мм при условии: более тонкая присоединяемая часть имеет толщину не более 3,0 мм.

В целом сварка тонкостенных элементов требует тщательного контроля и поэтому целесообразна к применению в заводских условиях для производства типовых изделий путем префабрикации, например, каркасно-обшивные панели заводской сборки.

Согласно п. 10.3.2 СП 260.1325800 [1] расчетную несущую способность сварных точек вычисляют по приведенным ниже формулам:

Несущую способность на смятие и разрыв  $N_c$  вычисляют по формулам:

– если  $t < t_1 < 2,5t$ ,  $N_c = 2,7\sqrt{t}d_s R_u$

– если  $t_1 \geq 2,5t$ ,  $0,7d_s^2 R_u \leq N_c = 2,7\sqrt{t}d_s R_u \leq 3,1d_s R_u$ ,

где  $t$  – толщина наиболее тонкого присоединяемого элемента или листа, мм;

$t_1$  – толщина наиболее толстого присоединяемого элемента или листа;

$d_s$  – внутренний диаметр электродзаклепки, равный:

- при сварке проплавлением  $d_s = 0,5t + 5$  мм;

- при сварке сопротивлением  $d_s = 5\sqrt{t}$ .

Несущую способность края элемента на вырыв  $N_p$  вычисляют по формуле

$$N_p = 1,4te_1R_u.$$

Несущую способность сечения нетто  $N_n$  вычисляют по формуле

$$N_n = A_{net}R_u,$$

где  $A_{net}$  — площадь поперечного сечения нетто присоединяемого элемента;

Несущую способность на срез  $N_s$  вычисляют по формуле

$$N_s = \frac{\pi d_s^2 R_u}{4}.$$

При этом обращается внимание, что должны соблюдаться следующие условия:

$$N_s \geq 1,25N_c; N_s \geq 1,25N_p \text{ и } \sum N_s \geq 1,25N_n.$$

Расположение точек сварки в соединении приведены на рисунке 13.8.4, где  $2d_s \leq e_1 \leq 6d_s$ ;  $3d_s \leq p_1 \leq 8d_s$ ;  $e_2 \leq 4d_s$ ;  $3d_s \leq p_2 \leq 6d_s$ .

Размер  $d_s$  сварной точки в реальных условиях следует проверять посредством испытаний на срез с использованием нахлесточных образцов с одиночным креплением, как показано на рисунке 13.8.4. Толщины соединяемых элементов образца должны быть равны реализованным в каждом конкретном случае.

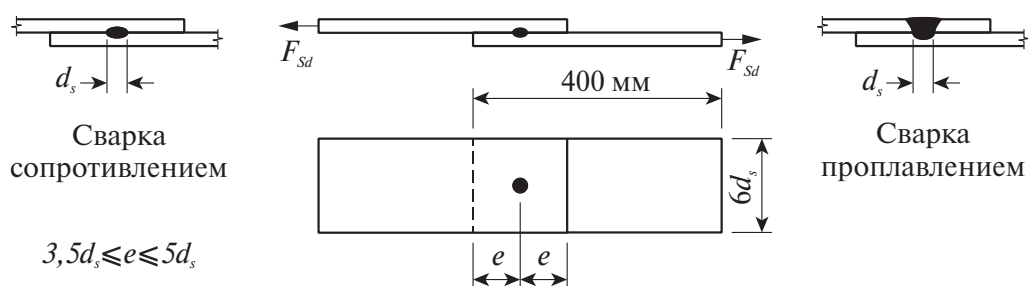


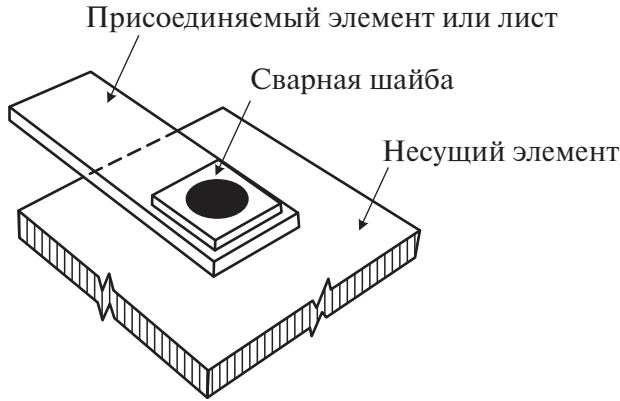
Рис. 13.8.4. Образцы для испытаний на срез сварных точек [1]

Размеры сварных швов при выполнении сварных соединений с угловыми швами необходимо выбирать таким образом, чтобы прочность соединения определялась толщиной присоединяемого элемента или листа, но не сварным швом. Допускается, что это требование выполняется, если сечение сварного шва не менее толщины присоединяемого элемента или листа.

Согласно п. 10.4.3 СП 260.1325800 [1] расчетную несущую способность углового сварного шва следует определять по СП 16.13330 [2] в соответствии с методикой для элементов толщиной 4 мм и более. Угловые швы с эффективной длиной менее  $8t$  ( $t$  — толщина более тонкого из соединяемых элементов) в расчетных соединениях не допускаются.

Дуговую точечную сварку следует применять только в соединениях, работающих на сдвиг, и не следует использовать для соединения элементов или листов, общая толщина  $St$  которых превышает 4 мм. Дуговая точечная сварка должна иметь внутренний диаметр  $d_s$  не менее 10 мм. Если толщина присоединяемого

элемента или листа менее 0,7 мм, то следует использовать сварную шайбу (см. рис. 13.8.5).



**Рис. 13.8.5.** Дуговая точечная сварка со сварной шайбой [1]

Согласно п. 10.5.7 СП 260.1325800 [1] расчетную несущую способность на срез  $N_w$  круглой сварной точки определяют по формуле

$$N_w = \frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 R_{wf},$$

где  $R_{wf}$  – расчетное сопротивление по материалу сварной точки;

$d_s$  – внутренний диаметр сварной точки, вычисляемый по формуле:

$$d_s = 0,7d_w - 1,5\Sigma t, \text{ но } d_s \geq 0,55d_w,$$

где  $d_w$  – видимый диаметр дуговой сварной точки (см. Рис. 13.8.3).

$N_w$  не должно превышать значений, определяемых из следующих условий:

- если  $\frac{d_p}{\Sigma t} \leq 18 \cdot \left( \frac{420}{R_u} \right)^{0,5}$ , то  $N_w = 1,5d_p \Sigma t \cdot R_u$ ;
- если  $18 \cdot \left( \frac{420}{R_u} \right)^{0,5} < \frac{d_p}{\Sigma t} < 30 \cdot \left( \frac{420}{R_u} \right)^{0,5}$ , то  $N_w = 27 \cdot \left( \frac{420}{R_u} \right)^{0,5} \Sigma t^2 \cdot R_u$ ;
- если  $\frac{d_p}{\Sigma t} \geq 30 \cdot \left( \frac{420}{R_u} \right)^{0,5}$ , то  $N_w = 0,9d_p \Sigma t \cdot R_u$ .

Согласно п. 10.5.8 СП 260.1325800 [1] Расчетная несущая способность на срез  $N_w$  овальной сварной точки определяют по формуле

$$N_w = \left[ \frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 + L_w d_s \right] 0,625 R_{uw},$$

при условии, что  $N_w$  не превышает значений, вычисляемых по формуле

$$N_w = (0,5L_w + 1,6d_p) \Sigma t R_u,$$

где  $L_w$  – длина овальной сварной точки.



**Список источников, использованных в главе 13:**

1. СП 260.1325800.2016: Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов. Правила проектирования / Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации.— 2016.- 115 с.
2. СП 16.13330.2017 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\*/Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации.— 2017.- 145 с.
3. Айрумян Э.Л., Камынин С.В., Ганичев С.В. Вытяжные заклепки или самонарезающие винты. // Монтажные и специальные работы в строительстве. -2009. - № 3.
4. Ведяков И.И., Одесский П.Д., Соловьев Д.В. Несущая способность болтовых соединений легких конструкций из холодногнутых профилей малых толщин // Промышленное и гражданское строительство. -.2010. - № 3. С.19-22.
5. Катранов И.Г. Вытяжные заклепки в узлах соединений легких стальных тонкостенных конструкций [Текст] / И.Г. Катранов, Ю.С. Кунин // Промышленное и гражданское строительство. -2010,- №3.-С.41-43.
6. Катранов И.Г. Оптимизация применения вытяжных заклепок и самосверлящих самонарезающих винтов в соединениях ЛСТК [Текст] / И.Г. Катранов, Ю.С.Кунин // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. -2010.- №7(138), -С.35-37.
7. Катранов И.Г. Болты или самосверлящие винты в соединениях ЛСТК. [Текст] / И.Г. Катранов // Монтажные и специальные работы в строительстве. -2011.-№5.С.12-14.
8. Катранов И.Г. Автореферат диссертации «Несущая способность винтовых и заклепочных соединений стальных тонкостенных конструкций», Москва, 2011.
9. ГОСТ Р 59905-2021 Винты самосверлящие для стальных строительных конструкций. Общие технические условия.

# 14.

## ОГНЕСТОЙКОСТЬ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЛСТК

### 14.1. ТРЕБОВАНИЯ К ОГНЕСТОЙКОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Огнестойкость строительных конструкций — одна из основных характеристик, без которой их применение в строительстве невозможно. В целях обеспечения пожарной безопасности строительные конструкции классифицируются по огнестойкости для установления возможности их применения в зданиях, сооружениях и пожарных отсеках определенной степени огнестойкости или для определения степени огнестойкости зданий, сооружений и пожарных отсеков [1].

Применение несущих и ограждающих строительных конструкций подразумевает необходимость помимо конструктивных, эксплуатационных, санитарных и других требований, уже на стадии проектирования здания, учитывать возможность применения конструкций с точки зрения выполнения ими требований по огнестойкости, которые должны быть подтверждены результатами огневых испытаний или расчётов огнестойкости.

Для каждого здания и сооружения, а также пожарного отсека, при делении их на пожарные отсеки (далее — здания), нормативными документами по пожарной безопасности установлена степень огнестойкости — характеристика здания, закладываемая при проектировании, учитывающая функциональное назначение здания, площадь этажа, этажность и высоту. Соответствие степени огнестойкости здания и пределов огнестойкости применяемым в нём конструкциям приведена в табл. 14.1.1.

Пределом огнестойкости конструкции называют промежуток времени от начала огневого воздействия в условиях стандартных испытаний до наступления одного из нормированных для данной конструкции предельных состояний [1]. Цифры в обозначении указывают через какое время наступает то или иное предельное состояние конструкции и их следует понимать как «не менее».

Таблица 14.1.1

**Соответствие степени огнестойкости и предела огнестойкости строительных конструкций зданий, сооружений и пожарных отсеков [1]**

Степень огнестойкости зданий, сооружений и пожарных отсеков	Предел огнестойкости строительных конструкций						
	Несущие стены, колонны и другие несущие элементы	Наружные не-несущие стены	Перекрытия междуэтажные (в том числе чердачные и над подвалами)	Строительные конструкции бесчердачных покрытий		Строительные конструкции лестничных клеток	
				Настилы (в том числе с утеплителем)	фермы, балки, прогоны	внутренние стены	марши и площадки лестниц
I	R 120	E 30	REI 60	RE 30	R 30	REI 120	R 60
II	R 90	E 15	REI 45	RE 15	R 15	REI 90	R 60
III	R 45	E 15	REI 45	RE 15	R 15	REI 60	R 45
IV	R 15	E 15	REI 15	RE 15	R 15	REI 45	R 15
V	не нормируется	не нормируется	не нормируется	не нормируется	не нормируется	не нормируется	не нормируется

Потеря несущей способности (R) — состояние, при котором конструкция не способна более удерживать приложенные к ней нагрузки. Отдельно данная характеристика свойственна конструкциям колонн, балок и ферм, а также несущим стенам, когда необходимо обеспечить только геометрическую неразрушимость здания, сооружения или пожарного отсека.

Потеря целостности конструкции (E) — состояние, при котором на конструкции проявляются трещины, прогары, сквозные отверстия или иные деформации, в результате появления которых через ограждающую конструкцию попадают в соседнее помещение опасные факторы пожара — горячие продукты горения, дым, открытое пламя.

Потеря теплоизолирующей способности (I) — состояние, при котором с необогреваемой стороны на поверхности конструкции повышается температура в среднем более чем на 140 °С или в любой точке этой поверхности более чем на 180 °С в сравнении с температурой конструкции до испытания или более 220 °С независимо от температуры конструкции до испытания.

Последние две характеристики свойственны ограждающим конструкциям. Несущие конструкции (колонны, балки, фермы, арки и рамы) оцениваются только по потере несущей способности (R) вследствие обрушения конструкции или возникновения предельных деформаций.

## 14.2. ИСПЫТАНИЯ ЛСТК НА ОГНЕСТОЙКОСТЬ

Определить предел огнестойкости конструкции можно либо по результатам испытаний, либо на основании расчётов, которые основаны на проведённых

ранее испытаниях. Для ЛСТК, ввиду небольшого опыта их применения в России, основным источником информации о пределе огнестойкости пока являются именно испытания.

Для испытаний на огнестойкость строительных конструкций применяется температурный режим по международному стандарту ISO 834-75\* “Fire resistance test - Elements of building constructions”, аутентичный текст которого представлен в ГОСТ 30247.0-94 «Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Общие требования» [2].

В процессе испытания и калибровки в печах должен быть создан стандартный температурный режим (пунктирная линия на рис.14.2.1), характеризующийся следующей зависимостью:

$$T - T_0 = 345 \lg(8t + 1), \quad (14.2.1)$$

где  $T$  — температура в печи, соответствующая времени  $t$ , °C;

$T_0$  — температура в печи до начала теплового воздействия (принимают равной температуре окружающей среды), °C;

$t$  — время, исчисляемое от начала испытания, мин.

Основным отличием в определении огнестойкости фасонного металлопроката и ЛСТК является то, что малые толщины профилей ЛСТК не обладают значимой огнестойкостью, поэтому оценка огнестойкости ЛСТК сводится к определению огнестойкости конструкции в целом, например, каркасно-обшивной стены, а огнестойкость фасонного проката может рассматриваться отдельно для каждого участка, например, для структурных элементов ферм и других статически определимых элементов.

$t_{ст}$  — стандартная температурная кривая по ГОСТ 30247.0;

$\delta_{пр}$  — приведенная толщина металла: 1,5; 3; 5; 10; 15; 20 мм.

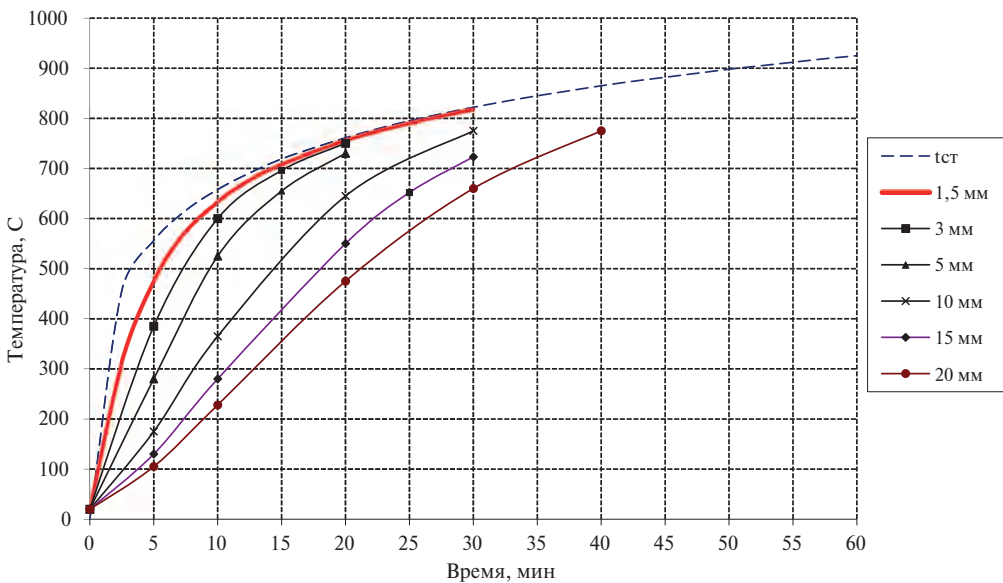


Рис. 14.2.1. Номограмма прогрева незащищенных стальных конструкций.

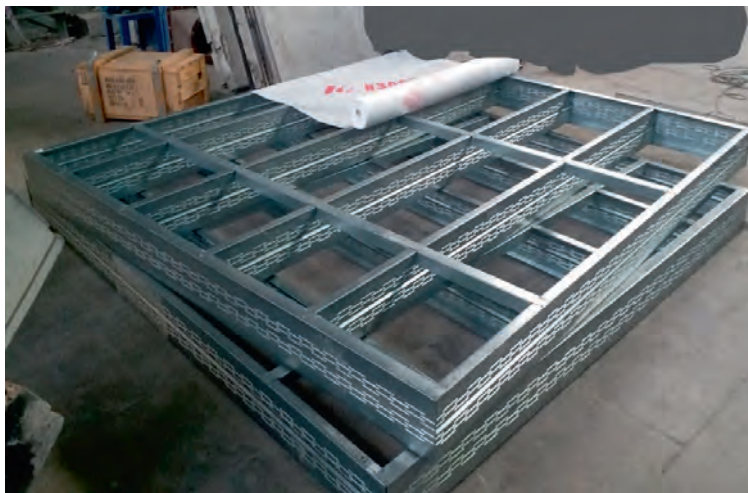
**Примечание:** Приведенная толщина металла [ГОСТ Р 53295-2009]: Отношение площади поперечного сечения металлической конструкции к периметру ее обогреваемой поверхности. Обогреваемый периметр стальных конструкций определяется без учета поверхностей, примыкающих к плитам, настилам перекрытий и стенам при условии, если предел огнестойкости этих конструкций не ниже предела огнестойкости обогреваемой конструкции. Физический смысл приведённой толщины металла — это приведение металлических конструкций любой конфигурации поперечного сечения к толщине простой неограниченной пластины, одна поверхность которой имеет идеальную теплоизоляцию.

Строительные конструкции из стальных холодногнутых оцинкованных профилей применяются с толщиной от 1,5 до 4,0 мм, но, как правило, не более 2 мм. Если принять критическую температуру стальных элементов как для фасонного металла равной 500 °С (по ГОСТ Р 53295-2009), то из рис. 14.2.1 видно, что собственный предел огнестойкости ЛСТК составляет не более 15 минут, что позволяет его применение (без огнезащиты и не в составе конструкции) только в зданиях с ненормируемой огнестойкостью (см. табл.14.1.1). Следует отметить, что EN 1993-1-2 [3] в упрощенной методике рекомендует значение критической температуры ЛСТК равное 350 °С, что ещё больше снижает предел огнестойкости.

Исходя из вышеизложенного, особенностью применения ЛСТК с точки зрения пожарной безопасности является то, что огнестойкость ЛСТК проверяется, как правило, для сборной конструкции, а также применяются средства огнезащиты.

Внешний вид опытного образца конструкции несущей стеновой панели в процессе изготовления, а также перед испытанием, представлен на рис. 14.2.2 и 14.2.3.

Проведенные испытания на огнестойкость несущих и ограждающих конструкций на основе стальных каркасов из холодногнутых оцинкованных профилей подтверждают возможность их применения на объектах капитального



**Рис. 14.2.2.** Сборка несущего стального каркаса





**Рис. 14.2.3.** Опытный образец перед испытанием

строительства в соответствии с установленными требованиями пожарной безопасности [4, 5, 6].

При натурных испытаниях отмечено, что на огнестойкость ЛСТК влияет способ монтажа и возведения конструкций. Для сборки конструкций из черного металла в основном используется сварное соединение, болтовое используется реже, в то время как для сборки ЛСТК чаще используются метизы в виде самонарезающих винтов и болтовых соединений. Сварные соединения в ЛСТК технологии мало используются, поэтому сборные детали прилегают друг к другу не полностью.

Для балок и колонн одной из существенных проблем является устойчивость конструкций, связанной с технологией изготовления профилей на гибочном оборудовании. При нагревании свыше  $200^{\circ}\text{C}$ , конструкцию начинает «скручивать» и тем самым нагрузка распределяется уже не по заданному изначально профилю, конструкция перестает работать, обрушение конструкции наступает уже при температурах около  $280^{\circ}\text{C}$ . Для устранения этой особенности требуется внесение элементов препятствующих скручиванию конструкций - раскрепление при помощи обойм или вставок между профилями дополнительных пластин. В случае же каркасно-обшивных стен из ЛСТК функцию раскрепления, препятствующего скручиванию конструкции, берут на себя горизонтальные элементы каркаса, опорные элементы и сами обшивные материалы.

Для каркасно-обшивных стен основную функцию огнестойкости обеспечивают обшивные материалы. Испытания показали, что пока обшивка держится, то нагрев профилей идет очень медленно. Если обшивка (ГВЛ, ГКЛ, ЦСП или Аквапанель) закреплена с верными техническими зазорами и шагом крепления, то каждый слой дает минимум 30 минут для огнестойкости конструкций. Два

и более слоя следует обязательно монтировать «вразбежку», тем самым повышая устойчивость слоев обшивки при воздействии огня, т. к. прогрев не будет происходить через неплотность стыков обшивки.

Отсутствие деформационных зазоров приводит к растрескиванию обшивного материала (рис.14.2.4).



**Рис. 14.2.4.** Опытный образец после испытания

Для заполнения пространства внутри ЛСТК профилей, а также наполнения КОС обеспечивающего звуко- и теплоизоляцию в конструкциях, где предъявляются требования по пределам огнестойкости свыше 30 минут, следует применять только материалы группы НГ, используемые в огнезащитных системах. Плитами на основе стекловаты заполнение недопустимо. Производители минеральной ваты для утепления фасадов и кровли заявляют характеристику НГ и этот параметр подтверждается сертификатами, но в результате огневого воздействия сама вата (плиты из минеральной ваты) не применяющаяся в огнезащите конструкций, сжимается в объёме, либо плавится, в процессе пожара обнажая защищаемые конструкции (рис. 14.2.5), тем самым значительно снижая предел огнестойкости конструкций.



**Рис. 14.2.5.** Опытный образец после испытаний

### 14.3. МЕТОДЫ ПОВЫШЕНИЯ ОГНЕСТОЙКОСТИ ЛСТК

Собственный предел огнестойкости профиля ЛСТК крайне невысокий и без огнезащиты или использования конструктивных изменений в виде усиления профилей, вставок и обойм едва превышает 3 минуты (на основе экспериментальных данных для незащищенного профиля ПСР-200-2,0 с толщиной стенки 1,5 мм). Проектируя конструкции с предъявляемыми требованиями по пределу огнестойкости следует сразу же закладывать, как дополнительную, постоянную распределенную нагрузку от массы огнезащитного средства. Выбирая огнезащитное средство надо понимать, что оно должно быть не просто сертифицировано по ГОСТ Р 53295, но также должно иметь указание, что оно прошло испытание на оцинкованной поверхности, либо при монтаже вообще не требует адгезии к конструкции (например, коробчатая защита ГВЛ или огнестойким плитным материалом, крепление метизами или по отдельному каркасу/закладным элементам). Адгезия к огрунтованным и оцинкованным поверхностям разная, кроме этого, некоторые огнезащитные покрытия оказывают агрессивное воздействие на цинковый слой. Огнезащитные краски при пожаре начинают вспучиваться при достижении температур 150...200 градусов, а значит в первые 2 минуты профили успеют нагреться до 100 градусов, тем самым сокращая время до достижения критической температуры. Для ЛСТК свойственна повышенная деформативность, т. е. если применять не эластичный материал, который монтируется непосредственно на профиль и удерживается за счет адгезии, то он при проявлении этих деформаций приведет к растрескиванию защитного покрытия и его малой эффективности. Для стержневых (отдельно стоящих колонн и балок) конструкций лучше всего подходят рулонные материалы, которыми можно обернуть весь профиль, а пустоты между профилем заполнить плитами из минеральной ваты, упрощая тем самым периметр конструкции и уменьшая площадь, подвергаемую прогреву в условиях пожара. Монтаж осуществляется за счет клеевой мастики, которая наносится на все поверхности и стыки слоев огнезащиты, а также на монтируемую в распор минвату. Может быть и другая технология монтажа средств огнезащиты, например при помощи бандажных негорючих поясов, проволоки, сетки, либо комбинацией технологий. Также возможно защитить стержневые ЛСТК (колонны, балки), собрав вокруг защищаемой конструкции каркас из листовых огнезащитных материалов, который будет либо крепиться к самой конструкции методом монтажных элементов, либо непосредственно прикручиваться самонарезными винтами к конструкции. Технологии монтажа должны быть описаны в документации на средство огнезащиты.

Толщина средства огнезащиты, применяемого для стержневых (колонны, балки) конструкций, подбирается исходя из характеристики Приведенной толщины металла (ПТМ), т. е. сведения сечения конструкции к максимально упрощенному. Расчет ПТМ осуществляется исходя из площади поперечного сечения профиля и периметра обогрева ЛСТК.

$$T_{пр.} = A_{сеч.} / P_{обогрева}, \quad (14.3.1)$$

где  $A_{сеч.}$  — площадь поперечного сечения защищаемого профиля;  
 $P_{обогрева}$  — периметр обогрева конструкции.

Площадь поперечного сечения профиля является постоянной величиной и приводится в ТУ или ином стандарте производителя профиля (упрощенно ее можно определить умножением ширины заготовки на ее толщину). Периметр обогрева конструкции уже является непостоянной величиной, зависящей от положения конструкции относительно соседних негорючих конструкций, у которых есть собственный предел огнестойкости или они примыкают к сгораемым конструкциям.

При проектировании зданий, если будет примыкание несущей конструкции к какой-либо ограждающей (например, к сэндвич-панели), то ограждающая конструкция должна быть подобрана с пределом огнестойкости не ниже, чем у несущей конструкции.

В случае наличия вставок усиления, обойм и кожухов, направленных на увеличение устойчивости конструкций в расчете ПТМ их не принимать, если они смонтированы с шагом, не позволяющим считать их сплошной вставкой, обоймой или кожухом на всю длину. ПТМ считать по участку сечения без этих усилений. Несмотря на то, что технологии защиты рулонными материалами предполагают вставки из негорючей минеральной ваты в пустоты профиля при начальном расчете ПТМ мы их не учитываем.

Для каркасно-обшивных стен, перегородок или перекрытий такие способы огнезащиты не применимы, в связи с технологией возведения таких ограждающих конструкций. Огнестойкость ЛСТК в таком случае достигается за счет участия в работе материалов наполнения (минеральная каменная вата) внутри стен и обшивных панелей из листового строительного материала, препятствующих прямому воздействию огня на металл каркаса. В качестве листового материала используются листы из ГКЛ (гипсокартонный лист), ГКЛО (огнестойкий), ГКЛВ (влагостойкий), ГКЛВО (влагостойкий огнестойкий), ГВЛ (гипсо-волоконный лист), ГВЛВ (влагостойкий), ГВЛО (огнестойкий), ГВЛВО (влагостойкий огнестойкий), ЦСП (цементно-стружечная плита), «Аквапанель» внутренняя либо наружная, Файерборд и иные панели на основе цементных или гипсовых связующих. Чем дольше удерживается без разрушения первая наружная панель, на которую воздействует огонь, тем дольше держится вся конструкция в условиях воздействия пожара. Стоит также учесть, что в конструкциях, к которым предъявляется требование по огнестойкости 60 мин и выше в качестве минераловатного наполнителя следует применять вермикулитовые плиты рекомендованной плотностью  $50 \dots 110 \text{ кг/м}^3$ , используемые только в огнезащитных системах по защите конструкций из металла или бетона, например плиты Тизол «EURO-Лит», PAROC FPS, Rockwool «FT BARRIER», Технониколь «ТЕХНО ОЗБ» с соответствующей плотностью и др.. Плотность плит ниже  $50 \text{ кг/м}^3$  не подходит в связи с тем, что установить минеральную вату враспор в конструкции не выполнимо. Плотность выше  $110 \text{ кг/м}^3$  допустима, но стоит учитывать, что в таком случае у минераловатных плит появляется ломкость при деформации, тем самым усложняющая монтаж материала. Для конструкций перекрытий необходимо продумать способы фиксации минераловатного наполнителя, препятствующие выпадению после разрушения обшивного материала. Обеспечение требуемой огнестойкости конструкций достигается



путем применения ранее опробованных технических решений с имеющимися протоколами испытаний. Допустимо использование расчетно-аналитического метода сравнительного анализа в качестве обоснования пределов огнестойкости конструкций при применении аналогичных испытанным конструкциям.

Негативно влияют на огнестойкость конструкций следующие ошибки:

- наличие заломов на ребрах жесткости — при таких дефектах снижается устойчивость и несущая способность конструкции, что скажется на фактическом пределе огнестойкости конструкции;

- неточность монтажа — элементы конструкций установлены с перекосом/перекрутом/под чуть другим углом. В таком случае конструкция воспринимает нагрузки не по расчетной схеме, это повлияет на значение максимальной несущей способности, создаст излишние напряжения, которые приведут к ранней потере устойчивости конструкции и ее обрушению;

- несоблюдение шага раскрепления конструкции в большую сторону — увеличение шага приведет также к уменьшению сопротивления скручивающему эффекту от внутренних напряжений профиля при прогреве;

- несоблюдение установки монтажных опорных элементов в каркасно-обшивных стенах — в таком случае вертикальный элемент под нагрузкой не будет иметь устойчивой опоры и его перемещение приведет к обрушению под нагрузкой;

- пропуск или увеличение шага крепления обшивного материала, использование креплений другого профиля (иной формой прижимной части головки самонарезного винта, другого диаметра самонарезного винта), пропуск или отсутствие шайб указанных в проектной документации (сборочном чертеже) на каркасно-обшивную конструкцию, перетягивание (значительное утапливание) или перекося крепежных элементов — все это приведет к некачественной фиксации обшивных материалов и появлению напряжений в точках креплений, что приводит к раннему растрескиванию обшивных материалов и тем самым снижая фактическую огнестойкость конструкций;

- несоблюдение технологических зазоров в обшивных материалах предназначенных для компенсации упругих деформаций конструкций под нагрузкой — в таком случае при упругой деформации от приложенных нагрузок передача нагрузки происходит на касающиеся друг друга обшивные материалы, создаются избыточные напряжения в самих обшивных материалах и в их точках крепления. В таком случае обшивные материалы значительно раньше разрушаются в условиях пожара и могут разрушиться сразу несколько слоев на большой площади, обнажая металлоконструкции под воздействие высокой температуры пожара. Разрушение обшивных материалов произойдет в любой момент и начнется прогрев незащищенных участков каркаса;

- применение минеральной каменной ваты «эквивалентной» по своим характеристикам заложенной в конструкторской или проектной документации с непроверенными характеристиками — для негорючей минеральной ваты, которая свободно продается на рынке, свойственно, что заявленные характеристики по плотности и по устойчивости к воздействию огня не достигаются по факту. Такие минераловатные плиты могут сжиматься, теряя в объеме заполнения, или плавятся в процессе воздействия огня. В таком случае после



разрушения обшивного материала металлоконструкции каркаса будут обогреваться на большей площади и быстрее достигнут критического состояния, после чего произойдет обрушение. Стабильными показателями обладают минеральные плиты, используемые в качестве огнезащитных решений для стальных или бетонных конструкций;

— несоблюдение монтажа листовых обшивных материалов «вразбежку», т.е. перекрывая стыки нижележащих слоев обшивных материалов — при воздействии огня у обшивных материалами первыми вскрываются неоднородные материалы, такими являются шпатлевка на стыках листового материала. Зазоры стыкующихся друг к другу листов в пределах своих слоёв могут быть неровными и разными по ширине, штукатурка нагревается и расширяется, начинает трескаться и выпадать, через образовавшиеся щели начинается прогрев нижележащего слоя, у которого также есть зазор, который ничем не заделан. Прогрев происходит в зоне наибольшего количества монтажных элементов, возможен прямой прогрев металлоконструкций каркаса, поведение обшивных материалов в таком случае непредсказуемо — гарантировать заявленный предел огнестойкости невозможно.

Все эти ошибки являются результатом человеческого фактора, т.е. требуют крайне ответственного подхода к производству работ и контролю. Возрастает потребность в высококвалифицированных кадрах исполнителей работ и технического надзора за выполнением работ в процессе их выполнения.

### Список источников, использованных в главе 14:

1. Федеральный закон «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности» от 22.07.2008 № 123-ФЗ.
2. ГОСТ 30247.0-94 «Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Общие требования»
3. EN 1993-1-2:2005+AC 2005 (E) Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-2: General rules. Structural fire design
4. Отчёт о научно-исследовательской работе на тему: «Проведение экспериментальных исследований огнестойкости и пожарной опасности несущих и ограждающих конструкций из холодногнутых стальных оцинкованных профилей», ООО Пожарный инженер», Москва, 2020г. — 92с.
5. Пронин Д.Г., Пехотиков А.В., Павлов В.В., Назмеева Т.В., Журавлёв А.Ю. Особенности испытаний на огнестойкость строительных конструкций с применением холодногнутых оцинкованных профилей / Промышленное и гражданское строительство. 2021. №10. С.30-35.
6. СТО АРСС 11251254.001-020-1 «Огнестойкость строительных конструкций из стальных холодногнутых оцинкованных профилей».

# 15.

## ДОЛГОВЕЧНОСТЬ ЛСТК И ЗАЩИТА ОТ КОРРОЗИИ

### 15.1. ФИЗИКО-ХИМИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ АТМОСФЕРНОЙ КОРРОЗИИ

Атмосферная коррозия — коррозия металла, протекающая в атмосферных условиях. Согласно ГОСТ 5272 (с 01.07.2022 г. вводится в действие на территории Российской Федерации ГОСТ 9.106) к атмосферной относится коррозия, протекающая в условиях любого влажного газа. Из-за того, что большое количество металлических конструкций и оборудования эксплуатируются в атмосферных условиях, атмосферная коррозия металлов является самым распространенным видом коррозии.

Скорость атмосферной коррозии также, как и ее механизм, определяются степенью увлажнения поверхности. При атмосферной коррозии кислород воздуха без существенного затруднения диффундирует к металлической поверхности через тонкий слой влаги.

При растворении железа в пленке электролита образуются ионы  $Fe^{2+}$  и первоначально на поверхность металла осаждается гидроокись  $Fe(OH)_2$ . Ионы  $Fe^{2+}$  затем окисляются кислородом или водой до ионов  $Fe^{3+}$ . В результате образуется оксидно-гидроксидные комплексы ионов  $Fe^{2+}$  и  $Fe^{3+}$ , которые в общем виде можно определить, как  $Fe^II_x Fe^III_y O(OH)_{2x+3y-2}$ . Эти соединения окисляются кислородом с образованием твердофазных продуктов: модификаций  $\alpha$ -,  $\beta$ -,  $\gamma$ - и  $\delta$ - $FeOOH$ ,  $\alpha$ - $Fe_2O_3$  и магнетита  $Fe_3O_4$ . Внутренний слой продуктов коррозии состоит из аморфного гидроксида трехвалентного железа и  $\gamma$ -,  $\alpha$ -,  $\beta$ -  $FeOOH$ , а наружный слой из  $\gamma$ -,  $\alpha$ - $FeOOH$  и некоторого количества  $Fe_3O_4$  и  $\alpha$ - $Fe_2O_3$ . На начальных этапах  $\gamma$ - $FeOOH$  присутствует в большем количестве, чем  $\alpha$ - $FeOOH$ , затем количество последнего постепенно увеличивается.

Соотношение количеств каждой модификации меняется в слоях, зависит от типа атмосферы и от времени. В промышленных атмосферах на поверхности низколегированных сталей формируются продукты коррозии, содержащие

сульфаты ионов железа II и III, в приморских и морских атмосферах — хлориды железа  $FeCl_2$ ,  $FeCl_2 \cdot nH_2O$  ( $n = 4, 6$ ). Поскольку данные соли хорошо растворимы, их количество в продуктах коррозии, как правило, мало. В приморско-промышленной атмосфере коррозия стали ускоряется в результате совместного действия диоксида серы и хлоридов. Повышенное содержание  $SO_2$  в воздухе способствует ускорению образования  $\alpha$ - $FeOOH$  и  $Fe_3O_4$  в продуктах коррозии.

При использовании оцинкованной стали происходит атмосферная коррозия цинкового покрытия. Состав поверхностной пленки продуктов коррозии на цинке не является постоянным по ее толщине. Он зависит от окружающей среды, а также от длительности экспозиции. Внешний слой пленки часто обогащен серой (особенно в сельской, городской и некоторых промышленных атмосферах) или хлором (особенно в морской атмосфере), или обоими компонентами одновременно. Внутренний слой пленки может быть обогащен углеродом вследствие образования карбоната цинка.

Цинкит [оксид цинка (II),  $ZnO$ ] является исходным компонентом продуктов коррозии цинка. После нескольких месяцев экспозиции гидроксиды цинка являются основными составляющими пленки продуктов коррозии на цинке. Карбонаты — вторые по распространенности после гидроксидов компоненты продуктов атмосферной коррозии на цинке. Наиболее часто это смитсонит ( $ZnCO_3$ ) и гидроцинкит — смешанная соль гидрокарбоната цинка ( $Zn_5(CO_3)_2(OH)_6$ ).

Наличие серы в продуктах коррозии цинка является обычным явлением, особенно после длительной экспозиции. В присутствии сульфата становится возможным образование гидросульфатов цинка. Смешанная соль  $Zn_5(OH)_8Cl_2 \cdot H_2O$  присутствует в продуктах коррозии на образцах цинка, после воздействия промышленной и морской атмосфер. Во всех рассматриваемых случаях содержание соединений хлора незначительное, что связано с тем, что хлорид цинка подвергается существенному вымыванию и поэтому не образует более сложных минералов.

## **15.2. ВЛИЯНИЕ НА КОРРОЗИЮ КЛИМАТИЧЕСКИХ И АЭРОЛОГИЧЕСКИХ ФАКТОРОВ АТМОСФЕРЫ**

Скорость атмосферной коррозии определяется рядом факторов, из которых основным является влажность воздуха. Скорость атмосферной коррозии металлов резко увеличивается при достижении критической величины относительной влажности воздуха, при которой происходит формирование сплошной пленки влаги на металлической поверхности.

Существенное влияние на скорость атмосферной коррозии оказывают примеси, содержащиеся в воздухе. Такими примесями могут быть газы (оксиды серы, сероводород, хлор, аммиак, хлороводород и другие) и твердые частицы (соли, угольная пыль, песок и другие), содержащиеся в загрязненном воздухе. В связи с этим, промышленные, приморские и морские атмосферы, содержащие

большое количество загрязнений, являются наиболее коррозионно-агрессивными, а наименее коррозионно-агрессивными — сельские атмосферы.

Температура также оказывает существенное влияние на скорость атмосферной коррозии. С увеличением температуры воздуха скорость атмосферной коррозии уменьшается. Это связано с тем, что при повышенных температурах затрудняется образование пленки влаги на металлической поверхности. Соответственно, при уменьшении температуры воздуха скорость атмосферной коррозии возрастает.

В 1980-х годах были осуществлены натурные коррозионные испытания конструкционных металлов и других материалов на коррозионных станциях и опорных пунктах в различных регионах мира по единым методикам программам Европейской экономической комиссии ООН (ЕЭК ООН) и ISOCORRAG и проекту MICAT. Эти испытания были объединены общей задачей: исследовать эффект коррозионного воздействия загрязнений воздуха на материалы и количественно оценить воздействие метеорологических и аэрохимических параметров атмосферы на коррозию металлов в различных регионах мира. Полученные результаты были использованы для проверки и уточнения принципов классификации и методов оценки коррозионной агрессивности атмосферы, представленных в стандартах ISO.

Информация о степени коррозионной агрессивности атмосферы имеет первостепенное значение при разработке и уточнении методов защиты от коррозии продукции, производимой различными отраслями промышленности.

Российский (ГОСТ 9.039) и зарубежный (ISO 9223) подходы по определению степени коррозионной агрессивности атмосферы несколько отличаются друг от друга.

Градация загрязнения атмосфер по скорости выпадения на поверхности материала  $\text{SO}_2$  и  $\text{Cl}^-$  (также дана градация по концентрации  $\text{SO}_2$  в воздухе) приведена в ГОСТ 9.039.

Типы атмосферы в соответствии с градацией загрязнения воздуха  $\text{SO}_2$  и  $\text{Cl}^-$  приведены в ГОСТ 9.039. ГОСТ 9.039 регламентирует пять степеней коррозионной агрессивности атмосферы (табл. 15.2.1).

Таблица 15.2.1

**Степени коррозионной агрессивности атмосферы согласно ГОСТ 9.039**

Наименование	Обозначение
Незначительно агрессивная	1
Малоагрессивная	2
Среднеагрессивная	3
Сильноагрессивная	4
Очень сильноагрессивная	5

Также степень коррозионной агрессивности атмосферы в определенном месте земного шара может быть определена в соответствии со стандартом ISO 9223. Согласно ISO 9223 наиболее точным методом определения степени коррозионной агрессивности атмосферы является прямое измерение коррозионных

потерь стандартных образцов четырех металлов (сталь, цинк, медь, алюминий) путем проведения натурных климатических испытаний на открытой площадке в рассматриваемом месте в течение одного года. В случае невозможности определения коррозионных потерь прямым способом в ISO 9223 предусматривается проведение расчета коррозионных потерь металлов за первый год испытания с использованием функций доза-ответ (далее – ФДО) и данных метеорологических и аэрохимических параметров атмосферы. Методы измерения соответствующих параметров атмосферы приведены в ISO 9225.

Согласно ISO 9223 коррозионная агрессивность атмосферы подразделяется на шесть степеней (табл. 15.2.2).

Таблица 15.2.2

**Степени коррозионной агрессивности атмосферы**

Степень	Коррозионная агрессивность атмосферы
C1	Очень низкая
C2	Низкая
C3	Средняя
C4	Высокая
C5	Очень высокая
CX	Экстремально высокая

Подробная классификация малоагрессивных закрытых атмосфер, охватывающих степени C1 и C2, приведена в ISO 11844-1, ISO 11844-2 и ISO 11844-3.

Для каждой степени коррозионной агрессивности атмосферы в таблице 15.2.3 приведены значения скорости коррозии, полученные по итогам одного года натурных климатических испытаний образцов стандартных металлов (углеродистая сталь, цинк, медь, алюминий).

В том случае, если не представляется возможным определить степень коррозионной агрессивности атмосферы путем проведения натурных климатических испытаний стандартных образцов, оценка степени коррозионной агрессивности атмосферы может быть осуществлена путем расчета коррозионных потерь по ФДО, исходя из данных об атмосферных условиях.

В стандарте ISO 9223 приведены ФДО для четырех стандартных металлов, позволяющие рассчитать скорость коррозии за один год испытания на открытом воздухе через следующие среднегодовые параметры атмосферы: скорость осаждения  $SO_2$  ( $Pd$ ), скорость осаждения хлоридов ( $Sd$ ), температура ( $T$ ) и относительная влажность ( $RH$ ). Приведенные функции являются обобщением результатов натурных климатических испытаний по всему миру.

Ниже приведены ФДО для расчета скорости коррозии за один год испытания для стандартных металлов согласно ISO 9223 (Стандартные ФДО):

– для углеродистой стали по формуле:

$$r_{corr} = 1,77 P_d^{0,52} \exp(0,020RH + f_{St}) + 0,102 S_d^{0,62} \exp(0,033RH + 0,040T)$$

$$f_{St} = 0,150(T-10), \text{ при } T \leq 10^\circ\text{C}, \text{ в других случаях } f_{St} = 0,154(T-10)$$

$$N = 128, R^2 = 0,85;$$



Таблица 15.2.3

**Скорость коррозии,  $r_{corr}$ , определенная за один год коррозионных испытаний для различных степеней коррозионной агрессивности атмосферы**

Степень коррозионной агрессивности атмосферы	Скорость коррозии металлов, $r_{corr}$				
	Единица измерений	Углеродистая сталь	Цинк	Медь	Алюминий
C1	г/(м <sup>2</sup> год) мкм/год	$r_{corr} \leq 10$ $r_{corr} \leq 1,3$	$r_{corr} \leq 0,7$ $r_{corr} \leq 0,1$	$r_{corr} \leq 0,9$ $r_{corr} \leq 0,1$	незначительная —
C2	г/(м <sup>2</sup> год) мкм/год	$10 < r_{corr} \leq 200$ $1,3 < r_{corr} \leq 25$	$0,7 < r_{corr} \leq 5$ $0,1 < r_{corr} \leq 0,7$	$0,9 < r_{corr} \leq 5$ $0,1 < r_{corr} \leq 0,6$	$r_{corr} \leq 0,6$ —
C3	г/(м <sup>2</sup> год) мкм/год	$200 < r_{corr} \leq 400$ $25 < r_{corr} \leq 50$	$5 < r_{corr} \leq 15$ $0,7 < r_{corr} \leq 2,1$	$5 < r_{corr} \leq 1$ $0,6 < r_{corr} \leq 1,3$	$0,6 < r_{corr} \leq 2$ —
C4	г/(м <sup>2</sup> год) мкм/год	$400 < r_{corr} \leq 650$ $50 < r_{corr} \leq 80$	$15 < r_{corr} \leq 30$ $2,1 < r_{corr} \leq 4,2$	$12 < r_{corr} \leq 25$ $1,3 < r_{corr} \leq 2,8$	$2 < r_{corr} \leq 5$ —
C5	г/(м <sup>2</sup> год) мкм/год	$650 < r_{corr} \leq 1500$ $80 < r_{corr} \leq 200$	$30 < r_{corr} \leq 60$ $4,2 < r_{corr} \leq 8,4$	$25 < r_{corr} \leq 50$ $2,8 < r_{corr} \leq 5,6$	$5 < r_{corr} \leq 10$ —
CX	г/(м <sup>2</sup> год) мкм/год	$1500 < r_{corr} \leq 5500$ $200 < r_{corr} \leq 700$	$60 < r_{corr} \leq 180$ $8,4 < r_{corr} \leq 25$	$50 < r_{corr} \leq 90$ $5,6 < r_{corr} \leq 10$	$r_{corr} > 10$ —

**Примечания**

1. Критерием классификации является определение скорости коррозии стандартных образцов металлов (см. ISO 9226).
2. Скорость коррозии, выраженная в граммах на квадратный метр в год [г/(м<sup>2</sup> год)], была пересчитана в микрометры в год (мкм/год) и округлена.
3. Характеристика стандартных металлических образцов приведена в ISO 9226.
4. Алюминий подвержен питтинговой коррозии. Однако скорость коррозии алюминия, приведенная в таблице, рассчитана для случая равномерной коррозии. Максимальная глубина проникновения питтинговой коррозии может служить лучшим показателем коррозии, но данная величина не может быть определена после одного года коррозионного испытания, за исключением степени коррозионной агрессивности атмосферы CX.
5. Скорость коррозии, превышающая верхние пределы для степени C5, считается экстремальной. Степень CX относится к специфическим морским и приморско-промышленным атмосферам

— для цинка по формуле:

$$r_{corr} = 0,0129P_d^{0,44} \exp(0,046RH + f_{Zn}) + 0,1752S_d^{0,57} \exp(0,033RH + 0,085T)$$

$$f_{Zn} = 0,038(T - 10), \text{ при } T \leq 10^\circ \text{C, в других случаях } f_{Zn} = 0,071(T - 10)$$

$$N = 114, R^2 = 0,78;$$

— для меди по формуле:

$$r_{corr} = 0,0053P_d^{0,26} \exp(0,059RH + f_{Cu}) + 0,1025S_d^{0,27} \exp(0,036RH + 0,049T)$$

$$f_{Cu} = 0,126(T - 10), \text{ при } T \leq 10^\circ \text{C, в других случаях } f_{Cu} = 0,080(T - 10)$$

$$N = 121, R^2 = 0,88;$$

– для алюминия по формуле:

$$r_{\text{corr}} = 0,0042P_d^{0,73} \exp(0,025RH + f_{Al}) + 0,0018S_d^{0,60} \exp(0,020RH + 0,094T) \\ f_{Al} = 0,009(T - 10), \text{ при } T \leq 10^\circ \text{ C, в других случаях } f_{Al} = 0,043(T - 10) \\ N = 113, R^2 = 0,65,$$

где  $r_{\text{corr}}$  – скорость коррозии металла за один год коррозионного испытания, мкм/год;

$T$  – среднегодовая температура, °C;

$RH$  – среднегодовая относительная влажность, %;

$Pd$  – среднегодовая скорость осаждения  $SO_2$ , мг/(м² сут),

$Sd$  – среднегодовое скорость осаждения иона  $Cl$ , мг/(м² сут).

Величины концентрации  $SO_2$ , измеренные с использованием волюмометрического метода  $Pc$  и скорости осаждения  $Pd$ , равны в рамках целей стандарта. Взаимосвязь между  $Pc$  и  $Pd$  может быть приближенно выражена как:  $Pd = 0,8 Pc$  [ $Pd$  в мг/(м² сут),  $Pc$  в мкг/м³].

Степень коррозионной агрессивности атмосферы может быть установлена либо путем **определения** скорости коррозии стандартных образцов после одного года коррозионных испытаний, либо путем **оценки** на основе параметров окружающей среды с использованием ФДО. Необходимо учитывать, что этим двум различным методам определения степени коррозионной агрессивности атмосферы соответствует различная ошибка: небольшая величина ошибки для определения и высокая величина ошибки для оценки. Из таблицы 15.2.4 видно, что определение степени коррозионной агрессивности атмосферы по коррозионным испытаниям стандартных образцов за счет существенно более низкой величины ошибки имеет значительно большее преимущество, по сравнению с оценкой по ФДО.

Таблица 15.2.4

**Величины ошибок для установления степени коррозионной агрессивности атмосферы на основе определения (экспозиция стандартных образцов) и оценки (применение ФДО), %**

Металл	Величина ошибки	
	Определение	Оценка
Углеродистая сталь	± 2	- 33 до +50
Цинк	± 5	- 33 до +50
Медь	± 2	- 33 до +50
Алюминий	± 5	- 33 до +100

### 15.3. ВЛИЯНИЕ НА КОРРОЗИЮ УСЛОВИЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ И ХРАНЕНИЯ

Состав и структура продуктов атмосферной коррозии конструкционных металлов зависит от ряда факторов: природы и концентрации загрязняющих воздух веществ, времени экспозиции материала в атмосфере, количества

и интенсивности жидких атмосферных осадков, чередования периодов увлажнения и высыхания поверхности металла, интенсивности солнечной радиации и ряда других.

ГОСТ 15150 устанавливает макроклиматическое районирование земного шара, исполнения, категории, условия эксплуатации, хранения и транспортирования изделий в части воздействия климатических факторов внешней среды.

Для проведения расчета коррозионных потерь металлов за первый год испытания с использованием ФДО согласно ISO 9223 требуются данные метеорологических и аэрохимических параметров атмосферы. Данные параметры могут быть выбраны в ГОСТ 15150 для конкретных условий эксплуатации и хранения.

Изделия предназначены для эксплуатации в одном или нескольких макроклиматических районах и изготавливаются в климатических исполнениях (далее – исполнениях), указанных в ГОСТ 15150.

Изделия в исполнениях по ГОСТ 15150 в зависимости от места размещения при эксплуатации в воздушной среде на высотах до 4300 м (в том числе под землей и под водой) изготавливаются по категориям размещения изделий (далее – категориям изделий), указанным в ГОСТ 15150.

Для проведения расчета коррозионных потерь требуется знать среднегодовое значение температуры и относительной влажности. Для конкретного исполнения и категории размещения данные параметры могут быть взяты из ГОСТ 15150.

Данные аэрохимических параметров атмосферы, необходимые для проведения расчета коррозионных потерь, могут быть взяты в соответствии с ГОСТ 15150.

Содержание коррозионно-активных агентов в атмосфере помещений (объемов) категорий 2-5 меньше указанного в ГОСТ 15150 и устанавливается на основании измерений, проведенных для конкретных видов помещений (объемов); если данных измерений не имеется, то содержание коррозионно-активных агентов принимают равным 30 %...60 % указанного в ГОСТ 15150.

## 15.4. МОДЕЛИРОВАНИЕ КОРРОЗИОННЫХ ПОТЕРЬ

Атмосферная коррозия является совокупностью физико-химических процессов, в которой связи строго не детерминированы, и не все факторы, влияющие на коррозионное поведение системы, могут быть учтены. При моделировании коррозионных потерь от атмосферной коррозии применяется в основном корреляционно-регрессионный анализ и пока редко нейросетевой анализ.

С помощью линейного регрессионного анализа были получены первые математические модели атмосферной коррозии, описывающие связь между потерей массы металла и ограниченным числом параметров атмосферы. В дальнейшем вид функциональной зависимости между потерями массы металла и параметрами температурно-влажностного комплекса атмосферы определялся на основе физико-химических представлений о механизме и кинетике коррозионного процесса и такие модели получили название физико-математических. Современные математические модели были получены корреляционно-регрессионным анализом. Эти модели получили название ФДО.

Разработанные модели ФДО имеют различную математическую форму: линейную и нелинейную зависимость коррозионных потерь от параметров агрессивности атмосферы.

Результаты по программам ЕЭК ООН и Латино-Американского проекта МІСАТ позволили выявить ряд важных особенностей механизма и кинетики коррозии. Эти данные позволили исследовать влияние загрязненности атмосферы на коррозию конструкционных металлов в разных климатических зонах, включая тропики с такими природными ландшафтами как пустыни, саванна, влажные тропические леса, приморские территории и др. Были использованы для ревизии и разработки новых коррозионных стандартов, способствовали развитию работ по картографированию территорий с учетом параметров жесткости атмосферы, определяемой климатом и степенью загрязненности воздуха промышленными выбросами. Но самое главное, результаты этих международных испытаний были использованы для разработки математических моделей, пригодных для прогнозирования коррозионных потерь в любых регионах мира.

Стандартные ФДО приведены выше в разделе 15.2.

Начиная с конца 90-х годов, для моделирования атмосферной коррозии применяется метод нейросетевого анализа. Построение нейросетевых моделей является перспективным методом прогнозирования атмосферной коррозии. Для предсказания  $K_1$  с помощью нейронных сетей используют линейные и нелинейные функции. Благодаря нейронным сетям можно представлять зависимость потерь массы от отдельных параметров агрессивности атмосферы в виде наглядных 2-х или 3-х мерных графов. Однако точность прогноза существующих моделей уступает современным ФДО. В этой связи, несмотря на перспективность предсказаний коррозии с помощью нейронных сетей, разработка новых ФДО для типовых и конструкционных материалов остается актуальной.

## **15.5. ПРОГНОЗ ДОЛГОВРЕМЕННЫХ КОРРОЗИОННЫХ ПОТЕРЬ**

Изучение механизма влияния климатических факторов и антропогенных примесей на коррозию металлов и сплавов, а также накопление фактической информации о коррозионной стойкости материалов в атмосферах различной агрессивности позволяют дать количественную оценку влияния параметров коррозионной агрессивности воздуха на интенсивность коррозионных процессов. В настоящее время на основе современных представлений о влиянии климатических и аэрохимических факторов на коррозию металлов научными коллективами ряда стран для отдельных территорий разработаны математические модели атмосферной коррозии, описывающие взаимосвязь скорости коррозии с дозой загрязнения и с климатическими параметрами.

Глубина проникновения атмосферной коррозии  $D$  согласно ISO 9224 рассчитывается по формуле:

$$D = r_{\text{corr}} t^b,$$

где  $t$  — время экспозиции, лет;

$r_{corr}$  — скорость коррозии за первый год экспозиции по ISO 9223, мкм/год;

$b$  — степенной показатель, характерный для конкретного материала.

Скорость коррозии за первый год экспозиции может быть определена либо экспериментальной путем проведения натурных испытаний, либо рассчитана по ФДО, приведенным выше в подразделе 15.2.

Для расчета глубина проникновения атмосферной коррозии  $D$  углеродистой стали с определенным химическим составом для различной экспозиции требуется рассчитать степенной показатель  $b$  для данной стали. Согласно ISO 9224 показатель  $b$  для определенной марки стали для не морской атмосферы рассчитывается по следующей формуле:

$$b = 0,569 + \sum b_i w_i,$$

где  $b_i$  — значимость  $i$ -ого химического элемента;

$w_i$  — массовое содержание  $i$ -ого химического элемента в стали;

Величины  $b_i$  приведены в ISO 9224.

В морской атмосфере осаждение хлоридов приводит к уменьшению защитных свойств слоя продуктов коррозии. Увеличение показателя  $b$  за счет осаждения хлоридов  $\Delta b$  можно рассчитать по следующей формуле:

$$\Delta b = 0,0845 S_d^{0,26}$$

## 15.6. КАРТОГРАФИРОВАНИЕ ТЕРРИТОРИИ РОССИИ ПО КОРРОЗИОННЫМ ПОТЕРЯМ

За последние десятилетия произошло изменение климата на всем Земном шаре. За счет глобального потепления среднегодовая температура воздуха увеличилась приблизительно на всем Земном шаре на  $0,6^\circ\text{C}$ , при этом в Северном полушарии на  $1,2^\circ\text{C}$ , а на территории России на  $1,5^\circ\text{C}$ , а количество осадков также увеличилось приблизительно на 2 мм. Произошедшие изменения климата влияют на годовую длительность увлажнения поверхности металлов. Это, несомненно, приведет к изменению скорости атмосферной коррозии.

Основные среднегодовые климатические параметры атмосферы на территории РФ, включающей зоны от очень холодного до субтропического климата, имеют существенный интервал:  $-8^\circ\text{C} \leq T \leq 14^\circ\text{C}$ ,  $60\% \leq RH \leq 93\%$  и количество осадков  $100 \text{ мм/год} \leq P_{\text{гес}} \leq 2000 \text{ мм/год}$ .

По климатическим факторам территория РФ занимает большую часть интервала изменения климатических параметров в местах проведения коррозионных испытаний по программам ООН (ЕЭК ООН) и ISOCORRAG и проекту MICAT. Это свидетельствует о том, что требования к проектированию оборудования, конструкций, машин, изделий для их изготовления, эксплуатации и хранения должны быть соответственными (идентичными) международным требованиям.

В последние десятилетия в России произошло резкое снижение концентраций  $\text{SO}_2$  в атмосфере. С 2007 года концентрация диоксида серы практически на всей территории РФ держится на уровне фоновой  $\leq 3 \text{ мкг/м}^3$ , за исключением некоторых городов и промышленных центров.



Территория России имеет большую прибрежную зону, омываемую морями Северного Ледовитого и Тихого Океанов. Для этих побережий характерно существенное отличие в продолжительности и интенсивности осадков. На побережьях Северного Ледовитого Океана годовые осадки могут составлять лишь 150 мм, из них жидкие и смешанные всего 50 мм, а их интенсивность 0,1 мм/час. При таких осадках при высокой влажности воздуха на металлах длительное время сохраняется фазовая пленка влаги с несмываемыми коррозионно-активными веществами. На побережьях морей Тихого Океана количество осадков и их интенсивность больше на южных побережьях, а на северных побережьях – меньше.

В настоящее время имеется несколько работ, в которых проведено картографирование территории России по коррозионным потерям. В ИФХЭ РАН картографирование осуществлено в масштабе 0,5° широты на 1° долготы, что для средних широт соответствует территории 50x50 км (рис. 15.6.1). На рисунке 15.6.2 приведен пример карты прогнозных массовых потерь за 30 лет, рассчитанных по ФДО ИФХЭ РАН для углеродистой стали и цинка для 2007 года.

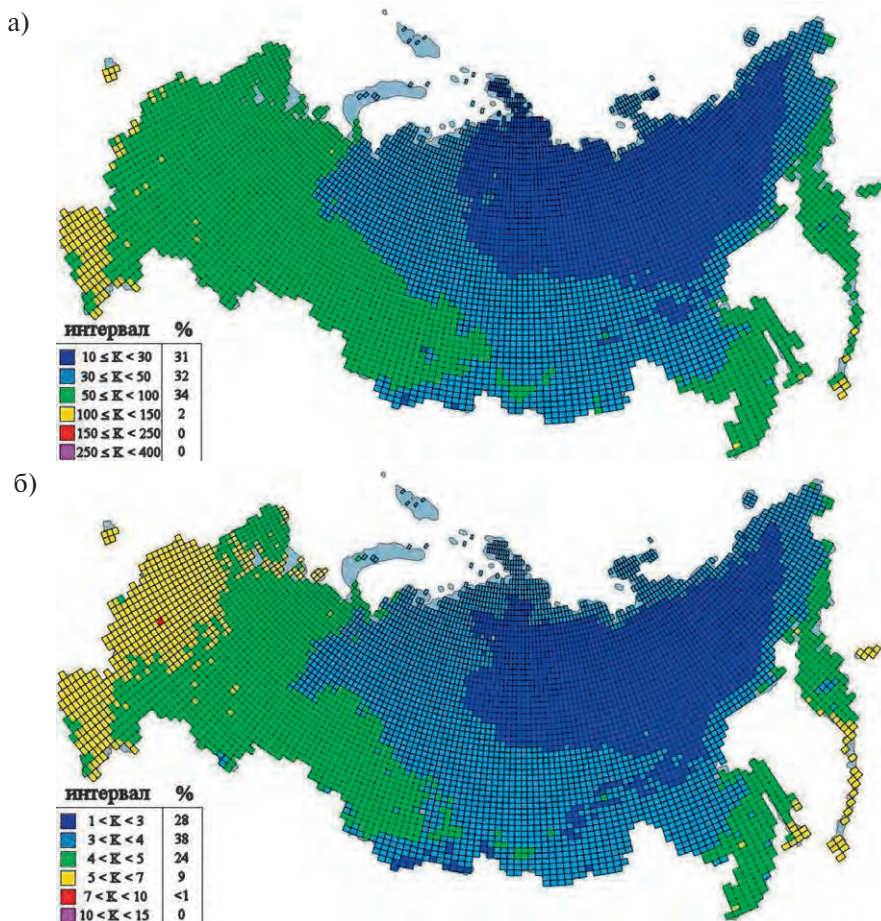


Рис. 15.6.1. Коррозионные годовые потери массы для углеродистой стали (а) и цинка (б) ( $K$ , г/м²·год) 2007 г

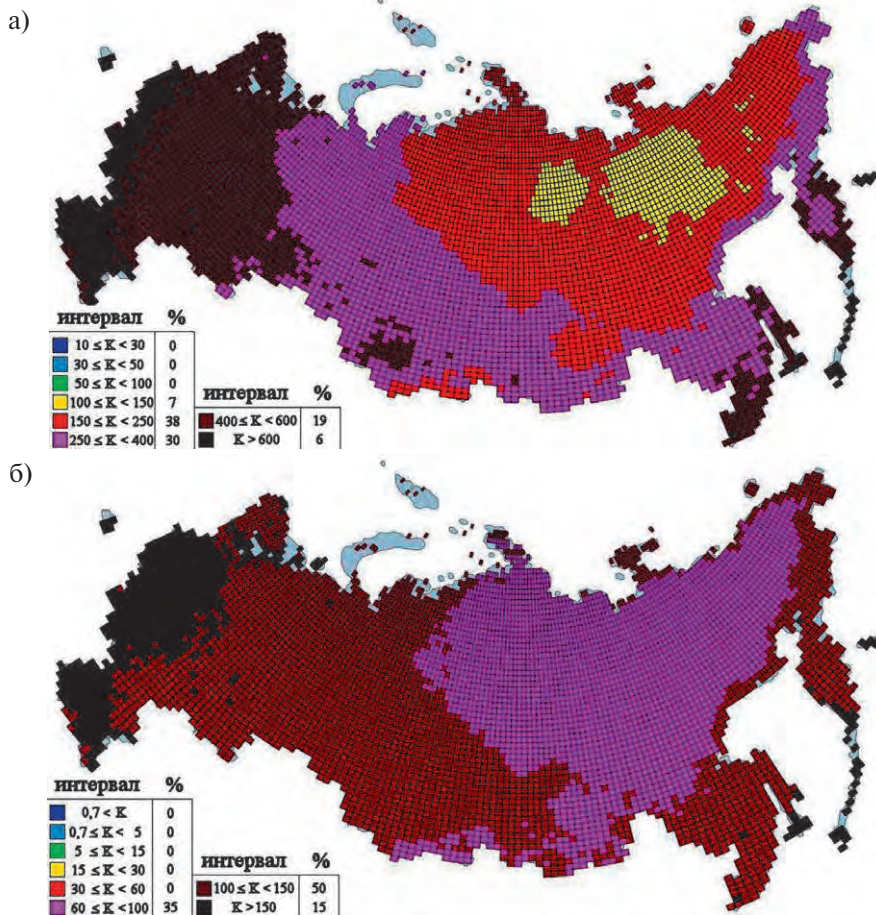


Рис. 15.6.2. Прогноз коррозионных потерь массы для углеродистой стали (а) и цинка (б) ( $K$ , г/м<sup>2</sup>) за 30 лет

## 15.7. СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ ЗАЩИТЫ ЛСТК ОТ КОРРОЗИИ

### 15.7.1. Требования нормативной документации по защите ЛСТК от коррозии

#### Требования СП 260.1325800.2016

При проектировании защиты от коррозии ЛСТК для нового строительства исходными данными являются:

- сведения о климатических условиях района по СП 131.13330;
- параметры коррозионной агрессивной среды (газы, аэрозоли): вид и концентрация агрессивного вещества, температура и влажность среды в здании (сооружении) и снаружи с учетом преобладающего направления ветра, а также

с учетом возможного изменения характеристик среды в период эксплуатации строительных конструкций;

— механические, термические и биологические воздействия на строительные конструкции.

При проектировании защиты от коррозии реконструируемых зданий и сооружений, выполненных с применением конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей, исходными являются данные о фактическом состоянии строительных конструкций с анализом причин их повреждения.

Конструкции зданий и сооружений должны быть доступны для периодической диагностики (непосредственного или дистанционного мониторинга), ремонта или замены поврежденных конструкций. При отсутствии возможности обеспечения этих требований конструкции первоначально должны быть защищены от коррозии на весь период эксплуатации.

Не допускается:

— проектировать стальные конструкции зданий и сооружений со средами средней и сильной степени агрессивного воздействия.

— проектирование стальных конструкций из стали марок 09Г2 и 14Г2 зданий и сооружений, находящихся в слабоагрессивных средах, содержащих сернистый ангидрид или сероводород по группе газов В.

При проектировании конструкций из разнородных металлов для эксплуатации в агрессивных средах необходимо предусматривать меры по предотвращению контактной коррозии в зонах контакта разнородных металлов.

Теплотехническими расчетами и проектными решениями должно быть исключено промерзание конструкций отапливаемых зданий и образование конденсата на их поверхности, а также избыточное накопление влаги в ограждающих конструкциях в процессе эксплуатации.

Форма конструкций и конструктивные решения зданий и сооружений должны исключать образование плохо вентилируемых зон и участков, где возможно накопление агрессивных к строительным конструкциям газов, паров, пыли, влаги.

Выбор марок материалов и толщины защитно-декоративных лакокрасочных покрытий (далее — ЛКП) для дополнительной защиты от коррозии оцинкованной стали следует проводить с учетом срока службы ЛКП в конкретных условиях эксплуатации. Допускается применение стального тонколистового проката с алюмоцинковыми или цинкалюминиевыми покрытиями с классами покрытий, обеспечивающими необходимую коррозионную стойкость.

### Требования СП 28.13330.2017

В СП 28.13330.2017 приведены конкретные способы защиты от коррозии стальных несущих конструкций из горячекатаного толстолистового и профильного проката, несущих и ограждающих конструкций из холодногнутых профилей из тонколистового оцинкованного проката, ограждающих конструкций из алюминия, стальных тонколистовых конструкций из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов по СП 260.1325800.

Выбирать марки материалов и толщину защитно-декоративных лакокрасочных ЛКП для дополнительной защиты от коррозии тонколистового оцинкованного проката следует с учетом срока службы ЛКП в конкретных условиях



эксплуатации. Прогнозируемый срок службы покрытия следует устанавливать по результатам ускоренных климатических испытаний образцов покрытий, представляющих собой плоские образцы по ГОСТ 9.401 с дополнительным поперечным перегибом в соответствии с СП 28.13330.2017. Ускоренные испытания покрытий проводятся по ГОСТ 9.401. Метод и количество циклов испытаний по ГОСТ 9.401 выбирают исходя из условий эксплуатации изделия и нормируемого срока службы. Испытание покрытий конструкций для капитального строительства каждого типа проводят не реже одного раза в два года, или при смене вида, или поставщика применяемого сырья и исходных материалов. Для предприятий с интегрированной системой менеджмента качества допускается проводить периодические испытания.

### 15.7.2. Современные тенденции в методах защиты ЛСТК от коррозии

Для дополнительной защиты и улучшения адгезии ЛКП на цинковое покрытие наносят различные неметаллические неорганические покрытия, например, фосфатные, хроматные.

Традиционно для фосфатирования применяют горячие растворы, содержащие фосфорнокислые соли железа, марганца и цинка. В настоящее время разработаны процессы «холодного» фосфатирования, позволяющие наносить тонкие мелкокристаллические фосфатные пленки. Также осуществляется интенсивный поиск и разработка новых эффективных и экологически безопасных технологий получения других **конверсионных покрытий**. Конверсия — это преобразование. В данном случае имеется в виду преобразование верхнего слоя металла в солевое покрытие за счет взаимодействия металла основы с компонентами электролита. Чаще всего конверсионные покрытия получают химическим способом, без пропускания тока.

В начале 20 века появились хроматные конверсионные покрытия. Хроматное конверсионное покрытие усиливает защиту от атмосферной коррозии, а также служит хорошим подслоем перед нанесением ЛКП. Покрытия получают путем погружения, распыления или окрашивания изделий в растворах хроматов. Это одно из немногих покрытий, которое является самовосстанавливающимся. 6-валентный хром, содержащийся в покрытии, может выходить из покрытия и залечивать небольшие дефекты покрытия. Но сейчас от применения 6-валентного хрома отказываются во всем мире, т.к. он является сильным ядом и вызывает рак. В Европе его применение запрещено директивно. Поэтому сейчас возникло огромное количество безхроматных конверсионных покрытий.

**Наноразмерные покрытия** на металлах с помощью ингибиторов коррозии можно получать не только из растворов, но и из парогазовой фазы. Для этого используются летучие ингибиторы коррозии. При испарении они насыщают объем системы, растворяются в поверхностном слое влаги и адсорбируются на поверхности металла, в результате чего образуются наноразмерные слои, обладающие высокими защитными свойствами. Ранее считалось, что при использовании летучих ингибиторов коррозии необходима полная герметизация, однако последние исследования в этой области показали, что они могут обладать значительным последствием, которое во многом связано именно с образованием стойких наноразмерных покрытий. Новизна современных средств противокоррозионной защиты, основана на использовании ингибиторов

коррозии, обладающих способностью предотвращать коррозию металла в условиях эксплуатации и/или хранения металлических изделий в течение весьма длительного времени.

В настоящее время в США, Европе и Японии **газотермические покрытия** находят широкое применение благодаря их высокой антикоррозионной способности, различным способам нанесения и большому количеству преимуществ по сравнению с другими покрытиями. Несомненно, заслуживает большого внимания замена традиционных цинковых покрытий, получаемых на стальных изделиях методом горячего цинкования, на современные газотермические покрытия системы Zn-Al.

Наиболее длительные и авторитетные коррозионные исследования системы «газотермическое покрытие Zn-Al – углеродистая сталь» были проведены Японской ассоциацией коррозионного контроля (Japan Association of Corrosion Control). Согласно их исследованию после 18-ти летнего коррозионного испытания в морской атмосфере, включая зону брызг и зону прилива-отлива, наиболее высокие антикоррозионные свойства показали газопламенные покрытия (толщина 175 мкм) системы Zn – 13 % (масс.) Al с наполнением (пропиткой) эпоксидной смолой. Необходимо отметить, что морская атмосфера является одной из наиболее агрессивных сред по отношению к углеродистым сталям, защищенным цинковым покрытием. Кроме того, согласно исследованиям, газопламенное покрытие Zn-13Al в отличие от покрытия Al оказывает существенное защитное действие – является анодным протектором (электрохимическая защита), т.е. защищает сталь от коррозии даже в случае повреждения покрытия до материала основы, и не корродирует с такой большой скоростью как чисто цинковое покрытие.

Современной тенденцией в области ЛКП является применение лакокрасочных материалов, содержащих минимальное количество летучих органических растворителей:

- водоразбавляемые краски, наносимые автоосаждением, электроосаждением (катофорез),
- высоконаполненные краски, содержащие более 70 % твердой нелетучей фазы,
- порошковые краски.

Под данные ЛКП также могут быть использованы традиционные грунтовки: травильные (фосфатирующие), пассивирующие, протекторные (цинксодержащие), грунтовки-преобразователи ржавчины.

### Список источников, использованных в разделе 15:

1. ГОСТ 9.106-2021 Единая система защиты от коррозии и старения. Коррозия металлов. Термины и определения.
2. ГОСТ 9.039-74 Единая система защиты от коррозии и старения. Коррозионная агрессивность атмосферы.
3. ГОСТ ISO 9223-2017 Коррозия металлов и сплавов. Коррозионная агрессивность атмосферы. Классификация, определение и оценка.
4. ГОСТ ISO 9224-2012 Коррозия металлов и сплавов. Коррозионная агрессивность атмосферы. Основополагающие значения категорий коррозионной активности.



5. ГОСТ ISO 9225-2012 Коррозия металлов и сплавов. Коррозионная агрессивность атмосферы. Измерение параметров окружающей среды, влияющих на коррозионную активность атмосферы.
6. ГОСТ ISO 11844-1:2020 Коррозия металлов и сплавов. Классификация низкой коррозионной способности атмосферы внутри помещений. Часть 1: Определение и оценка коррозионной способности внутри помещений.
7. ГОСТ ISO 11844-2:2020 Коррозия металлов и сплавов. Классификация низкой коррозионной активности атмосфер внутри помещений. Часть 2: Определение коррозионного воздействия в атмосферах внутри помещений.
8. ГОСТ ISO 11844-3:2020 Коррозия металлов и сплавов. Классификация низкой коррозионной активности атмосферы внутри помещений. Часть 3: Измерение параметров окружающей среды, влияющих на коррозионную активность внутри помещений.
9. ГОСТ ISO 9226-2012 Коррозия металлов и сплавов. Коррозионная активность атмосферы. Определение скорости коррозии стандартных образцов для оценки коррозионной активности.
10. ГОСТ 15150-69 Машины, приборы и другие технические изделия. Исполнения для различных климатических районов. Категории, условия эксплуатации, хранения и транспортирования в части воздействия климатических факторов внешней среды.
11. ГОСТ 9.401-2018 Единая система защиты от коррозии и старения. Покрытия лакокрасочные. Общие требования и методы ускоренных испытаний на стойкость к воздействию климатических факторов.
12. Берукштис Г.К., Кларк Г.Б. Коррозионная устойчивость металлов и металлических покрытий в атмосферных условиях / М.: Наука, 1971 — 159 с.;
13. Розенфельд И.Л., Рубинштейн Ф.И., Жигалова К.А. Защита металлов от коррозии лакокрасочными покрытиями / М.: Химия, 1987 — 224 с.;
14. Михайловский Ю.Н. Атмосферная коррозия металлов и методы их защиты. М.: Металлургия, 1989 — 102 с.;
15. Порошковые краски. Технология покрытий, под редакцией ЗАО «Промкомплект» / Санкт-Петербург, ХИМИЗДАТ, 2001 — 256 стр.;
16. Михайлов А.А., Панченко Ю.М., Кузнецов Ю.И. Атмосферная коррозия и защита металлов / Тамбов.: Изд-во Першина Р.В., 2016 — 554 с.;
17. ASM Handbook, Volume 5: Surface Engineering, Cotell C.M., Sprague J.A., and Smidt F.A., Jr., editors / Materials Park, Ohio: ASM International, 1994. — 943 p.;
18. ASM Handbook Corrosion: Fundamentals, Testing, and Protection. Volume 13A, Cramer S.D., Covino B.S., Jr., editors / Materials Park, Ohio: ASM International, 2008. — 1135 p.;
19. ASM Handbook Corrosion: Materials. Volume 13B, Cramer S.D., Covino B.S., Jr., editors / Materials Park, Ohio: ASM International, 2005. — 703 p.;
20. ASM Handbook Corrosion: Environments and Industries. Volume 13C, Cramer S.D., Covino B.S., Jr., editors / Materials Park, Ohio: ASM International, 2006. — 1137 p.

# 16. РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ ЛСТК В ПРОГРАММНЫХ КОМПЛЕКСАХ

## 16.1. ОБЩИЕ ПРИНЦИПЫ РАСЧЕТА ЛСТК С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПРОГРАММНЫХ КОМПЛЕКСОВ

В практическом проектировании расчеты строительных конструкций осуществляются преимущественно с применением программных вычислительных комплексов. Целью таких расчетов обычно является оценка несущей способности отдельных элементов конструкции и всей конструкции в целом. Однако для достижения этой цели требуется принятие адекватных расчетных параметров, отвечающих реальным предположениями о поведении конструкции как в части геометрии и физических свойств, так и в части корректности поведения конструкции в узлах, соединяющих части конструкции.

Определение близкого к реальному поведению конструкции от внешнего воздействия обычно требует использования громоздких расчетных моделей. Для практических целей зачастую вводятся в расчеты, упрощающие модели допущения, которые позволяют получить безопасную величину предельного внешнего воздействия при минимальной трудоемкости задачи. Решение о том, какие факторы являются определяющими, а какие второстепенными, принимается инженером, отвечающим за выполнение расчета конструкции. Таким образом, расчетные модели одной и той же конструкции варьируются от простых линейных систем до сложного детализированного нелинейного анализа.

Как уже упоминалось ранее (см. п. 5.1.2), анализ несущей способности конструкции обычно стремятся разделить на два уровня: глобальный и локальный. Глобальный уровень анализа для стальных каркасов обычно выполняется в стержневой постановке и заключается в определении внутренних усилий элементов расчетной схемы. На локальном уровне расчета выполняется проверка несущей способности выделенного из расчетной схемы элемента, либо с использованием апробированных инженерных методик [2, 3], либо на основе расчета детализированной расчетной схемы элемента в пластинчатой

постановке. И глобальный, и локальный уровни анализа строительных конструкций в современном практическом проектировании выполняются чаще всего, но не ограничиваясь, с использованием программных продуктов на основе метода конечных элементов (МКЭ).

МКЭ – общепризнанный метод решения различного рода инженерных задач, в том числе определения напряженно-деформированного состояния рассматриваемой расчетной схемы под действием различных внешних нагрузочных эффектов. МКЭ реализован в большинстве существующих систем автоматизированного проектирования. При корректном применении МКЭ позволяет получить близкие к реальным распределения внутренних усилий и деформаций как для классических стальных элементов из горячекатаных профилей, так и для элементов из легких тонкостенных профилей.

С помощью МКЭ выполняют расчеты различной степени детализации в зависимости от поставленных задач. Ниже приведен перечень наиболее часто встречаемых в практике проектирования типов расчетов:

- LSA (Linear static analysis) – линейный статический анализ конструкции;
- LBA (Linear elastic bifurcation analysis) – линейный анализ устойчивости с получением минимального значения коэффициента устойчивости для системы;
- MNA (Materially non-linear analysis) – физически нелинейный расчет с учетом гипотезы о малости деформаций и идеальной упругопластической модели поведения материала;
- GNA (Geometrically non-linear analysis) – геометрически нелинейный анализ идеализированной упругой конструкции;
- GNIA (Geometrically non-linear analysis with imperfections) – геометрически нелинейный анализ упругой конструкции с начальными несовершенствами;
- GMNA (Geometrically and materially non-linear analysis) – геометрически и физически нелинейный анализ идеализированной конструкции;
- GMNIA (Geometrically and materially non-linear analysis with imperfections) – геометрически и физически нелинейный анализ конструкции с начальными несовершенствами, является наиболее точным, но в то же время самым ресурсоемким расчетом.

На уровне глобального анализа стальных каркасов чаще всего используют стержневую расчетную модель и выполняют расчет в линейной статической постановке (LSA) с выделением элементов по их расчетным длинам для последующего локального расчета. Дополнительно в этом виде расчета выполняют расчет LBA для анализа устойчивости расчетной модели в целом. Как альтернатива выделению элементов по расчетным длинам глобальный уровень анализа может быть выполнен по GNIA. Тогда элемент допускается выделять по расчетной длине равной его геометрической длине. Оба подхода одинаково эффективны, однако в нашей стране для проектирования классических горячекатаных конструкций преимущественно используют первый. Эти же подходы могут быть использованы на глобальном уровне расчета легких тонкостенных конструкций, но при этом следует обращать дополнительное внимание на возможное снижение жесткости сжатых элементов, вследствие редукации сечения.

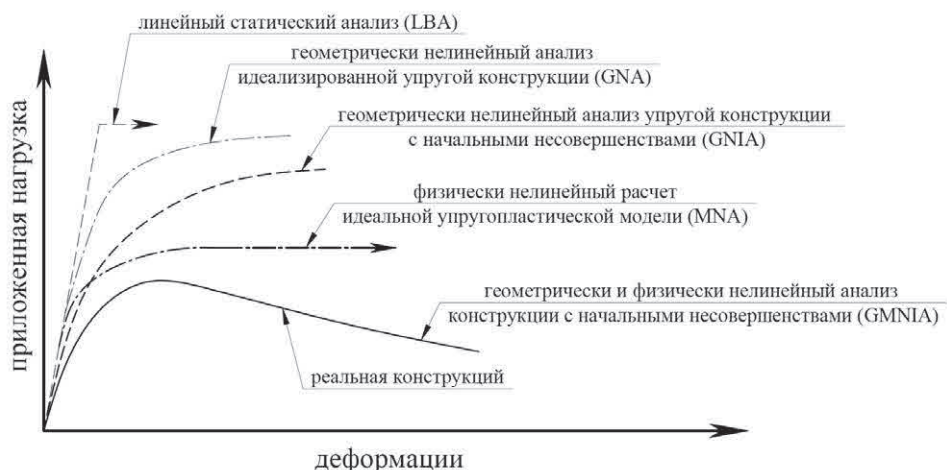


Рис. 16.1.1. Сравнительные результаты расчета конструкции при различных типах анализа

Изменение соотношения жесткостных характеристик расчетной стержневой модели может изменить внутренние усилия в элементах.

На уровне локального анализа для классических горячекатаных профилей практикуется инженерный подход к расчету. Согласно этому подходу, расчет выполняется на действующие комбинации внутренних усилий в постпроцессоре программы для выделенного из расчетной схемы элемента по известным нормативным формулам, что существенно снижает трудоемкость задачи. В случае легких тонкостенных конструкций также возможно применять инженерный подход, однако границы применимости ограничены тем набором профилей, для которых легко могут быть определены редуцированные характеристики. В силу широкого многообразия сечений тонкостенных профилей и их комбинаций часто требуется решать задачу несущей способности выделенного элемента в пространственной пластинчатой постановке по GMNIA, т.е. фактически решать задачу численного эксперимента. В силу высокой трудоемкости задачи наряду с методом КЭ практикуются расчеты с использованием метода конечных полос и обобщенной балочной теории. Однако их применение в практике сопряжено со сложностью адаптации к российским стандартам.

Расчет GMNIA отдельных элементов или всей конструкции позволяет учесть не только критическую область работы потерявшего местную устойчивость элемента, но и учесть влияние закреплений, бимоента, начальных несовершенств и пластических деформаций. Для получения адекватных результатов расчета следует особое внимание уделять:

#### выбору программного обеспечения:

Расчет легких тонкостенных конструкций в стержневой постановке рекомендуется выполнять в программных комплексах, обладающих постпроцессором расчета выделенных элементов в соответствии с действующими нормативными документами. При необходимости выполнения GMNIA следует учитывать, что

не все представленное на рынке программное обеспечение позволяет корректно выполнять сложные физически и геометрически нелинейные расчеты. Рекомендуется выполнять такие расчеты в программных продуктах, специально предназначенных для решения подобных задач.

#### **моделированию граничных условий элемента:**

Граничные условия расчетной модели во многом определяют поведение конструкции под нагрузкой, поэтому подходить к их моделированию следует с особой осторожностью. Если граничные условия неоднозначны или их упрощенное моделирование трудоемко, то их следует моделировать таким образом, чтобы получаемые результаты были консервативными. Для легких тонкостенных элементов корректность моделирования граничных условий приобретает особую важность, так как появление концентраторов напряжений и одновременное ослабление сечений в узлах конструкций может приводить к локальному выпучиванию и потере прочности сечения в узлах ранее потери несущей способности стержня в целом.

#### **моделированию несовершенств:**

Все возможные виды несовершенств легких тонкостенных конструкций обычно приводятся к эквивалентным геометрическим несовершенствам, моделирование которых значительно проще. Для моделирования геометрических несовершенств расчетной модели обычно используют преобразование геометрии расчетной модели (смещение узлов КЭ) по одной или нескольким первым формам потери устойчивости из расчета LBA с максимальной амплитудой, определяемой по действующим нормам проектирования.

#### **моделированию свойств материалов:**

Моделирование неупругих свойств материалов обычно выполняют в тех случаях, когда они могут внести существенный вклад в несущую способность элемента. Для легких тонкостенных конструкций момент развития зон пластических деформаций возможен лишь в продольных ребрах жесткости в виде угловых и краевых отгибов в момент исчерпания несущей способности. Поэтому часто эффектом развития пластических деформаций пренебрегают, принимая за предельное состояние достижение расчетного сопротивления.

#### **моделированию нагрузок:**

При моделировании внешних нагрузок на тонкостенный элемент рекомендуется исключать концентрацию локальных напряжений и возможное местное выпучивание элементов сечения конструкции в месте приложения нагрузки. Часто, чтобы снизить влияние концентрации напряжений при передаче нагрузки, тонкостенные элементы усиливаются дополнительными листами или профилями.



### выбору размера конечно-элементной сетки:

Уменьшение размера сетки с одной стороны увеличивает точность получаемых результатов расчета, с другой стороны – увеличивает трудоемкость задачи. Необходимо выбирать такой размер сетки конечных элементов, уменьшение которого будет несущественно влиять на результаты расчета.

### выбору применяемых частных коэффициентов:

Все характеристики, задаваемые в расчет, будь то параметры геометрии или физических свойств материалов носят вероятностный характер и могут существенно отличаться от реальных как в большую, так и меньшую сторону. В обычных испытаниях обеспечивающие безопасность значения характеристик могут быть получены увеличением количества проводимых экспериментов. В случае же численного эксперимента следует закладывать такие значения из предварительных лабораторных испытаний, которые оказывают максимальный снижающий эффект на несущую способность рассматриваемого элемента.

### выбору критериев предельного состояния:

При выполнении численных экспериментов зачастую сложно выделить момент, который следует принимать за предельное состояние конструкции, так как деформации нелинейного нагружения обычно лавинообразно нарастают, стремясь к некоей асимптоте предельной несущей способности. В то же время при определенных значениях нагрузок возможно существенное искажение граничных условий задачи, получаемых из результатов глобального анализа конструкции. К получаемым значениям предельных нагрузок также должны применяться коэффициенты надежности, обеспечивающие безопасность при возможных неблагоприятных отклонениях параметров численного эксперимента.

Наиболее простым из методов численной проверки несущей способности выделенного элемента из конструкции является выполнение конечно-элементного численного эксперимента. Ниже представлен пример порядка расчета GMNIA тонкостенного элемента в пластинчатой постановке в программном комплексе ANSYS (см. рис. 16.1.2).

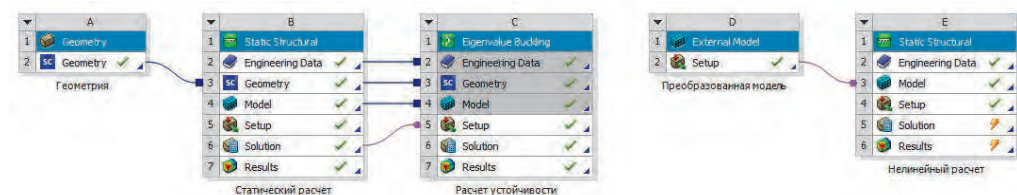


Рис. 16.1.2. Алгоритм GMNIA расчета выделенного элемента

На первом этапе выполняется построение геометрии тонкостенного элемента и назначаются граничные условия. При необходимости создаются

промежуточные соединения между составными элементами сечений с шагом не более  $30i_{red}$ . Для обеспечения равномерности передачи нагрузки концевые сечения элемента рекомендуется задавать недеформируемыми. Условия закрепления должны препятствовать повороту сечения на концах относительно продольной оси, но обеспечивать свободу поворота относительно 2х перпендикулярных осей. В этом случае расчетная длина элемента будет соответствовать его геометрической длине ( $\mu_x = \mu_y = 1$ ).

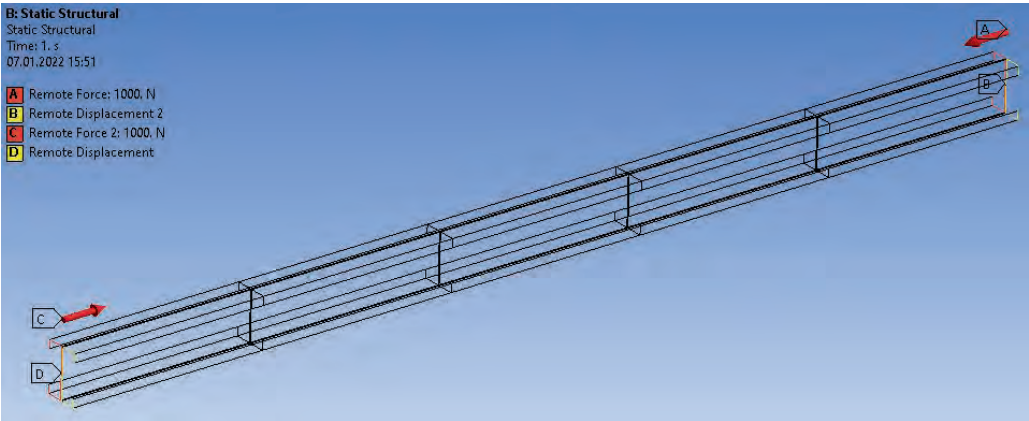


Рис. 16.1.3. Граничные условия для численного эксперимента

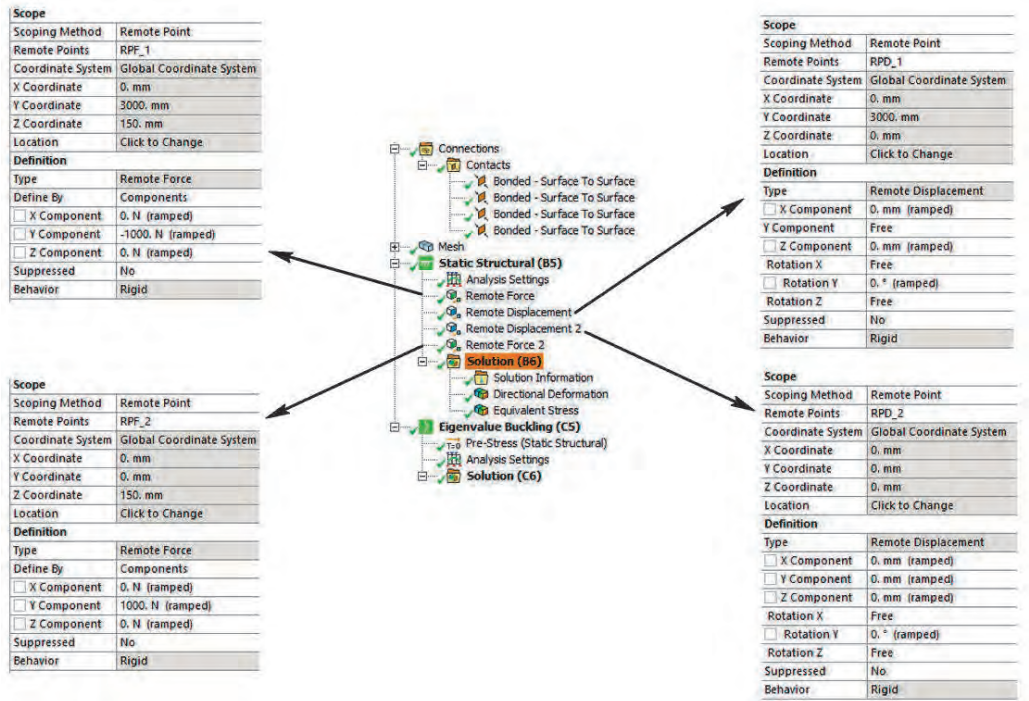


Рис. 16.1.4. Настройки граничных условий

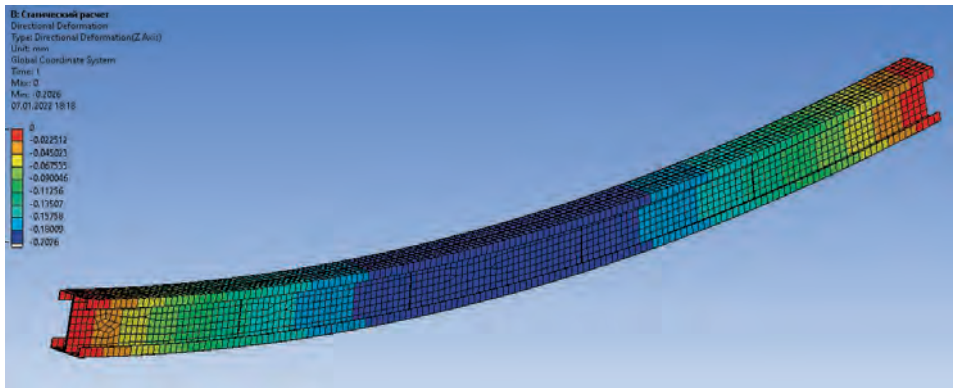


Рис. 16.1.5. Деформированная схема линейного статического расчета

Первоначально расчет выполняется в линейной постановке (LSA) на действие внешнего воздействия, задаваемого, например, в виде продольной силы с эксцентриситетами. Результатом расчета является напряжено-деформированное состояние элемента при заданных граничных условиях. Так как схема элемента по принципам ее построения является «идеальной», то нелинейный расчет без внедрения начальных геометрических возмущений не позволит выявить местные формы потери устойчивости. Для внесения в расчетную модель начальных несовершенств, необходимо выполнить бифуркационный расчет (LBA) и определиться с величиной начальных несовершенств (по нормативным рекомендациям, допускам или на основе специализированных исследований), а также с формами, по которым эти несовершенства будут вводиться. Бифуркационный расчет устойчивости выполняется на основе ранее выполненного статического расчета при определенном напряжённо-деформированном состоянии. При расчете элементов, где местные формы потери устойчивости не ожидаются, несовершенства обычно принимают по нескольким первым формам потери устойчивости, обладающих наименьшей критической силой,

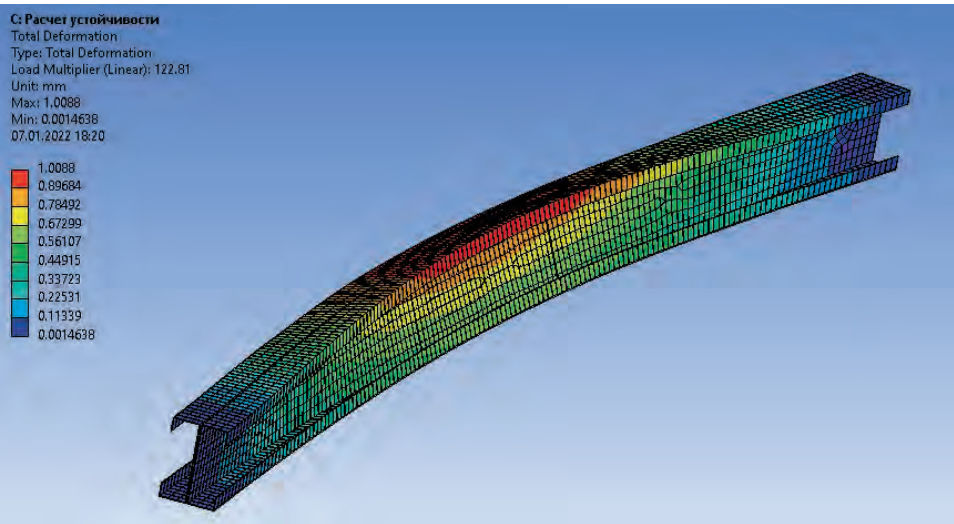


Рис. 16.1.6. Первая общая изгибно-крутильная форма потери устойчивости

так как для таких элементов несущая способность определяется преимущественно глобальными несовершенствами. Для стержней из легких тонкостенных профилей, рекомендуется определять несовершенства как по общим, так и по местным формам потери устойчивости.

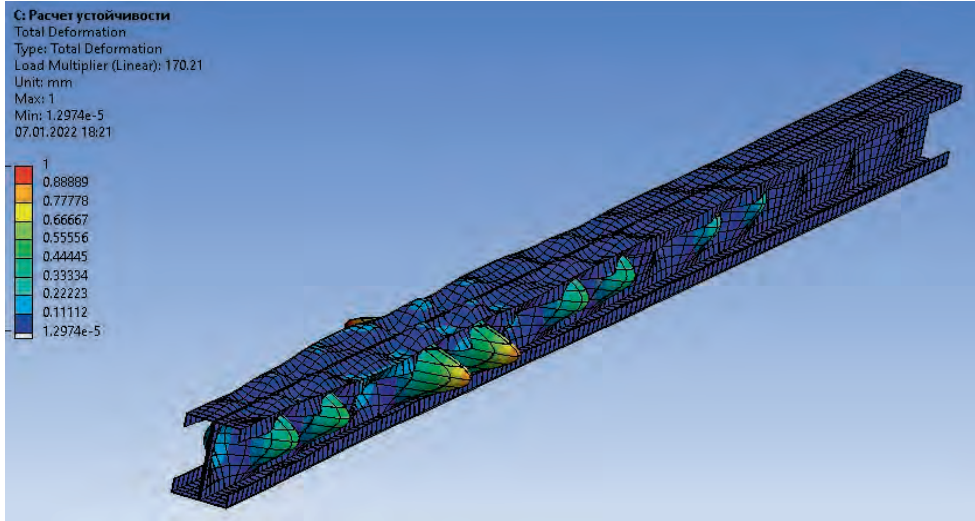


Рис. 16.1.7. Вторая местная форма потери устойчивости

Результаты расчета бифуркационной задачи в виде относительных деформаций КЭ модели по каждой форме потери устойчивости суммируются со своими коэффициентами и вносятся в геометрию расчетной схемы таким образом, чтобы полученные несовершенства отражали реальные несовершенства конструкции. Полученная «деформированная» расчетная КЭ-модель закладывается в физически и геометрически нелинейный расчет при прежних граничных условиях. Нелинейный расчет выполняется до момента потери сходимости или до момента развития значительных сверхнормативных деформаций. Результатом расчета является доля воспринимаемой предельной продольной силы, при которой расчетная схема еще была в равновесии.

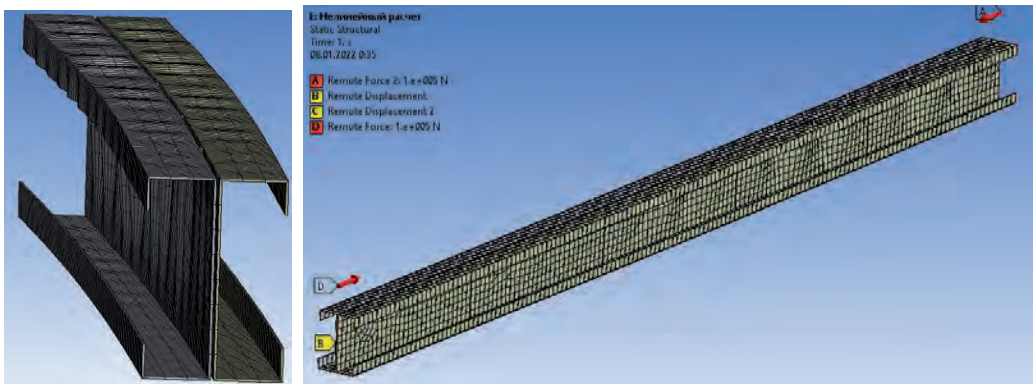


Рис. 16.1.8. Преобразованная КЭ-модель с начальными геометрическими несовершенствами



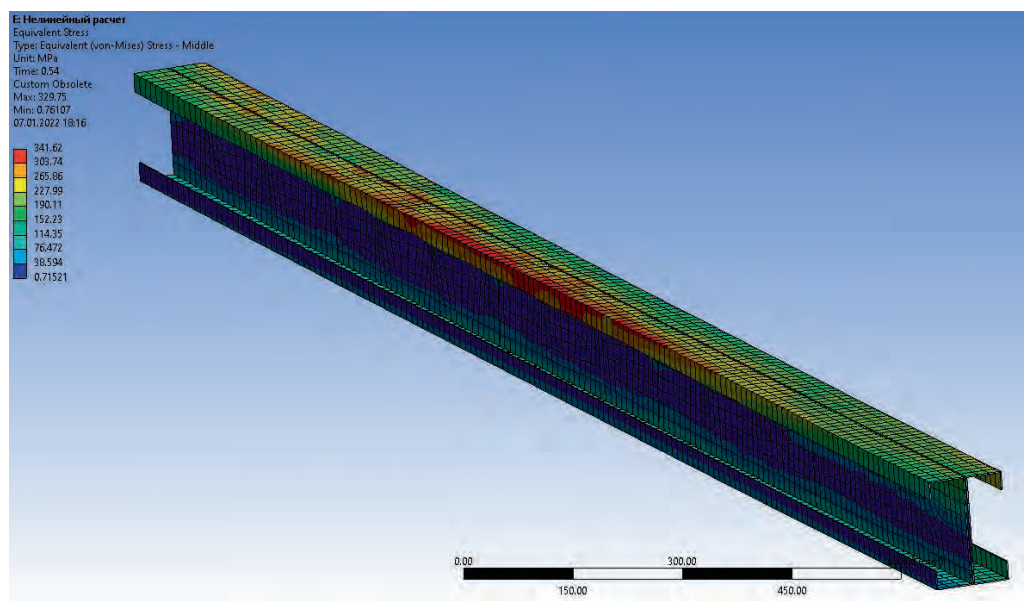


Рис. 16.1.9. Распределение мембранных продольных напряжений в элементе

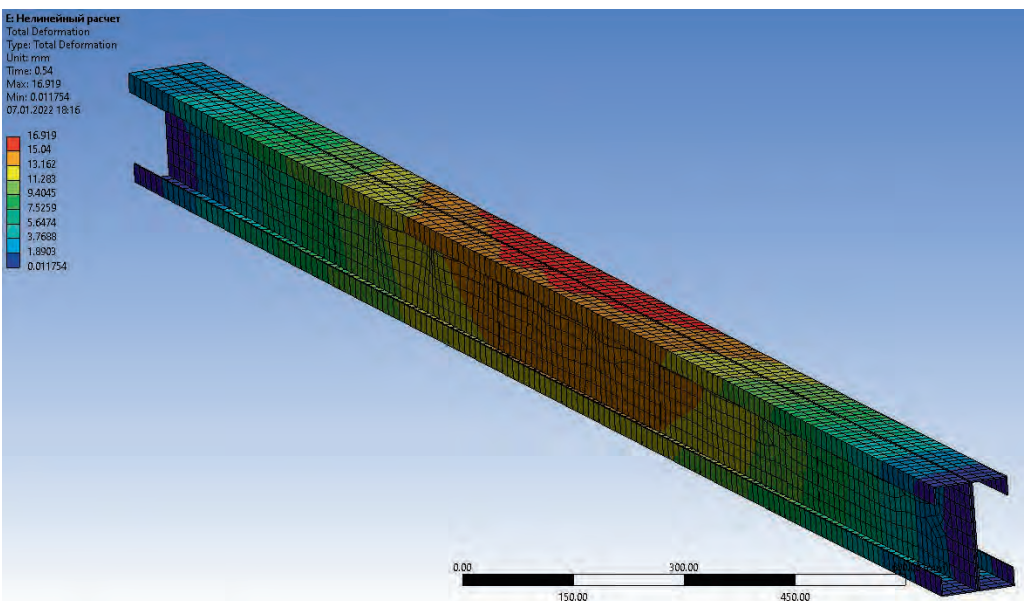


Рис. 16.1.10. Пространственные деформации элемента

Численная проверка МКЭ несущей способности конструкции из легких тонкостенных профилей в пластинчатой постановке с учетом сложности моделирования и трудоемкости вычислений на данном этапе развития техники расчетов является нерациональной. Такие расчеты могут дать лишь приближенную оценку несущей способности, к которой в силу описанных ранее нюансов необходимо относиться с осторожностью, закладывая дополнительные коэффициенты запаса.



## 16.2. РАСЧЕТ ЛСТК В ПРОГРАММНЫХ КОМПЛЕКСАХ, РЕАЛИЗУЮЩИХ НОРМАТИВНЫЙ ПОДХОД

В практическом проектировании ЛСТК целесообразно пользоваться компьютерными программами, позволяющими рассчитывать такие конструкции по действующим нормам. В этой связи стоит отметить программу Магнум, входящую в состав расчетного комплекса SCAD Office, и расчётный комплекс CFSteel.

Программа Магнум [1] (рис. 16.2.1) служит для выполнения конструктивных расчетов и проверок несущих элементов стальных конструкций из холодногнутых профилей, на соответствие требованиям СП 260.1325800 [2] и EN 1993 [3]. Реализованы проверочные расчеты несущих элементов стержневых конструкций, для которых пользователем назначены тип сечения и его размеры. В том случае, когда сечение несущего элемента выбрано пользователем по некоторому сортаменту холодногнутых профилей (рис. 16.2.2), в программе также реализована и возможность подбора профиля по сортаменту.

Расчетные режимы предусматривают все нормативные проверки несущих элементов из холодногнутых профилей на прочность, устойчивость и деформативность:

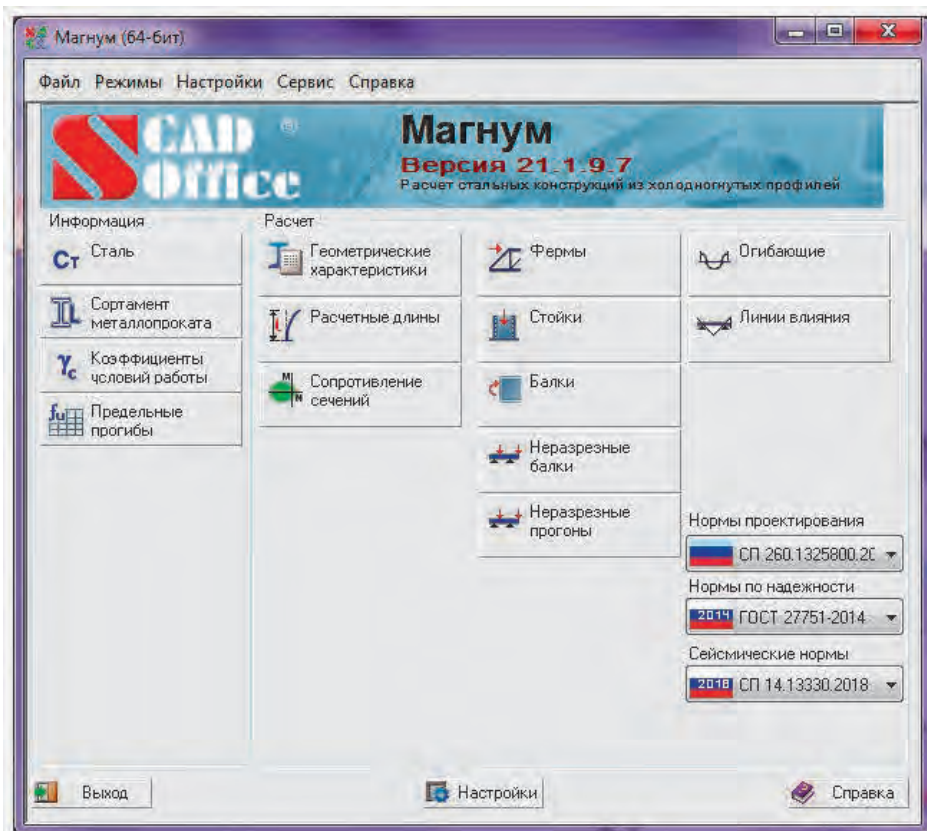


Рис. 16.2.1. Главное окно программы Магнум

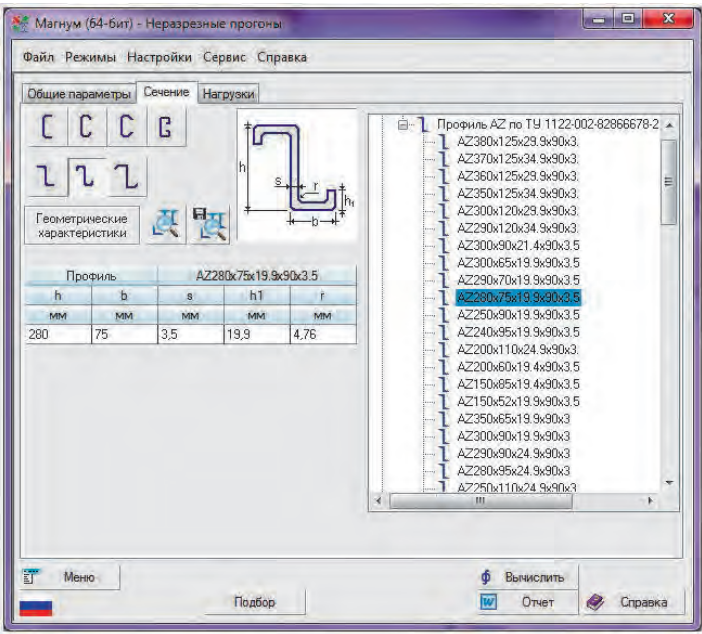


Рис. 16.2.2. Выбор сечения

— сопротивление сечений (рис. 16.2.3) — сплошные, составные и сквозные сечения из холодногнутых профилей при действии в них произвольных сочетаний усилий (включая бимоменты и моменты стесненного кручения);

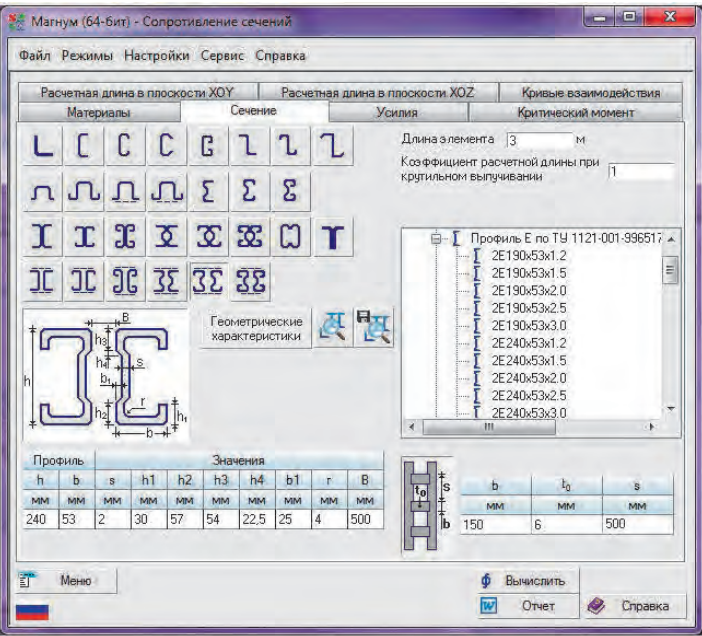


Рис. 16.2.3. Расчет элементов

– фермы (рис. 16.2.4) – конструктивные схемы шарнирно-стержневых систем покрытий, наиболее часто используемые в практике проектирования ЛСТК, с использованием составных или сквозных сечений из U-, C- и Сигма-образных холодногнутых профилей, а также корытных профилей и составных сечений из спаренных холодногнутых уголков;

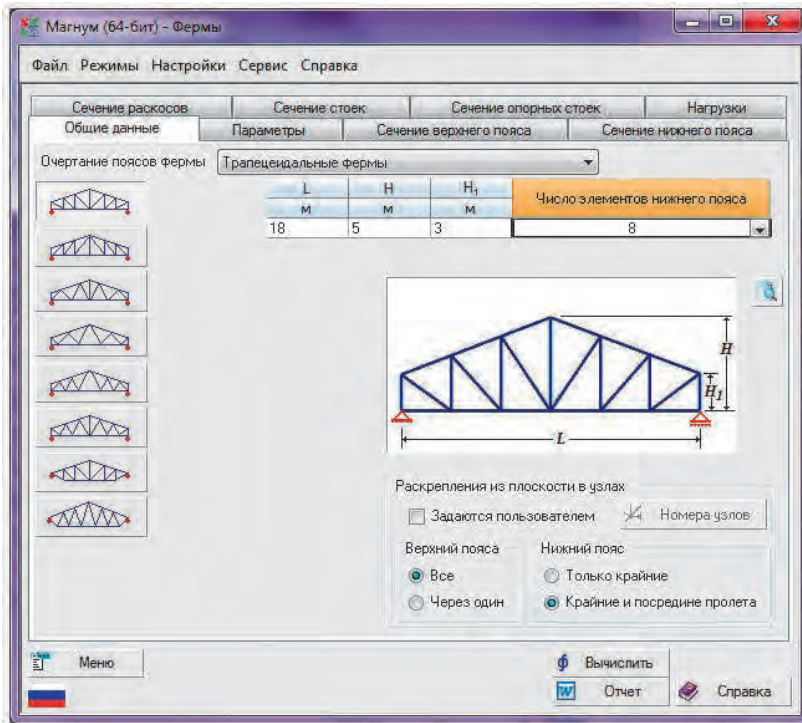


Рис. 16.2.4. Расчет ферм

– балки – однопролетные балки составных и сквозных сечений из U-, C- и Сигма-образных холодногнутых профилей с различными условиями опирания;

– неразрезные балки (рис. 16.2.5) – многопролетные балочные конструкции с составными и сквозными сечениями из U-, C- и Сигма-образных холодногнутых профилей;

– неразрезные прогоны – многопролетные балки из холодногнутых профилей, работающие в качестве прогонов покрытия (в том числе, как элементы горизонтальных ветровых ферм) из C- и Z-образных профилей;

– стойки – колонны составных и сквозных сечений из U-, C- и Сигма-образных холодногнутых профилей.

Также имеются справочные и вспомогательные режимы:

– сталь – просмотр значений нормативного и расчетного сопротивления сталей, используемых для несущих элементов из холодногнутых профилей;

– сортамент металлопроката – просмотр сортаментов холодногнутых профилей;

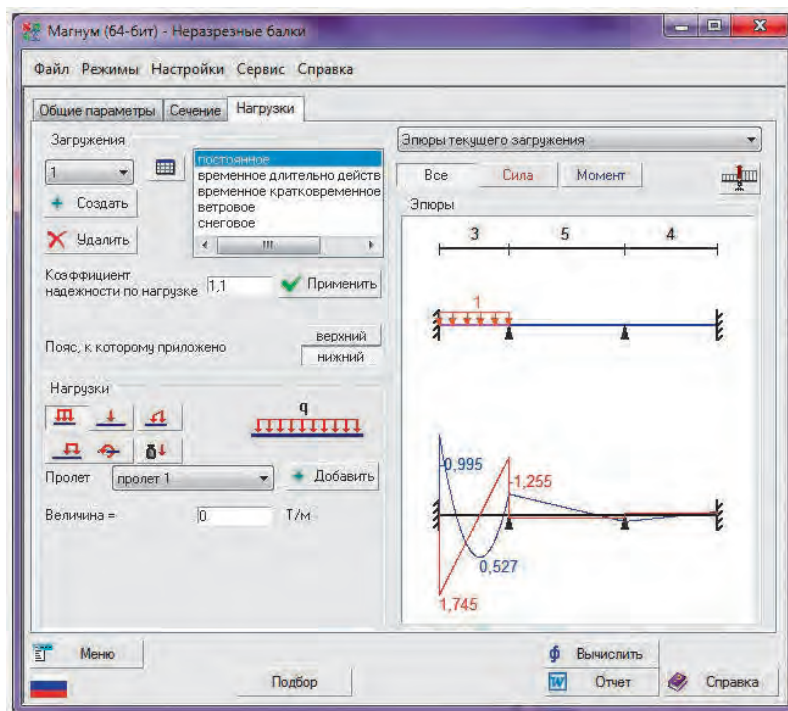


Рис. 16.2.5. Расчет неразрезных балок

— коэффициенты условий работы — просмотр и выбор значений коэффициентов условий работы для конструкций и несущих элементов из холодногнутых профилей;

— предельные прогибы — просмотр нормативных ограничений на прогибы;

— огибающие — определение невыгодных сочетаний многих нагрузок, которые действуют на изгибаемые элементы, строятся огибающие эпюры  $M$  и  $Q$ ;

— линии влияния — построение линий влияния в многопролетных неразрезных балках;

— геометрические характеристики — вычисление геометрических характеристик поперечных сечений из холодногнутых профилей;

— расчетные длины — вычисление расчетных длин стержневых элементов конструкций в зависимости от их условий закрепления.

Возможности программы Магнум по экспертизе элементов ЛСТК интегрированы в вычислительный комплекс для прочностного анализа конструкций методом конечных элементов SCAD++, что позволяет выполнять проектирование и расчет ЛСТК в пространственных расчетных моделях.

Результаты вычислений могут быть представлены в виде иллюстрированного отчета, создаваемого автоматически. Отчет передается в любое приложение Windows, ассоциированное с форматом RTF (например, Word).

Программный комплекс CFSteel предназначен для расчета конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых профилей [5]. С его помощью могут быть вычислены геометрические характеристики тонкостенных сечений,



выполнены расчеты стержневых элементов ЛСТК а также запроектированы фермы из холодногнутых профилей.

Приложение работает со следующими типами сечений: Швеллер, С-образное сечение, С-образное сечение с двойными отгибами, С-образное сечение с рифом на стенке, Сигма- и Z-образное сечение, а также спаренные профили (стенка к стенке) из перечисленных сечений (кроме Z-профиля).

В CFSteel имеется встроенный редактор сечений, с помощью которого пользователь может создавать неограниченное количество баз данных, содержащих сортаменты профилей. Редактор позволяет корректировать созданные сортаменты и тем самым поддерживать их в актуальном состоянии. Введение размеров сечения может осуществляться выбором из имеющихся сортаментов профилей или путем непосредственного ввода размеров с клавиатуры в диалоговом окне. Толщины сечений вводятся с учетом класса цинкового покрытия.

В программном комплексе реализованы следующие расчеты геометрических характеристик тонкостенных сечений:

- расчет геометрических характеристик полного сечения;
- расчет редуцированных характеристик эффективного сечения при сжатии;
- расчет редуцированных характеристик эффективного сечения при изгибе относительно оси  $x - x$ ;
- расчет редуцированных характеристик эффективного сечения при изгибе относительно оси  $y - y$  для одинарных профилей (стенка сжата);
- расчет редуцированных характеристик эффективного сечения при изгибе относительно оси  $y - y$  для одинарных профилей (пояса сжаты);
- расчет геометрических характеристик сечения нетто, ослабленного отверстиями.

На рис. 16.2.6 приведен результат вычисления редуцированных характеристик эффективного сечения Сигма-профиля при сжатии.

В приложении реализованы расчеты центрально растянутых, центрально сжатых и сжатых с изгибом стержневых элементов из стальных тонкостенных холодногнутых профилей.

Расчёт несущей способности центрально растянутых элементов производится как в сечениях по длине стержня, так и в месте прикрепления. Предусмотрена возможность прикрепления элемента через стенку профиля, через пояса или через стенку и пояса одновременно (рис.16.2.7, а).

Для растянутых элементов производятся следующие расчеты:

- проверка прочности с учетом возможных ослаблений отверстиями для болтов по длине элемента;
- расчет на смятие элемента в месте прикрепления к смежным конструкциям;
- проверка гибкости элемента.

На рис. 16.2.7, б представлено окно ввода исходных данных для расчета растянутого элемента. Кроме того, некоторые данные дополнительно вводятся пользователем в Настройках расчета.



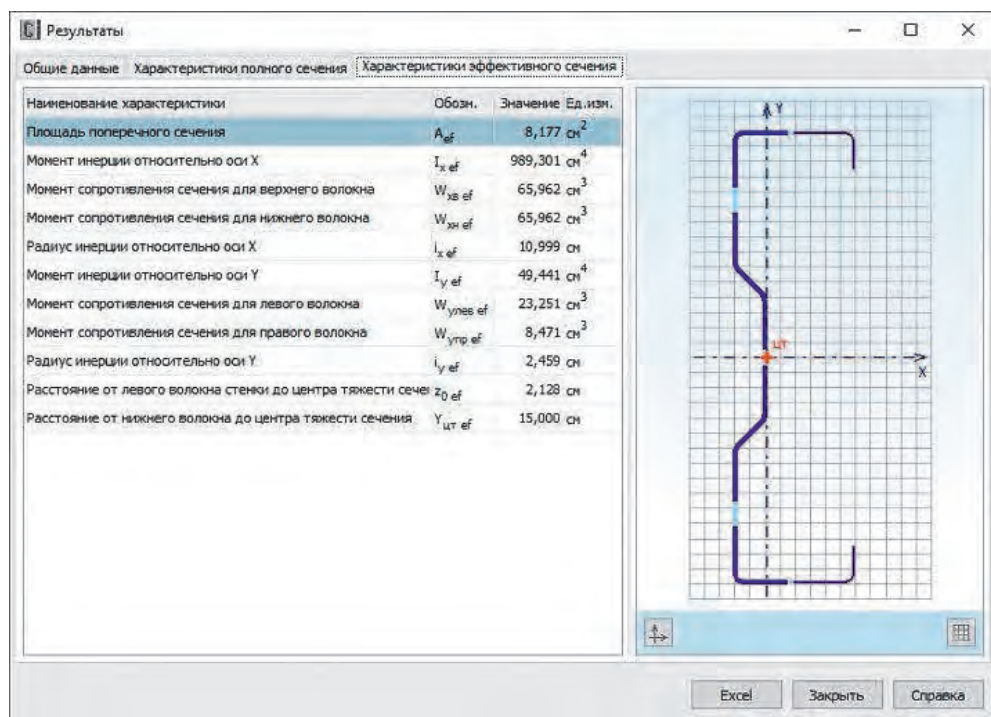


Рис. 16.2.6. Окно результатов расчёта геометрических характеристик эффективного сечения Сигма-профиля

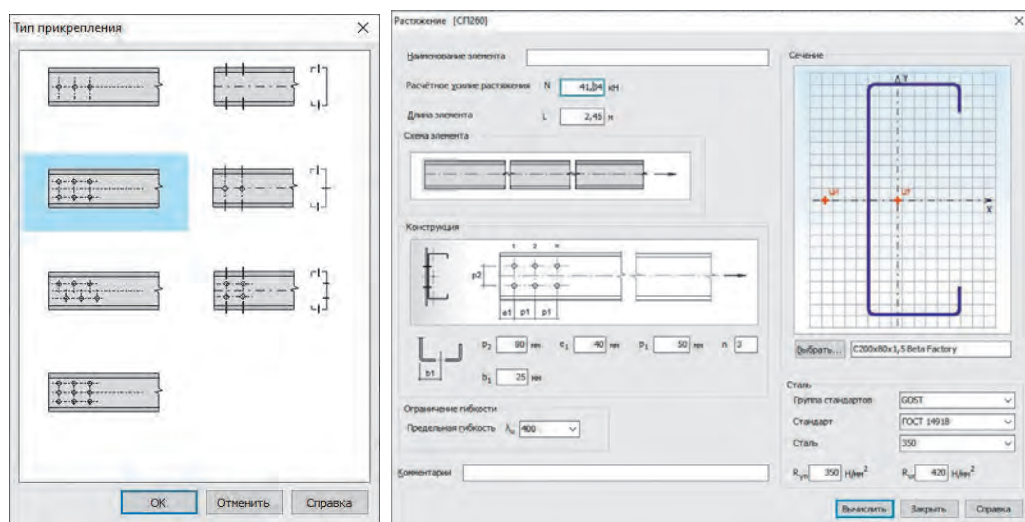


Рис. 16.2.7. Ввод данных для расчета растянутого элемента: а) — варианты прикрепления элемента к смежной конструкции; б) — вид окна ввода данных

На рис. 16.2.8 показаны результаты расчета. В верхней части окна показывается список произведенных проверок. При выборе какой-либо проверки в нижней части окна появляется подробная расшифровка входящих в эту проверку величин с их численными значениями.

Результаты			
Общие данные    Характеристики полного сечения    Результаты расчёта			
Проверка	Расчётное неравенство	Значение	Пункт (формула) СП 260
Проверка прочности по сечению без ослабления	$\frac{N}{AR_y\gamma_c} \leq 1$	0,214 < 1	✓ 7.7.2.1
Проверка прочности по смятию в месте прикрепления элемента	$\frac{N}{R_{br}a_b^2t'\gamma_b\gamma_cn_b} \leq 1$	0,926 < 1	✓ 10.1.1
Проверка гибкости элемента	$\lambda_{max} \leq \lambda_u$	81 < 400	✓
<b>Проверка прочности по смятию в месте прикрепления элемента</b>			
Описание	Обозн.	Значение	Ед.изм.    Пункт (формула) СП 260
Расчётное усилие растяжения	N	41,34 кН	
Расчётное сопротивление смятию	R <sub>br</sub>	400,0 Н/мм <sup>2</sup>	10.1.1
Расчётная толщина стали элемента	t	1,46 мм	
Количество болтов в соединении	n <sub>b</sub>	6	
Коэффициент условий работы болтового соединения	γ <sub>b</sub>	0,90	
Коэффициент условий работы элемента	γ <sub>c</sub>	1	
Excel    Закрыть    Справка			

Рис. 16.2.8. Окно результатов расчета растянутого элемента

Для центрально сжатых элементов производятся следующие расчеты:

- проверка прочности сечения;
- проверка на устойчивость по изгибной (плоской) форме потери устойчивости;
- проверка устойчивости по изгибно-крутильной и/или крутильной форме потери устойчивости;
- проверка устойчивости элемента как внецентренно-сжатого стержня (для одинарных профилей с неполностью эффективным сечением);
- проверка устойчивости отдельной ветви элемента из спаренных профилей;
- проверка предельной гибкости.

На рис. 16.2.9 представлен пример ввода данных для расчета сжатого элемента из одинарного профиля. На рис. 16.2.10 приведены результаты расчета. Следует заметить, что поскольку сечение, изначально загружаемое центрально, не является полностью эффективным, расчет производится на сжатие с эксцентриситетом.

Сжатые с изгибом элементы рассчитываются по критериям прочности и устойчивости. Состав проверок зависит от следующих параметров: одинарный профиль или сечение из спаренных профилей; наличие ослаблений в виде отверстий; соотношения изгибающего момента и осевой сжимающей силы. На рис.16.2.11 представлен пример ввода данных для расчета сжатого с изгибом элемента из спаренного профиля. На рис.16.2.12 приведено окно результатов расчета.

Сжатие [СП260]

Наименование элементаЭлемент 8

Длина элементаL2,78 м

Расчётное усилие сжатияN45 кН

Коэффициент приведения длины относительно оси Xμ<sub>x</sub>1

Коэффициент приведения длины относительно оси Yμ<sub>y</sub>1

Коэффициент закрепления концов элемента от крученияk<sub>T</sub>1

Коэффициент условий работы элемента (устойчивость)γ<sub>c</sub>0,9

Коэффициент условий работы элемента (прочность)γ<sub>c</sub>0,9

Критический момент потери устойчивости плоской формы M<sub>cr</sub>0 кН·м

Ослабления

Выбрать... d18 мм a<sub>1</sub>50 мм a<sub>2</sub>100 мм

Предельная гибкость

Предельная гибкостьλ<sub>0</sub>180-60\*alfa

Комментарии

Сечение

Выбрать...C200x80x1,5 Beta Factory

Сталь

Группа стандартовGOST

СтандартГОСТ 14918

Сталь350

R<sub>yn</sub>350 Н/мм<sup>2</sup>

R<sub>un</sub>420 Н/мм<sup>2</sup>

Вычислить

Закрывать

Справка

Рис. 16.2.9. Ввод данных для расчета сжатого элемента

Результаты

Общие данные

Характеристики полного сечения

Характеристики эффективного сечения

Характеристики сечения нетто

Результаты расчёта

Проверка	Расчётное неравенство	Значение	Пункт (формула) СП 260
Расчёт на прочность при сжатии с изгибом	$\frac{N}{A_{ef} R_y \gamma_c} + \frac{N e_N}{W_{yef} \gamma_c} \leq 1$	0,631 < 1	7.7.4
Совместное действие осевого сжатия и изгиба. Проверка по формуле (7.101)	$\left( \frac{N}{A_{ef} R_y \gamma_c} \right)^{0,8} + \left( \frac{e_N N}{W_{yef} R_y \gamma_c} \right)^{0,8} \leq 1$	0,983 < 1	7.7.10.5
Проверка гибкости элемента	$\lambda_{max} \leq \lambda_0$	88,9 < 136,6	10.4

Совместное действие осевого сжатия и изгиба. Проверка по формуле (7.101)

Параметр	Обозн.	Значение	Ед.изм.	Пункт (формула) СП 260
Расчётное усилие сжатия	N	45,00	кН	
Эксцентриситет	e <sub>N</sub>	0,510	см	7.7.2.3
Площадь эффективного сечения	A <sub>ef</sub>	2,777	см <sup>2</sup>	
Расчётный момент сопротивления	W <sub>yef</sub>	9,557	см <sup>3</sup>	
Понижающий коэффициент	φ	0,664		
Понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба	χ <sub>min</sub>	0,981		
Расчётное сопротивление стали по пределу текучести	R <sub>y</sub>	333,3	Н/мм <sup>2</sup>	
Коэффициент условий работы элемента	γ <sub>c</sub>	0,9		

Excel

Закрывать

Справка

Рис. 16.2.10. Окно результатов расчета сжатого элемента



Сжатие с изгибом [СП260]

Наименование элемента: Элемент 12

Длина элемента:  $L = 6,2$  м

Расчётное осевое усилие сжатия:  $N = 91,2$  кН К-т. условия работы (уст.)  $\gamma_c = 0,9$

Расчётный момент (устойчивость):  $M = 36,980$  кН·см К-т. условия работы (прочность)  $\gamma_c = 0,9$

Расчётный момент (прочность):  $M = 36,98$  кН·см ☒ Выполнить проверку прочности

☒ Ввод расчётной длины: ☐ Ввод к-тов приведения длины:

Расчётная длина относительно оси X:  $l_{ex} = 6,2$  м К-т. приведения длины  $\mu_x = 1$

Расчётная длина относительно оси Y:  $l_{ey} = 3,1$  м К-т. приведения длины  $\mu_y = 1$

Расчётная длина: крутильная форма:  $l_{\alpha T} = 6,2$  м ☒ Устойчивость плоской формы изгиба

Расчётная длина: плоская форма изгиба:  $l_{\alpha T} = 3,1$  м  $M_{\alpha} = 0$  кН·см

Потеря устойчивости плоской формы изгиба

Граничные условия

Коэффициент закрепления концов от поворота вокруг оси элемента:  $k_T = 1$

Коэффициент стеснения деформации концов элемента:  $k_W = 1$

Коэффициент  $C_1 = 1,348$

Коэффициент  $C_2 = 0,63$

Отдельная ветвь элемента

Шаг объединения ветвей:  $l_1 = 0,6$  м

Уровень приложения нагрузки...

Ослабление:

Выбрать...  $d = 18$  мм  $a_1 = 40$  мм  $a_2 = 170$  мм

Сечение

Выбрать... Сигма 250

Сталь

Группа стандартов: GOST

Стандарт:

Сталь: S350GD

$R_{ym} = 350$  Н/мм<sup>2</sup>  $R_{un} = 420$  Н/мм<sup>2</sup>

Комментарии

Вычислить Закрыть Справка

Рис. 16.2.11. Ввод данных для расчета сжатого с изгибом элемента

Результаты выполненных расчётов отображаются на экране и при необходимости могут быть переданы в Microsoft Excel® для дальнейшей обработки или конвертированы в формат HTML.

Модуль CFSTruss [6] является составной частью программного комплекса CFSteel и предназначен для расчёта ферм из стальных тонкостенных холодногнутых профилей. Он позволяет выполнить полный цикл расчёта конструкции, включающий ввод общих данных, формирование схемы фермы, конструктивное оформление фермы, назначение нагрузок, расчёт фермы, просмотр результатов, документирование.

Реализованы три принципиальные конструктивные системы ферм. Под системой ферм подразумевается совокупность видов поперечных сечений поясов и решётки (одинарные или двойные профили) и способов соединения элементов решётки с поясами: на фасонках или бесфасоночное соединение (рис. 16.2.13). Системы ферм:

- фермы, все элементы которых выполнены из спаренных профилей (стенка к стенке), узловые сопряжения на фасонках;
- пояса ферм выполнены из двойных профилей, элементы решётки из одинарных профилей заводятся между ветвями поясов;
- фермы с поясами и решеткой из одинарных профилей.

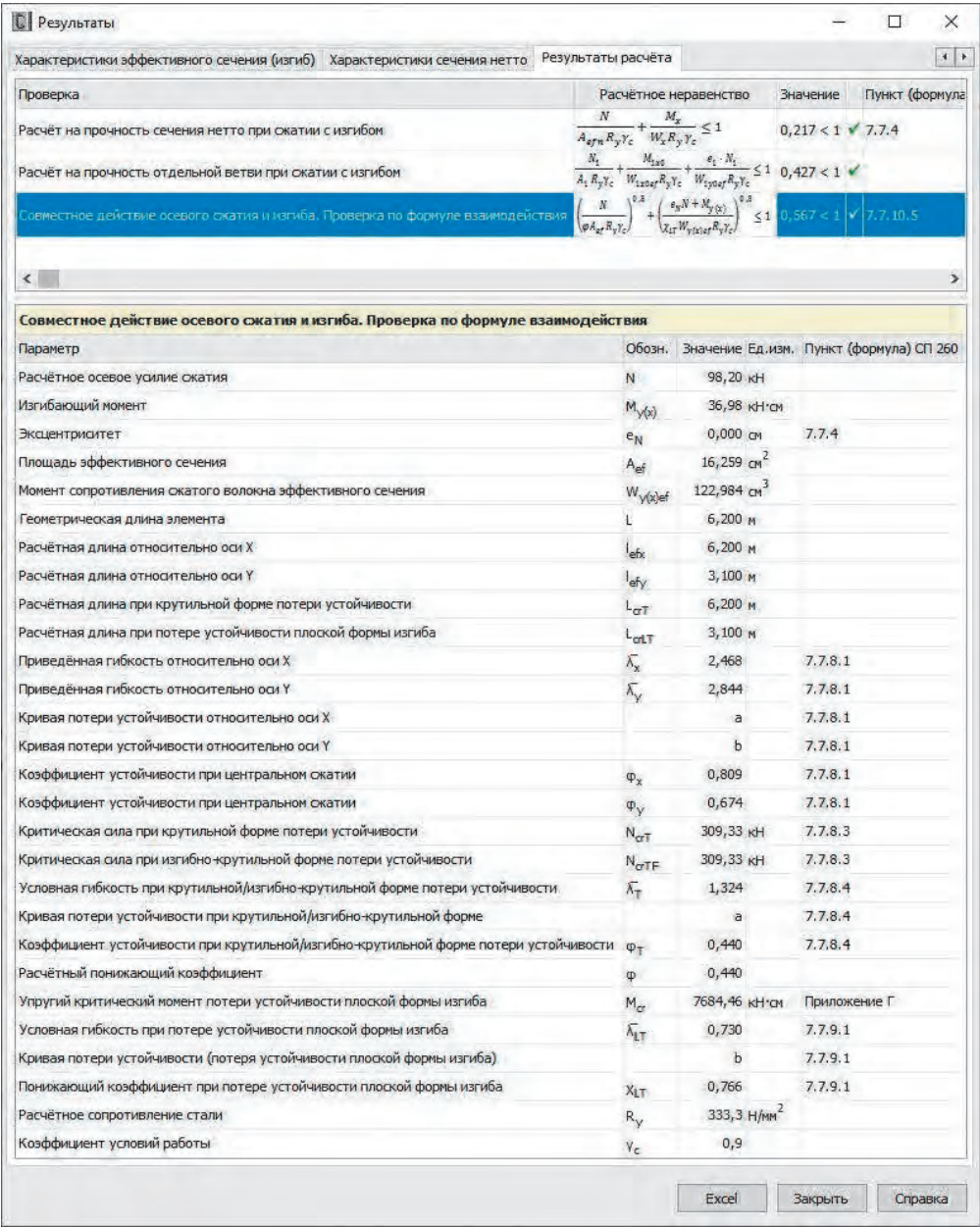


Рис. 16.2.12. Окно результатов расчета сжатого с изгибом элемента

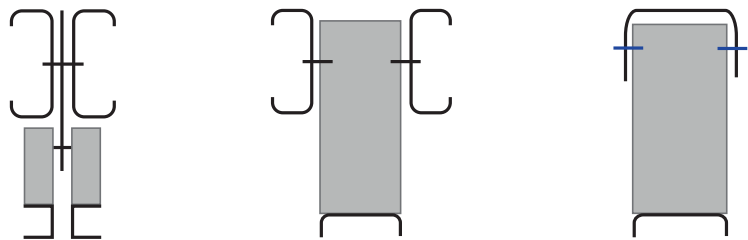


Рис. 16.2.13. Системы ферм



Ферма может быть выполнена из следующих типов поперечных сечений холодногнутых профилей (одинарных или спаренных): Швеллер, С-образное сечение, С-образное сечение с двойными отгибами, С-образное сечение с рифом на стенке, Сигма-образное сечение.

Для конструирования ферм имеется генератор, с помощью которого формируется схема фермы, назначаются сечения элементов, стали, а также некоторые другие конструктивные параметры (рис. 16.2.14).

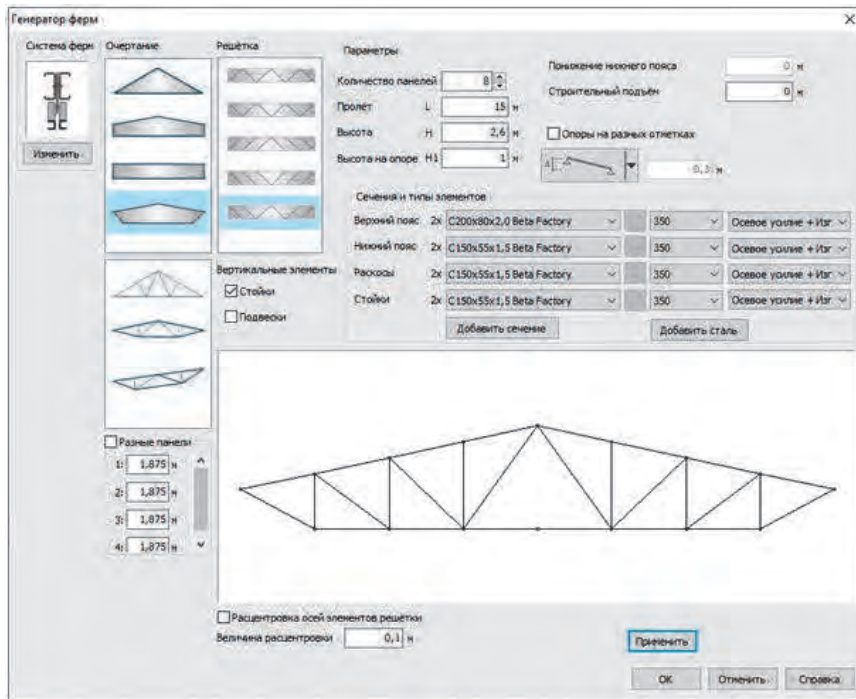


Рис. 16.2.14. Окно генератора схемы фермы

Введённая информация может быть изменена и/или дополнена в *Редакторе* конструкции. Кроме того, схема фермы может быть загружена из внешнего файла формата DXF, полученного в какой-либо CAD-системе.

Дальнейшее уточнение и редактирование схемы производится в окне *Редактора*, где предусмотрен широкий перечень операций с узлами, элементами, группами элементов, опорными закреплениями.

Пользователь может сформировать неограниченное количество наборов элементов. Включение в тот или иной набор производится по какому-либо общему для элементов признаку, например, одинаковое сечение, один укрупнённый элемент фермы (верхний пояс или левая/правая половина верхнего пояса, нижний пояс, раскосы, стойки, опорные раскосы) и т.д. Цели создания различных наборов элементов могут быть разными, например, быстрая замена сечения, приложение нагрузки к верхнему поясу, приложение нагрузки к левой половине верхнего пояса, и т.д.

К проекту подгружаются базы профилей, сталей и болтов, из которых конструктор выбирает необходимые данные. Базы могут быть предварительно созданы или заимствованы из других проектов.

Следующим этапом является конструирование фермы. Конструктивный элемент может состоять из одного или нескольких конечных элементов расчётной схемы фермы, сформированной в режиме *Схема*. Представление фермы, состоящей из конструктивных элементов, есть конструктивная схема фермы, которая создается в режиме *Конструкция*. Конструктивная схема фермы формируется таким образом, чтобы в дальнейшем выполнить конструктивный расчёт элементов, из которых она состоит. Под конструктивными расчётами элементов понимаются проверочные расчёты прочности, устойчивости, предельной гибкости, а также проверка фермы по прогибам. На рис. 16.2.15 приведено главное окно CFStruss в режиме *Конструкция*.

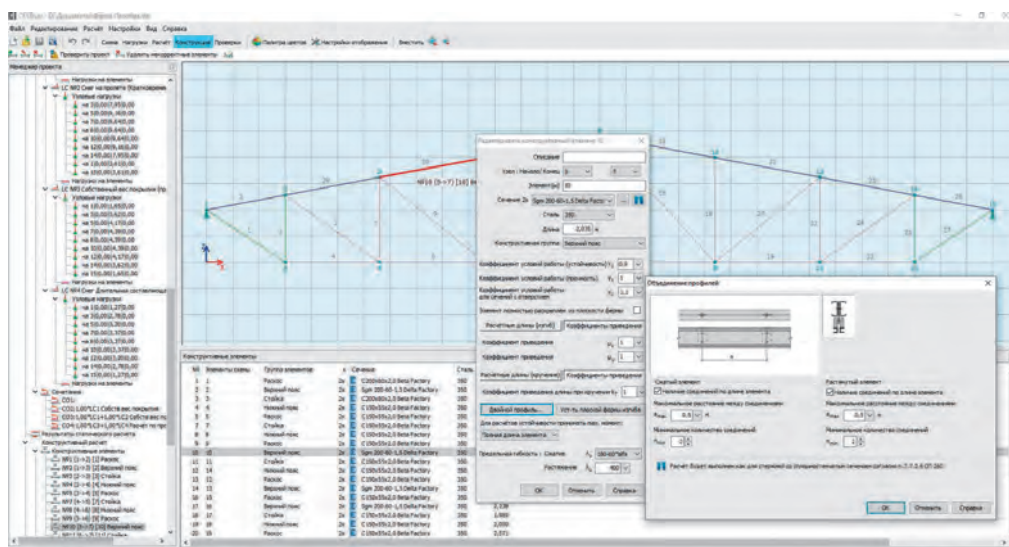


Рис. 16.2.15. Главное окно CFStruss в режиме *Конструкция*

Для каждого конструктивного элемента фермы вводится вся необходимая информация для последующего конструктивного расчёта.

Для системы ферм 1 реализован расчет прикрепления конструктивных элементов к узловым фасонкам. На рис. 16.2.16 приведен вид окна ввода информации для этих целей.

При выборе пользователем пункта *Назначить автоматически* реализуется алгоритм, позволяющий программно назначить параметры прикрепления конструктивного элемента к фасонке с минимально необходимым количеством болтов при соблюдении предпочтений конструктора и расчетных требований.

Предусмотрены различные виды нагрузок на ферму. Это могут быть сосредоточенные силы, приложенные к узлам или элементам или же распределённые нагрузки. Распределённые нагрузки могут быть равномерными или распределёнными по трапеции, и приложены непосредственно к стержню или

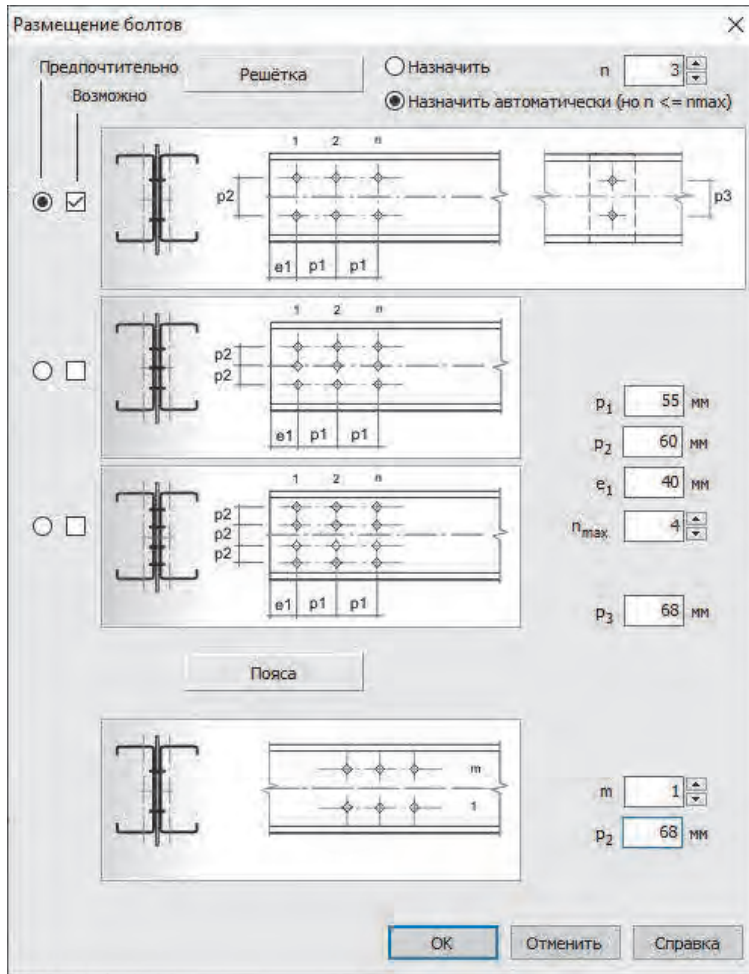


Рис. 16.2.16. Окно ввода информации для расчета прикрепления элементов

на горизонтальную проекцию стержня. Нагрузки на ферму прикладываются в виде загрузений, из которых в свою очередь пользователем формируются сочетания загрузений.

В программе предусмотрена развитая система диагностики модели фермы на разных этапах работы с ней.

Статический расчёт фермы производится методом конечных элементов. Результаты статического расчёта показываются в виде эпюр  $N$ ,  $M$  и  $Q$  в главном окне программы, а также представляются в табличной форме (рис.16.2.17). Также в графическом и табличном виде выводятся перемещения узлов фермы.

Конструктивный расчёт производится в форме проверок ранее назначенных пользователем сечений элементов. В зависимости от характера работы элемента (осевое растяжение или сжатие, растяжение с изгибом, сжатие с изгибом) производятся проверки прочности полного сечения элемента, прочности сечения, ослабленного отверстиями для болтов в пределах длины элемента и в месте прикрепления, проверки устойчивости элемента по изгибной форме,

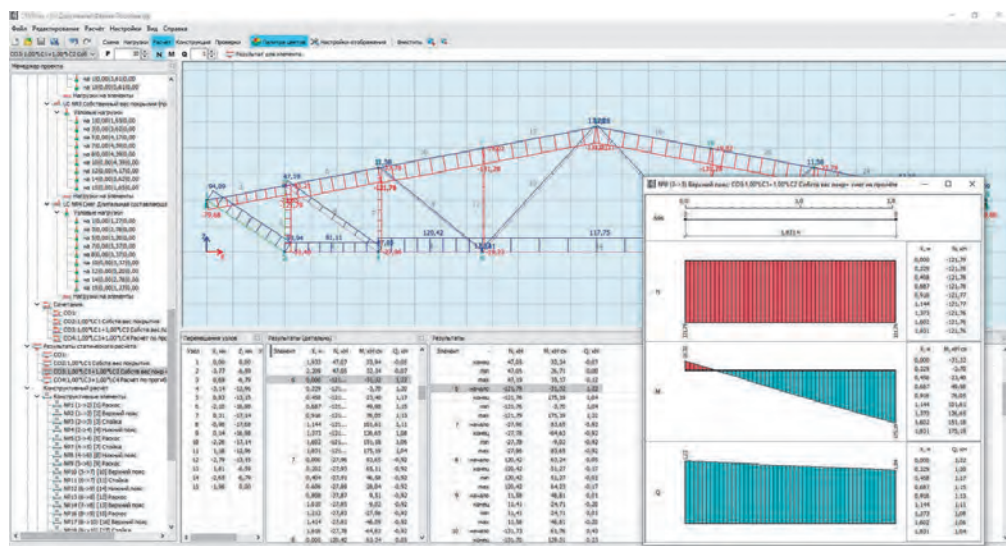


Рис. 16.2.17. Результаты статического расчета: осевые усилия в ферме от Сочетания нагрузок №3 и усилия N, M и Q в отдельном стержне №6

крутильной/изгибно-крутильной формам, проверки при совместном действии осевой сжимающей силы и момента (в том числе, момента от несовпадения центров тяжести полного и редуцированного сечений). В сжатых элементах из спаренных профилей производятся проверки прочности и устойчивости отдельной ветви. Также проверяется гибкость элементов и прогибы фермы на предельные значения.

Предусмотрены разнообразные формы вывода результатов конструктивного расчёта. Для быстрой оценки инженером результатов проверок имеется визуальное представление схемы фермы где каждый стержень показан цветом, отражающим значение коэффициента использования его несущей способности, а также числовое представление результатов в таблицах, сформированных по различным принципам. Для более глубокого анализа результатов конструктивного расчёта какого-либо элемента может быть выведен полный перечень произведённых для него проверок, формулы этих проверок, пункты или номера формул из норм расчёта, по которым эти проверки произведены, а также численные значения величин, входящих в эти проверки (рис. 16.2.18).

Результаты расчёта экспортируются в Microsoft Excel® либо конвертируются в формат HTML. В обоих случаях могут быть выведены результаты для отдельных элементов фермы или сформирован отчёт по всей конструкции. При этом пользователю предоставляется возможность сформировать содержание выводимой в отчёт информации путём включения или исключения отдельных пунктов.

В CFSteel реализованы нормы расчета СП 260.1325800 [2], Eurocode EN 1993-1-3 [3] и North American Specification AISI S100 [4].

Развитая система настроек, позволяет пользователю настроить среду проектирования в соответствии с применяемыми нормами и своими предпочтениями. Это настройки, непосредственно связанные с расчетами, как общие,



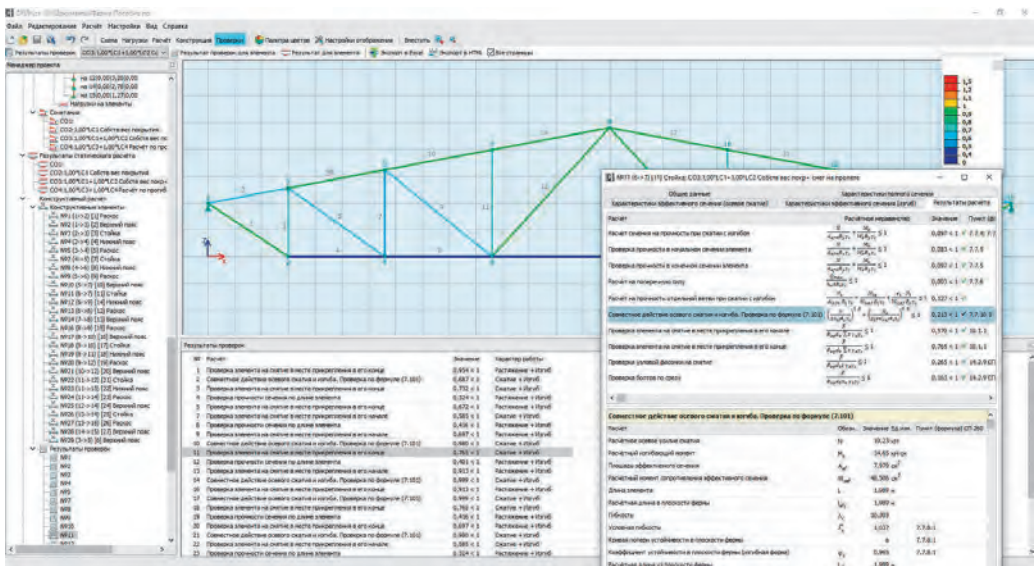


Рис. 16.2.18. Результаты конструктивного расчета

так и специфические, характерные для тех или иных норм расчета. Также пользователь имеет возможность настроить единицы измерения в соответствии со своими предпочтениями.

Таким образом, в результате можно констатировать, что программные комплексы Magnum и CFSteel являются достаточно удобной средой проектирования конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых профилей.

### Список источников, использованных в главе 16:

1. SCAD Office, 2022, [сайт], - URL: <https://scadsoft.com/products/Magnum>
2. СП 260.1325800.2016: Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутого оцинкованных профилей и гофрированных листов. Правила проектирования / Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации.— 2016.- 115 с.
3. EN 1993-1-3:2004 Eurocode 3. Design of steel structures. Part 1-3: General rules. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting / European Committee for Standardization CEN, Brussels, 2004
4. AISI S100-2016 North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, AISI, 2016
5. CFSteel v.4.3: Документация. Том I. Руководство пользователя, 2022, [Электронный ресурс]. Систем. требования: Adobe Acrobat Reader, URL: <https://www.cfsteel.ru>
6. CFSteel v.4.3: Документация. Том III. CFSTruss. Расчет ферм из стальных тонкостенных холодногнутого профилей. Руководство пользователя, 2022, [Электронный ресурс]. Систем. требования: Adobe Acrobat Reader, URL: <https://www.cfsteel.ru>



# 17. ПРОЕКТИРОВАНИЕ, ПРОИЗВОДСТВО И МОНТАЖ ЛСТК С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ТЕХНОЛОГИИ BIM/ТИМ

## 17.1 ОБЩАЯ ТЕОРИЯ ТЕХНОЛОГИИ ИНФОРМАЦИОННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ (BIM/ТИМ)

### BIM/ТИМ проектирование

«Технология BIM (Building Information Modeling – Информационное Моделирование Зданий), предполагает создание одной или нескольких точных виртуальных моделей здания или сооружения в цифровом виде. Применение этих моделей на всех этапах проектирования, обеспечивает лучший анализ и контроль, по сравнению с процессами, основанными на ручных операциях. Готовые компьютерные модели содержат точную геометрию и данные, необходимые для поддержки процессов строительства, изготовления и закупок материалов, посредством которых возводится здание.» – Информационное Моделирование Зданий в Справочнике по BIM (Eastman, Teicholz, Sacks & Liston 2011)

В Российской Федерации с 1 января 2022 года формирование и ведение информационной модели объекта капитального строительства стало обязательным, если на этот объект выделены средства бюджетной системы РФ. В отечественных документах технологию информационного моделирования объектов строительства обозначают как ТИМ.

Цитата из справочника, изданного в 2011 году, не содержит конкретного определения BIM, в нашем случае ТИМ (Технология Информационного Моделирования), но даёт понимание сути технологии как процесса, основанного на создании и применении трёхмерной информационной модели здания или сооружения всеми участниками проекта, на всех этапах его жизненного цикла. Такой подход делает строительство понятным, точным, технологически ёмким и прозрачным, повышая тем самым производительность труда и улучшая другие

экономические показатели. По статистике экономия от внедрения и применения ТИМ составляет 20-30% от стоимости всего проекта.

Одним из неотъемлемых условий достижения такого результата является практическое применение информационной модели на всех этапах строительства. Например, доля проектных работ составляет от 2% до 4% от всего объёма работы над проектом, но если на этом этапе проектировщик создаст качественную проектно-конструкторскую документацию на основе детально проработанной информационной модели, то на стройплощадке или производстве не будет перерасхода материалов, нестыковок и также будет применяться общая ТИМ-модель. Преимущества применения информационной модели на самых ранних стадиях реализации проекта очень хорошо показывает график Патрика МакЛими (Patrick MacLeamy).

Градостроительный кодекс Российской Федерации вводит понятие информационной модели объекта капитального строительства и определяет её как совокупность взаимосвязанных сведений, документов и материалов об объекте, формируемых в электронном виде.

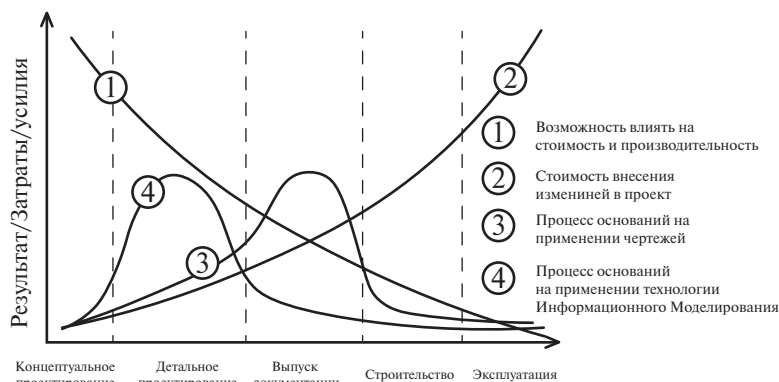


Рис. 17.1.1. График Патрика МакЛими (Patrick MacLeamy)

Разнообразие программного обеспечения, применяемого участниками строительной отрасли, обусловило появление универсального открытого подхода к информационному моделированию OpenBIM и доступного, независимого стандарта передачи данных IFC (Industrial Foundation Classes), общего «языка» для общения продуктов различных производителей между собой. Создателем и проводником этих решений выступила международная организация buildingSMART в которую входят основные производители программного обеспечения, инжиниринговые компании и производители оборудования. В 2017 году на базе Национальной Ассоциации Инженеров-Консультантов в Строительстве (НАИКС) было открыто российское отделение buildingSMART. В основе OpenBIM лежит свобода выбора применяемых инструментов и форматов передачи данных. Помимо независимых форматов в обиходе профессионалов строительной отрасли присутствуют и те, которые разрабатываются производителями программного обеспечения, права на которые им же и принадлежат — это так называемые проприетарные форматы, изначально

созданные для передачи данных между продуктами одного производителя. В случае, когда нет возможности эффективно применять доступные форматы и решения, появляется необходимость создать приложение для передачи данных с помощью программного интерфейса. Для подобного рода работ, некоторые компании-производители предлагают использовать открытый API (программный интерфейс приложения) своих продуктов.

В тоже самое время нужно учесть, что технология ТИМ — это не только программное обеспечение, но совокупность технологических решений и методик, сформированных в стандарт предприятия или государственные стандарты. Подобного рода документы необходимы для установления правил взаимодействия на основе использования информационной модели, распределения ответственности и ролей между участниками проекта. На сегодняшний день в Российской Федерации запущен процесс разработки и принятия документов государственного уровня ознакомиться со списком СП (Сводов Правил) и их составом можно на ресурсе ФАУ ФЦС ([www.faufcc.ru](http://www.faufcc.ru)).

<div> <div> <div></div> <div>МИНИСТЕРСТВО РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ ЦЕНТР СТРОИТЕЛЬСТВА</div> </div> <div> <div>войти</div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> </div> </div>			
Тип Документа	Название документа	Принявший орган	Активен с
<b>2. ОБЩИЕ НОРМАТИВНЫЕ ТЕХНИЧЕСКИЕ ДОКУМЕНТЫ</b>			
<b>27 Технологии информационного моделирования</b>			
СП	471.132.5800.2019 - Информационное моделирование в строительстве. Контроль качества производства строительных работ»	(Минстрой России)	25.06.2020
СП	480.132.5800.2020 - Информационное моделирование в строительстве. Требования к формированию информационных моделей объектов капитального строительства для эксплуатации многоквартирных домов, реализованных по проектам повторного использования»	(Минстрой России)	15.07.2020
СП	481.132.5800.2020 - Информационное моделирование в строительстве. Правила применения в экономический эффективной проектной документации повторного использования и при ее привязке»	(Минстрой России)	18.07.2020
СП	301.132.5800.2017 - Информационное моделирование в строительстве. Правила организации работ производственно-техническими отделами»	(Минстрой России)	02.03.2018
СП	328.132.5800.2017 - Информационное моделирование в строительстве. Правила описания компонентов информационной модели»	(Минстрой России)	16.06.2018
СП	331.132.5800.2017 - Информационное моделирование в строительстве. Правила обмена между информационными моделями объектов и моделями, используемыми в программных комплексах»	(Минстрой России)	19.03.2018
СП	333.132.5800.2017 - Информационное моделирование в строительстве. Правила формирования информационной модели объектов на различных стадиях жизненного цикла»	(Минстрой России)	19.03.2018
СП	404.132.5800.2018 - Информационное моделирование в строительстве. Правила разработки планов проектов, реализуемых с применением технологии информационного моделирования»	(Минстрой России)	18.06.2019
<b>26 Технологии информационного моделирования</b>			
ГОСТ Р	ГОСТ Р ГОСТ Р 10.0.03-2019/ISO 29481-1:2016 Система стандартов информационного моделирования зданий и сооружений. Информационное моделирование в строительстве. Справочник по обмену информацией. Часть 1. Методология и формат	(Росстандарт)	01.09.2019

**Рис. 17.1.2.** Список принятых СП и ГОСТ на сайте ФАУ ФЦС

Явным признаком неотвратимости поступательного развития технологии ТИМ в Российской Федерации является постановление Правительства России

№ 331 от 5 марта 2021 года, подписанное премьер-министром Российской Федерации М.В. Мишустиним. В нём говорится, что с 1 января 2022 года формирование и ведение информационной модели объекта капитального строительства стало обязательным для заказчика, застройщика, технического заказчика и эксплуатирующей организации, если на этот объект выделены средства бюджетной системы Российской Федерации. Цифровизация строительной отрасли и внедрение технологии информационного моделирования происходят как во всём мире, так и странах ЕАЭС.

#### **На этапе проектирования:**

Повышение качества проектной продукции за счет своевременного анализа на геометрические коллизии. Проектирование сложных энергетических систем за счет наглядности расположения проектируемых конструкций и смежных дисциплин. Реконструкция с высокими допусками между проектируемыми и существующими конструкциями за счет применения лазерного сканирования. Многовариантное проектирование на стадии концепции при низкой детализации за счет использования библиотеки готовых компонентов. Повышение уровня удовлетворенности заказчика за счет подготовки наглядных материалов по проекту. Снижение количества технологических коллизий за счет анализа 3D-модели проекта совместно с Заказчиком. Повышение управляемости проекта за счет доступа прозрачности статуса выполнения проекта и Online 24/7 доступа ко всей документации. Предоставление Заказчику дополнительной информации в виде объектных спецификаций. Сокращение времени на выполнение сметного расчета за счет автоматизированного подсчета всех физобъемов по проекту. Сокращение времени при повторном проектировании объекта, выполненного ранее в ТИМ. Снижение количества претензий со стороны Заказчика за счет выявления отклонений факта СМР от проекта при помощи лазерного сканирования.

Сокращение сроков СМР за счет уменьшения количества проектных несоответствий. Сокращение сроков СМР за счет более глубокой проработки проекта и передачи Заказчику изометрических видов. Сокращение сроков СМР за счет применения 4D-модели объекта. Сокращение сроков СМР за счет согласования с подрядчиком «технологичности» проектных решений. Сокращение сроков СМР за счет выявления отклонений от проекта методом лазерного сканирования, оценки их влияния на смежные проектные решения. Анализ факта выполнения СМР, определение физобъемов за счет применения лазерного сканирования.

Повышение «технологичности» передаваемого Заказчику объекта за счет согласования всех эксплуатационных особенностей объекта на стадии проектирования. Повышение удовлетворенности Заказчика за счет информирования о ходе проектирования при передаче промежуточных вариантов ТИМ-модели. Повышение уровня удовлетворенности Заказчика за счет предоставления наглядных материалов в виде 3D-моделей, изометрических изображений. Передача Заказчику дополнительной информации в виде 3D-модели, чертежей и эксплуатационной документации, связанных между собой ссылками. Сокращение

времени реконструкции/ремонта объекта, выполненного ранее в ТИМ за счет актуализации и последующего применения ТИМ-модели.

### Организация ТИМ-проектирования

#### Информационные требования (EIR)

Информационные требования выполняются с целью формирования требований к информации, представляемой в процессе реализации ТИМ-проекта и по его завершении.

Данный документ разрабатывается совместно исполнителем и принимающей стороной, и утверждается принимающей стороной. В документ могут быть включены следующие разделы:

Цели и задачи использования ТИМ на данном проекте.

- этапы работ и контрольные точки выдачи информации;
- минимальные требования к количеству разделов проекта для моделирования и объемам моделирования (по разделам проекта);
- требования к уровням проработки элементов модели (LOD) по каждой стадии и разделам проекта;
- требования к системе классификации элементов модели (при наличии);
- требования к составу и форматам выдачи результатов проекта;
- требования к регламентам проверки ТИМ-моделей;
- требования к процедурам согласования и внесения изменений, форматам файлов обмена и общим сетевым ресурсам;
- другие разделы.

#### ВЕР — план реализации ТИМ-проекта

Данный документ разрабатывается для организации эффективной совместной работы между всеми участниками проекта.

ВЕР является динамичным и периодически уточняющимся документом.

ВЕР разрабатывается координатором, ГИПом проекта и ТИМ-менеджерами и описывает работу всех участников процесса ТИМ-проектирования (внешних и внутренних).

ВЕР описывает:

- цели и задачи использования ТИМ в соответствии с информационными требованиями заказчика (если такие требования присутствуют);
- конечные результаты ТИМ;
- инфраструктуру, необходимую для успешной реализации проекта;
- процесс выполнения ТИМ.

#### Роли и обязанности в ТИМ-проекте

Для выполнения ТИМ-проекта необходимо четко распределить роли и обязанности между всеми его участниками.

В ТИМ-проекте вводятся следующие роли: ТИМ-менеджер, ТИМ-координатор, ТИМ-мастер, Администратор PDM.

Переход на ТИМ-проектирование подразумевает сочетание привычных ролей и обязанностей с новыми таким образом, чтобы каждый специалист



мог максимально эффективно выполнять свою работу, не ломая общую логику существующих в организации процессов.

Выполнение стратегической функции в ТИМ-проекте возлагается на ГИПа, ТИМ-менеджера и администратора библиотеки:

- ГИП является главным выгодополучателем при выполнении ТИМ-проекта и имеет полномочия на корректировку хода его реализации. ГИП отвечает за правильность выполнения проекта, его голос является решающим, при выборе LOD для каждого раздела проектирования;

- ТИМ-менеджер отвечает за соблюдение корпоративных целей в ТИМ-проектах, осуществляет поиск лучших практик, оптимизацию бизнес-процессов, создание стандартов и протоколов, развитие системы и обучение проектировщиков. Каждый ТИМ-менеджер отвечает за целое направление проектирования и вовлечен сразу во все ТИМ-проекты компании;

- администратор библиотеки отвечает за целостность ТИМ-системы за счет использования стандартных компонентов, описанных и интегрированных между всеми информационными системами компании.

Управленческая функция возложена на ГИПа, ТИМ-координатора и администратора PDM:

- ГИП участвует в разработке ВЕР, составляет календарный план и контролирует его соблюдение. Основной его задачей является междисциплинарная координация разделов проектирования и согласование проектных действий. Именно ГИП принимает решение о том, где будет установлено оборудование, проложена инженерная сеть или построена конструкция. ГИП решает, кто должен вносить изменения в свою часть проекта при обнаружении коллизии, определяет приоритетность задач по их исправлению;

- ТИМ-координатор разрабатывает ВЕР и согласовывает его с ГИПом. Координатор осуществляет междисциплинарную координацию всех разделов проекта по поручению ГИПа, проводит анализ на коллизии, передаёт полученные данные ГИПу и проводит совещание по коллизиям. Он назначается на каждый проект.

Функция исполнения возложена на ГИПа, проектировщика, ТИМ-мастера и Администратора PDM:

- ГИП отвечает за правильность технических решений, принимаемых проектировщиком в ТИМ-проекте, проводит стоимостной анализ принимаемых решений, выбирает оптимальные. Он готовит и утверждает задания, контролирует ход их исполнения;

- Проектировщик разрабатывает ТИМ-модели и выпускает документацию. Он предлагает все технические решения, отталкиваясь от Технического задания, прорабатывает различные варианты их исполнения исходя из условий производства СМР, и выбирает наиболее приемлемые, на основании его опыта и знаний;

- ТИМ-мастер, помимо разработки ТИМ-модели, отвечает за создание библиотек для специалистов своего отдела/группы, решает вопросы по технической поддержке пользователей на местах;

— администратор PDM отвечает за жизненные циклы файлов, начиная от разработки и заканчивая печатью. Основная задача — обеспечить оптимальный процесс обмена информацией между всеми подразделениями компании, исходя из условий конкретного проекта.

### Ресурсы ТИМ-проекта

Основными ресурсами ТИМ-проекта являются:

— обладающие знаниями и имеющие навыки проектирования с применением технологии ТИМ ГИПы и проектировщики (инженеры, руководители групп, начальники отделов);

- программное обеспечение;
- аппаратное обеспечение;
- сетевые ресурсы;
- библиотека ТИМ-элементов.

Библиотека ТИМ-элементов должна содержать:

- все шаблоны, стандарты оформления и аннотации;
- семейства и ТИМ-элементы;
- к библиотеке элементов предъявляются следующие требования:
- добавлять элементы в библиотеку может только Администратор библиотеки.
- редактировать элементы библиотеки может только Администратор библиотеки.

### Совместная работа над ТИМ-проектом

Совместная разработка ТИМ-модели важный элемент междисциплинарного взаимодействия осуществляется следующим образом:

— ТИМ-модель состоит из ТИМ-объектов. ТИМ-объекты создаются в одном либо нескольких файлах информационной модели. Количество моделей дисциплины определяется совместно с Координатором модели (например, одна модель на несколько комплектов или один комплект — одна модель). При делении модели на несколько файлов, файлы ссылаются друг на друга и используют ТИМ-объекты друг друга. (рис. 17.1.3);

— разработка информационной модели проектировщиками осуществляется от общего к частному, при этом каждая проектная дисциплина осуществляет свой вклад в общую модель в соответствии со своей зоной ответственности в проекте, создаёт ТИМ-объекты в рамках своей дисциплины;

— участниками процесса разработки ТИМ-проекта используются основные проектные решения смежных дисциплин, которые по мере разработки детализируются. В начале проектирования с применением информационных моделей проектировщики отображают наиболее важные для смежных специальностей участки модели;

— при насыщении модели минимальным количеством ТИМ-объектов, необходимым для разработки смежных дисциплин, используется принцип «детализация частей проекта» - проектировщиками детализируются отдельные части проекта, которые используются для разработки смежными дисциплинами.

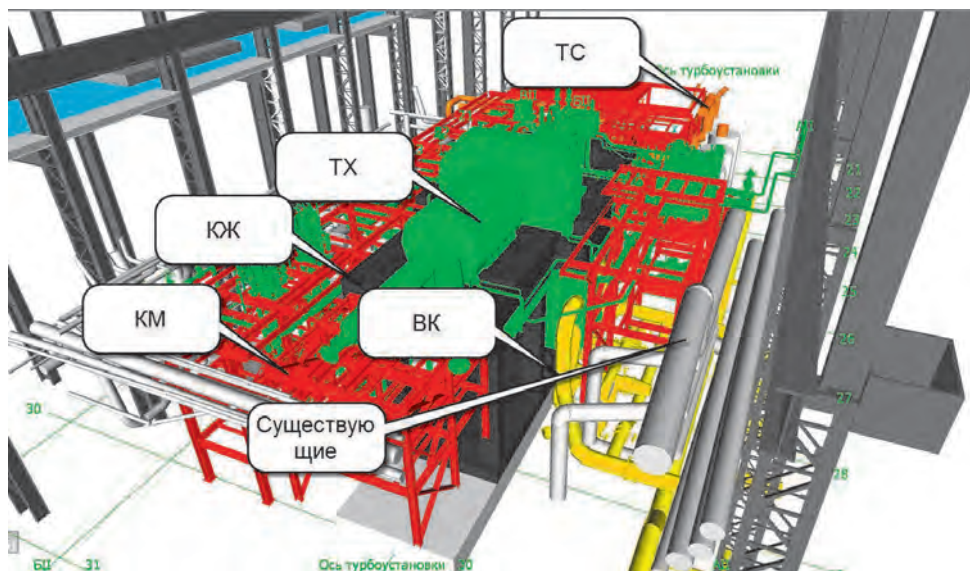


Рис. 17.1.3. Информационная модель, состоящая из ТИМ-объектов

Таким образом происходит приоритезация распределения ресурсов смежных дисциплин. Порядок детализации согласуется на рабочих совещаниях или совещаниях по координации.

Для обеспечения совместной работы над проектом, Координатором модели создаётся общее информационное пространство.

Ниже описаны подходы к его формированию:

- информационная модель делится на части. Стратегия деления информационной подразумевает деление комплексной информационной модели на составные части, в соответствии с разделением проекта по выпускаемым разделам / комплектам документации. Данный подход позволяет структурировать разработку информационной модели, а также упростить подготовку проектной и рабочей документации. Также это дает возможность существенно снизить нагрузку на персональные компьютеры пользователей, и облегчить поиск пространственных коллизий и других ошибок;

- части информационной модели координируются между собой. Координация модели осуществляется по схеме «звезда» (рис. 17.1.4). Файлы дисциплин со вставленными ссылками подгружаются в координационный файл, координационный файл наложенными ссылками вставлен в файлы дисциплин. Данный подход позволяет гарантировать отображение файлов смежных дисциплин в моделях участников;

- при необходимости, в дальнейшем Координационный файл разделяется на несколько файлов по территориальному признаку (по подобъектам);

- в разделённые файлы как внешние ссылки вставляются соответствующие файлы дисциплин. В файлах дисциплин переназначается ссылка (рис. 17.1.5).

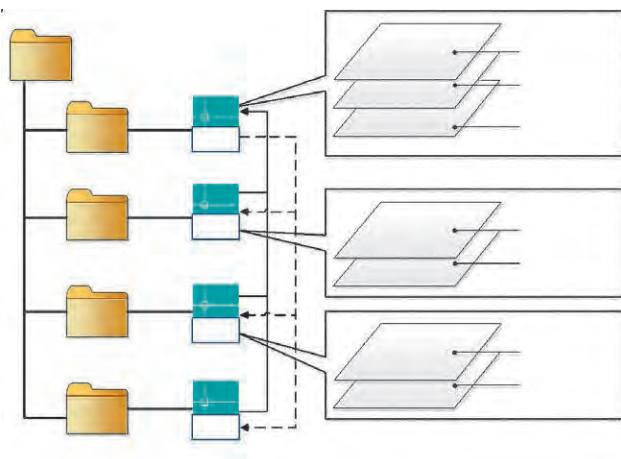


Рис. 17.1.4. Организация ссылок между файлами моделей

Названия папок условные, 000 – папка координационной модели

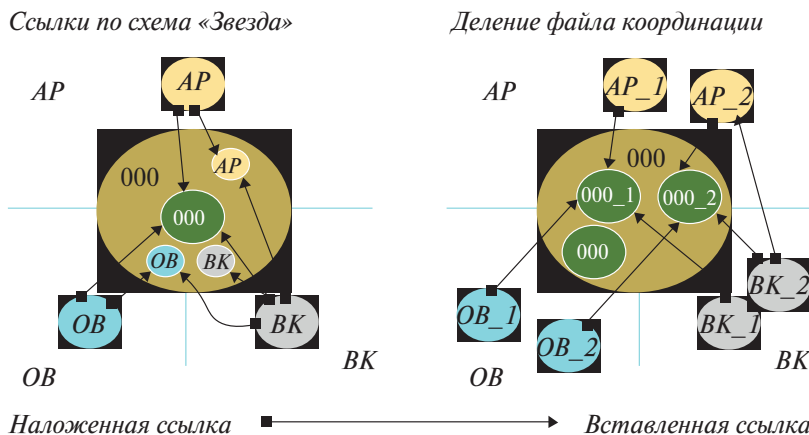


Рис. 17.1.5. Ссылки по схеме «Звезда» и через промежуточные файлы

В процессе эксплуатации в зависимости от Стадии проекта (ППР, ОПР, ПД, РД) определяется структура проекта уровня 3. Состав папок проектных дисциплин определяется графиком проекта и составом проекта. В случае разделения стадий проекта на несколько серий (например, отдельная серия для ППР, ОПР и ПД, РД) применяется функционал ссылок (ссылка из корневой папки одной серии на папки предыдущих этапов в других сериях).

### Шаблоны проекта

Шаблон представляет собой файл Revit, но имеющий расширение RTE.

Шаблон содержит предварительные настройки, на основе которых работа может быть значительно ускорена. За счёт грамотной настройки шаблона проекта, исполнителю не приходится тратить время на однотипные операции каждый раз при старте нового объекта. Шаблоны разрабатываются и редактируются ТИМ-менеджером и помещаются в библиотеку ТИМ-элементов.

## ТИМ-элементы

Для нужд проекта необходимо заранее подготовить библиотеку компонентов, которые в нем будут применены. В случае если Проектировщик выявил в библиотеке ТИМ-объектов нехватку необходимых информационных моделей, он:

- определяет наличие элемента в электронном каталоге ТМЦ (Товарно-материальных ценностей) Менеджера проектов;
- в случае отсутствия: направляет запрос специалисту по направлению Отдела Оборудования средствами ИС «МП» в соответствии с регламентом наполнения электронного каталога оборудования;
- совместно с Администратором библиотеки и ТИМ-мастером своего функционального подразделения принимает решение о том, кто будет исполнителем по созданию библиотечного элемента;
- в случае наличия семейств или семейств-аналогов, направляет их Администратору библиотеки для аудита и корректировки;
- выгружает характеристики записи материала в табличном виде, отправляет файл характеристик и актуализированные материалы по материалу Администратору библиотеки.

Специалист по направлению Отдела Оборудования:

- рассматривает и согласовывает заявку, поступившую посредством ИС «МП», в соответствии с регламентом наполнения электронного каталога оборудования.

## Процесс ТИМ-проектирования

### Уровни проработки модели

Уровни проработки (детализации) моделей определяют детализацию информационной модели: наличие элементов и их параметров.

В таблице 17.1.1 приведены основные определения уровней LOD в соответствии с мировой практикой. Используется 5 основных уровней детализации (LOD 100-500), определяющих уровень проработки информационной модели на различных стадиях проекта. В рамках классификации могут использоваться промежуточные уровни проработки (например, 350) определяющие промежуточное состояние для уровня проработки модели.

Информационная модель по мере прохождения фаз жизненного цикла детализируется, исходя из требований к уровню проработки. В таблицах 17.1.2, 17.1.3 приведено соответствие уровней детализации фазам жизненного цикла и разрабатываемым частям ТИМ-проекта.

При переходе от одного уровня детализации применяются следующие подходы:

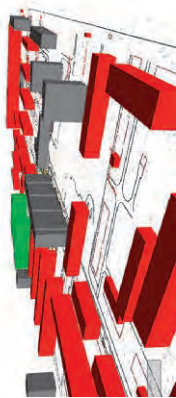
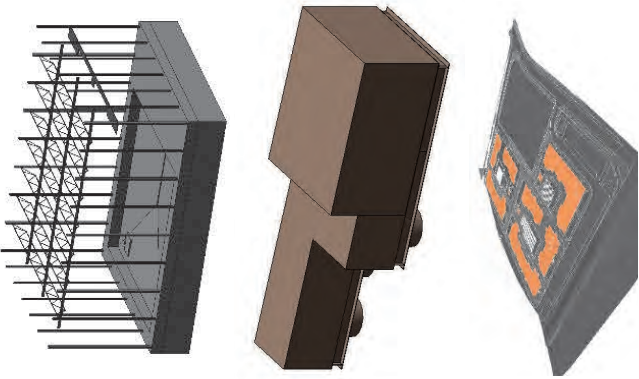
- замена элементов с низким уровнем детализации элементами с более высоким уровнем детализации (замена семейства оборудования в виде габаритных размеров моделью с фактическими габаритами);
- дополнение модели объектами (пример: добавление в модель крепежа, опор и т.д.).

Действия с файлами ТИМ модели при переходе от одного уровня детализации.



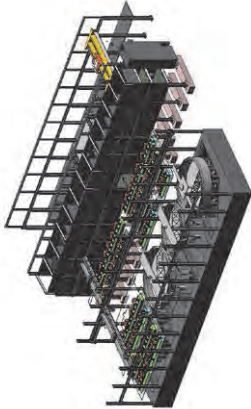
Таблица 17.1.1

Общее описание уровней детализации в соответствии с международной практикой

LOD	Общее описание	Описание проработки модели	Иллюстрации
LOD 100	<p>Элементы модели имеют основные очертания с приблизительными размерами, формой и положением в пространстве (2D или 3D).</p> <p>Здания моделируются объёмами с высотой.</p> <p>Территория моделируется укрупнённо площадными 2D элементами.</p>	<p>Модель содержит 2D элементы (ГИС объекты) участков в рамках проекта планирования территории.</p> <p>Модель состоит из компоновки архитектурных масс.</p>	
LOD 200	<p>Элементы модели отображаются как типовые представители группы, к которой они принадлежат, и обладают приблизительными размерами, формой, пространственным положением, ориентацией и необходимыми неграфическими данными по объекту.</p> <p>Здания имеют деление на корпуса/секции.</p> <p>Определена конфигурация внутренних помещений.</p> <p>Определены пространственные положения перегородок. Определены положения прокладки инженерных коммуникаций, лестничные клетки, площадки для размещения оборудования.</p> <p>Участки представляют собой 2D площадные элементы. Определено зонирование участка (определены границы уличной дорожной сети, общественных зон и пр.)</p>	<p>Модель содержит 2D элементы площадки (пятна зданий, дороги и др.).</p> <p>Здания имеют деление на корпуса/секции. Определена конфигурация внутренних помещений.</p> <p>Определены положения прокладки инженерных коммуникаций, лестничные клетки, площадки для размещения оборудования.</p>	

Продолжение таблицы 17.1.1

Общее описание уровней детализации в соответствии с международной практикой

LOD	Общее описание	Описание проработки модели	Иллюстрации
LOD 300	<p>Элемент модели представляет собой кон- кретный индивидуальный объект (сборку) со своими специфическими особенностями и обладает подтвержденными размерами, формой, пространственным положением, ориентацией, связями и неграфическими данными по объекту.</p> <p>В зданиях определены элементы в рамках формируемого комплекта проектной доку- ментации. Определены пирыги стен, кровли, сечение балок, конфигурации ферм, основное армирование. Определена конструктивная схема здания, определены основные объек- ты. Определена конфигурация оборудования и инженерных систем, определено размеще- ние элементов инженерных систем и оборудо- вания.</p> <p>На участке определены 3D проектные по- верхности. Определено расположение вну- триплощадочных инженерных сетей, опре- делены площадки, уличные дорожные сети. Определён ситуационный план. Определены транспортные потоки, определена схема пла- нирования участка.</p>	<p>Элементы модели можно использо- вать для составления чертежей ком- плекта проектной документации.</p>	

Продолжение таблицы 17.1.1

Общее описание уровней детализации в соответствии с международной практикой

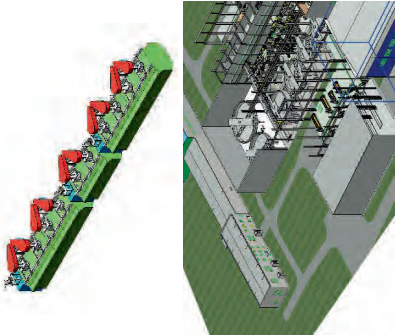
LOD	Общее описание	Описание проработки модели	Иллюстрации
LOD 400	<p>Элемент модели представляет собой конкретный индивидуальный объект со своими специфическими особенностями и обладает точными детальными размерами, формой, пространственным положением, ориентацией, связями, данными по изготовлению, информацией по сборке, установке и неграфическими данными по объекту.</p> <p>По информационной модели и размещенным элементам, оборудованию оформляется рабочая документация.</p> <p>На участке определены 3D элементы узлов внутриплощадочных инженерных систем.</p>	<p>Элементы модели можно использовать для составления рабочей документации.</p> <p>Системы, объекты и сборки проработаны с указанием точных спецификаций, размера, формы, функции и местоположения.</p>	
LOD 500	<p>Элемент модели представляет собой конкретный индивидуальный объект (сборку) со своими специфическими особенностями, является проверенным на строительной площадке с точки зрения фактического соответствия размера, формы, расположения, ориентации и др., а также насыщен информацией достаточной для передачи Информационной модели в Эксплуатацию.</p> <p>В модели здания произведена корректировка по фактическому результату строительно-монтажных работ.</p> <p>Инженерные сети смоделированы с учётом их фактической прокладки.</p>	<p>Проект представлен в состоянии «как фактически построено»</p>	

Таблица 17.1.2

Использование уровней детализации в рамках фаз жизненного цикла

Наименование дисциплины	Наименование Этапа				
	Фаза 1 Концепция и альтер- нативы	Фаза 2 Оценка и выбор	Фаза 3 Проектиро- вание и пла- нирование	Фаза 4 Реализация	Фаза 5 Завершение и эксплу- атация
Генплан, транспорт, НБК	LOD 100	LOD 200	LOD 300	LOD 400	LOD 400
Архитектура	LOD 200	LOD 200	LOD 300	LOD 400	LOD 500
Конструкции	не задей- ствовано	не задей- ствовано	LOD 300	LOD 400	LOD 500
ТХ	LOD 200	LOD 200	LOD 300	LOD 400	LOD 500
ИОС (Вен- тиляция)	LOD 200	LOD 200	LOD 300	LOD 400	LOD 500
ИОС (Ото- пление, ВК)	не задей- ствовано	LOD 200	LOD 300	LOD 400	LOD 500
ИОС (Элек- трика, СС)	не задей- ствовано	не задей- ствовано	LOD 300	LOD 400	LOD 500

17.2. ОЦЕНКА ПРИМЕНИМОСТИ ПРОГРАММНОГО ОБЕСПЕЧЕНИЯ

От инженера-проектировщика зависит, как задумка автора может реализоваться — безопасно и в точности, как задумывалось: проектировщик создает, используя программы для создания, полного комплект чертежей, спецификаций расчетов и трехмерная модель будущего объекта проектирования.

У такого специалиста очень серьезный портфель знаний и опыта в:

- методах проектирования и проведения технико-экономических расчетов;
- принципах технологии монтажа конструкций, оборудования;
- свойствах материалов;
- знаний в стандартах и ГОСТах.

Цифровизация в строительной отрасли идет такими быстрыми темпами, что хотелось бы, именно в направлении проектирования она наиболее прогрессивна и продвинулась очень далеко: архитекторы, дизайнеры и проектировщики еще с 90х годов прошлого века активно используют САД-варианты программ.

Современные программы для инженера-конструктора подразумевают особые программные пакеты — САЕ (для расчетов и анализа в инженерных задачах), и САД- системы (автоматизированное проектирование).

Но все чаще эти системы объединяются в так называемый САПР (системы автоматизированного проектирования) — где одновременно совмещаются проектирование, и расчеты, и документация. САПР помогает конструктору создать конструкторско-технологическую документацию на объект, например, строительства.

Разнообразные программы для инженера строителя используются давно, однако только недавно ПО для проектирования поднялось на новый уровень — кроме двухмерных чертежей любой сложности, теперь программы могут создавать 3D-модели с невероятной детализацией и за очень короткий промежуток времени. Где основной принцип вначале работа с моделью а потом только выпуск чертежей.

Имеющиеся на современном рынке ПО для проектирования металлоконструкций и ЛСТК построены на одних и тех же принципах, а именно построение 3D информационной модели с заполненными атрибутами, построение видов и проекций, оформление чертежей, нанесение аннотаций и формирование спецификаций и ведомостей, так же для изготовления на заводах металлоконструкций отдельных деталей с применением станков с числовым управлением выгрузка программ реза.

Процесс моделирования и получения во многом схож в разном ПО и может быть разделен на условно следующие этапы:

1. Моделирования осей и основных линий моделей в пространстве. Скелета будущей модели

1. Обтягивание(вставка) моделирование вдоль осей необходимых профилей. Модель обрастает мышцами

2. Моделирование параметрических узлов, в которых прорабатываются детали сопряжения профиле. Сухожилия и суставы.

3. Полученная модель может быть использована в дальнейшем для получения монтажных чертежей (КМ) с общими видами и видов отдельных узлов и отдельные детали для изготовления (КМД), а так как модель трехмерна и имеет все необходимые атрибуты из нее так же возможно получение ведомостей и спецификаций в соответствии с настроенными фильтрами.

Так же немаловажным фактором для применимости ПО для проектирования с учетом информационного моделирования является возможность пополнения базы профилей и параметрических узлов как средствами предусмотренными ПО так и путем написания дополнительных модулей используя инструменты разработки.

В настоящее время существует множество ПО которое можно использовать для разработки информационной BIM/ТИМ модели для конструкций с применением ЛСТК

### **Advance Steel**

Подходит для 3D проектирования металлоконструкций и в том числе ЛСТК. Софт функционирует на платформе AutoCAD

Обладает такими популярными свойствами, как копирование, захват и прикрепление точек. Благодаря тому, что приложение работает на собственной



базе, у него появляются особые уникальные возможности. В основе программы лежит БД объектно-ориентированного типа.

С помощью Advance Steel у вас есть возможность открывать, редактировать и сохранять проекты со следующими расширениями:

- DXF;
- DWG;
- DSTV;
- CIS/2;
- KISS;
- GTC;
- PSS;
- SDNF;
- IFC.

Из недочетов — не очень гибкие возможности по настройке чертежей и спецификаций в соответствии с ГОСТ. Используется как надстройка к AutoCAD что негативно сказывается на производительности при работе с тяжелыми и высоко детализированными (несколько сотен элементов) моделями.

Из плюсов можно отметить сравнительно невысокую цену за право использования.

### **Tekla Structures**

Приложение создано как для строительства в целом, так и для непосредственного моделирования КМД чертежей. ПО поддерживает 3D модели и собственное геометрическое ядро, что поможет лучше увидеть картину построенной структуры и работать с большими моделями без простоев, вызванных операциями отрисовки модели

Программа обладает низкими системными требованиями, это дает возможность работать с ней даже на старых персональных компьютерах. Гибкая система настроек позволит добиться желаемого результата, а удобный интерфейс поможет ускорить процесс освоения и работы. Есть поддержка многопользовательского режима. Импорт и экспорт производится в данных форматах:

- DWG;
- DXF;
- IFC;
- CIS/2;
- SDNF;
- DSTV;
- DGN;

Из недостатков, сравнительно большая цена за право использования. Еще один существенный минус — нет поддержки доработки полученных файлов в сторонних рабочих средах.

### **Renga**

Сравнительно новый игрок на рынке ПО однако очень быстро развивается и очень хорошо впитывает в себя наработки и принципы работы конкурентов

Используя функциональность Renga, можно проектировать металлоконструкции зданий и сооружений различного уровня сложности. Имеющиеся инструменты позволяют создать отправочные марки ферм, колонн, связей и т.д. и применять их в разработке конструктивных схем зданий и сооружений. Имеется в наличии удобный пользовательский редактор профилей который избавляет от необходимости искать нестандартные сечения конструктивных объектов на различных ресурсах, работа с ним пользователь оперирует привычными для него понятиями при описании сечений в отличие от конкурентов где часто приходится работать с системами на основе баз данных что несколько увеличивает время на добавление и внесения изменений в имеющийся перечень профилей.

Импорт и экспорт производится в данных форматах:

- DWG;
- DXF;
- IFC;
- CIS/2.

К недостаткам можно отнести относительную молодость ПО на текущий (конец 2021 года) момент и вытекающие из этого детские болезни характерных для большинства программ на ранних этапах.

### Revit

Revit представляет собой ПО для Планирования, проектирования, строительства и эксплуатация зданий с помощью мощных инструментов для информационного моделирования объектов строительства (BIM/ТИМ). В базе не представляют специализированных инструментов для проектирования КМ и КМД моделирование узлов, спецификации и обозначения элементов по ГОСТ. Однако имеет очень большие инструменты для работы под тот или иной процесс и этого функционал позволяет настроить систему под себя и соответствующие типы задач.

Импорт и экспорт производится в данных форматах:

- DWG;
- DXF;
- IFC;
- CIS/2;
- SDNF;
- DSTV;
- DGN.

К недостаткам стоит отнести большие начальные трудозатраты по настройке в соответствии с требованиями и наполнения базы, сейчас не столь актуально можно найти шаблоны, но все же более высокие требования к специалистам для эффективной работы с данным ПО.

К плюсам же можно отнести большие возможности по кастомизации и настройке, хорошую производительность в работе с большими трехмерными моделями, а также небольшую цену за право использования.

## 17.3. ПРИМЕНЕНИЕ ТРЕХМЕРНОЙ ИНФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ ИЗ ЛСТК

Лёгкие несущие конструкции и стеновые панели из холодноформованных стальных профилей (ЛСТК) являются современной альтернативой строительным системам на основе стальных горячекатаных или железобетонных элементов. Широкое распространение систем на основе ЛСТК зависит от решения проблем, связанных непосредственно с проектированием, производством и строительством. Интеграция архитектурного, технологического и строительного проектирования, координация производства и строительной площадки, безусловная реализация комплекса всех перечисленных мер и ликвидация дефицита информации являются решением проблем не только строительства из ЛСТК но более широкого комплекса вопросов строительства. В этой главе обобщён процесс применения трёхмерной информационной модели ЛСТК начиная с самых ранних стадий реализации проекта, представлены варианты взаимодействия архитектора и проектировщика, подготовки модели для производства, а также приведены рекомендации по организации контроля взаимодействия при помощи специализированных инструментов под контролем BIM/ТИМ-менеджера.

Каждый этап строительства и требования к передаваемой информационной модели должны быть согласованы и закреплены заказчиком в BIM/ТИМ-стандарте проекта заранее. **BIM/ТИМ — стандарт проекта — это совокупность правил создания информационной модели, строгих требований по уровню её проработки и описания ролей участников проекта.** После согласования концепции проекта и утверждения её заказчиком, архитектор разрабатывает его с учётом всех обязательных к соблюдению государственных стандартов, пожеланий заказчика в соответствии BIM/ТИМ-стандарту проекта. Архитектурная часть разрабатывается при помощи специализированного программного обеспечения для архитектурного проектирования, которое в многообразии представлено на рынке и поддерживает технологию информационного моделирования. Например, Revit, ArchiCAD, Trimble SketchUP, Renga. Архитектор заказчику передаёт комплект документации, включая трёхмерную информационную модель для дальнейшей проработки инженером-проектировщиком, который в свою очередь делает выбор строительной системы, производит её расчёт и применяет те или иные конструктивные решения. Помимо требований к передаваемой документации в BIM/ТИМ — стандарте необходимо предусмотреть общий инструмент для взаимодействия и документооборота, при помощи которого проект будет структурирован, а доступ будет к нему открыт для всех участников не зависимо от их места положения и времени суток с любого устройства в том числе мобильного. У многих производителей программного обеспечения в линейке есть решения для организации совместной работы проектных групп, например, такие как Autodesk BIM 360, Trimble Connect, Graphisoft BIMX и тд.

**Сведением общей информационной модели здания, выбором оптимальных протоколов передачи данных и контролем соответствия проекта BIM/ТИМ — стандарту занимается BIM/ТИМ — менеджер.** При использовании технологии

информационного моделирования роль BIM/ТИМ – менеджера очень важна и решения, которые принимает главный инженер проекта в значительной степени зависят от качества работы этого специалиста.

Работа начинается с создания нового проекта, организации структуры папок и приглашения участников в проект. В последствии каждый участник загружает результат своей работы в соответствующую папку, а главный инженер проекта проверяет их и распределяет задачи, контролируя их выполнение. После получения задания проектировщик разрабатывает трёхмерную информационную модель конструкции ЛСТК на основе архитектурной модели и выпускает всю необходимую проектно-конструкторскую документацию и файлы для ЧПУ станков на производстве.

Конструкторское проектирование осуществляется с использованием специализированного программного обеспечения, например, такого как Tekla Structures, Revit, Renga, Trimble SketchUP. Важно отметить, что для организации эффективного применения информационной модели для производства она должна быть проработана до уровня 400 LOD, что позволит в том числе загрузить точные данные из модели в системы управления производством и документооборота.

Трёхмерная информационная модель конструкции ЛСТК передаётся на производство и применяется для отслеживания и визуализации статусов выполнения производственных операций и контроля расхода материалов. Для того чтобы у соответствующих специалистов была возможность обновлять информацию о статусах или просматривать её, им необходимо обеспечить доступ к модели и документации в программном обеспечении.

Выгода от применения информационной модели на производстве очевидна. Не только сам производитель ограждает себя от не нужных ошибок, но и заказчик проекта гарантирует конечный результат, соответствующий бюджетным требованиям и срокам.

## 17.4. ПРИМЕНЕНИЕ ТЕХНОЛОГИИ ТИМ ДЛЯ ПЛАНИРОВАНИЯ И ОТСЛЕЖИВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНО-МОНТАЖНЫХ РАБОТ ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЛСТК

### Принципы формирования 4D-ПОС и 4D/5D-ПОР

Под первичным формированием 4D-ПОС или 4D/5D-ПОР понимается создание 4D-ПОС или 4D/5D-ПОР без прототипа, на основе только исходных данных из минимально необходимого набора.

Первичное формирование 4D-ПОС или 4D/5D-ПОР допустимо по следующим сценариям:

– **сценарий 1:** «Совмещение существующей 3D-модели\* и календарно-сетового графика СМР». Данный сценарий применяется в случаях отсутствия или недостаточности исходных данных для разработки 4D-ПОС или 4D/5D-ПОР;

– **сценарий 2:** «Формирование работ 4D-ПОС или 4D/5D-ПОР на основе элементов 3D-модели». Данный сценарий применяется в случаях наличия 3D-модели с готовностью порядка 80% в части таких разделов, как АС, КЖ, КМ, ТХ и трубопроводов большого диаметра по разделам ВК, ВС, ТС.

Решение о применении сценария 1 или сценария 2 для разработки 4D-ПОС или 4D/5D-ПОР принимается Руководителем Проекта в зависимости от целей последующего применения 4D-ПОС и 4D/5D-ПОР. Примерный состав целей разработки 4D-ПОС и 4D/5D-ПОР по сценариям 1 и 2 приведены в таблице 17.4.1.

Таблица 17.4.1

**Примерный состав целей разработки 4D-ПОС и 4D/5D-ПОР  
по сценариям 1 и 2**

№	4D-ПОС	4D/5D-ПОР
<b>Сценарий 1</b>	<b>Цель</b> – проверить исходный календарно-сетевой график на непротиворечивость	<b>Цель</b> – проверить исходный календарно-сетевой график на непротиворечивость и дополнить его работами по результатам анализа 3D-модели
<b>Сценарий 2</b>	<b>Цель</b> – обосновать сроки производства ДМР и СМР на основе действующих норм	<b>Цель</b> – выбор рациональных организационно-технологических решений по производству ДМР и СМР, минимизация сроков строительства, сопровождение Проекта на фазе реализации.

При применении сценария 1 для разработки 4D/5D-ПОР по решению Руководителя Проекта допускается итерационное повышение качества планирования за счет последовательной детализации исходного календарно-сетевого графика. Эта задача решается совместно с подрядной организацией.

Сценарий 2 для разработки 4D/5D-ПОР целесообразно применять либо в случае отсутствия стороннего Генерального подрядчика, либо в случае готовности Генерального подрядчика активно и деятельно участвовать в разработке 4D/5D-ПОР.

**Сценарий 1: «Совмещение существующей 3D-модели и календарно-сетевого графика СМР»**

В сценарии 1 4D-ПОС или 4D/5D-ПОР разрабатывается методом постановки в соответствие элементов 3D-модели работам календарно-сетевого графика. Данная постановка в соответствие производится вручную.

Исходный календарно-сетевой график должен быть разработан до начала разработки 4D-ПОС или 4D/5D-ПОР представителями ПО / СЗ, либо Генеральным подрядчиком.

Преимущества данного сценария:

1. 4D/5D-Оператор несет ответственность за корректную интерпретацию названий работ календарно-сетевого графика;



2. 4D/5D-Оператор не несет ответственности за корректность технологической последовательности производства СМР, заложенной в исходный календарно-сетевой график и продолжительность работ календарно-сетевого графика, но обязан вносить свои предложения по оптимизации организационно-технологических решений и информировать руководство Проектом о всех случаях своего несогласия с предложенной технологической последовательностью производства СМР;
3. возможность проверить, все ли содержание 3D-модели учтено в исходном календарно-сетевом графике;
4. меньшая трудоемкость формирования 4D-ПОС или 4D/5D-ПОР по сравнению со сценарием 2.

Недостатки данного сценария:

1. 4D-ПОС или 4D/5D-ПОР представляет собой проектную визуализацию календарно-сетевого графика, которая является для СЗ и Генерального подрядчика только исходной или предварительной информацией;
2. качество исходного календарно-сетевого графика определяет качество 4D-ПОС или 4D/5D-ПОР;
3. исходный календарно-сетевой график может обладать неоптимальной структурой и неполным набором данных, что потребует значительной доработки, увязки и детализации работ в созданных на его основе 4D-ПОС или 4D/5D-ПОР.

#### **Сценарий 2: «Формирование работ 4D-ПОС или 4D/5D-ПОР на основе элементов 3D-модели»**

В сценарии 2 4D-ПОС или 4D/5D-ПОР разрабатывается методом создания работ на основе элементов 3D-модели. Далее оценивается продолжительность вновь созданных работ, и они аналитически увязываются между собой зависимостями, формируя технологию производства СМР.

Преимущества данного сценария:

1. 4D/5D-Оператор несет ответственность за корректность технологической последовательности производства СМР, заложенной в 4D-ПОС или 4D/5D-ПОР;
2. возможность проверить, всё ли содержание 3D-модели Объекта учтено в исходном календарно-сетевом графике;
3. 4D-ПОС или 4D/5D-ПОР, даже не доведенные до состояния полной готовности, могут использоваться для согласования позиций ПО, СЗ и Генерального подрядчика в части технологии и сроков выполнения СМР;
4. структура данных 4D-ПОС или 4D/5D-ПОР формируется сразу с учетом требований удобной обработки данных и восприятия информации;
5. 4D/5D-ПОР, разработанный по сценарию 2, может с минимальными доработками быть использован для сопровождения Проекта на строительной площадке (включая выдачу КП, ввод данных о фактически выполненных работах и разработку компенсирующих мероприятий).

Недостатки данного сценария:

1. 4D-ПОС или 4D/5D-ПОР представляет собой проектную визуализацию календарно-сетевого графика, которая является для СЗ и Генерального подрядчика только исходной или предварительной информацией;
2. большая относительная трудоемкость формирования 4D-модели по сравнению со сценарием 1.

## **Методы оптимизации технологии производства СМР с помощью 4D-ПОС и 4D/5D-ПОР**

### **Общие сведения**

Разработка технологической последовательности строительства/монтажа элементов конструкции, включенных в 3D-модель стадии ПД, в результате которой образуется 4D-ПОС, либо включенных в 3D-модель стадии РД, в результате которой образуется 4D/5D-ПОР, может быть выполнена по двум сценариям.

Особое внимание перед началом формирования 4D-ПОС или 4D/5D-ПОР должно быть уделено проверке 3D-модели Объекта (3D-модель стадии ПД или 3D-модель стадии РД) на соответствие требованиям, особенно в части наполнения атрибутами в соответствии с Регламентом о ТИМ-моделировании. Если атрибуты элементов 3D-модели частично или полностью не соответствуют требованиям, указанным в Регламенте о ТИМ-моделировании, для обеспечения возможности формирования качественных 4D-ПОС или 4D/5D-ПОР производятся следующие действия:

- с помощью ПО визуального моделирования выполняется оценка габаритных параметров (в этом случае данные атрибуты позднее в обязательном порядке должны быть внесены в соответствующую 3D-модель);
- по результатам анализа спецификаций и локальных смет производится наполнение 4D-ПОС или 4D/5D-ПОР необходимыми атрибутами.

Следует учитывать, что вышеуказанный порядок действий ведет к значительному увеличению сроков и трудоемкости разработки 4D-ПОС или 4D/5D-ПОР (до 2 раз) и не должен применяться без особого распоряжения руководства Проектом.

Расчёт массогабаритных параметров элементов конструкции в составе 3D-модели производится для обеспечения:

- выбора грузоподъемных механизмов;
- проверки применения действующих КСН ГЭСН.

Расчет длительности работ 4D-ПОС или 4D/5D-ПОР либо проверка длительности работ в исходном календарно-сетевом графике выполняется на основе выбранных КСН ГЭСН.

Выбор грузоподъемных механизмов производится после формирования не менее 80% содержания 4D-ПОС или 4D/5D-ПОР на основе масс элементов, расположения и технических характеристик самих грузоподъемных механизмов. Параллельно производится выявление зон снабжения площадки материалами и площадок укрупнительной сборки (в т.ч. с помощью кранов). Выполняется оценка потребности конкретной работы в кране (сколько крановых циклов потребуется на протяжении выполнения данной работы (оценка сверху).

Насыщение 4D/5D-ПОР данными локальных смет в части трудоёмкости производится в ПО в ходе его разработки. Данную задачу рекомендуется выполнять параллельно со всеми прочими, поручив её отдельному специалисту. В качестве вспомогательного средства рекомендуется применять Microsoft Excel.

На основе данных сметной трудоёмкости производится насыщение 4D/5D-ПОР трудовыми ресурсами. Предлагается разделить трудовые ресурсы на основные специальности.

Список основных специальностей может быть изменён в зависимости от специфики Объекта.

По мере формирования 4D-ПОС или 4D/5D-ПОР производится периодическая проверка выполнимости организационно-технологических решений, выявление пространственно-временных коллизий.

Для полностью сформированного 4D/5D-ПОР производится выявление ресурсных пиков на диаграмме распределения ресурсов во времени, как для трудовых ресурсов, так и для технических. Отдельно производится анализ загрузки грузоподъёмных кранов.

### **Перечень основных методов оптимизации технологии производства СМР**

Основные методы оптимизации технологии СМР:

1. выбор наиболее производительных и скоростных кранов из доступных;
2. подготовка оснащённых площадок для укрупнительной сборки элементов конструкции;

при разработке 4D-ПОС или 4D/5D-ПОР по сценарию 1 необходимо оценить, сколько элементов 3D-модели / элементов конструкции из РД соответствует одной работе. Если несколько отдельно монтируемых элементов, каждый из которых обладает самостоятельной прочностью и устойчивостью, соответствуют одной работе, то данную работу необходимо делить на работы, соответствующие отдельным элементам конструкции, и продумывать способы, как получившиеся работы выполнить параллельно;

целесообразно разбивать работы на захваты, как по горизонтальным осям, так и по вертикальным отметкам. Производить детализацию работ в рамках одной захватки с учетом последовательности/зависимости и длительности по каждому виду СМР.

Основными марками РД, обычно формирующими критический путь, являются КЖ, КМ, ТХ, ТС, ЭМ:

Для конструкций из ЛСТК может быть целесообразным укрупнить некоторые конструкции на земле. При проверке возможности укрупнения исходить из конструктивной схемы элемента конструкции, обеспечивающей жесткость конструкции при подъеме ее краном, и грузоподъемности крана на требуемом вылете. Кроме того, необходимо проверить монтажный проем – пройдет ли укрупненный узел через него. Для укрупненных узлов кран, вероятно, будет работать в режиме «держат, пока закрепят», то есть будет задействовано большее время, чем при обычной подаче материалов. Работу по укрупнительной сборке отделить от работы по собственно монтажу. В этом случае продолжительность и трудоемкость монтажа считать по норме ведущего процесса (например,

электросварке), а всю прочую трудоемкость локальной сметы назначить на работу по укрупнительной сборке, что без изменения локальной сметы создаст резерв трудоемкости для Генерального подрядчика.

Одним из преимуществ применения информационной модели является исключение или минимизация дорогостоящих ошибок не только на производстве, но и в процессе монтажа конструкций на строительной площадке. Информационная модель применяется для проработки логистики доставки элементов конструкции, оптимизации монтажа и отделочных работ, осуществления объективного строительного контроля в том числе при помощи специализированного оборудования.

Формирование партий доставки соответственно монтажным номерам и грузоподъемности транспорта с визуализацией статусов, сопряженных с календарным графиком строительства делает процесс подготовки к выходу на строительную площадку открытым и понятным всем заинтересованным участникам. Вся необходимая информация содержится в информационной модели, доступна соответствующим департаментам для считывания и просмотра.

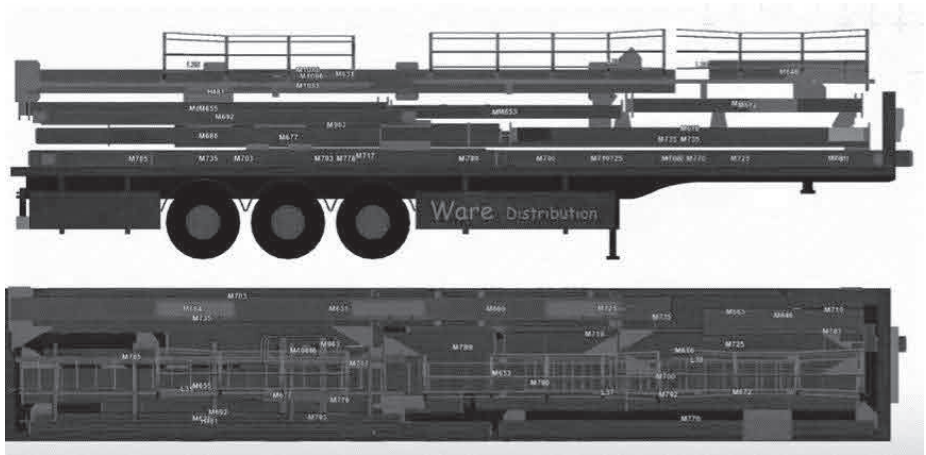


Рис. 17.4.1. Формирование партий из информационной модели

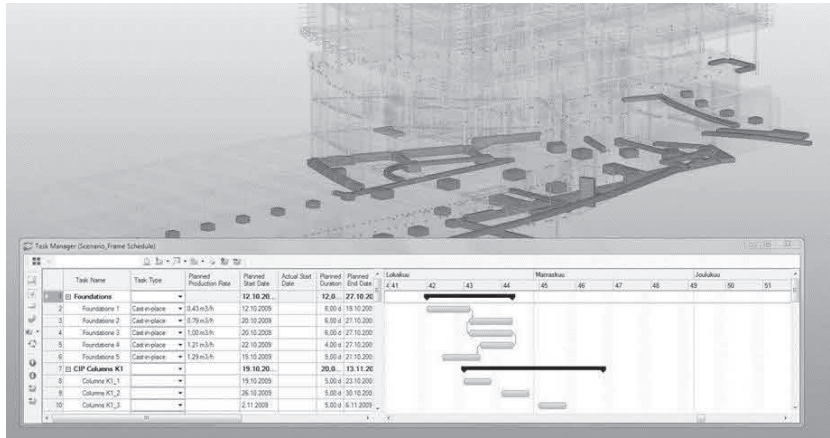


Рис. 17.4.2. Календарный график, связанный с информационной моделью

Необходимо также отметить преимущества информационной модели для формирования технологических карт монтажа, подготовки и визуализации ПОС и ППР. Например, в пространстве моделирования возможна расстановка строительной техники с учётом грузоподъёмности и позиционирование мест складирования готовых элементов конструкции и других материалов оптимальным образом.



**Рис. 17.4.3.** Расположение строительной техники в информационной модели

Контроль производства монтажа ЛСТК и иных строительных работ должен осуществляться производителем этих работ, проектной организацией так и службой заказчика. С помощью трехмерной информационной модели возможно отслеживать не только такой параметр как «план-факт», но и качество работ. Для этого требуется применить связку программного обеспечения для информационного моделирования и специального оборудования для осуществления геодезической съёмки или лазерного сканирования. В последствии выполнения съёмки результаты загружаются в информационную модель и сравниваются с эталонной моделью. Но помимо описанных выше методов для проверки хода строительства и точного позиционирования информационной модели на строительной площадке применяются устройства дополненной реальности. Например, такое как портативные системы для визуализации дополненной реальности, показанное на рисунке 17.4.5.





**Рис. 17.4.4.** Работа геодезиста (комбинированный сканер-тахеометр)



**Рис. 17.4.5.** Портативный визуализатор моделей

В конечном итоге, после возведения здания, точная трёхмерная информационная модель передаётся заказчику для применения её в процессе эксплуатации.

# **ЛЕГКИЕ СТАЛЬНЫЕ ТОНКОСТЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ (ЛСТК)**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ,  
ИЗГОТОВЛЕНИЕ,  
МОНТАЖ**

## **Учебное пособие**

Под общей редакцией  
доктора технических наук, профессора В. В. Зверева

Издательство «Перо»  
109052, Москва, Нижегородская ул., д. 29–33, стр. 27, ком. 105  
Тел.: (495) 973–72–28, 665–34–36  
[www.pero-print.ru](http://www.pero-print.ru) e-mail: [info@pero-print.ru](mailto:info@pero-print.ru)  
Подписано в печать 04.04.2023. Формат 70×108/16.  
Бумага офсетная. Усл. печ. л. 25,75. Тираж 300 экз. Заказ 305.  
Отпечатано в ООО «Издательство «Перо»

Замечания и предложения просим направлять  
на e-mail: **[info@steel-development.ru](mailto:info@steel-development.ru)**