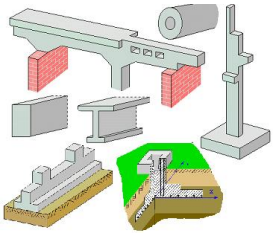
Пакет программ для проектирования и расчётов стальных элементов строительных конструкций
Статика-2025



Описание программ

Copyright© ООО ТЕХСОФТ
17630, Россия, Москва, Старокалужское шоссе, 62к1,
Тел. +7 (916) 589 55 28
+7 (495) 960 22 83
+7 (495) 920 90 67
Internet: www.tech-soft.ru
E-mail: support@tech-soft.ru

Оглавление

Оглавление *3*
Краткое руководство для пользователя *9*
1. **Назначение** **9**
2. **Ввод исходных данных** **9**
3. **Расчёт и печать результатов** **10**
4. **Создание проектов и управление ими** **10**
320 – Стальная балка *11*
1. **Расчётная схема** **12**
2. **Нагружение** **12**
3. **Определение внутренних силовых факторов** **13**
4. **Расчет на прочность** **14**
5. **Расчет устойчивости плоской формы изгиба балки** **14**
6. **Расчет устойчивости стенки балки** **14**
7. **Вывод результатов** **14**
Литература **20**
321 – Стальная балка *21*
1. **Расчётная схема и воздействия** **22**
2. **Нагружение** **23**
3. **Определение внутренних силовых факторов** **23**
4. **Вывод результатов** **27**
322 – Стальная балка *29*
1. **Расчётная схема и воздействия** **30**
2. **Нагружение** **31**
3. **Определение внутренних силовых факторов** **31**
4. **Вывод результатов** **35**
325 – Стальная балка переменного сечения *38*
1. **Расчётная схема и воздействия** **39**
2. **Нагружение** **40**
3. **Определение внутренних силовых факторов** **40**
4. **Вывод результатов** **44**
330 – Несущий элемент из тонкостенных гнутых профилей *47*
1. **Расчетная схема** **48**
2. **Нагрузки** **49**
3. **Сечение** **49**

4. Расчет **50**

5. Редуцирование сечения **50**

Литература **53**

340 – Многопролетная балка ***54***

1. Расчетная схема **55**

2. Сечение **55**

3. Нагрузки **56**

4. Расчет **56**

341 – Расчет двутавра с гофрированной стенкой ***63***

1. Расчетная схема **64**

2. Нагрузки **64**

3. Сечение **64**

4. Расчет изгибаемого элемента **66**

5. Расчет сжато-изгибаемого элемента **66**

Литература **67**

342 - Двухосный изгиб стальной балки с кручением ***68***

1. Расчетная схема **69**

2. Нагружение **69**

3. Определение внутренних силовых факторов **69**

3.1 Линейная теория (без учета сдвига) 70

3.2 Геометрически нелинейная теория (II порядок, без учета сдвига) 72

4. Расчет на прочность **74**

5. Расчет устойчивости **74**

6. Вывод результатов **74**

6.1 Вариант вывода расчета элемента типа «стойка» 80

6.2 Вариант вывода расчета элемента типа «балка» (удалена продольная сила) 81

Литература **85**

462 – База колонны двутаврового сечения ***86***

1. Конструкция базы **87**

2. Нагрузки **87**

3. Расчет базы **88**

4. Подбор размеров базы **92**

Литература **94**

463 – База колонны трубчатого сечения ***95***

1. Конструкция базы **96**

2. Нагрузки **97**

3. Расчет базы **97**

4. Подбор размеров базы **100**

Литература **102**

465 – Подбор сечения стального элемента ***103***

1. Виды сечений **104**

2. Подбор сечения **104**

3. Расчет балки **105**

4. Расчет колонны **107**

Литература **110**

466 – Подбор сечения стального элемента (Еврокод 3) ***111***

1. Виды сечений **112**

2. Подбор сечения **113**

3. Расчет балки **114**

3.1 Проверка прочности сечений классов 1 и 2 114

3.2 Проверка прочности сечения класса 3 115

3.3 Проверка устойчивости 115

4. Расчет колонны **116**

4.1 Проверка прочности сечений классов 1 и 2 116

4.2 Проверка прочности сечения класса 3 116

4.3 Проверка устойчивости 117

Литература **120**

467 - Расчетные длины колонн ***121***

1. Расчетная схема **122**

2. Нагрузки **122**

3. Расчет **123**

Литература **125**

468 - Стальная колонна ***126***

1. Расчетная схема **127**

2. Нагрузки **127**

3. Сечение **129**

4. Расчет на прочность и устойчивость **130**

5. Расчет прогибов **133**

Литература **134**

469 - Стальная колонна (Еврокод 3) ***135***

1. Расчетная схема **136**

2. Нагрузки **136**

3. Сечение **138**

4. Расчет по прочности **139**

4.1 Проверка прочности сечений классов 1 и 2 139

4.2 Проверка прочности сечения класса 3 140

5. Расчет по устойчивости **140**

6. Определение критического момента **143**

Литература **145**

470 - Сквозная колонна ***146***

1. Расчетная схема **147**

2. Нагрузки **148**

3. Сечение колонны **149**

4. Соединительные элементы **150**

5. Расчет колонны **152**

5.1 Определение усилий 152
5.2 Определение расчетных длин 153
5.3 Проверка прочности и устойчивости колонны 153
5.4 Проверка устойчивости ветвей 154
5.5 Проверка устойчивости стенок и полок ветвей 155
5.6 Расчет планок 156
5.7 Расчет раскосов 157

Литература **159**

476 – Подбор сечения стального элемента (MSZ EN 1993) ***160***

1. Виды сечений **161**

2. Подбор сечения **162**

3. Расчет балки **164**

3.1 Проверка прочности сечений классов 1 и 2 164
3.2 Проверка прочности сечения класса 3 164
3.3 Проверка устойчивости 164

4. Расчет колонны **165**

4.1 Проверка прочности сечений классов 1 и 2 165
4.2 Проверка прочности сечения класса 3 166
4.3 Проверка устойчивости 166

5. Расчет стержня фермы **168**

5.1 Проверка прочности сечений классов 1 и 2 169
5.2 Проверка прочности сечения класса 3 169
5.3 Проверка устойчивости 169

Литература **170**

479 - Стальная колонна (MSZ EN 1993) ***171***

1. Расчетная схема **172**

2. Нагрузки **172**

3. Сечение **174**

4. Расчет по прочности **175**

4.1 Проверка прочности сечений классов 1 и 2 175
4.2 Проверка прочности сечения класса 3 176

5. Расчет по устойчивости **176**

6. Определение критического момента **179**

Литература **181**

670 – Болтовой узел рамы *182*

Введение **183**

1. Расчётная схема **183**

2. Нагружение **184**

3. Расчетное сопротивление основных компонентов **184**

3.1 Участок стенки колонны при расчете на сдвиг 184
3.2 Стенка колонны при поперечном сжатии 185
3.3 Стенка колонны при поперечном растяжении 186
3.4 Полка колонны при поперечном изгибе 187
3.5 Фланец при изгибе 190
3.6 Полка и стенка балки при сжатии 191
3.7 Стенка балки при растяжении 191

4. Коэффициенты жесткости **191**

5. Проверка соединения **193**

6. Вывод результатов **193**

Литература **196**

685 – Проверка устойчивости стенки балки *197*

1. Расчетная схема **198**

2. Расчет по СНиП II-23-81* **198**

3. Расчет по СП 16.13330.2017 и СП 53-102-2004 ..... **201**

Литература **203**

690 – Фланцевое соединение *204*

1. Профиль **205**

2. Усилия **205**

3. Расчет **205**

4. Конструирование **206**

5. Проверка прочности **207**

692 – Болтовой узел рамы *209*

1. Конструкция **210**

2. Нагружение **210**

3. Проектирование **211**

3.1 Проверка стенки узла 212
3.2 Проектирование ребер жесткости 214
3.3 Проектирование несущей накладки 218
3.4 Приварка торцевой плиты 218
3.5 Проектирование соединения без предварительного натяжения болтов 219
3.6 Проектирование соединения с предварительным натяжением болтов 221
3.7 Проверка на смятие стенки отверстий согласно DIN 18800 223

Литература **225**

693 – Сварной узел рамы *226*

1. Конструкция **227**

2. Нагружение **227**

3. Проектирование **228**

3.1 Проверка стенки узла 229

3.2 Проектирование ребер жесткости 232

3.3 Проектирование несущей накладки 234

3.4 Приварка профиля 235

Литература **236**

694 – Расчёт узла фермы из гнутосварных профилей ***237***

1. Виды узлов **238**

2. Расчет узла **239**

Литература **242**

Краткое руководство для пользователя

1. Назначение

Пакет программ **СТАТИКА** предназначен для расчётов и проектирования элементов строительных конструкций. В состав пакета вошли следующие программы: **программа ввода**, **расчётные программы**, программа документирования результатов расчета **Viewer** и программа управления проектами **Менеджер проектов**.

Программа ввода позволяет создавать и рассчитывать позиции проекта. В рамках данного пакета, под позицией понимается набор данных для отдельного расчёта строительного элемента. Каждой позиции соответствует одна расчётная программа.

Программа **Viewer** обеспечивает просмотр документов с результатами расчетов позиций. Она имеет функции просмотра и печати документов, архивирования и пересылки электронной почтой. Предусмотрена возможность преобразования документа в формат **pdf** для просмотра в программах Adobe Acrobat и Adobe Reader (команда **Печать**).

Программа **Менеджер проектов** предназначена для работы с проектами. Она позволяет организовать хранение документов (текстов, чертежей, расчетных позиций) по проектам и обеспечивает управление ими (удаление, копирование, печать, и др.), имеет функции архивирования и работы с электронной почтой.

Для удобства работы, все программы пакета снабжены подробными текстами, подсказками и иллюстрациями.

2. Ввод исходных данных

Для создания новой позиции или открытия существующей позиции используются команды **Создать** или **Открыть** из выпадающего меню **Позиция** программы **Менеджер проектов** при активной вкладке СТАТИКА**.** На экране появляется интерфейс ПК СТАТИКА, позволяющий выбрать расчётную программу.

Исходные данные для расчёта задаются в окне **Ввод** ПК СТАТИКА. Окно **Ввод** содержит поля для ввода данных. Поля ввода, связанные по смыслу, группируются в вопросы, а вопросы – в разделы. Возможны следующие типы полей ввода:

- поле ввода чисел
- поле ввода текста
- поле со списком (отмечено треугольником, выбор при помощи мыши или клавиш +, -)
- поле с набором переключателей (отмечено знаком X)

При вводе числовых данных, автоматически проверяются условия допустимости, при их нарушении появляется предупреждение.

С целью сокращения объёма ввода, для некоторых полей предусмотрено получение значений из стандартных шаблонов. Значения автоматически появляются в полях ввода при создании позиции. Шаблоны могут создаваться пользователем. Для создания шаблонов, используется команда **Сохранить как…**, доступная в меню **Позиция** ПК СТАТИКА. В появляющемся диалоге необходимо выбрать вкладку **Стандартная позиция**.

На панели инструментов ПК СТАТИКА предусмотрена специальная кнопка, позволяющая создать новую позицию на основе стандартной позиции.

Для позиции можно составить комментарии, выводимые в начале и в конце выходного документа. Ввод комментария осуществляется путём двойного щелчка левой клавишей мыши в полях ввода **Комментарий к позиции** или **Комментарий к расчёту**.

При вводе данных, можно произвольно переходить на любое поле ввода. Для перехода можно использовать мышь или клавиши Enter, Tab и стрелки. Для быстрого перехода следует использовать клавиши PageUp, PageDown, Ctrl+Home, Ctrl+End.

Помимо окна **Ввод**, предусмотрены следующие вспомогательные окна:

- Список позиций
- Каталог вопросов
- Разъяснения вопросов
- Иллюстрации вопросов

Вспомогательными окнами можно управлять с помощью команд из меню **Вид**. В окне **Каталог вопросов** отображается структура проекта с разделами ввода. При помощи этого окна, можно быстро перейти на требуемое поле ввода. В окне **Разъяснения вопросов** отображается описание текущего вопроса (параметры, единицы измерения, области допустимых значений, ссылки на пункты норм и др.). В окне **Иллюстрации вопросов** отображаются поясняющие рисунки к текущему вопросу, при этом выделяется цветом параметр, соответствующий текущему полю ввода. **Список позиций** содержит список всех позиций, содержащихся в проекте.

При вводе некоторых числовых данных, можно использовать команду **Вычисления** из контекстного меню поля ввода для задания арифметического выражения (формулы), по которому вычисляется вводимое значение. Это выражение будет сохранено в расчётной позиции для возможности последующего редактирования. В выходном документе арифметическое выражение не отображается.

3. Расчёт и печать результатов

Сохранение введенных данных осуществляется кнопками **Сохранить** и **Сохранить как…** на верхней панели инструментов ПК СТАТИКА. Расчёт выполняется при помощи команды **Расчет** или **Расчет…** из меню **Позиция** (при использовании команды **Расчет…**, предварительно вызывается диалог **Конфигурация вывода**).

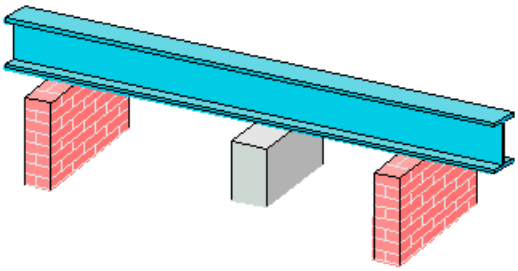
Результаты расчёта выводятся в программу документирования результатов расчета **Viewe**r или на принтер. Результаты расчета проекта формируются как единый документ, который может быть напечатан или отправлен по электронной почте. При печати, единый документ будет иметь сквозную нумерацию страниц. Также можно создать любое количество документов, управляя составом документа (например, для отдельного типа позиций – свой документ). ПК СТАТИКА позволяет напечатать документ в компактной форме (2 или 4 страницы документа на одном листе бумаги).

ПК СТАТИКА дает возможность произвести расчет сразу нескольких позиций. Позиции выбираются в программе **Менеджер проектов** в активном окне текущего проекта стандартным способом с помощью мыши и клавиш Ctrl или Shift.

4. Создание проектов и управление ими

Программа **Менеджер проектов** предназначена для работы с проектами, которые представляют собой группы позиций. Проект может быть создан в любой папке системы, за исключением корневого каталога. **Менеджер проектов** имеет функции архивирования и работы с электронной почтой. При инсталляции ПК СТАТИКА, создается группа **Projekte**, содержащая группу **Примеры** и группу **Другие**.

320 – Стальная балка



Программа предназначена для расчёта многопролетной стальной балки согласно СНиП II-23-81* “Стальные конструкции” [1], либо по СП 53-102-2004 “Общие правила проектирования стальных конструкций” [2], либо СП 16.13330.2011 “Стальные конструкции” [5]. Возможно задание шарниров, консолей, примыкающих стоек и упругих опор. Могут задаваться распределённые и сосредоточенные нагрузки, а также температурные воздействия и осадки опор. Расчётные сочетания усилий определяются автоматически согласно СНиП 2.01.07-85 “Нагрузки и воздействия” [3], либо по СП 20.13330.2016 “Нагрузки и воздействия” [6]. Реализованы прокатные и несимметричные сварные сечения из швеллеров, двутавра и короба с возможным заданием дополнительных поясных листов. Расчет производится по упругой или упруго-пластической схеме с перераспределением усилий. Проводятся расчеты прочности, устойчивости плоской формы изгиба балки, устойчивости стенки с установкой, при необходимости, ребер жесткости. Для балки из прокатного профиля реализован режим подбора минимально номера профиля, удовлетворяющего условиям прочности. Для сварного двутавра возможен подбор размеров сечения с устойчивой или с гибкой стенкой.

1. Расчётная схема

Расчётная схема представляет собой многопролетную неразрезную балку с консолями. Максимальное количество пролётов равно 10. Для концевых опор можно задавать упругое защемление. В опорах снизу и/или сверху могут учитываться примыкающие стойки, предусмотрен ввод вертикальных пружин в опорах. В пролётах можно задавать шарниры.

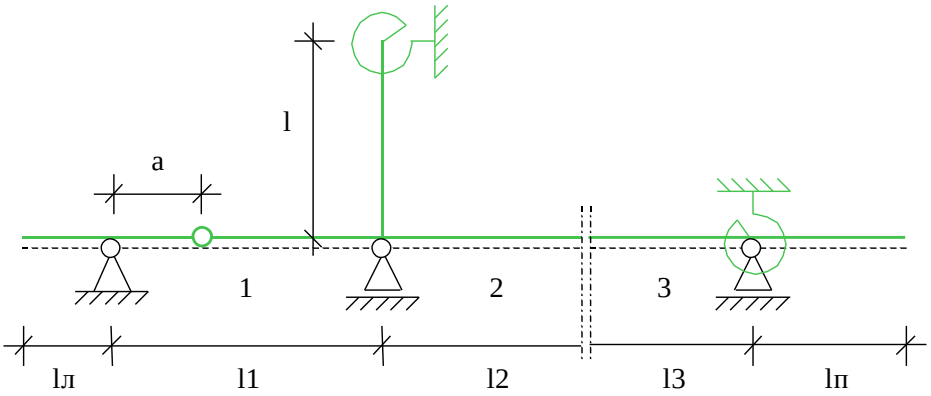


Рис. 1. Пример расчётной схемы

2. Нагружение

Различаются постоянные, длительные, кратковременные и особые нагрузки. Возможен учет следующих нагрузок: равномерно распределенных, блочных, трапециевидных, нагрузок на перекрытие, сосредоточенных сил, сосредоточенных моментов, скачка температуры и смещения опор. Длительные и кратковременные нагрузки могут объединяться в группу несочетаемых нагрузок (нагрузки не могут действовать одновременно). Временная нагрузка может задаваться как знакопеременная нагрузка. В этом случае, в расчёте учитывается заданная нагрузка и нагрузка противоположного знака. Для временных нагрузок, действующих на нескольких пролетах, возможен учет неблагоприятного распределения нагрузки по пролетам. При расчете по СП 16.13330.2011, если есть необходимость учесть бимомент, возникающий при стесненном кручении балки, дополнительно задается положение нагрузки относительно центра тяжести профиля.

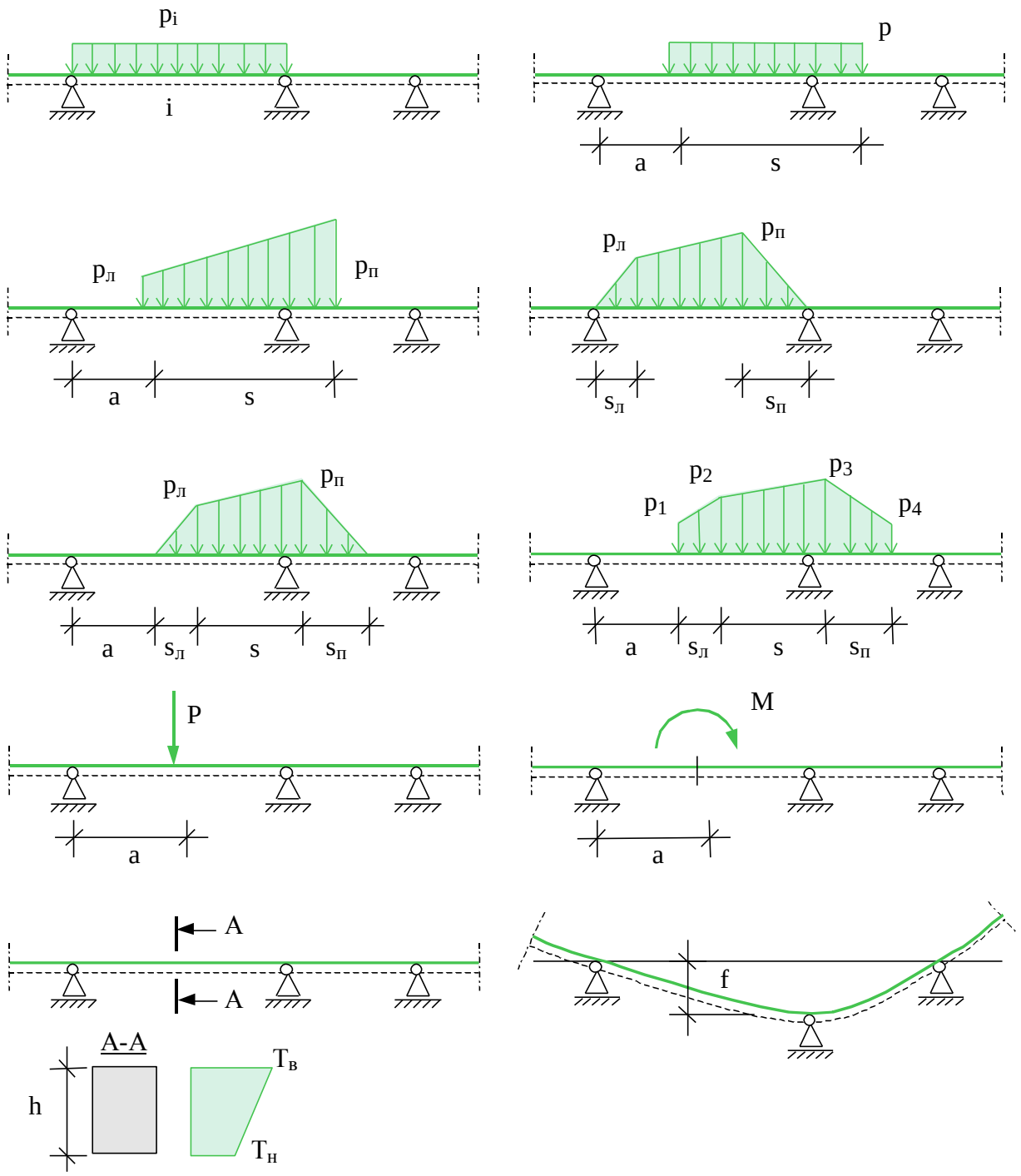


Рис. 2. Виды нагрузок

3. Определение внутренних силовых факторов

Усилия определяются методом начальных параметров отдельно для каждой нагрузки. При необходимости учета напряжений от стесненного кручения по СП 16.13330.2011, помимо задачи об изгибе балки, решается тем же методом задача о стесненном кручении. Для временных нагрузок определяются максимальные и минимальные усилия в каждом сечении и опорные реакции с учётом наиболее неблагоприятного распределения нагрузки по пролётам (если учет необходим). При расчете с учетом пластических деформаций учитывается перераспределение

опорных и пролетных моментов согласно п. 5.22 СНиП II-23-81* или п. 9.2.5 СП 53-102-2004 или п. 8.2.5 СП 16.13330.2011. Далее, в соответствии с правилами СНиП 2.01.07-85 или 8.2.5 СП 20.13330.2016, строится таблица наиболее опасных сочетаний нагрузок, которая используется в дальнейших расчетах.

4. Расчет на прочность

Расчет на прочность по упругой схеме осуществляется в соответствии с пп. 5.12-5.14* СНиП II-23-81* или 9.2.1-9.2.2 СП 53-102-2004 или 8.2.1-8.2.2 СП 16.13330.2011. При учете пластических деформаций, расчет на прочность производится согласно п. 5.18* СНиП II-23-81* или п. 9.2.3 СП 53-102-2004 или 8.2.3 СП 16.13330.2011.

5. Расчет устойчивости плоской формы изгиба балки

Расчет на устойчивость не производится при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный. Во всех остальных случаях, производится проверка устойчивости плоской формы изгиба балки согласно п. 5.15 СНиП II-23-81* или 9.4.1 СП 53-102-2004 или 8.4.1 СП 16.13330.2011. При этом коэффициент устойчивости при изгибе ϕ_b определяется расчетным путем с учетом конкретных условий нагружения балки (РСУ, РСН, положения нагрузки), конкретного профиля и условий закрепления от смещения в поперечном направлении. В частном случае двутаврового сечения и простейших типов нагружения результаты расчета совпадают с п. 2 Приложения 7* СНиП II-23-81* или пп. М.4-М.6 Приложения М СП 53-102-2004 или пп. Ж.4-Ж.6 Приложения Ж СП 16.13330.2011.

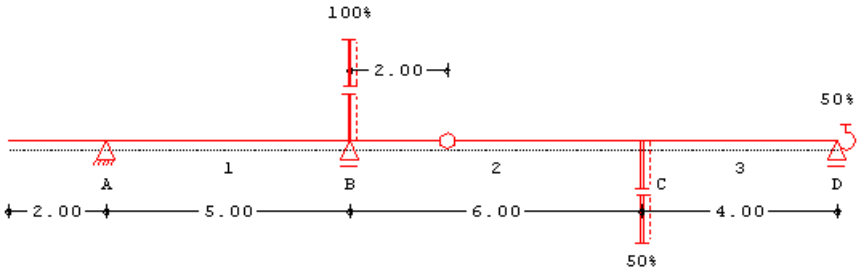
6. Расчет устойчивости стенки балки

Для балки из сварного профиля при условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w > 3{,}2$ проводится расчет устойчивости стенки согласно пп. 7.2*-7.6*,7.9 СНиП II-23-81* или 9.5.2-9.5.8 СП 53-102-2004 или 8.5.2-8.5.8 СП 16.13330.2011. При выборе автоматической установки ребер жесткости, программа устанавливает их в соответствии с положениями п. 7.10 СНиП II-23-81* или 9.5.9 СП 53-102-2004 или 8.5.9 СП 16.13330.2011, но так, чтобы выполнялись указанные выше условия устойчивости стенок в отсеках.

7. Вывод результатов

Вывод состоит из следующих частей: расчетная схема, нагрузки, результаты расчета внутренних силовых факторов, расчетные сочетания усилий, характеристики сечения, результаты расчета прочности, результаты расчета устойчивости балки и ее стенки. Вывод любой из этих восьми частей можно разрешать или отменять флажками управления выводом. Помимо вывода числовых значений, предусмотрен и вывод графики.

Расчетная схема:



Опоры

Опора	t [см]	Опора	t [см]
A	30.0	B	30.0
C	30.0	D	30.0

Защемление прав. = 50 % le = 4.00 м

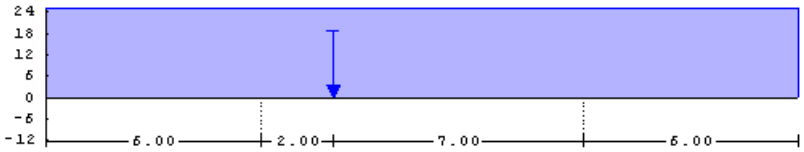
Стойки

Опора	h [м]	E [%]	I [см4]
B верх	3.00	100.0	10000
C низ	3.00	50.0	10000

Здесь выводятся основные геометрические параметры системы: размеры всех пролетов и стоек, ширина опор “t”, расположение шарниров, защемление крайних опор.

Нагрузки:

Нагружение 2 постоянные нагрузки

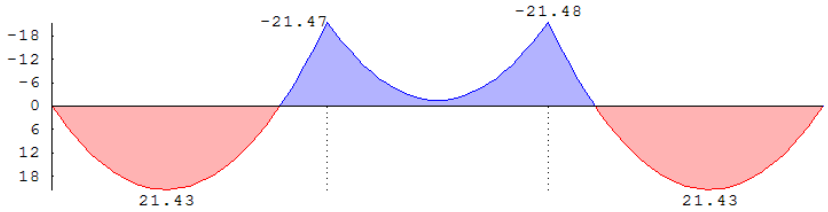


	N.	Пролёт	a [м]	s [м]	рл/Р [кН/м, кН, кНм]	рп/М
Равномерн.	1	1-3			25.00	
Сосредот.	1	2	2.00		125.00	

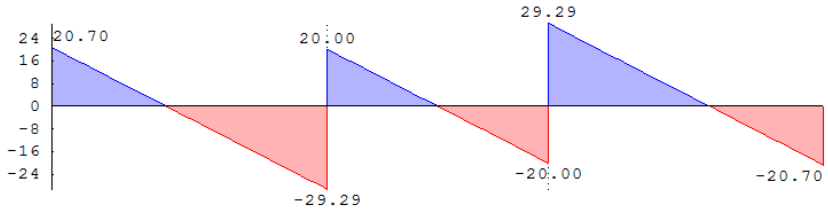
Внутренние силовые факторы:

Усилия в сечении по линейно упругой теории

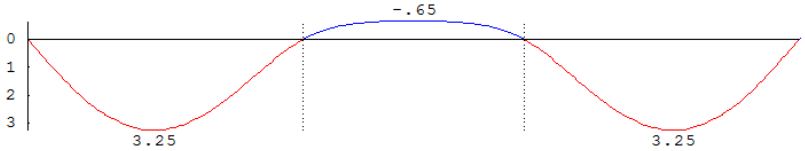
Нагружение 1 моменты $M_{упр}$ [кНм]
М = 1 :115



Нагружение 1 поперечные силы $Q_{упр}$ [кН]
М = 1 :115



Нагружение 1 прогибы $f_{упр}$ [мм]
М = 1 :115



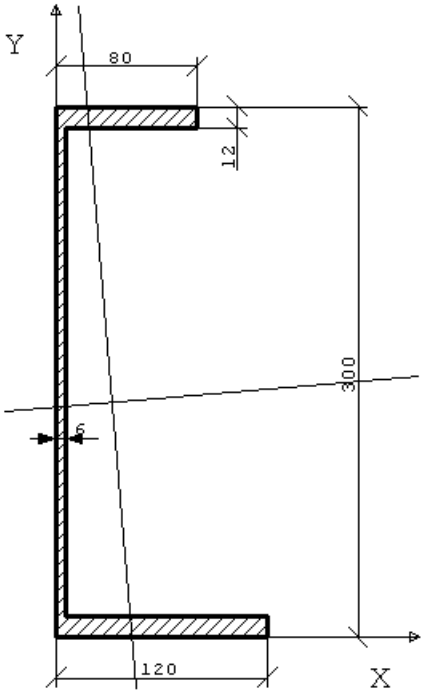
Про лет	x [м]	max M_1 [кНм]	max Q_1 [кН]	max w_1 [мм]	min M_1 [кНм]	min Q_1 [кН]	min w_1 [мм]
1	0.00	0.00	20.70	0.00	0.00	20.70	0.00
1	1.25	18.07	8.20	2.49	18.07	8.20	2.49
1	2.07*	21.43	0.00	3.22	21.43	0.00	3.22
1	2.29*	21.18	-2.15	3.25	21.18	-2.15	3.25
1	2.50	20.51	-4.30	3.22	20.51	-4.30	3.22
1	3.75	7.33	-16.80	1.93	7.33	-16.80	1.93
1	5.00	-21.48	-29.30	0.00	-21.48	-29.30	0.00
2	0.00	-21.48	20.00	0.00	-21.48	20.00	0.00
2	1.00	-6.50	10.00	-0.57	-6.50	10.00	-0.57
2	2.00*	-1.48	0.00	-0.65	-1.48	0.00	-0.65
2	3.00	-6.50	-10.00	-0.57	-6.50	-10.00	-0.57
2	4.00	-21.48	-20.00	0.00	-21.48	-20.00	0.00
3	0.00	-21.48	29.30	0.00	-21.48	29.30	0.00
3	1.25	7.33	16.80	1.93	7.33	16.80	1.93
3	2.50	20.51	4.30	3.22	20.51	4.30	3.22
3	2.71*	21.18	2.15	3.25	21.18	2.15	3.25
3	2.93*	21.43	0.00	3.22	21.43	0.00	3.22
3	3.75	18.07	-8.20	2.49	18.07	-8.20	2.49
3	5.00	0.00	-20.70	0.00	0.00	-20.70	0.00

Для каждого нагружения выводятся характеристические максимальные и минимальные усилия в сечении Мупр и Qупр. Различие между максимальными и минимальными значениями возникает только для длительных и кратковременных нагрузок и связано с благоприятным и неблагоприятным распределением этих нагрузок по пролетам. Результаты выводятся на границах пролетов, в точках с максимальными значениями внутренних силовых факторов (точки помечены “*”), а также в промежуточных точках, определенных пользователем.

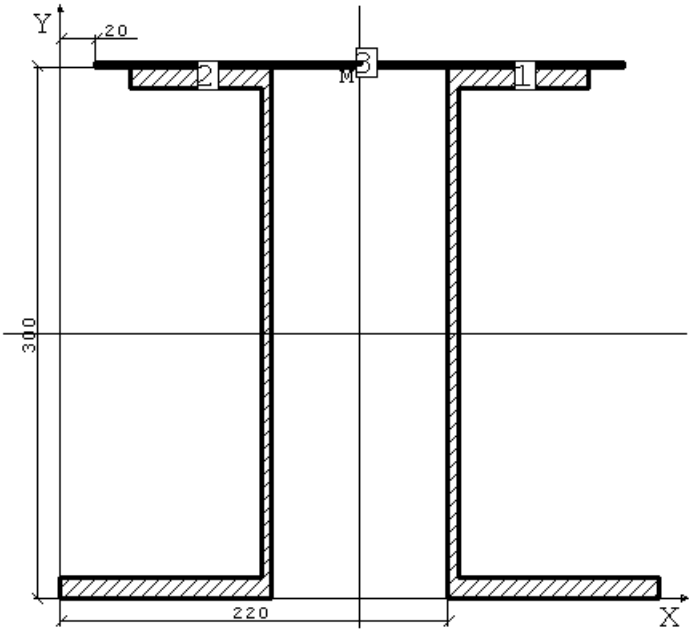
Вывод расчетных сочетаний усилий аналогичен выводу результатов упругого расчета внутренних силовых факторов. Для балок 2-го класса (допускаются ограниченные пластические деформации) выводятся РСУ до и после перераспределения пролетных и опорных моментов.

Сечение балки и его характеристики:

Сечение балки
Профиль 300X80X12.0 швеллер сварной
М = 1 : 4



Сечение балки
М = 1 : 4

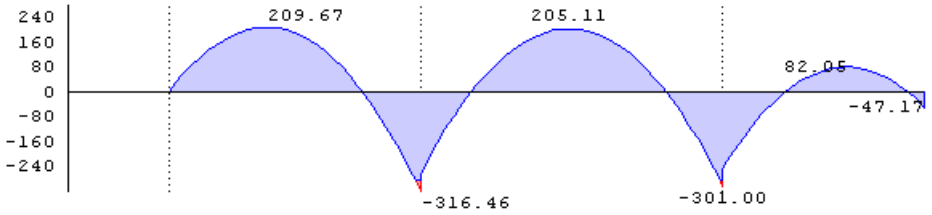


	высота h =	300мм	толщ.стенки	tw =	6.0мм
Верхний пояс	шир.полки b1 =	80мм	толщ.полки	t1 =	12.0мм
	шир.плиты b1p=	300мм	толщ.плиты	t1p=	3.0мм
Нижний пояс	шир.полки b2 =	120мм	толщ.полки	t2 =	12.0мм
	расстояние между швеллерами			d =	100.0мм
Параметры сечения	площадь A =	90.1см2	мом.инерции	Ix =	1.413e4см4
	ст.момент Sx =	528.см3	мом.инерции	Iy =	7094.см4
	св.круч. It =	34.9см4	сект.момент	Iw =	5.820e5см6
	мом.сопр. W =	943.см3	мом.сопр.сж	Wc =	922.1см3
Материал балки	*сталь С345*				
	мод.упруг. E =	206.ГПА	мод.сдвига	G =	79.2ГПа
	сопр.изг. Ry =	315.МПА	сопр.сдвигу	Rs =	183.МПа

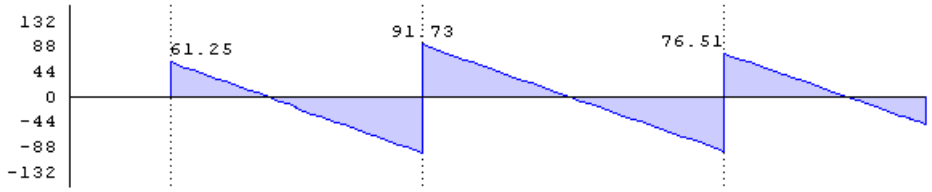
Выводится изображение основного профиля и, если сечение балки состоит из нескольких элементов, то - изображение составного сечения. Для расчетного сечения выводятся все геометрические характеристики, необходимые для расчета прочности и устойчивости, а также характеристики материала балки.

Результаты расчета прочности балки:

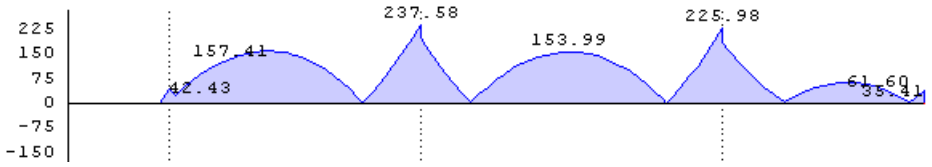
```
Результаты расчета   балки 1-го класса по СП 53-102-2004,  gamma c=0.90
Критическое РСУ       N нагр коэф.     пролеты
                      1    1  1.00        л123

Расчет на прочность  макс.  момент   M =   292кНм в опоре B при РСУ N 1
условие (35)         M/(W*Ry*gamma c)  = 1.12      УСЛОВИЕ НЕ ВЫПОЛНЕНО!

Напряжения           нормальные sigma_x [МПа]
M = 1 :140
```




```
                     макс.попер.сила Q =   313кН  в опоре B при РСУ N 1
условие (36)         Q*S/(I*tw*Rs*gamma_c) = 0.59    условие выполнено

Напряжения           касательные tau_xy [МПа]
M = 1 :140
```



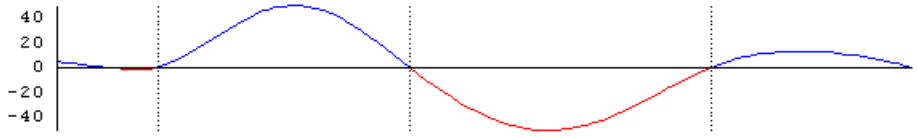

```
                     макс.эквивалентн. напряжения в опоре B при РСУ N 1
                     sigma_x=  273МПа sigma_y=    0МПа  tau_xy=  -78МПа
условие (38)         sigma_экв/(Ry*gamma_c)= 0.84    условие выполнено

Напряжения           эквивалентные sigma_экв [МПа]
M = 1 :140
```



Для балки 1-го класса (только упругая работа сечения) выводятся графические изображения распределений по длине балки максимальных нормальных, касательных и эквивалентных напряжений, а также результаты расчета прочности по формулам (28), (29), (33) СНиП II-23-81* или (35), (36), (38) СП 53-102-2004 или (41) - (44) СП 16.13330.2011. Если не задана установка ребер жесткости, то проверяется также прочность стенок балки в точках приложения сосредоточенных сил и в опорных сечениях по формулам (31) СНиП II-23-81* или (40) СП 53-102-2004 или (46) СП 16.13330.2011. Если допускаются пластические деформации (балка 2-го класса), то проверка прочности производится по формулам (39), (41) СНиП II-23-81* или (44), (48) СП 53-102-2004 или (50), (54) СП 16.13330.2011. Участки балки, на которых нарушаются соответствующие условия прочности, отображаются на графиках красным цветом.

Результаты расчета устойчивости балки:

```
Устойчивость балки   наиболее опасное РСУ N 1 макс.момент M =     137кНм
                     коэффиц.  psi = 2.84 коэф.устойч. fi_b =    0.44
условие (62)         M/(fi_b*Wc*Ry*gamma_c) = 2.32УСЛОВИЕ НЕ ВЫПОЛНЕНО!

Форма потери устойчивости [условные единицы]
M = 1 :140
```



Ребра жесткости

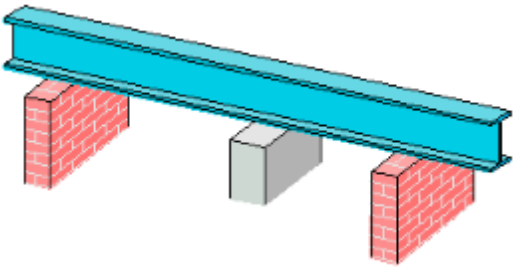
Пролет	коор. [м]	кол.	шаг [см]	РСУ	M [кНм]	Q [кН]	F [кН/м]	gamma
1	0.00	9	50	2	75.6	35.8	474.5	0.31
2	2.50	3	56	1	-16.5	-88.3	0.0	0.33
2	4.18	2	41	1	-110.6	-119.2	0.0	0.63
3	0.00	10	56	1	-102.6	112.9	-821.4	0.63
3	5.60	1	40	3	-84.4	-113.4	0.0	0.53
4	0.00	6	56	3	-80.7	88.4	-707.6	0.49
4	3.36	2	32	2	-15.9	-67.4	0.0	0.20
4	4.00	1	0	4	-0.2	-1.3	0.0	0.00

Для наиболее опасного РСУ выводится результат проверки устойчивости плоской формы изгиба по формуле (34) СНиП II-23-81* или (62) СП 53-102-2004 или (69), (70) СП 16.13330.2011, а также форма потери устойчивости для угла закручивания сечения. Для установленных программой или пользователем поперечных ребер жесткости выводятся результаты проверки устойчивости стенки в отсеках между ребрами. При наличии нескольких последовательных отсеков с одинаковым шагом, проверка выводится для наименее устойчивого из них.

Литература

1. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции/Госстрой СССР. – М., ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
2. СП 53-102-2004. Общие правила проектирования стальных конструкций/Госстрой России. – М., ФГУП ЦПП, 2005. – 132 с.
3. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М., ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
4. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81* «Стальные конструкции») /ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М., ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.
5. СП 16.13330.2011 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81* - М., ОАО ЦПП, 2011. -171с.
6. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».

321 – Стальная балка



Программа предназначена для расчёта многопролетной стальной балки согласно ТКП EN 1993-1-1-2015.

Возможно задание шарниров, консолей, примыкающих стоек, упругих опор, частичного или полного защемления крайних опор.

Могут задаваться распределённые и сосредоточенные нагрузки, а также температурные воздействия и осадки опор. Возможен учёт свободного и/или стеснённого кручения балки при смещённом относительно вертикальной плоскости симметрии положении нагрузки.

Расчётные сочетания усилий определяются автоматически, согласно СТБ EN 1990-2007.

Реализованы симметричные прокатные и несимметричные сварные сечения из швеллеров, двутавра и короба с возможным заданием дополнительных поясных листов.

Расчет производится по упругой или упруго-пластической схеме с перераспределением усилий.

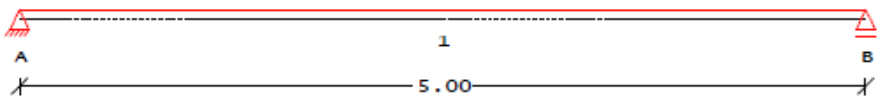
Проводятся расчеты прочности и устойчивости плоской формы изгиба балки.

Для балки из прокатного профиля реализован режим подбора минимально номера профиля, удовлетворяющего условиям прочности и ограничению прогибов.

1. Расчётная схема и воздействия

Расчётная схема

М = 1 |:45



Опоры

Опора	t [см]	Опора	t [см]
A	20.0	B	20.0

Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Постоянное воздействие постоянное -
2	Переменное	Категория B: офисные здания переменное Категория-B

Характеристики

№	γ_F	ψ_0 ξ	ψ_1	ψ_2	группа несоч.	знак	распред по прол
1	1.35	0.85					
2	1.50	0.70	0.50	0.30			неблаг.

Коэффициент управления надежностью конструкции K_{FI} = 1.00

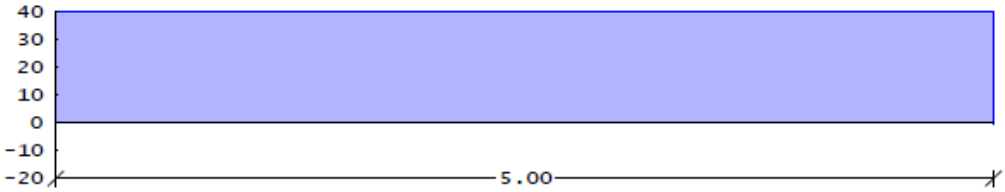
Сочетание воздейст. по формуле (6.10) EN 1990

2. Нагружение

Нагружение

Нагружение 1 постоянное - γ_f = 1.35

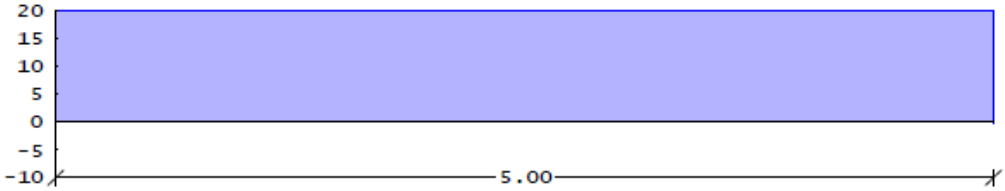
М = 1 :40



	N. опора	Пролёт	a [м]	s [м]	$p_л$/P [кН/м, кН, кНм]	$p_п$/M
Равномерн.	1	1			40.00	

Нагружение 2 переменное Категория-В γ_f = 1.50

М = 1 :40



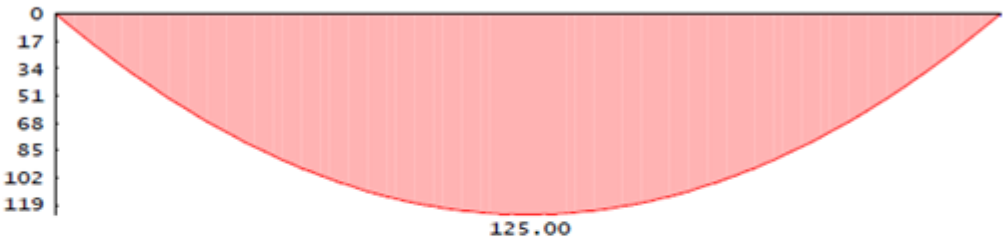
	N. опора	Пролёт	a [м]	s [м]	$p_л$/P [кН/м, кН, кНм]	$p_п$/M
Равномерн.	1	1			20.00	

3. Определение внутренних силовых факторов

Усилия в сечении по линейно упругой теории

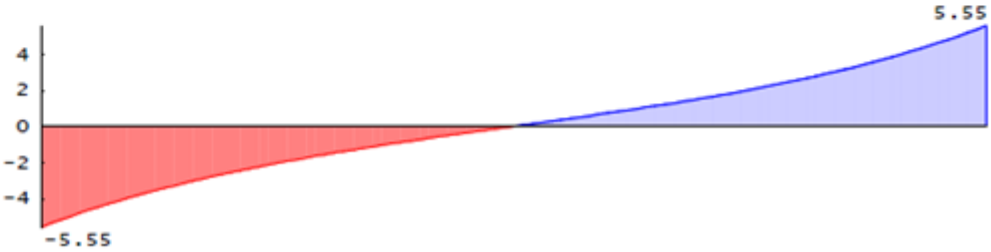
Нагружение 1 моменты $M_{упр}$ [кНм]

М = 1 :40

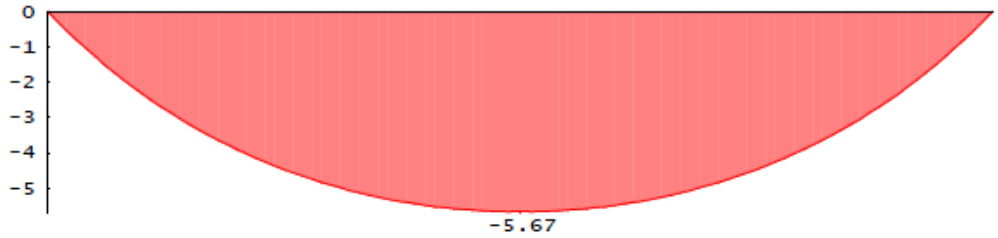


Нагружение 1 Моменты Mw, соответствующие моментам $M_{упр}$ [кНм]

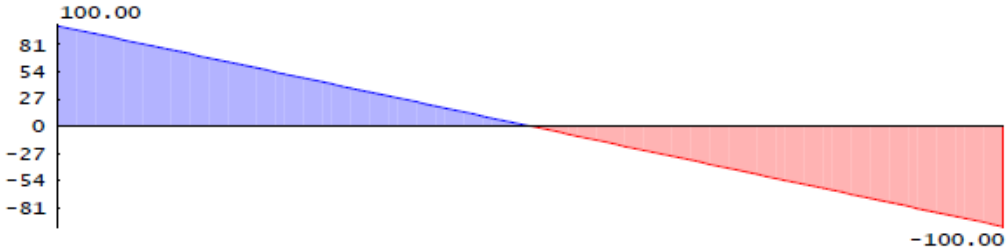
М = 1 :40



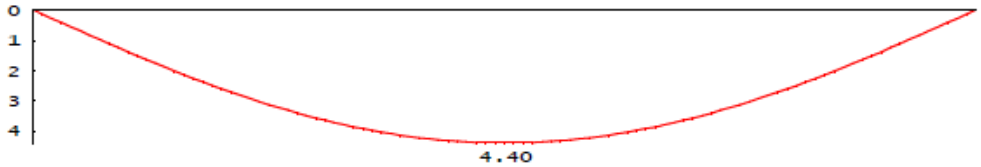
Нагружение 1 Бимоменты B, соответствующие моментам $M_{упр}$ [кНм2]
M = 1 :40



Нагружение 1 поперечные силы $Q_{упр}$ [кН]
M = 1 :40



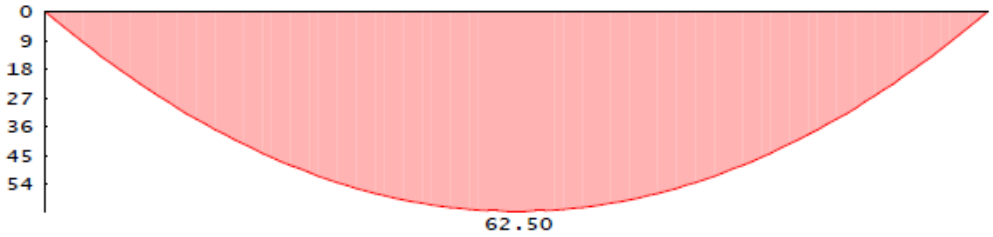
Нагружение 1 прогибы $f_{упр}$ [мм]
M = 1 :40



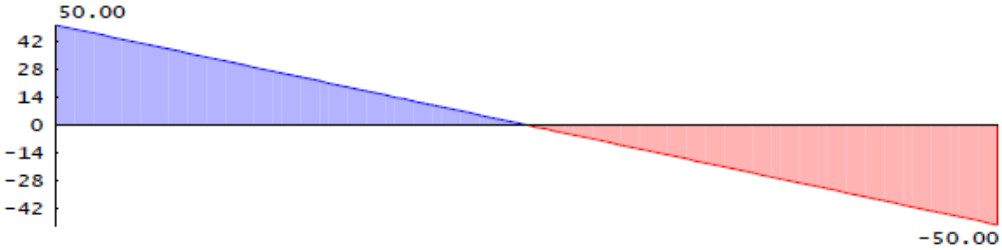
Нагружение 1

		max			min		
Про лет	x [м]	M_1 [кНм]	Q_1 [кН]	w_1 [мм]	M_1 [кНм]	Q_1 [кН]	w_1 [мм]
1	0.00	0.0	100.0	0.00	0.0	100.0	0.00
1	1.25	93.8	50.0	3.14	93.8	50.0	3.14
1	2.50*	125.0	0.0	4.40	125.0	0.0	4.40
1	3.75	93.8	-50.0	3.14	93.8	-50.0	3.14
1	5.00	0.0	-100.0	0.00	0.0	-100.0	0.00

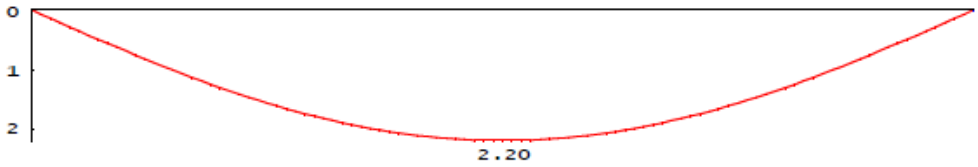
Нагружение 2 огибающая моментов $M_{упр}$ [кНм]
M = 1 :40



Нагружение 2 огибающая поперечных сил $Q_{упр}$ [кН]
М = 1 :40



Нагружение 2 огибающая прогибов $f_{упр}$ [мм]
М = 1 :40



Нагружение 2

		max			min		
Про лет	x [м]	M_2 [кНм]	Q_2 [кН]	w_2 [мм]	M_2 [кНм]	Q_2 [кН]	w_2 [мм]
1	0.00	0.00	50.00	0.00	0.00	50.00	0.00
1	1.25	46.88	25.00	1.57	46.88	25.00	1.57
1	2.50*	62.50	0.00	2.20	62.50	0.00	2.20
1	3.75	46.88	-25.00	1.57	46.88	-25.00	1.57
1	5.00	0.00	-50.00	0.00	0.00	-50.00	0.00

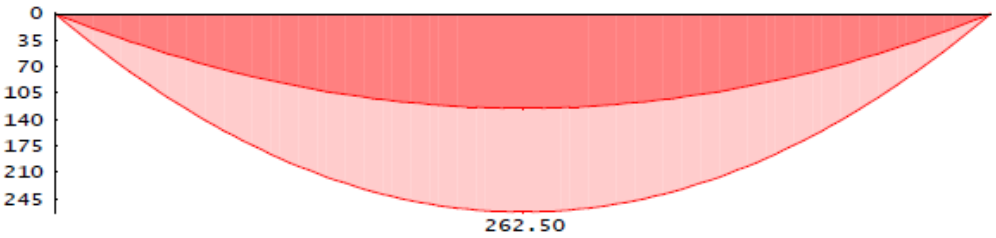
Реакции опор

Нагружение	опора	max [кН]	min [кН]
1	A	100.00	100.00
	B	100.00	100.00
2	A	50.00	50.00
	B	50.00	50.00

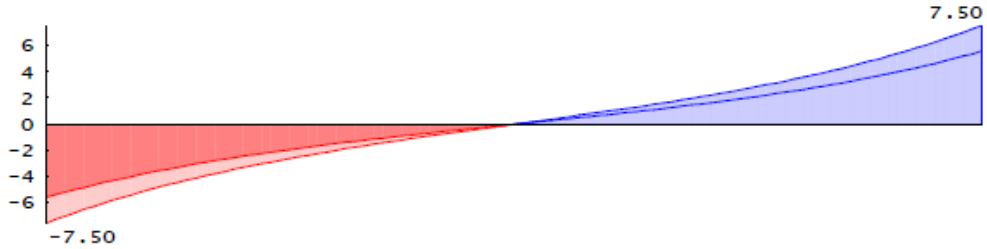
РСУ

Сочетания усилий согласно СТБ EN 1990-2007
Основы проектирования несущих конструкций.
основные сочетания усилий [кНм]

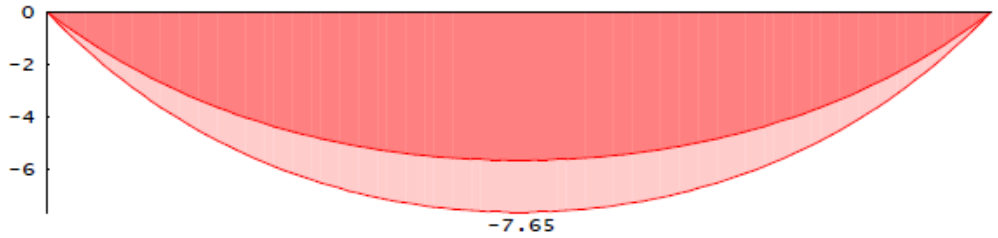
Момент М
М = 1 :40



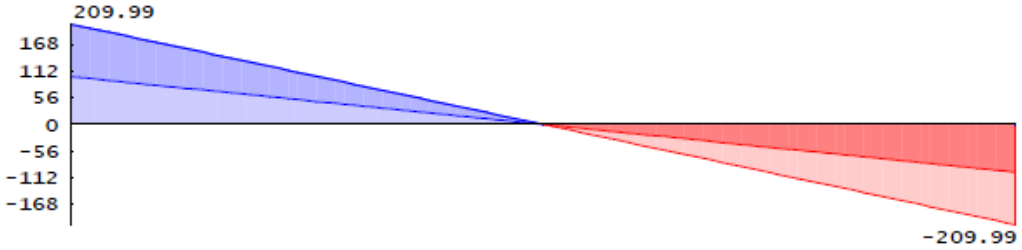
Момент Mw соответствующий моментам М основных РСУ [кНм]
М = 1 :40



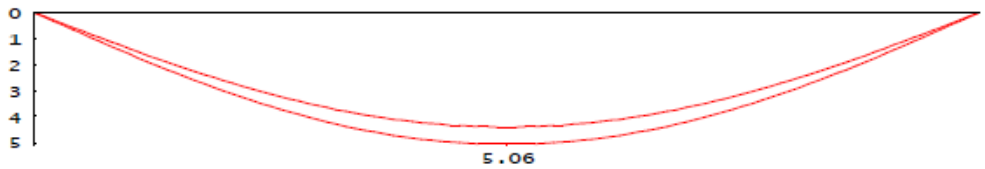
Бимомент B соответствующий моментам M основных РСУ [кНм2]
M = 1 :40



Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий
M = 1 :40



Прогибы основные сочетания усилий [mm]
M = 1 :40



Расчетные сочетания усилий и перемещений

		max			min		
Пролет	x [м]	M_{Ed} [кНм]	Q_{Ed} [кН]	w_{Ed} [мм]	M_{Ed} [кНм]	Q_{Ed} [кН]	w_{Ed} [мм]
1	0.00	0.0	210.0	0.00	0.0	100.0	0.00
1	1.25	196.9	105.0	3.61	93.8	50.0	3.14
1	2.50*	262.5	0.0	5.06	125.0	0.0	4.40
1	3.75	196.9	-50.0	3.61	93.8	-105.0	3.14
1	5.00	0.0	-100.0	0.00	0.0	-210.0	0.00

Сочетания реакций в опорах

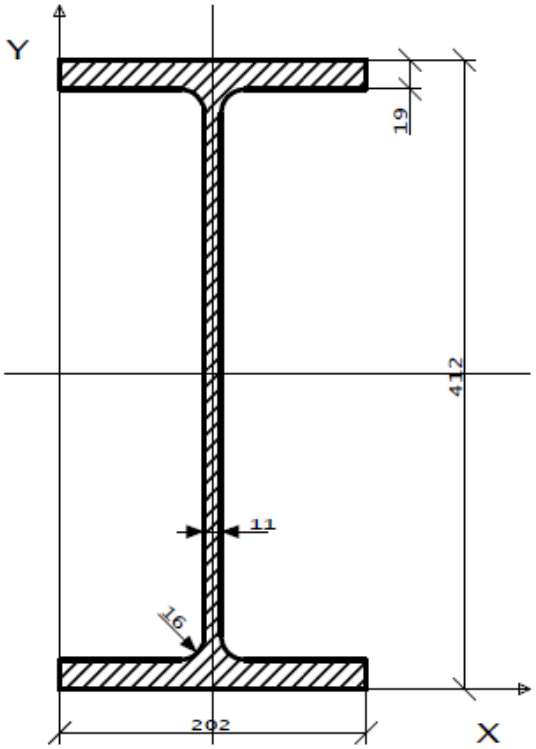
Сочетание	опора	max [кН]	min [кН]
основные РСУ	A	210.00	100.00
	B	210.00	100.00

4. Вывод результатов

Сечение балки

Профиль 40Б4 двутавр балочный, ГОСТ Р 57837–2017

М = 1 : 5



	высота	h =	412мм	ширина	b =	202мм
	толщ.полки	t =	19.0мм	толщ.стенки	t_w =	11.0мм
Параметры сечения	площадь	A =	120 см²	мом.инерции	I_x =	3.520e4см⁴
	ст.момент	S_x =	967 см³	мом.инерции	I_y =	2616 см⁴
	св.круч.	I_t =	117 см⁴	сект.момент	I_ω =	9.976e5см⁶
	мом.сопр.	W_{pl} =	1.93e3см³	сект. площ.	ω =	206.3см²
	пл.сдвига	A_v =	51.5см²			

Материал балки *S 275N/NL*

	мод.упруг.	E =	210 ГПа	мод.сдвига	G =	80.8 ГПа
	сопр.изг.	f_y =	275 МПа	сопр.сдвигу	f_s =	159 МПа

Частные коэффициенты безопас. γ_{M0} = 1 γ_{M1} = 1

Результаты расчета балки 1-го класса по ТКП EN 1993-1-1-2015.

Критическое РСУ

N	нагр	коэф.	пролеты
1	1	1.35	1
	2	1.50	1

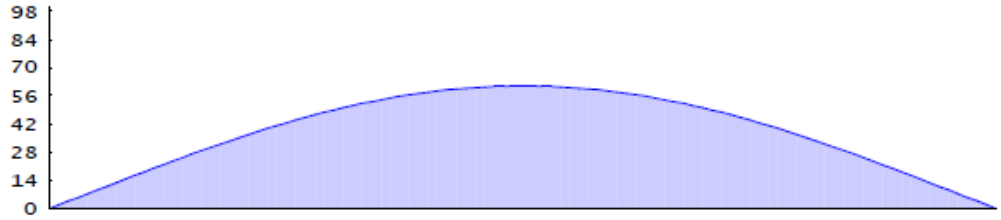
Расчет на прочность макс.момент M = 262кНм достигается в пролете 1

бимомент B = 7.65кНм²

при РСУ N 1 в сечении с координатой x = 2.50м

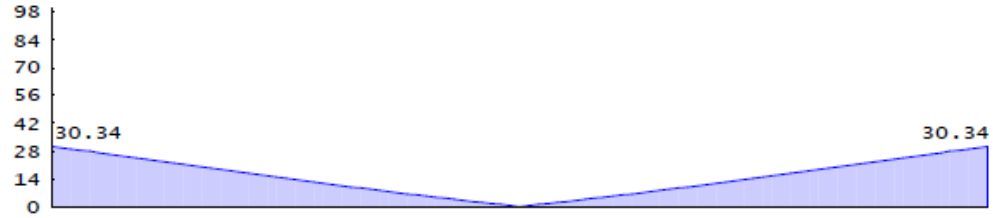
условие прочности $B\omega/W_\omega/(f_y/\gamma_{M0})+(M/W/(f_y/\gamma_{M0}))^2$ =0.61 выполнено

Коэфф. использования по изгибающему моменту и бимоменту [%]
М = 1 :40



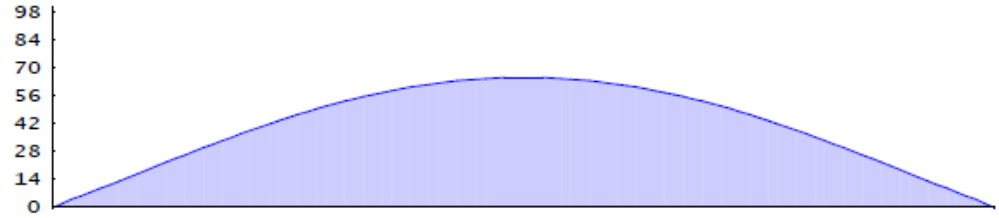
макс.попер.сила Q = 210кН в опоре В при РСУ N 1
соотв. момент M_t = 6кНм
условие (6.17) $Q/(A_v*f_s/\gamma_{M0})$ = 0.30 условие выполнено

Коэфф. использования по поперечной силе и крутящему моменту [%]
М = 1 :40



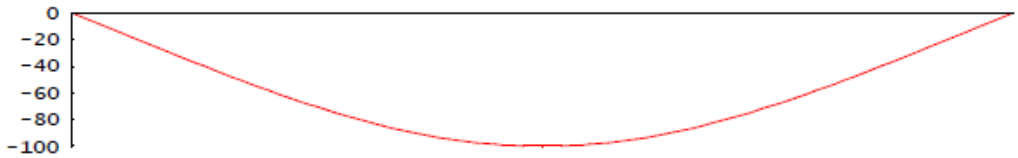
критич. расчетный случай возникает в пролете 1
при РСУ N 1 в сечении с координатой x = 2.50м
М = 262.5кНм Q= 0.0кН M_ω= 0.0кНм В = 7.7кНм^2
Условие (6.32) M_f= 19.5кНм N_f= 562.5кН τ_f= 0.00МПа ρ=0.00
для нижней полки $M_f/M_{fpl,Rd}+(N_f/N_{f,Rd})^2$=0.65 условие выполнено

Коэфф. использованияпо изгибающему моменту и поперечной силе [%]
М = 1 :40



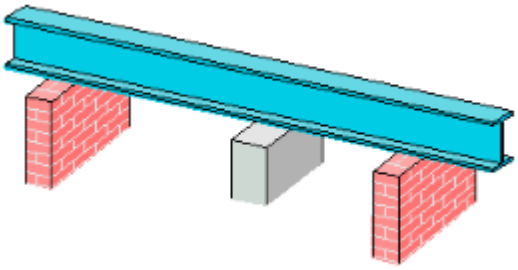
Устойчивость балки наиболее опасное РСУ N 1 макс.момент М = 262кНм
M_{cr} = 507.2кНм λ_{LT} = 1.02 χ_{LT} = 0.58
условие (6.54) $M/(\chi_{LT}*W*f_y/\gamma_{M1})$=0.85 условие выполнено

Форма потери устойчивости [условные единицы]
М = 1 :40



Расчет выполнен модулем t321 программы СТАТИКА 2021 © ООО Тексофт

322 – Стальная балка



Программа предназначена для расчёта многопролетной стальной балки согласно MSZ EN 1993-1-1-2005.

Возможно задание шарниров, консолей, примыкающих стоек, упругих опор, частичного или полного защемления крайних опор.

Могут задаваться распределённые и сосредоточенные нагрузки, а также температурные воздействия и осадки опор. Возможен учёт свободного и/или стеснённого кручения балки при смещённом относительно вертикальной плоскости симметрии положении нагрузки.

Расчётные сочетания усилий определяются автоматически, согласно MSZ EN 1990:2011.

Реализованы симметричные прокатные и несимметричные сварные сечения из швеллеров, двутавра и короба с возможным заданием дополнительных поясных листов.

Расчет производится по упругой или упруго-пластической схеме с перераспределением усилий.

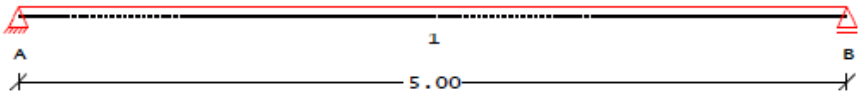
Проводятся расчеты прочности и устойчивости плоской формы изгиба балки.

Для балки из прокатного профиля реализован режим подбора минимально номера профиля, удовлетворяющего условиям прочности и ограничению прогибов.

1. Расчётная схема и воздействия

Design scheme

M = 1 :45



Supports

Support	t [cm]	Support	t [cm]
A	20.0	B	20.0

Actions

№	Duration	Description
1	Permanent	Постоянное воздействие постоянное -
2	Variable	Категория D: торговые площади переменное Категория-D

Characteristics

№	γ_F	ψ_0 ξ	ψ_1	ψ_2	group incomp.	sign	fields distrib
1	1.35	0.85					
2	1.50	0.70	0.70	0.60			adverse

Factor for reliability differentiation K_{FI} = 1.00

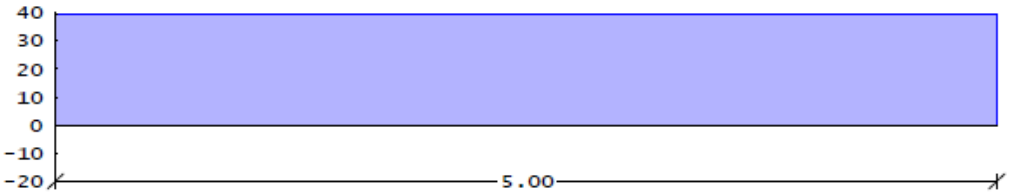
Combination of actions by formula (6.10) EN 1990

2. Нагружение

Loads

Action 1 постоянное - γ_f = 1.35

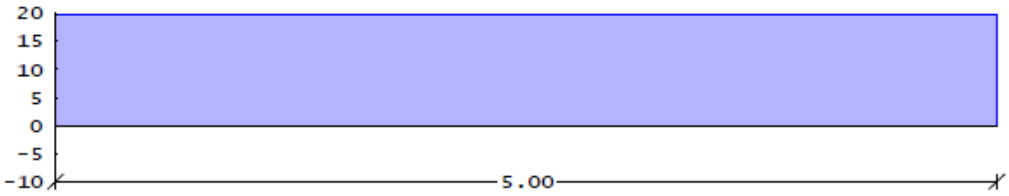
M = 1 :40



	N.	Field support	a [m]	s [m]	p_1/P [kN/m,	p_n/M kN, kNm]
Uniform	1	1			40.00	

Action 2 переменное Категория-D γ_f = 1.50

M = 1 :40



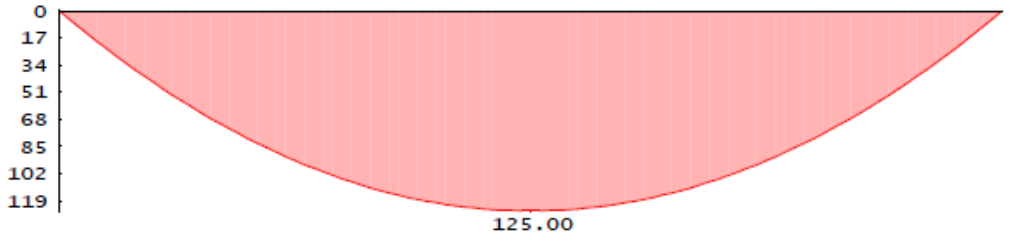
	N.	Field support	a [m]	s [m]	p_1/P [kN/m,	p_n/M kN, kNm]
Uniform	1	1			20.00	

3. Определение внутренних силовых факторов

Internal forces by linear elastic method

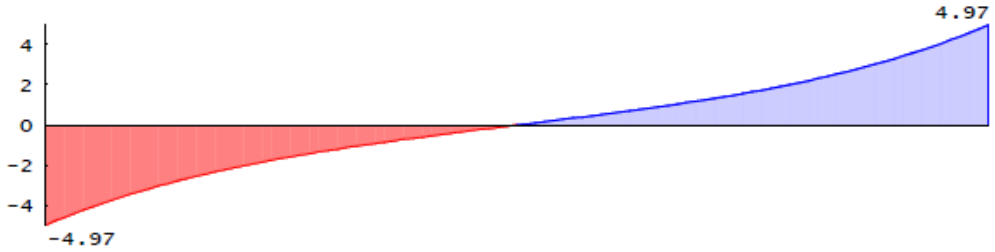
Action 1 moments M_{e1} [kNm]

M = 1 :40

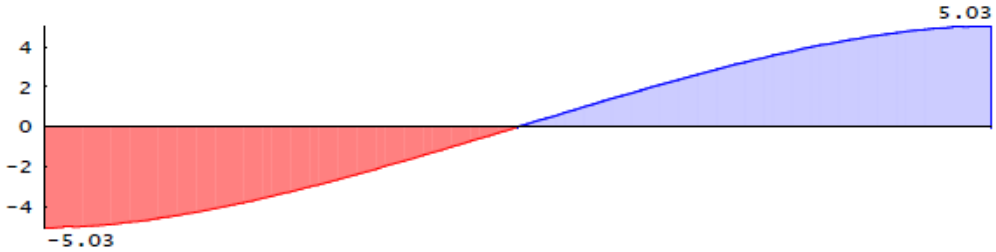


Action 1 moments Mw corresponded to M_{e1} [kNm]

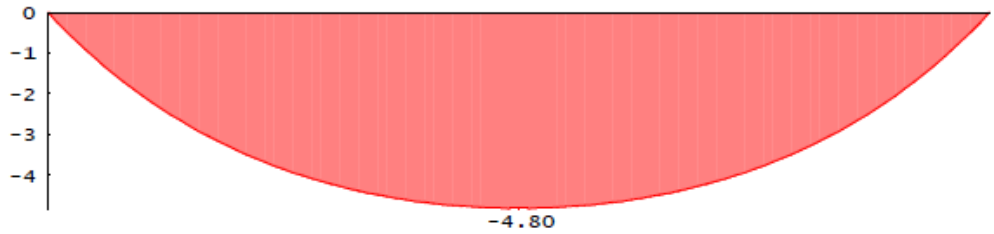
M = 1 :40



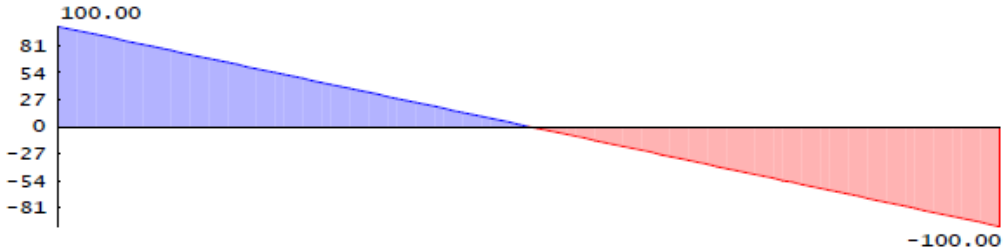
Action 1 moments Mt corresponded to M_{e1} [kNm]
M = 1 :40



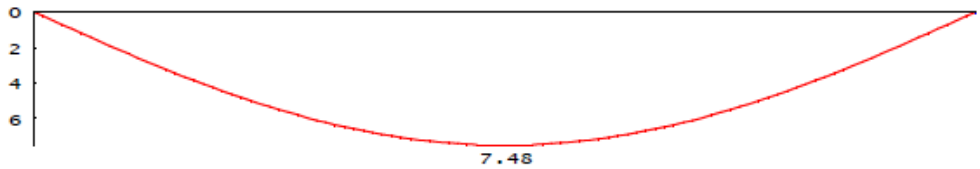
Action 1 bimoments B corresponded to M_{e1} [kNm2]
M = 1 :40



Action 1 shear forces Q_{e1} [kN]
M = 1 :40



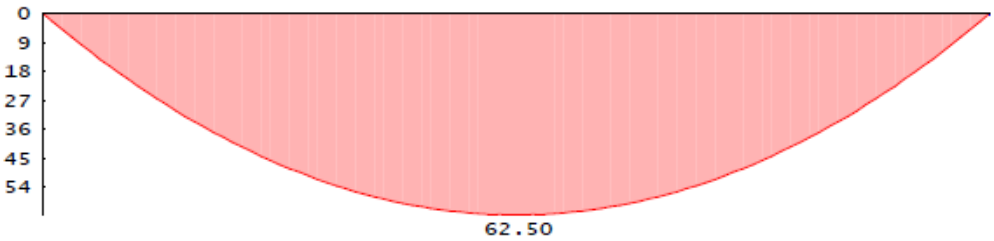
Action 1 deflections f_{e1} [mm]
M = 1 :40



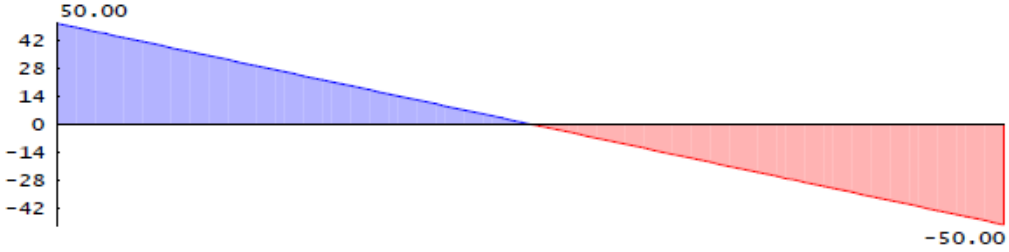
Action 1

		max			min		
Field	x [m]	M_1 [kNm]	Q_1 [kN]	w_1 [mm]	M_1 [kNm]	Q_1 [kN]	w_1 [mm]
1	0.00	0.0	100.0	0.00	0.0	100.0	0.00
1	1.25	93.8	50.0	5.33	93.8	50.0	5.33
1	2.50*	125.0	0.0	7.48	125.0	0.0	7.48
1	3.75	93.8	-50.0	5.33	93.8	-50.0	5.33
1	5.00	0.0	-100.0	0.00	0.0	-100.0	0.00

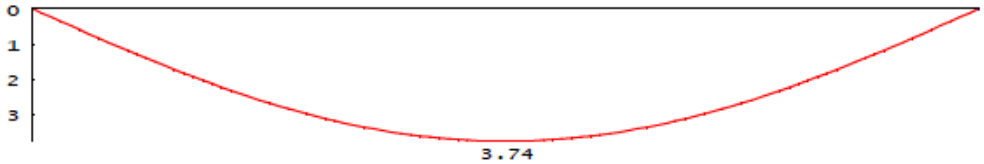
Action 2 envelope of moments M_{e1} [kNm]
M = 1 :40



Loadung 2 envelope of shear forces Q_{e1} [kN]
M = 1 :40



Action 2 envelope of deflections f_{e1} [mm]
M = 1 :40



Action 2

		max			min		
Field	x [m]	M_2 [kNm]	Q_2 [kN]	w_2 [mm]	M_2 [kNm]	Q_2 [kN]	w_2 [mm]
1	0.00	0.00	50.00	0.00	0.00	50.00	0.00
1	1.25	46.88	25.00	2.67	46.88	25.00	2.67
1	2.50*	62.50	0.00	3.74	62.50	0.00	3.74
1	3.75	46.88	-25.00	2.67	46.88	-25.00	2.67
1	5.00	0.00	-50.00	0.00	0.00	-50.00	0.00

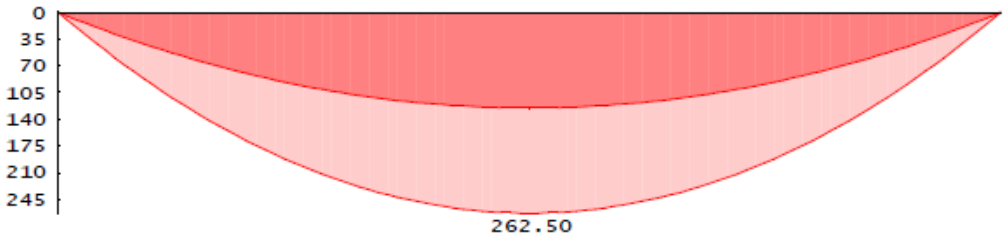
Support reactions

Action	support	max [kN]	min [kN]
1	A	100.00	100.00
	B	100.00	100.00
2	A	50.00	50.00
	B	50.00	50.00

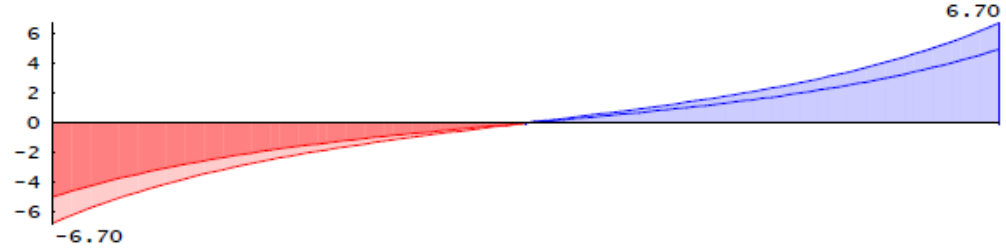
Load combinations

Combinations of loads by p. 6.4.3 MSZ EN 1990:2011
Basis of structural design.

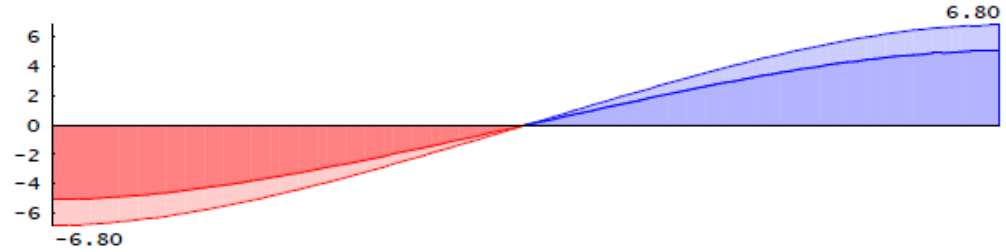
Moment M fundamental combinations [kNm]
M = 1 :40



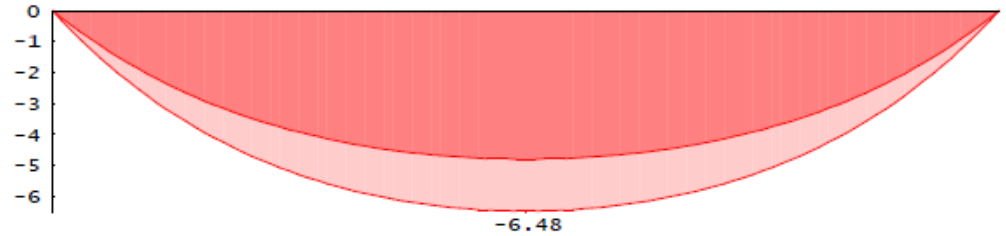
Moment Mw corresponded to moment M [kNm]
M = 1 :40



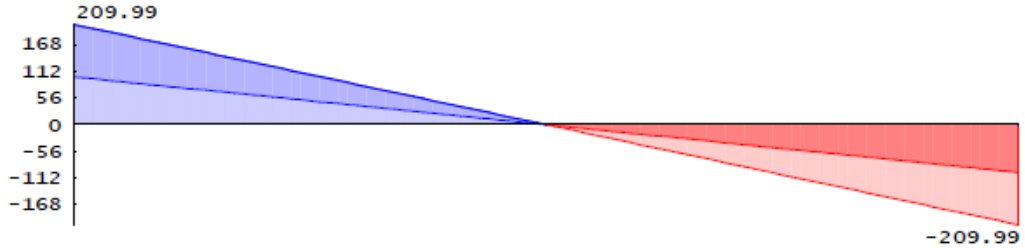
Moment Mk corresponded to moment M [kNm]
M = 1 :40



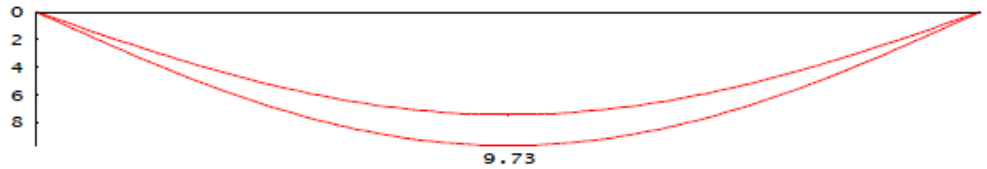
Bimoment B corresponded to moment M [kNm2]
M = 1 :40



Shear force Q fundamental combinations [kN]
M = 1 :40



Deflections w quasi-permanent combinations [mm]
M = 1 :40



Design combinations of momets, shear forces & deflections

Field	x [m]	max M_{Ed} [kNm]	max Q_{Ed} [kN]	max w_{Ed} [mm]	min M_{Ed} [kNm]	min Q_{Ed} [kN]	min w_{Ed} [mm]
1	0.00	0.0	210.0	0.00	0.0	100.0	0.00
1	1.25	196.9	105.0	6.93	93.8	50.0	5.33
1	2.50*	262.5	0.0	9.73	125.0	0.0	7.48
1	3.75	196.9	-50.0	6.93	93.8	-105.0	5.33
1	5.00	0.0	-100.0	0.00	0.0	-210.0	0.00

Combinations of support reactions

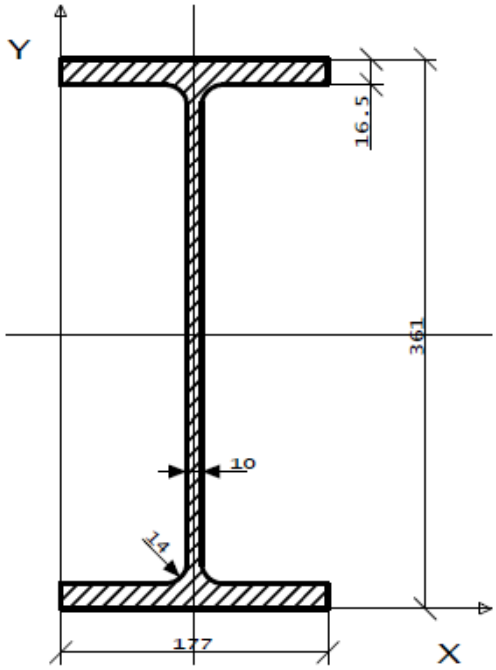
Combination	support	max [kN]	min [kN]
fundamental comb	A	210.00	100.00
	B	210.00	100.00

4. Вывод результатов

Beam crossection

Profile 35Б4 I-beam, GOST R 57837-2017

M = 1 : 5



Section parameters

height	h = 361mm	width	b = 177mm
flan thick.	t = 16.5mm	wall thick.	t_w = 10.0mm
area	A = 92.9cm²	2nd. moment	I_x =2.072e4cm⁴
1s.moment	S_x = 651 cm³	2nd. moment	I_y = 1529 cm⁴
StV tors.	I_t = 69.4cm⁴	warp.const.	I_ω =4.477e5cm⁶
pl.modul.	W_{pl} =1.30e3cm³	warp. area	ω = 158.4cm²
shearArea	A_v = 40.8cm²		

Material of the beam *S 275N/NL*

mod. elas.	E = 210 GPa	shear modul.	G = 80.8 GPa
yield st.	f_y = 275 MPa	shear str.	f_s = 159 MPa

Partial safety factors γ_{M0} = 1 γ_{M1} = 1

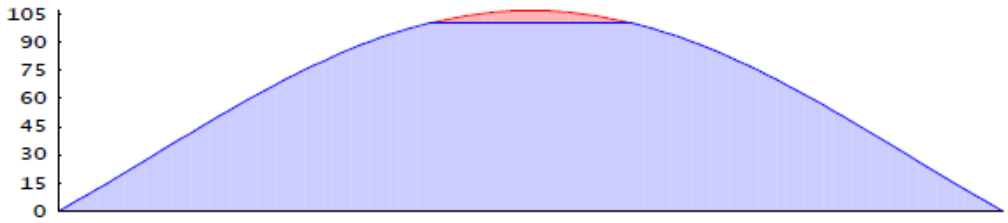
Calculation results beam of class 1 by MSZ EN 1993-1-1-2005.

Critic. combinations

N	act.	coef.	fields
1	1	1.35	1
	2	1.50	1

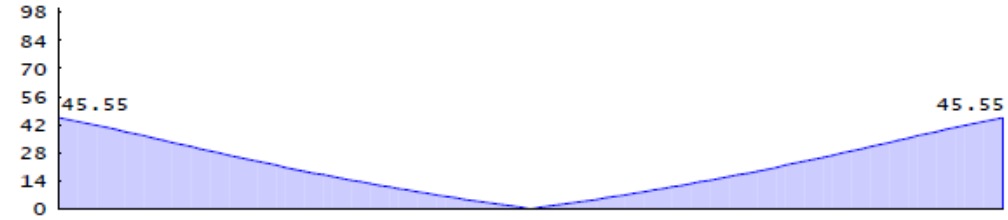
Strength calculation max moment M = 262kNm is achieved in field 1
bimoment B = 6.48kNm²
in cross-section with x = 2.50m combination N 1
strength condition $B_\omega/W_\omega/(f_y/\gamma_{M0})+(M/W/(f_y/\gamma_{M0}))^2$ =1.07 **NOT COMPLETE!**

Utilization factor by bending moment and bimoment [%]
M = 1 :40



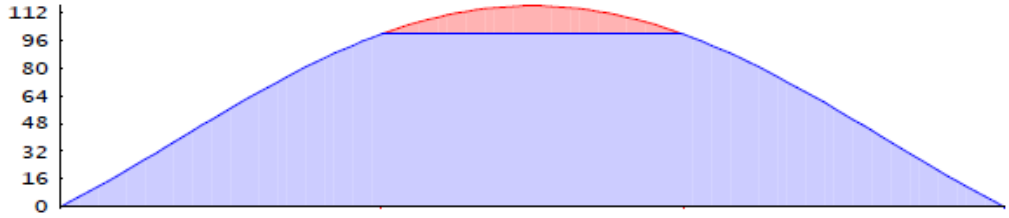
max shear force Q = 210kN in supp. B combin. N 1
corresp. moment M_t = 6.8kNm
condition (6.17) $Q/(A_v*f_s/\gamma_{M0})$ = 0.46 condition completed

Utilization factor by shear force and torsion moment [%]
M = 1 :40



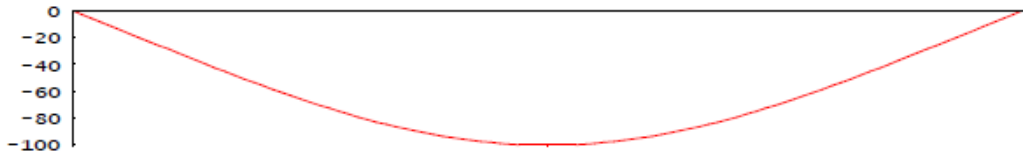
critical design situation are in the field N 1
in cross-section with x = 2.50m combination N 1
M = 262.5kNm Q= 0.0kN M_ω= 0.0кНм B = 6.5kNm²
Condition (6.32) M_f= 18.8kNm N_f= 637.3kN τ_f= 0.00MPa ρ=0.00
for top flange $M_f/M_{fpl,Rd}+(N_f/N_{f,Rd})^2$=1.16 **COND. NOT COMPLETED!**

Utilization factor by bending moment shear force & torsion moment [%]
M = 1 :40



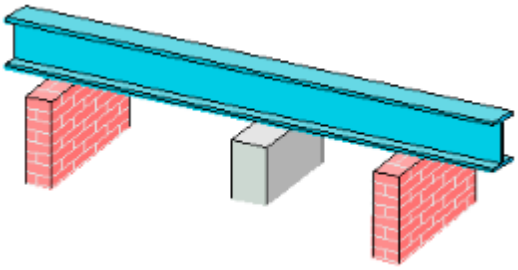
Stability of beam critical combination N 1 max moment M = 262kNm
M_{cr} = 287.9kNm λ_{LT} = 1.12 χ_{LT} = 0.53
condition (6.54) $M/(\chi_{LT}*W*f_y/\gamma_{M1})$=1.39 **COND. NOT COMPLETED!**

Bucling form [conventional units]
M = 1 :40



Расчет выполнен модулем t322 программы СТАТИКА 2021 © ООО Тексофт

325 – Стальная балка переменного сечения



Программа предназначена для расчёта многопролетной стальной балки переменного сечения по СП 16.13330.2017.

Возможно задание шарниров, консолей, примыкающих стоек, упругих опор, частичного или полного защемления крайних опор.

Могут задаваться распределённые и сосредоточенные нагрузки, а также температурные воздействия и осадки опор. Возможен учёт свободного и/или стеснённого кручения балки при смещённом относительно вертикальной плоскости симметрии положении нагрузки.

Расчётные сочетания усилий определяются автоматически, согласно СП 20.13330.2016.

Реализованы симметричные прокатные и несимметричные сварные двутавровые сечения с постоянной и/или кусочно-линейно меняющейся высотой профиля.

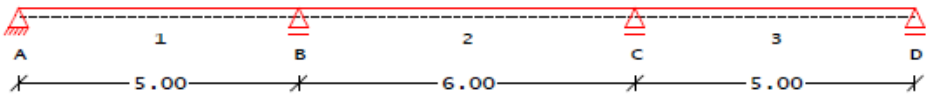
Расчет производится по упругой или упруго-пластической схеме с перераспределением усилий.

Проводятся расчеты прочности, устойчивости плоской формы изгиба балки, устойчивости стенки с установкой, при необходимости, ребер жесткости.

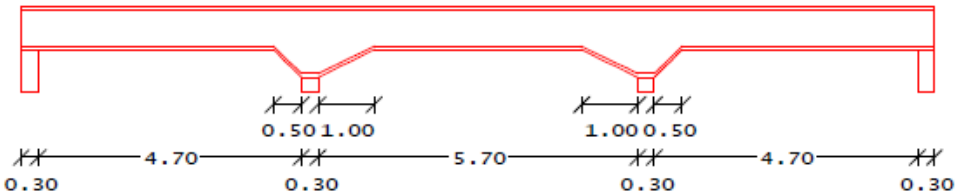
1. Расчётная схема и воздействия

Расчётная схема

M = 1 :135



M = 1 :135



Опоры

Опора	t [см]	Вут слева [m]	справа [m]	высота [см]
A	30.0			
B	30.0	0.5	1.0	50.0
C	30.0	1.0	0.5	50.0
D	30.0			

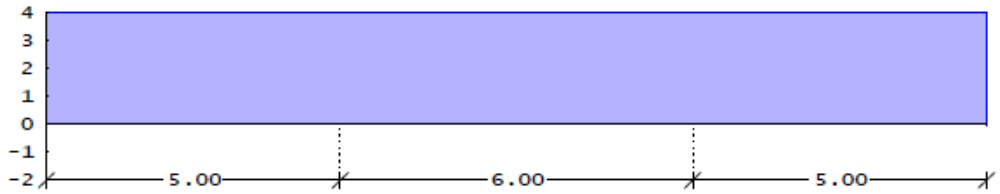
Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Собственный вес металлических конструкций
2	Кратковременное	Равномерно распределенная нагрузка - служебные помещения

2. Нагружение

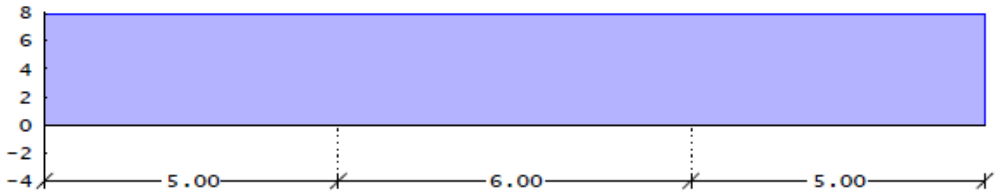
Нагружение

Нагружение 1 постоянные нагрузки γ_f = 1.05
М = 1 :128



	N. опора	Пролёт	a [м]	s [м]	$p_л$/P [кН/м, кН, кНм]	$p_п$/M
Равномерн.	1	1-3			4.00	

Нагружение 2 кратковременные нагрузки γ_f = 1.20
М = 1 :128

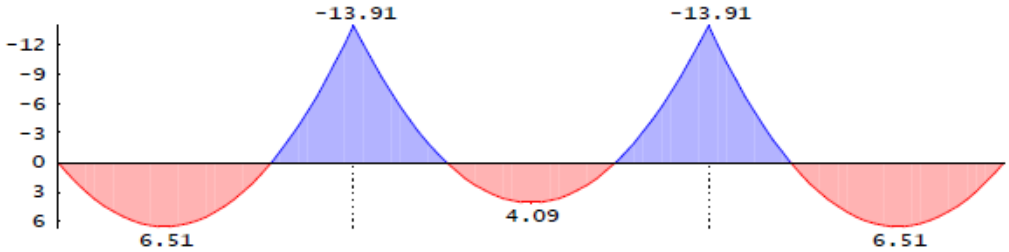


	N. опора	Пролёт	a [м]	s [м]	$p_л$/P [кН/м, кН, кНм]	$p_п$/M
Равномерн.	1	1-3			8.00	

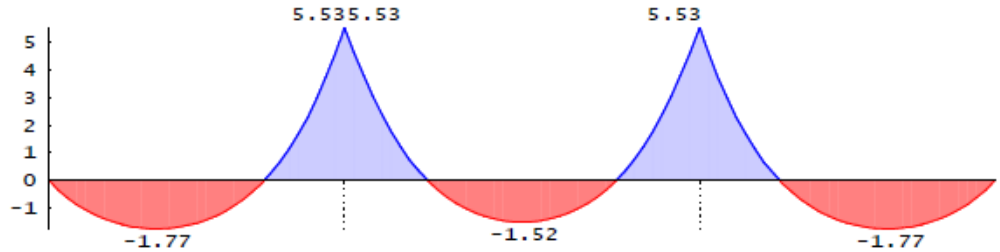
3. Определение внутренних силовых факторов

Усилия в сечении по линейно упругой теории

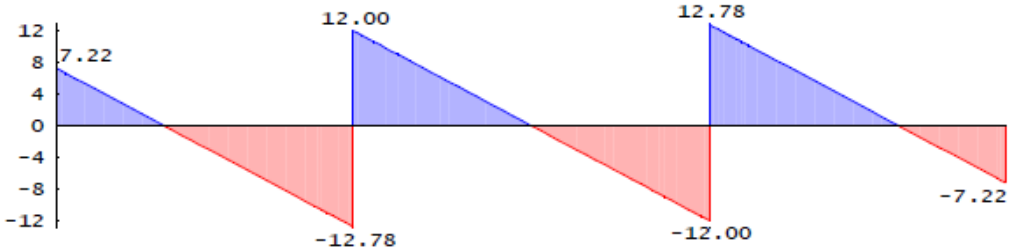
Нагружение 1 моменты $M_{упр}$ [кНм]
М = 1 :128



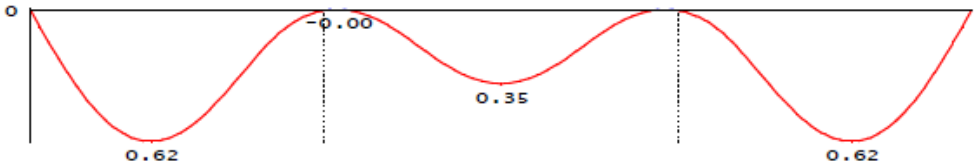
Нагружение 1 Бимоменты B, соответств. моментам $M_{упр}$ [0.1кНм2]
М = 1 :128



Нагружение 1 поперечные силы $Q_{упр}$ [кН]
М = 1 :128



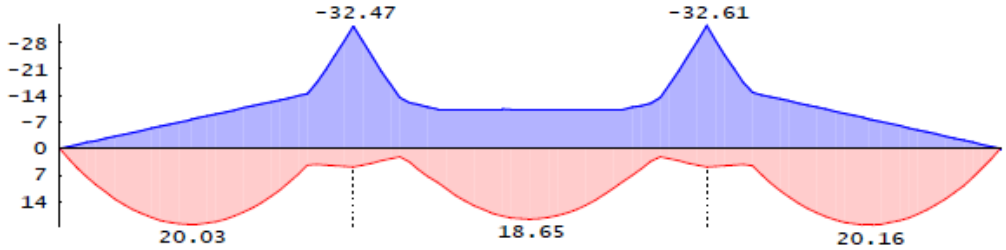
Нагружение 1 прогибы $f_{упр}$ [мм]
М = 1 :128



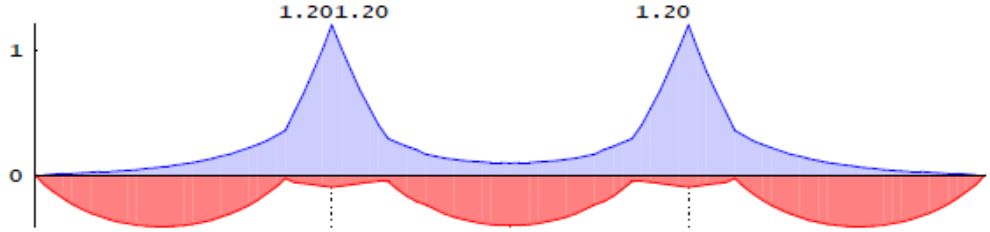
Нагружение 1

		max			min		
Про лет	x [м]	M_1 [кНм]	Q_1 [кН]	w_1 [мм]	M_1 [кНм]	Q_1 [кН]	w_1 [мм]
1	0.00	0.00	7.22	0.00	0.00	7.22	0.00
1	1.80*	6.51	0.00	0.61	6.51	0.00	0.61
1	2.05*	6.39	-0.96	0.62	6.39	-0.96	0.62
1	5.00	-13.91	-12.78	0.00	-13.91	-12.78	0.00
2	0.00	-13.91	-12.78	0.00	-13.91	-12.78	0.00
2	0.21*	-11.51	11.17	-0.00	-11.51	11.17	-0.00
2	3.00*	4.09	-0.00	0.35	4.09	-0.00	0.35
2	5.79*	-11.51	-11.17	-0.00	-11.51	-11.17	-0.00
2	6.00	-13.91	-12.00	0.00	-13.91	-12.00	0.00
3	0.00	-13.91	12.78	0.00	-13.91	12.78	0.00
3	2.95*	6.39	0.96	0.62	6.39	0.96	0.62
3	3.20*	6.51	-0.00	0.61	6.51	-0.00	0.61
3	5.00	0.00	-7.22	0.00	0.00	-7.22	0.00

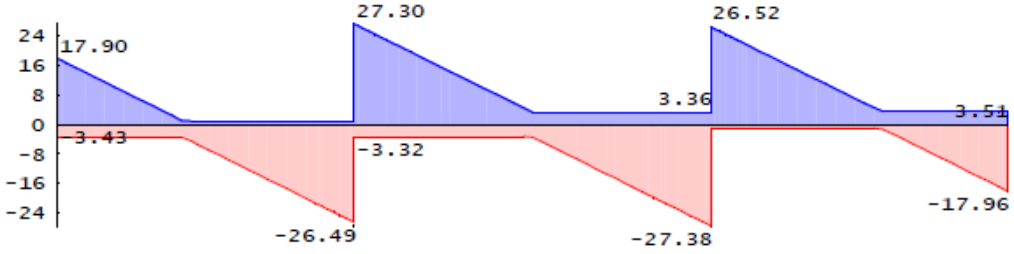
Нагружение 2 огибающая моментов $M_{упр}$ [кНм]
М = 1 :128



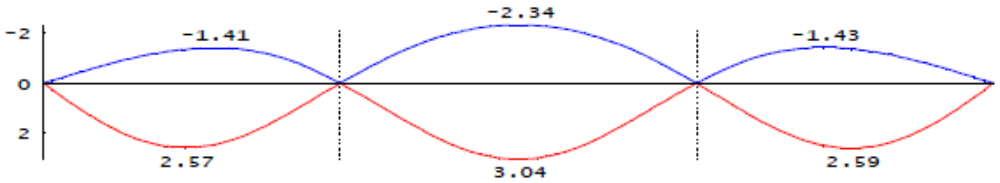
Нагружение 2 Бимоменты B, соответствующие моментам $M_{упр}$ [кНм2]
М = 1 :128



Нагружение 2 огибающая поперечных сил $Q_{упр}$ [кН]
М = 1 :128



Нагружение 2 огибающая прогибов $f_{упр}$ [мм]
М = 1 :128



Нагружение 2

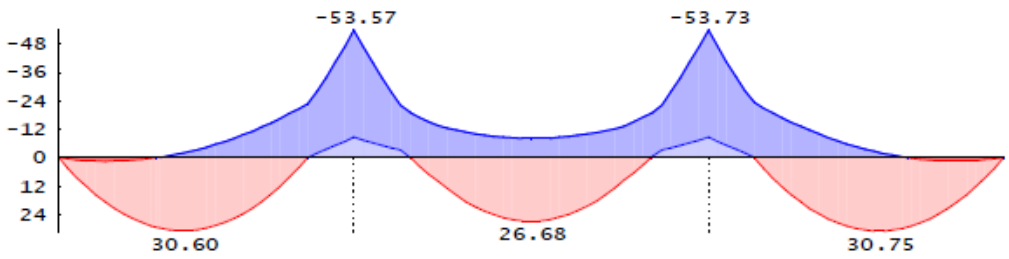
		max			min		
Пролет	x [м]	M_z [кНм]	Q_z [кН]	w_z [мм]	M_z [кНм]	Q_z [кН]	w_z [мм]
1	0.00	0.00	17.90	0.00	0.00	-3.43	0.00
1	2.24*	20.03	0.98	2.56	-7.68	-4.41	-1.32
1	2.39*	19.91	0.96	2.57	-8.21	-5.64	-1.36
1	2.87*	18.43	0.96	2.45	-9.84	-9.42	-1.41
1	5.00	4.82	0.96	0.00	-32.48	-26.50	0.00
2	0.00	4.82	27.30	0.00	-32.48	-3.32	0.00
2	2.99*	18.65	3.42	3.03	-10.35	-3.38	-2.34
2	3.00*	18.65	3.40	3.04	-10.35	-3.38	-2.34
2	3.00*	18.65	3.36	3.04	-10.35	-3.40	-2.34
2	6.00	4.87	3.36	0.00	-32.61	-27.38	0.00
3	0.00	4.87	26.52	0.00	-32.61	-0.97	0.00
3	2.14*	18.64	9.37	2.48	-10.02	-0.97	-1.43
3	2.60*	20.04	5.70	2.59	-8.41	-0.97	-1.38
3	2.76*	20.16	4.49	2.58	-7.88	-0.98	-1.34
3	5.00	0.00	3.51	0.00	0.00	-17.96	0.00

Реакции опор

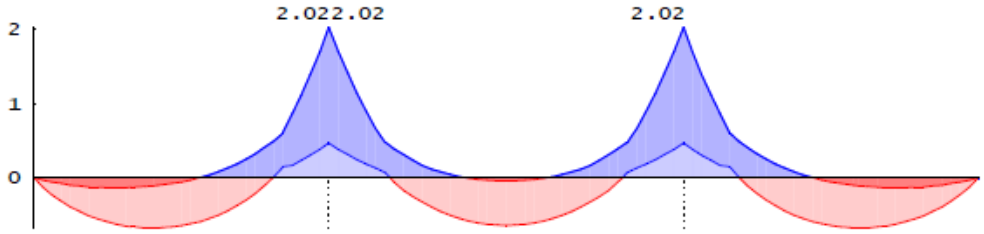
Нагружение	опора	max [кН]	min [кН]
1	A	7.22	7.22
	B	24.78	24.78
	C	24.78	24.78
	D	7.22	7.22
2	A	17.90	-3.43
	B	53.80	-4.28
	C	53.90	-4.34
	D	17.96	-3.51

РСУ Сочетания усилий согласно СП 20.13330.2016

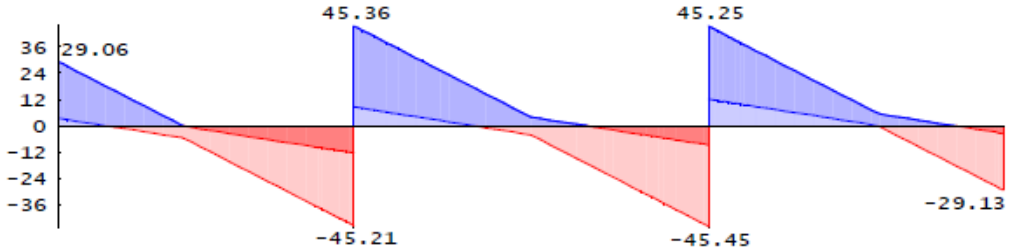
Момент M [кНм] основные сочетания усилий
M = 1 :128



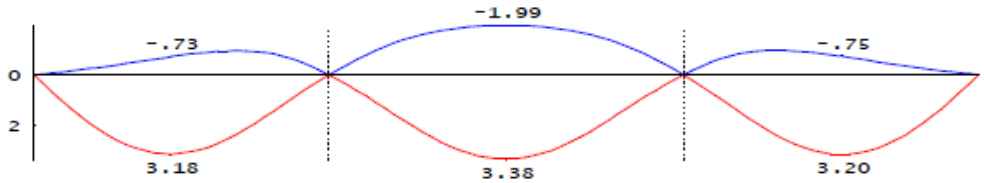
Бимомент Bw соответствующий моментам M основных РСУ [кНм2]
M = 1 :128



Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий
M = 1 :128



Прогибы [мм] основные сочетания усилий
M = 1 :128



Расчетные сочетания усилий и перемещений

		max			min		
Пролет	x [м]	$M_{РСУ}$ [кНм]	$Q_{РСУ}$ [кН]	$w_{РСУ}$ [мм]	$M_{РСУ}$ [кНм]	$Q_{РСУ}$ [кН]	$w_{РСУ}$ [мм]
1	0.00	0.00	29.06	0.00	0.00	3.46	0.00
1	2.11*	30.60	0.14	3.14	-2.02	-5.52	-0.66
1	2.31*	30.28	-0.97	3.18	-3.22	-8.10	-0.73
1	5.00	-8.82	-12.26	0.00	-53.57	-45.21	0.00
2	0.00	-8.82	-12.26	0.00	-53.57	-45.21	0.00
2	2.99*	26.68	4.11	3.38	-8.12	-4.03	-1.99
2	3.00*	26.68	4.08	3.38	-8.12	-4.04	-1.99
2	6.00	-8.76	-8.56	0.00	-53.74	-45.46	0.00
3	0.00	-8.76	-8.56	0.00	-53.74	-45.46	0.00
3	2.69*	30.44	8.18	3.20	-3.45	0.97	-0.75
3	2.89*	30.75	5.67	3.17	-2.24	-0.17	-0.68
3	5.00	0.00	-3.37	0.00	0.00	-29.13	0.00

Сочетания реакций в опорах

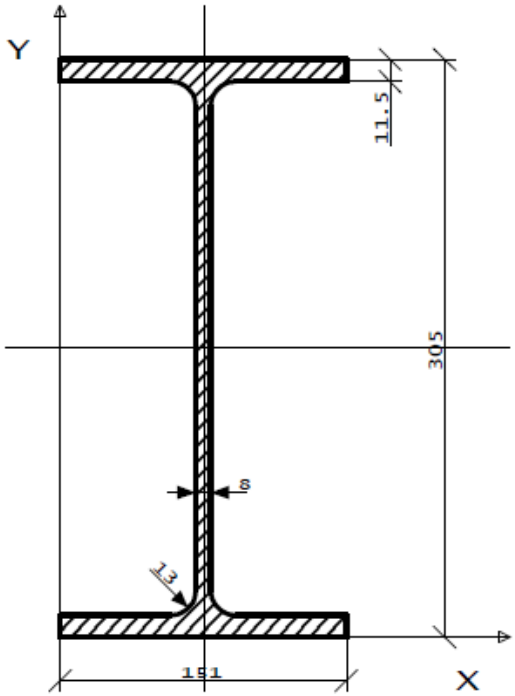
Сочетание	опора	max [кН]	min [кН]
основные РСУ	A	29.06	3.46
	B	90.58	20.88
	C	90.70	20.81
	D	29.13	3.37

4. Вывод результатов

Сечение балки

Профиль 30Б3 двутавр балочный, ГОСТ Р 57837-2017

М = 1 : 4



Параметры сечения

высота	h = 305мм	ширина	b = 151мм
толщ.полки	t = 11.5мм	толщ.стенки	t_w = 8.0мм
площадь	A = 58.7см²	мом.инерции	I_x = 9255 см⁴
ст.момент	S_x = 344 см³	мом.инерции	I_y = 661.9см⁴
св.круч.	I_t = 23.0см⁴	сект.момент	I_ω =1.405e5см⁶
мом.сопр.	W = 607 см³	сект. площ.	ω = 114.3см²

Материал балки *сталь С 275, С275 ГОСТ 27772-88*

мод.упруг.	E = 206 ГПА	мод.сдвига	G = 79.2 ГПа
сопр.изг.	R_y = 270 МПА	сопр.сдвигу	R_s = 157 МПа

Результаты расчета балки 1 класса по СП 16.13330.2017, gamma_c=1.00

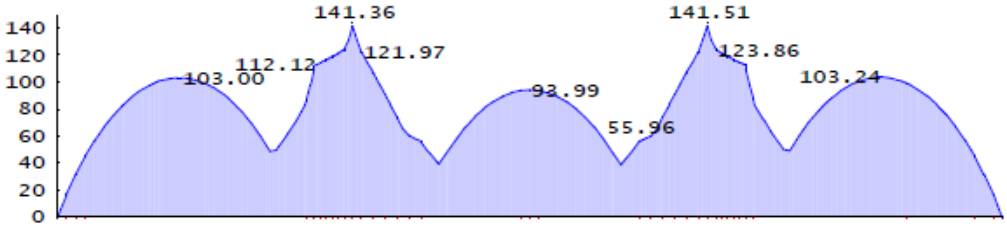
Критические РСУ

N	нагр	коэф.	пролеты	N	нагр	коэф.	пролеты
1	1	1.05	123	2	1	1.05	123
	2	1.20	23		2	1.20	13

Расчет на прочность макс. момент M = 53.7кНм в опоре C при РСУ N 1

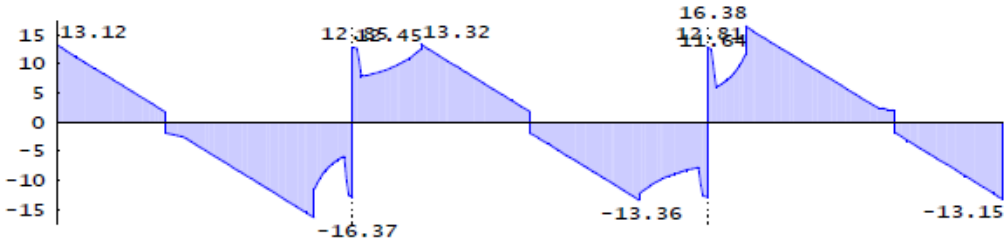
условие (43) $(B*\omega/I_\omega+M/W)/(R_y*\gamma_c)$ = 0.52 условие выполнено

Напряжения нормальные sigma_x [МПа]
М = 1 :128



макс.поп.сила Q = 36.3кН достигается в пролете 3
при РСУ N 1 в сечении с координатой x = 0.65м
условие (42) $Q*S/(I*t_w*R_s*\gamma_c)$ = 0.10 условие выполнено

Напряжения касательные tau_xy [МПа]
М = 1 :128

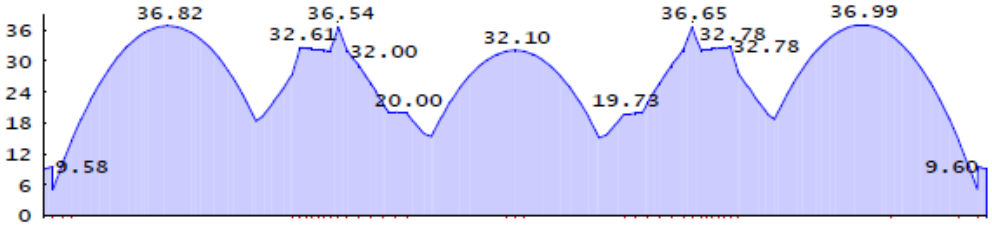


макс.лок.нагр. Q = 260кН/м в опоре C при РСУ N 1
условие (46) $\sigma_{loc}/(R_y*\gamma_c)$= 0.12 условие выполнено

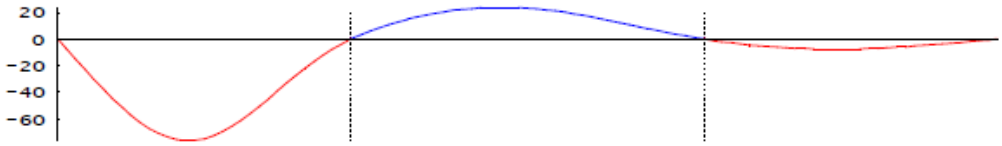
Напряжения локальные sigma_loc [МПа]
М = 1 :128

макс. эквивал. напряжения достигаются в пролете 3
при РСУ N 2 в сечении с координатой x = 2.89м
sigma_x= -43МПа sigma_y= -0МПа tau_xy= -0МПа
условие (44) $\sigma_{экв}*0.87/(R_y*\gamma_c)$= 0.14 условие выполнено

Напряжения эквивалентные sigma_экв [МПа]
М = 1 :128

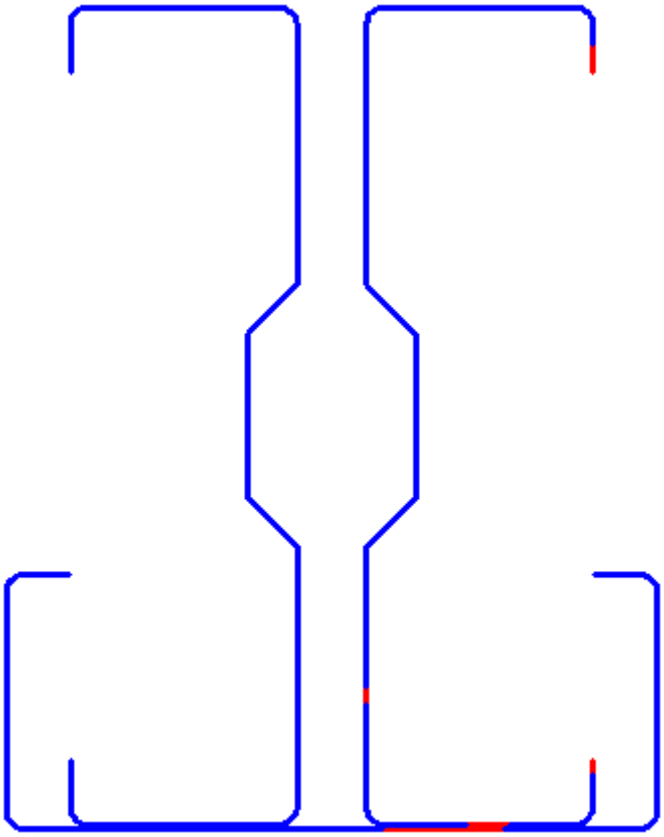


```
Устойчивость балки  наиболее опасное РСУ N 1 макс.момент M =    53.7кНм
                                   критический момент M =     180кНм
                    коэффиц.     ψ = 6.84   коэф.устойч. φb =    0.88
условие (70)        (M/(φb*Wc)+B/Wω)/(Ry*γc)=0.98   условие выполнено

Форма потери устойчивости [условные единицы]
M = 1 :128
```



Расчет выполнен модулем t325 программы СТАТИКА 2021 © ООО Тексофт

330 – Несущий элемент из тонкостенных гнутых профилей



Программа предназначена для расчета стальных стержневых несущих элементов, сечение которых состоит из тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей швеллерного типа. Расчеты прочности и устойчивости элемента проводятся в соответствии с требованиями СНиП II-23-81* [1] и СП 53-102-2004 [2]. В тех случаях, когда соотношение длины линейных участков профиля и его толщины не обеспечивает локальной устойчивости стенки и/или полки, производится редуцирование сечения и расчет с уменьшенными прочностными характеристиками.

1. Расчетная схема

В программе рассматриваются три расчетных схемы: однопролетная защемленная балка, однопролетная свободно опертая балка и участок стержня между закреплениями.

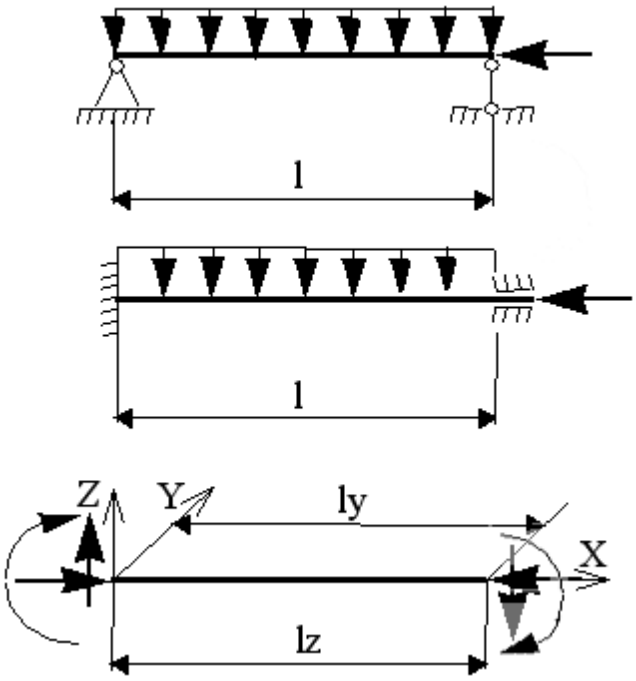


Рис. 1

2. Нагрузки

В программе задаются расчетные сочетания усилий. Варианты приложения нагрузок приведены на рис.2. Нагрузки считаются приложенными в центре кручения сечения.

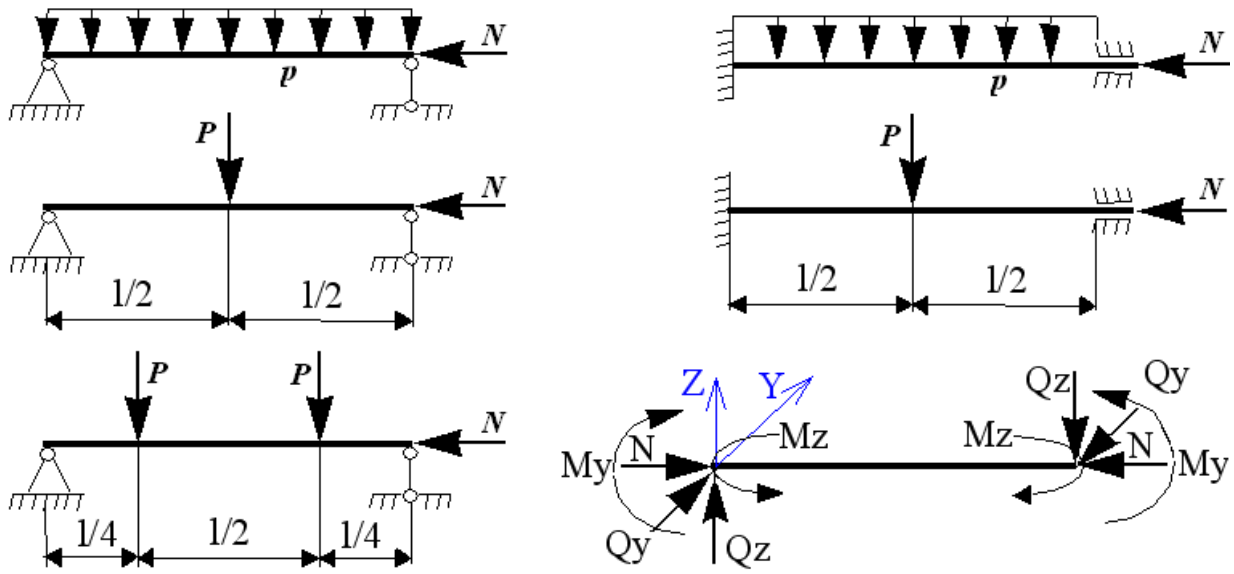


Рис. 2

3. Сечение

Возможен расчет элемента, состоящий как из одиночного профиля, так и составленного из двух, трех или четырех профилей. Возможные варианты составных сечений приведены на рис.3.

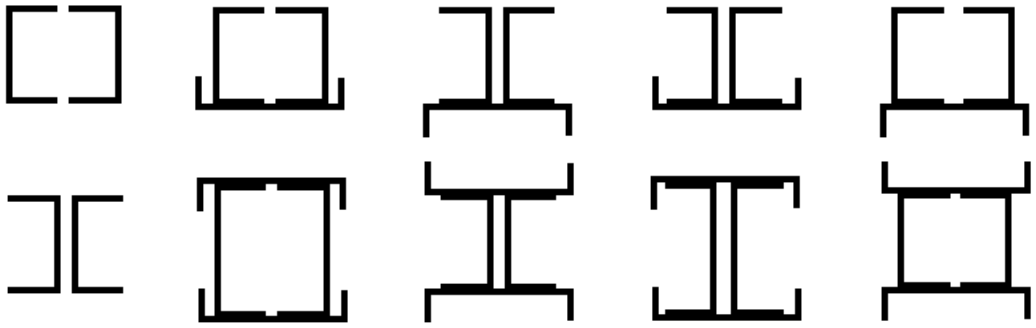


Рис. 3

Горизонтально и вертикально расположенные профили различны. Форма и размеры профилей задаются пользователем и, в зависимости от наличия и величины тех или иных параметров, могут приобретать различный вид, как это показано на рис.4. Сечение всегда считается расположенным таким образом, что $I_y \geq I_z$.

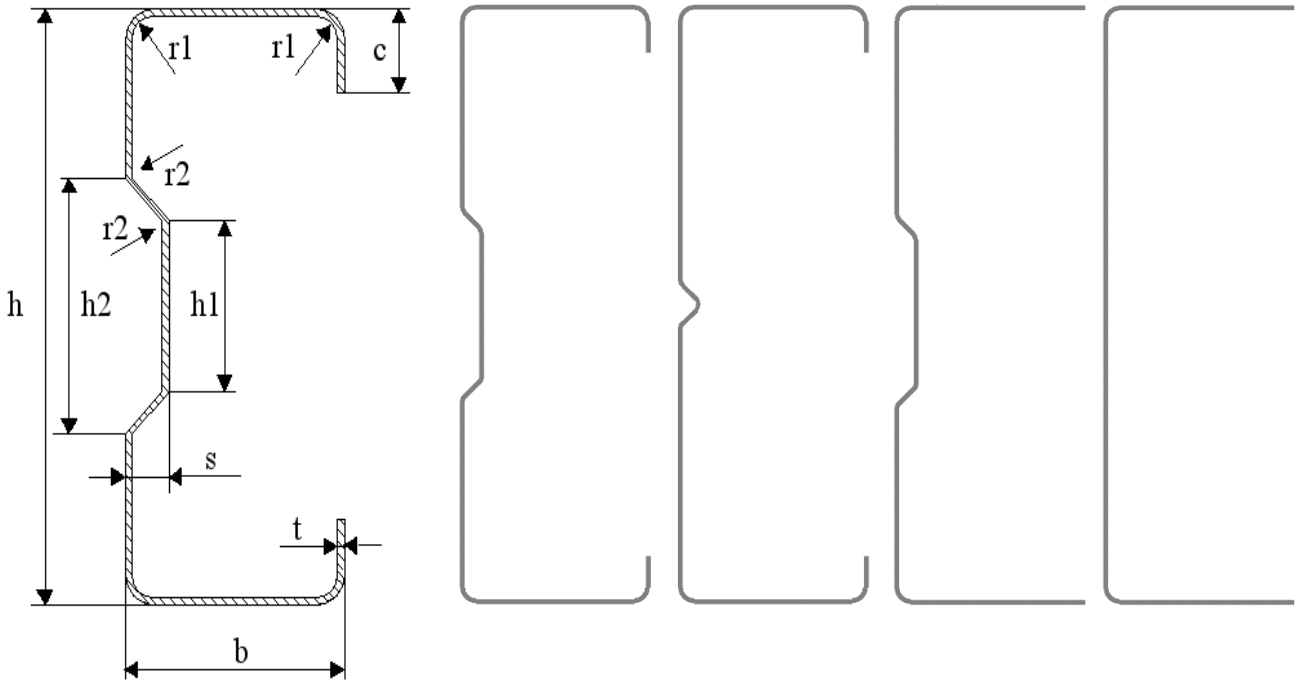


Рис. 4

4. Расчет

Расчет элемента с исходным сечением осуществляется в соответствии с требованиями СНиП II-23-81* и СП 53-102-2004. То есть, если расчетная схема и нагрузки таковы, что необходимо провести расчет изгибаемого элемента, то производятся проверки по нормальным, касательным и эквивалентным напряжениям по пп. 5.12, 5.14, 5.17 СНиП II-23-81*, а также проверка устойчивости плоской формы изгиба (ПФИ) по 5.15 СНиП II-23-81*. Сжато изгибаемые элементы проверяются по нормальным напряжениям (формула (50) 5.25 СНиП II-23-81*). Затем, в зависимости от величин эксцентриситетов по пп. 5.3 или 5.27 СНиП II-23-81*, на устойчивость в обеих плоскостях. Коэффициенты продольного изгиба в программе рассчитываются тем же способом, как и при составлении таблиц 72-74 СНиП II-23-81*, описанным в пп. 5.7, 5.35 Пособия [3]. В зависимости от наличия или отсутствия в нагрузке момента M_z, элемент проверяется либо на устойчивость при совместном действии нагрузок в разных плоскостях (п. 5.34 СНиП II-23-81*), либо на потерю устойчивости из плоскости максимальной жесткости (п. 5.30 СНиП II-23-81*).

5. Редуцирование сечения

В элементах из тонкостенных гнутых профилей, как правило, не соблюдаются соотношения между шириной полки и/или высотой стенки и толщиной профиля, обеспечивающие их локальную устойчивость. Это приводит к локальному выпучиванию отдельных участков элемента, как это показано на рис.5. Локальная потеря устойчивости отдельных участков элемента не приводит к исчерпанию его несущей способности, но должна быть каким-то образом учтена при расчете последней. В СНиП II-23-81* это учитывается в п. 7.20* путем редуцирования (уменьшения) площади сечения элемента. К сожалению, в СНиП II-23-81* приведено правило

редуцирования только для одного частного случая: центрального сжатия. Правила редуцирования сечения для общего случая нагружения элемента изложены в Еврокоде 3 [4]. Из рис.6 видно, что правила редуцирования сечения в единственном, изложенном в СНиП II-23-81* случае, совпадают с правилами Еврокода 3, поскольку получаются из решения одной и той же задачи механики, при этом в СНиП II-23-81* вместо непосредственного решения приведена его кусочная интерполяция. Это позволяет использовать правила редуцирования сечения, изложенные в Еврокоде 3, и в общем случае нагружения элемента.

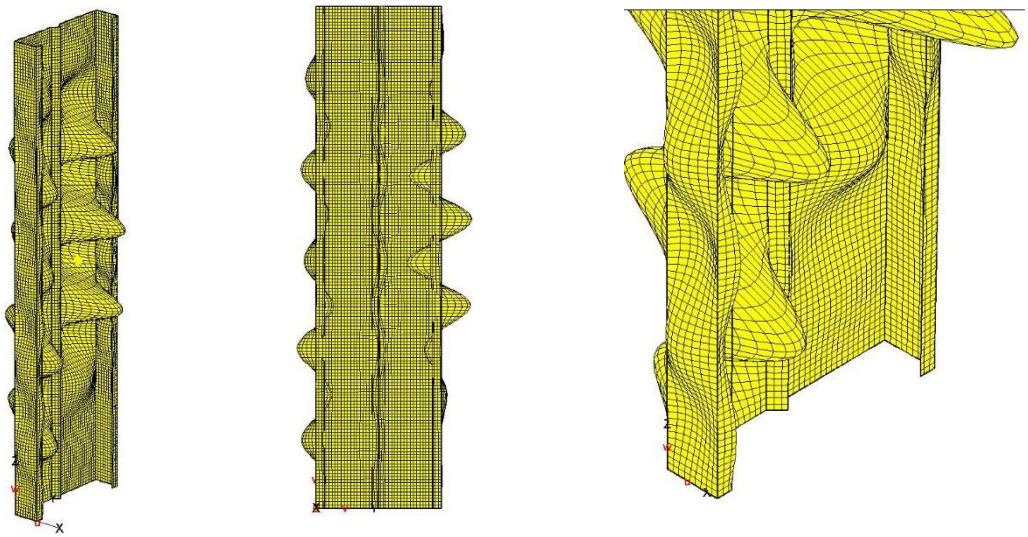


Рис. 5

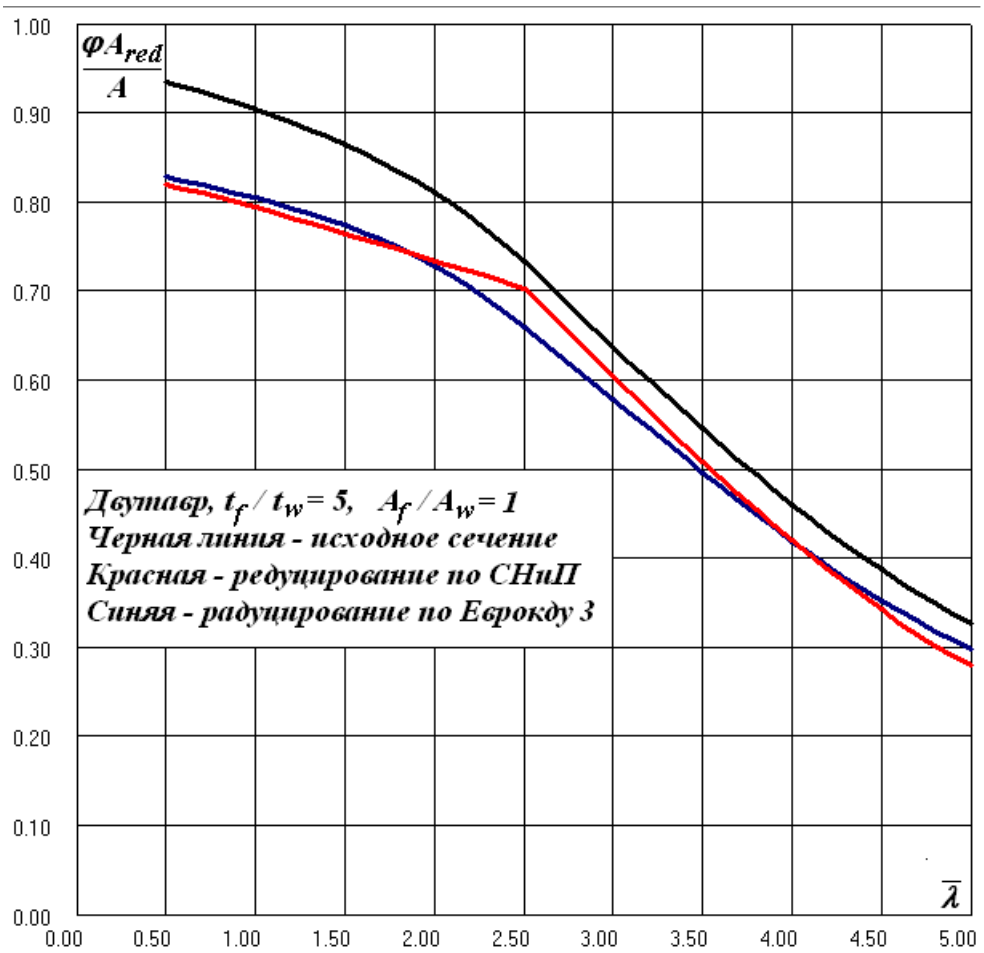


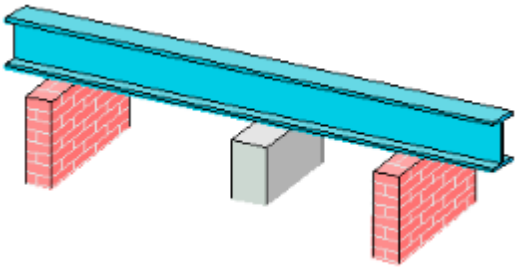
Рис. 6

Редуцирование сечения производится по фактическому напряженному состоянию элемента с использованием итераций так, чтобы распределение напряжений в сечении, учитываемое при определении отбрасываемых участков, соответствовало характеристикам редуцированного сечения, как этого требуют правила Еврокода 3. Элемент с редуцированным сечением поверяется на прочность и устойчивость аналогично элементу с исходным сечением, как это описано в разделе 4.

Литература

1. СНиП II-23-81*, Стальные конструкции. Госстрой СССР, 1982.
2. СП 53-102-2004, Общие правила проектирования стальных конструкций. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 2004.
3. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81*). ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 1989.
4. 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, 2004.

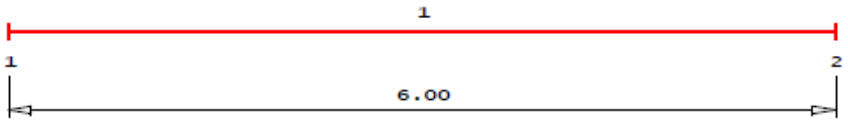
340 – Многопролетная балка



Программа предназначена для расчёта внутренних силовых факторов и устойчивости многопролетной балки, при произвольном нагружении и закреплении. Расчет производится с учетом растяжения-сжатия, изгиба в двух плоскостях, свободного и тесненного кручения. Возможно задание любых типов закреплений и шарниров: жестких и/или упругих, накладываемых на любую из 7-и степеней свободы, а также упругого основания. В качестве нагрузок задаются распределенные силы и моменты, а также сосредоточенные силы, моменты и бимомент. Рассчитываются внутренние силовые факторы по упругой теории, критическая нагрузка и форма потери устойчивости. Для устойчивой балки возможен расчет внутренних силовых факторов по теории II порядка, в том числе и с учетом несовершенств. В качестве сечения используются прокатные двутавры и швеллеры.

1. Расчетная схема

Расчётная схема
М = 1 :55



Длины пролётов [м] l_1 = 6.00

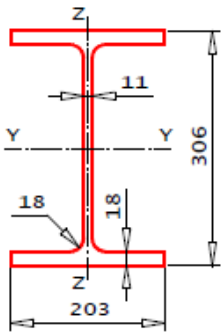
Жёсткое закрепление

№ опоры	Степени свободы X	Y	Z	Rx	Ry	Rz	B	Точка закрепления y[см]	z[см]
1	+	+	+	+				0.0	0.0
2		+	+	+				0.0	0.0

2. Сечение

Сечение
М = 1 :10

двутавр широкополочный, ГОСТ Р 57837-201 *I 30Ш3*



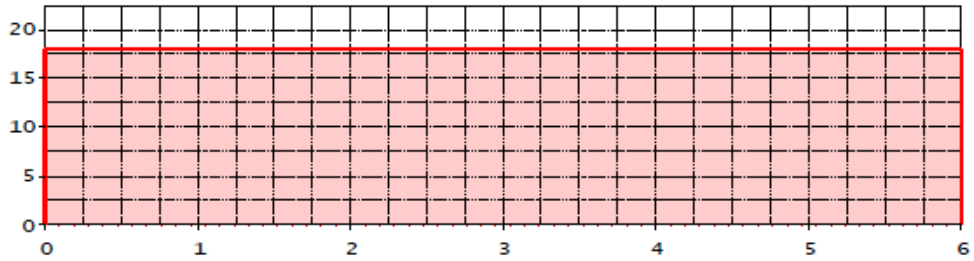
Площадь	A	=	105.56	см²
Главные моменты инерции	I_y	=	17455	см⁴
	I_z	=	2515	см⁴
Геометрическая жёсткость на кручение	I_t	=	104	см⁴
Секториальный момент инерции	C_m	=	511705	см⁶
Координаты центра кручения	y_m	=	-0.0	см
	z_m	=	-0.0	см
Линейная плотность			82.9	кг/м

Дополнительные параметры	i_m	=	13.8	см
	r_y	=	0.0	см
	r_z	=	0.0	см
	r_φ	=	0.0	

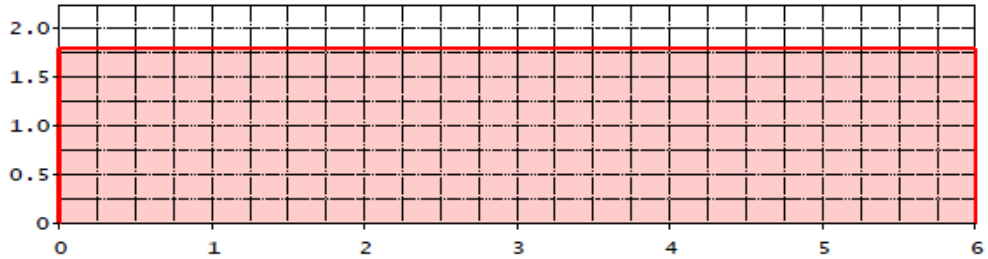
Материал	Модуль упругости	E	= $2.06 \cdot 10^5$	МПа
	Модуль сдвига	G	= $7.9 \cdot 10^4$	МПа
	Коэфф. линейного расширения	α	= $1.2 \cdot 10^{-5}$	$^\circ C^{-1}$

3. Нагрузки

Нагрузка вдоль оси Z, [кН/м]



Моменты вокруг осиX, [кНм/м]



Равномерно распределённая нагрузка

От пролёта	До пролёта	Направл.	p [кН/м]	y [см]	z [см]
1	1	Z	18.00	10.0	10.0

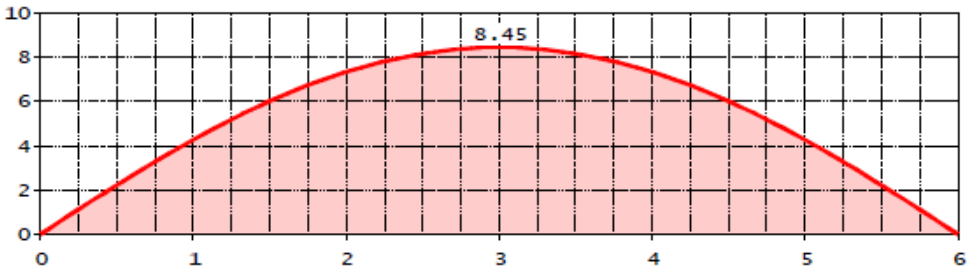
В нагружении балки собственный вес не учитывается

4. Расчет

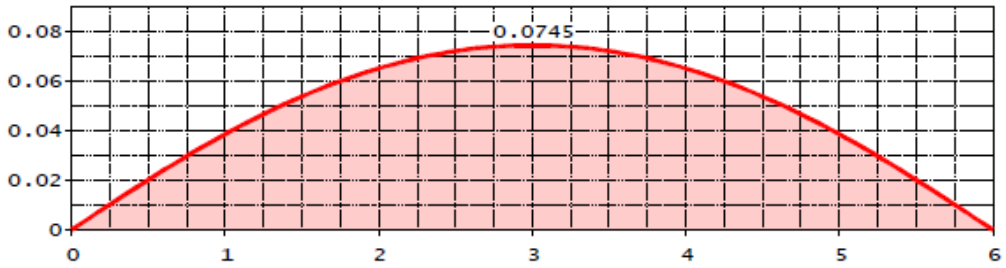
Реакции опор

Опора	Pz[кН]	Mx[кНм]
1	-54.00	-5.40
2	-54.00	-5.40

Перемещение w, [мм]



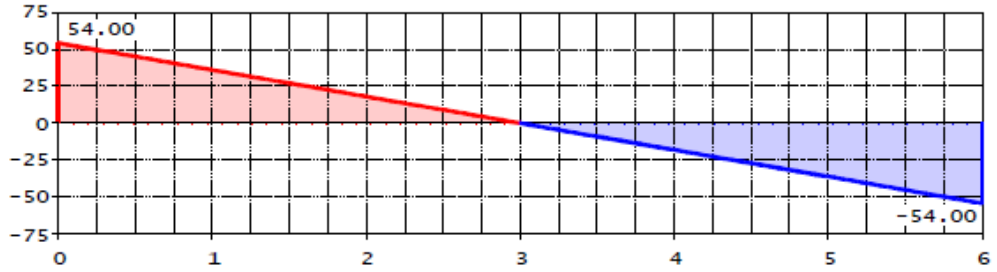
Угол поворота сечения θ, [рад]



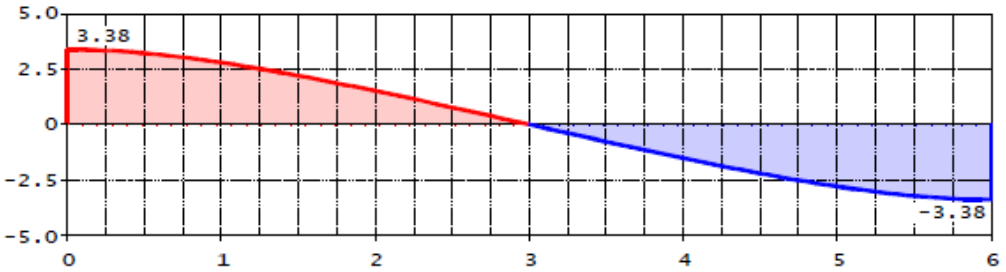
Перемещения

x[м]	w[мм]	θ[рад]
0.00	0.00	0.0000
0.50	2.22	0.0202
1.00	4.28	0.0386
1.50	6.02	0.0538
2.00	7.34	0.0651
2.50	8.17	0.0721
3.00	8.45	0.0745
3.50	8.17	0.0721
4.00	7.34	0.0651
4.50	6.02	0.0538
5.00	4.28	0.0386
5.50	2.22	0.0202
6.00	0.00	0.0000

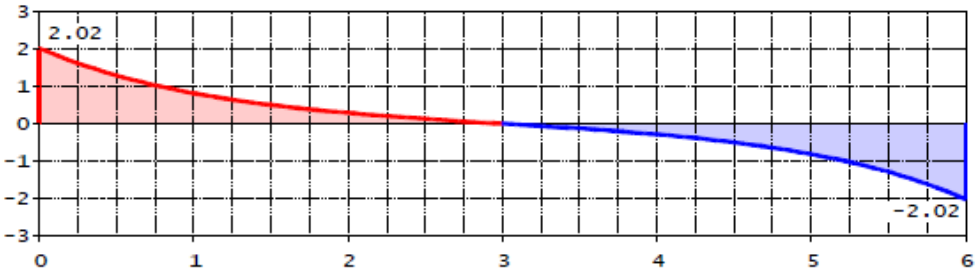
Поперечная сила Qz, [кН]



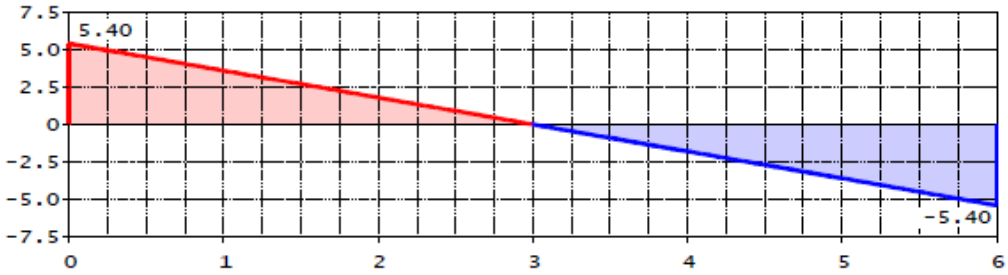
Крутящий момент чистого кручения Mt, [кНм]



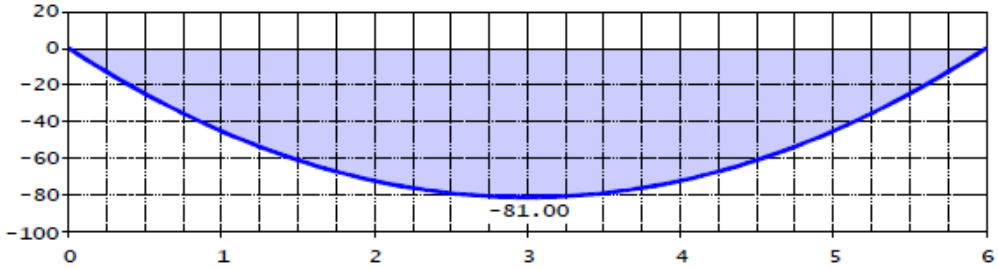
Крутящий момент стеснённого кручения Mh, [кНм]



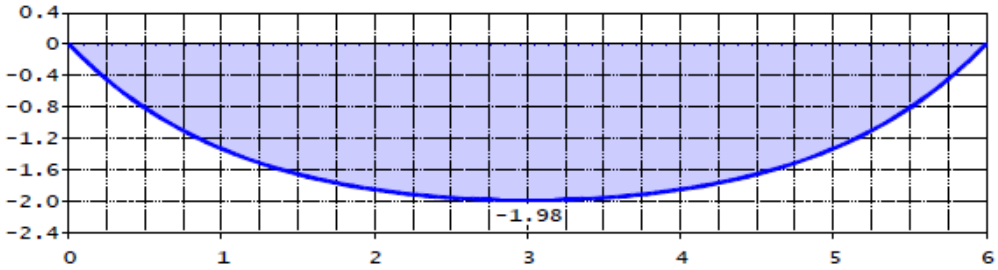
Крутящий момент *Mx*, [кНм]



Изгибающий момент *My*, [кНм]



Бимомент, [кНм^2]



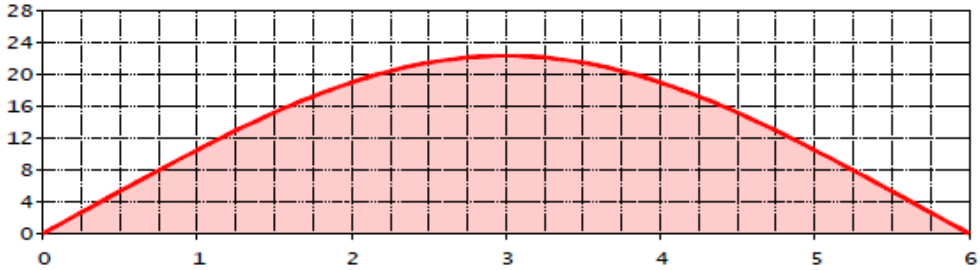
Внутренние усилия

x[м]	*Qz*[кН]	*Mx*[кНм]	*My*[кНм]	*B*[кНм^2]
0.00	54.00	5.40	0.00	0.00
0.50	45.00	4.50	-24.75	-0.81
1.00	36.00	3.60	-45.00	-1.33
1.50	27.00	2.70	-60.75	-1.66
2.00	18.00	1.80	-72.00	-1.85
2.50	9.00	0.90	-78.75	-1.95
3.00	0.00	0.00	-81.00	-1.98
3.50	-9.00	-0.90	-78.75	-1.95
4.00	-18.00	-1.80	-72.00	-1.85
4.50	-27.00	-2.70	-60.75	-1.66
5.00	-36.00	-3.60	-45.00	-1.33
5.50	-45.00	-4.50	-24.75	-0.81
6.00	-54.00	-5.40	0.00	0.00

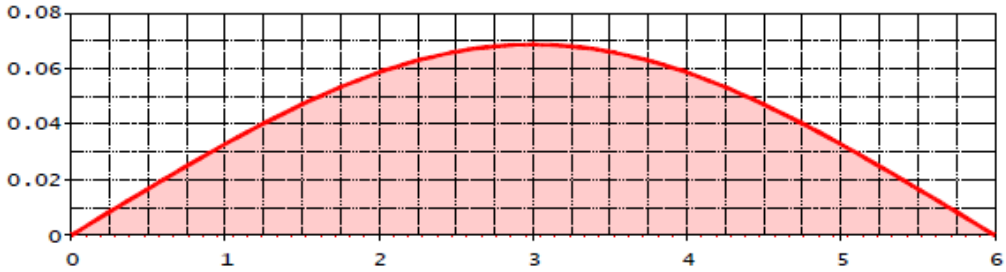
Расчёт по теории II порядка

Система устойчива
Коэффициент критической нагрузки η = 6.52

Перемещение v (форма потери устойчивости), [мм]



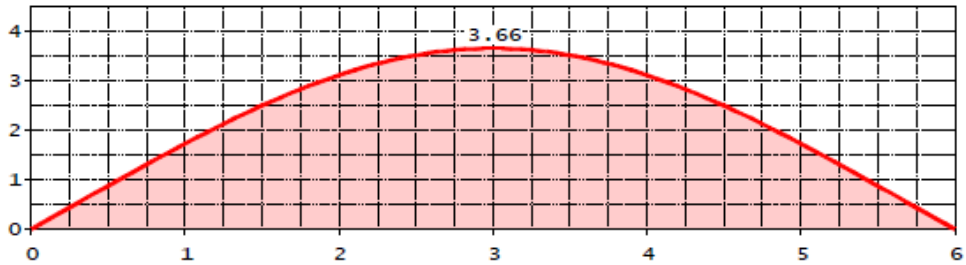
Угол поворота сечения θ (форма потери устойчивости), [рад]



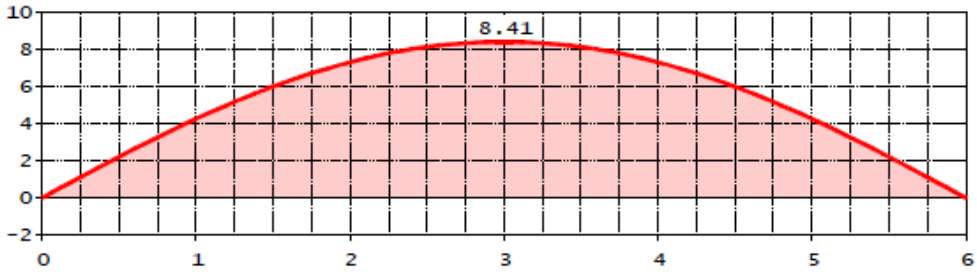
Реакции опор

Опора	Pz[кН]	Mx[кНм]
1	-54.00	-5.25
2	-54.00	-5.25

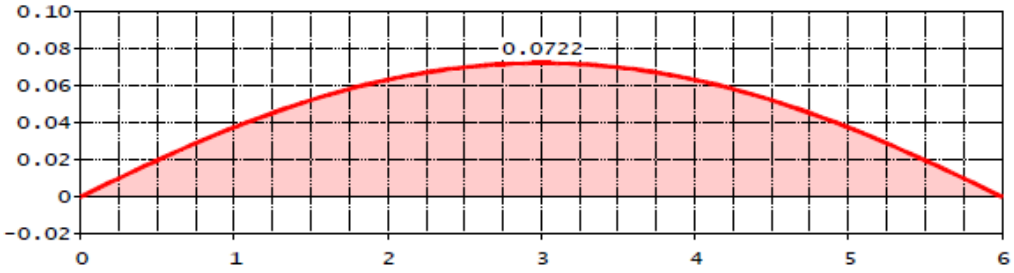
Перемещение v, [мм]



Перемещение w, [мм]



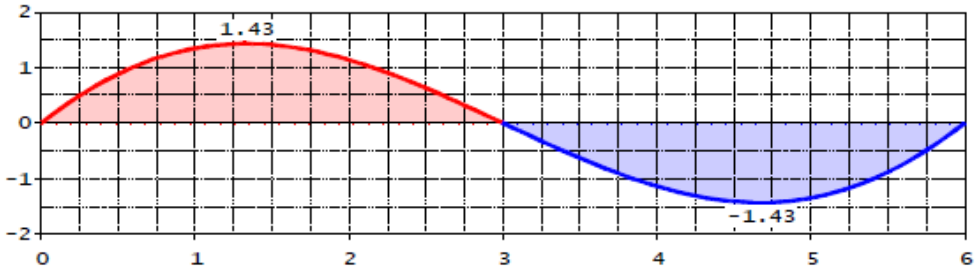
Угол поворота сечения θ, [рад]



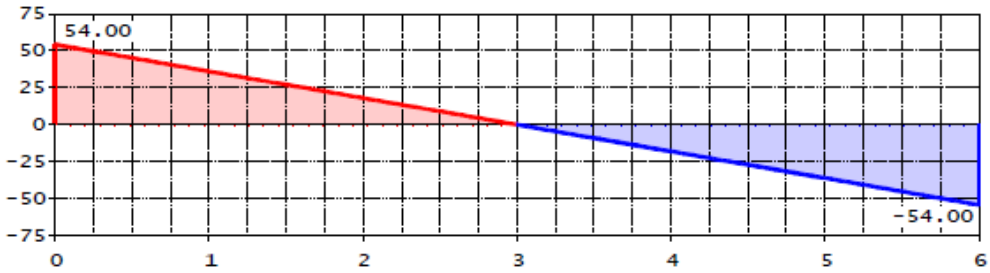
Перемещения

x[м]	v[мм]	w[мм]	θ[рад]
0.00	0.00	0.00	0.0000
0.50	0.88	2.21	0.0196
1.00	1.73	4.26	0.0374
1.50	2.50	6.00	0.0522
2.00	3.12	7.31	0.0631
2.50	3.52	8.13	0.0699
3.00	3.66	8.41	0.0722
3.50	3.52	8.13	0.0699
4.00	3.12	7.31	0.0631
4.50	2.50	6.00	0.0522
5.00	1.73	4.26	0.0374
5.50	0.88	2.21	0.0196
6.00	0.00	0.00	0.0000

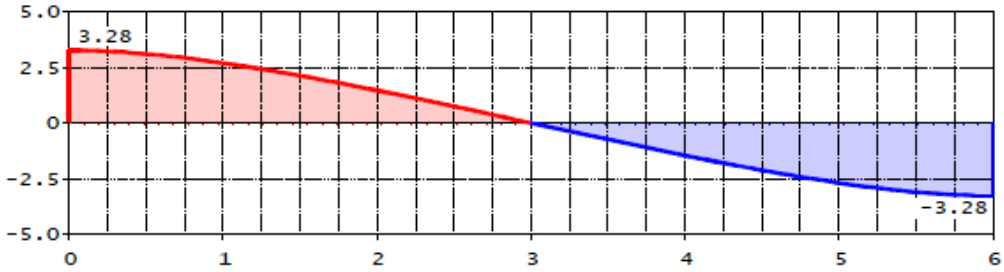
Поперечная сила Qy, [кН]



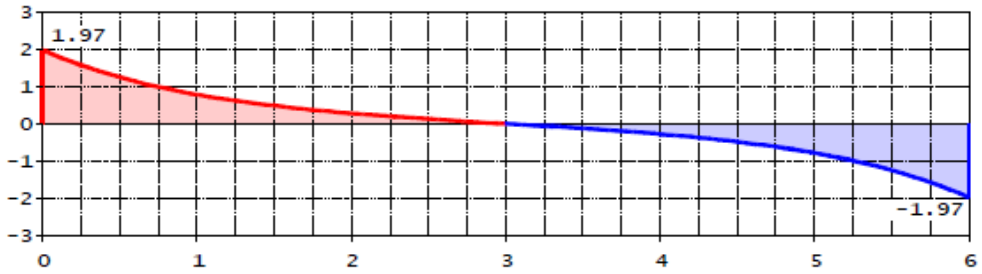
Поперечная сила Qz, [кН]



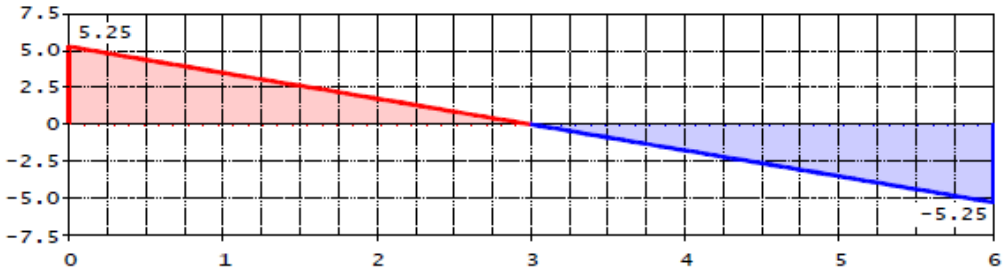
Крутящий момент чистого кручения Mt, [кНм]



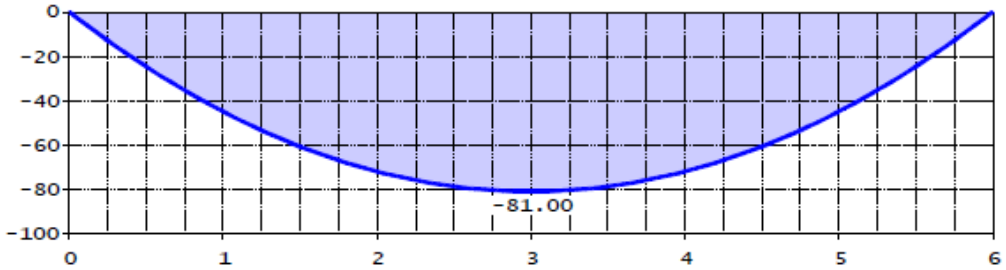
Крутящий момент стеснённого кручения *Mh*, [кНм]



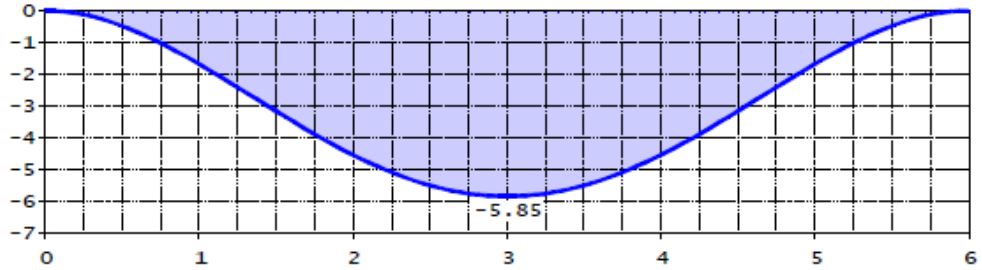
Крутящий момент *Mx*, [кНм]



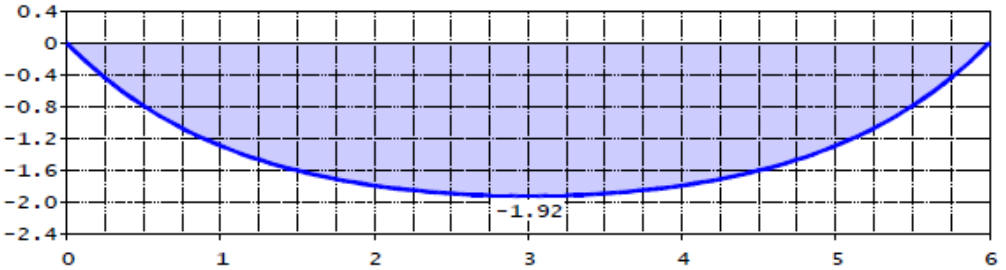
Изгибающий момент *My*, [кНм]



Изгибающий момент *Mz*, [кНм]



Бимомент, [кНм²]

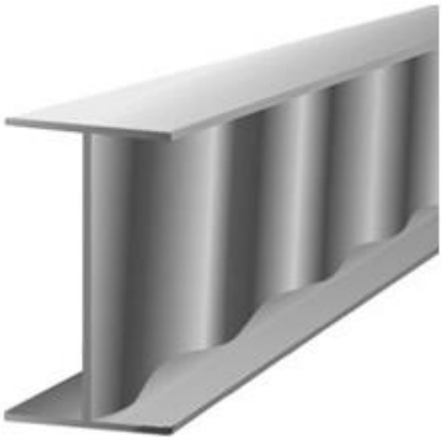


Внутренние усилия

x[м]	Qy[кН]	Qz[кН]	Mx[кНм]	My[кНм]	Mz[кНм]	B[кНм²]
0.00	0.00	54.00	5.25	0.00	0.00	0.00
0.50	0.88	45.00	4.36	-24.75	-0.49	-0.79
1.00	1.35	36.00	3.48	-45.00	-1.68	-1.29
1.33	1.43	30.02	2.91	-55.96	-2.66	-1.52
1.50	1.41	27.00	2.61	-60.75	-3.17	-1.60
2.00	1.14	18.00	1.74	-72.00	-4.55	-1.79
2.50	0.63	9.00	0.87	-78.75	-5.50	-1.89
3.00	0.00	0.00	0.00	-81.00	-5.85	-1.92
3.50	-0.63	-9.00	-0.87	-78.75	-5.50	-1.89
4.00	-1.14	-18.00	-1.74	-72.00	-4.55	-1.79
4.50	-1.41	-27.00	-2.61	-60.75	-3.17	-1.60
4.67	-1.43	-30.02	-2.91	-55.96	-2.66	-1.52
5.00	-1.35	-36.00	-3.48	-45.00	-1.68	-1.29
5.50	-0.88	-45.00	-4.36	-24.75	-0.49	-0.79
6.00	0.00	-54.00	-5.25	0.00	0.00	0.00

Расчет выполнен модулем t340 программы СТАТИКА 2021 © ООО Тексофт

341 – Расчет двутавра с гофрированной стенкой



Программа предназначена для расчета стальных стержневых несущих элементов, сечение которых представляет собой двутавр с гофрированной стенкой. Расчеты прочности и устойчивости элемента проводятся в соответствии с требованиями п. 20.6 СП 294.1325800.2017. Реализовано два режима работы программы:

1. Подбор размеров поясных листов и высоты полуволны гофра.
2. Проверка прочности и устойчивости элемента.

1. Расчетная схема

В программе рассматриваются две расчетные схемы: однопролетная свободно опертая балка и участок стержня между закреплениями.

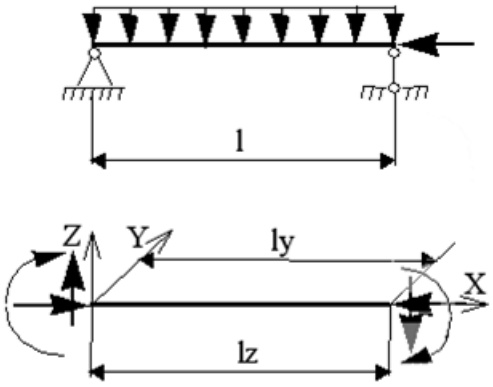


Рис. 1

Тип элемента – изгибаемый, либо сжато-изгибаемый – может быть задан пользователем или автоматически определен программой в зависимости от нагрузок: при отсутствии продольной нагрузки или при ее относительном эксцентриситете более 20, элемент считается изгибаемым.

2. Нагрузки

В программе задаются расчетные сочетания усилий. Варианты приложения нагрузок приведены на рисунке. Для опертой балки задается пояс, к которому приложена поперечная нагрузка.

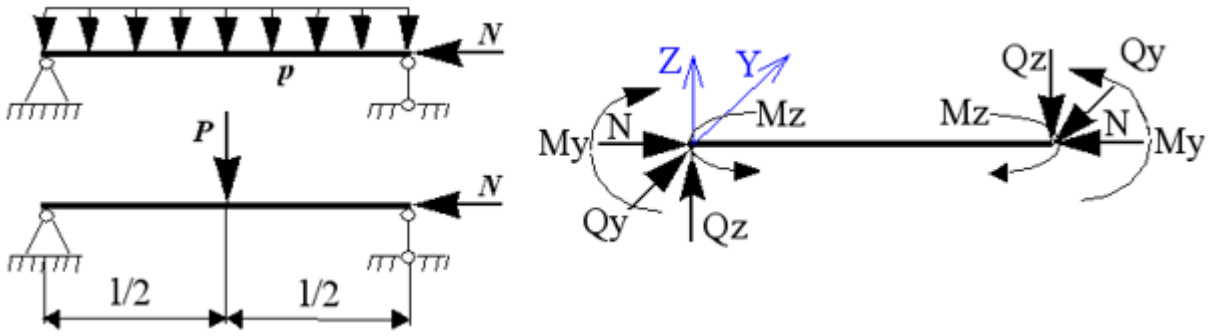


Рис. 2

3. Сечение

Сечение элемента – равнополочный двутавр со стенкой синусоидальной формы (рис.3), либо двутавр с поясами из гнутых швеллеров (рис. 4).

При проверке прочности и устойчивости элемента все размеры двутавра задаются пользователем. Для двутавра с поясами из листовой стали реализован режим подбора.

В режиме подбора, программа определяет высоту сечения, ширину и толщину полок, а также высоту полуволны гофра стенки. При этом любой из перечисленных параметров может быть фиксирован, а высота и ширина профиля могут быть ограничены пользователем.

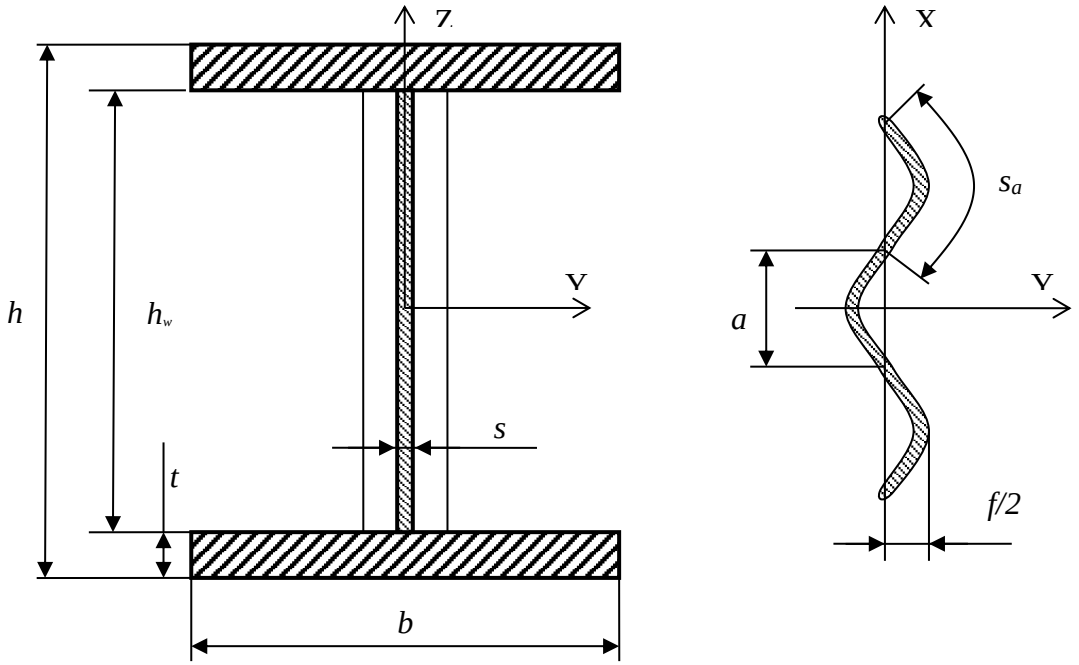


Рис. 3

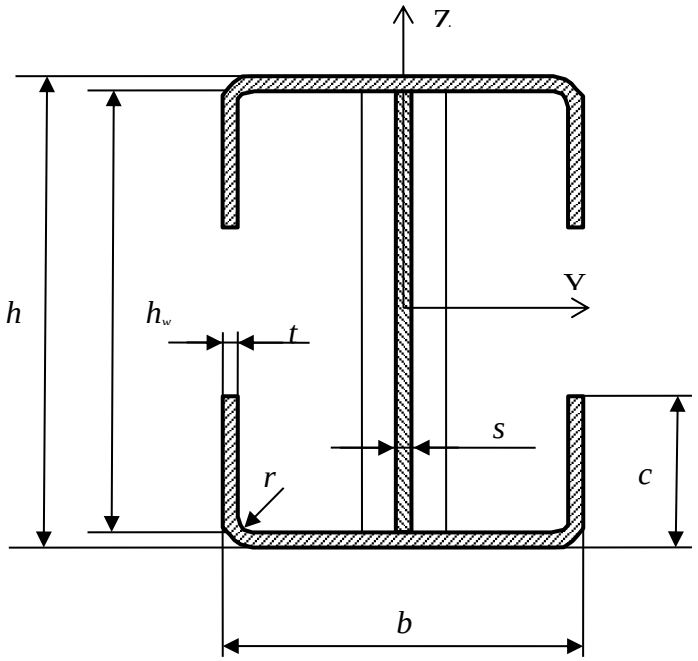


Рис. 4

4. Расчет изгибаемого элемента

Расчет прочности изгибаемого элемента производится:

а) На действие изгибающих моментов по формуле (178) или (180) СП 294.1325800.2017, в зависимости от приложенных нагрузок.

б) На действие поперечной силы по формуле (179) СП 294.1325800.2017.

в) На совместное действие нормальных и касательных напряжений в поясах по формуле (44) СП 16.13330.2017.

Расчет устойчивости сжатого пояса балки производится по формуле (182) или (183) СП 294.1325800.2017, в зависимости от приложенных нагрузок.

Устойчивость гофрированной стенки балки проверяется по формуле (185) СП 294.1325800.2017.

Устойчивость свеса полки проверяется как $\bar{\lambda}_f < \bar{\lambda}_{uf}$, где $\bar{\lambda}_{uf}$ определяется по формуле (97) СП 16.13330.2017.

5. Расчет сжато-изгибаемого элемента

Расчет прочности сжато-изгибаемого элемента производится:

а) На действие изгибающих моментов по формуле (192) СП 294.1325800.2017.

б) На действие поперечной силы по формуле (179) СП 294.1325800.2017.

Расчет устойчивости сжато-изгибаемого элемента в плоскости симметрии производится по формуле (109) СП 16.13330.2017, при этом коэффициент φ_e определяется по таблице Д.4 СП 16.13330.2017.

Расчет устойчивости сжато-изгибаемого элемента из плоскости наибольшей жесткости производится проверкой устойчивости наиболее сжатого поясного листа по формуле (109) и/или (7) СП 16.13330.2017.

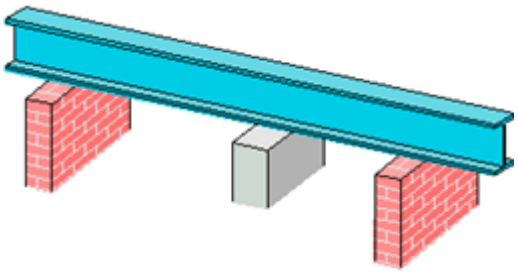
Устойчивость свеса полки, образованной поясным листом, проверяется как $\bar{\lambda}_f < \bar{\lambda}_{uf}$, где $\bar{\lambda}_{uf}$ определяется по формуле (97) СП 16.13330.2017.

Для пояса из гнутого швеллера проверяется устойчивость половины его стенки по формуле (98) СП 16.13330.2017 и полки по формуле (97) СП 16.13330.2017.

Литература

1. СП 294.1325800.2017, Конструкции стальные правила проектирования. Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, Москва 2017.
2. СП 16.13330.2017, Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, Москва 2017.

342 - Двухосный изгиб стальной балки с кручением



Программа предназначена для расчёта многопролетной стальной балки согласно СП 16.13330.2017 “Стальные конструкции” [1]. Возможно задание обычных и упругих шарниров и опор произвольного типа. Могут задаваться распределённые и сосредоточенные нагрузки произвольного направления, а также температурные воздействия и осадки опор. Программа работает с прокатными профилями произвольного типа: двутавр, короб, швеллер, тавр и т.д. Расчет производится по упругой или упруго-пластической схеме с перераспределением усилий. Проводятся расчеты прочности и устойчивости балки в соответствии с СП 16.13330.2017.

1. Расчетная схема

Расчётная схема представляет собой многопролетную неразрезную балку с консолями. Максимальное количество пролётов равно 10. В опорах может задаваться жесткое и/или упругое закрепление по любому обобщенному перемещению. В пролётах можно задавать простые или упругие шарниры для любого обобщенного перемещения. Поскольку методы расчета изгибаемых элементов и элементов, работающих на сжатие с изгибом в СП 16.13330.2017 существенно различаются, программа определяет тип элемента в зависимости от заданных нагрузок. Однако, пользователь может самостоятельно определить тип элемента, в этом случае, программа будет проводить расчет прочности и устойчивости по соответствующему разделу СП 16.13330.2017. В последнем случае, если задан расчет изгибаемого элемента, пользователь разрешил пластические деформации, и нагрузки достаточны для их достижения, будет произведено перераспределение усилий и осуществлен расчет прочности как неразрезной балки 2-го или 3-го класса.

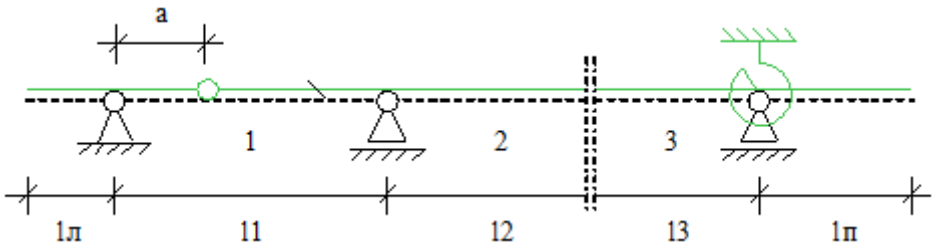


Рис. 1. Пример расчётной схемы

2. Нагружение

Расчет производится для одного нагружения. Возможен учет следующих нагрузок: равномерно распределенные и/или сосредоточенные продольные и поперечные нагрузки, а также моменты и бимомент. Для всех нагрузок (кроме бимомента) возможно задание смещения точки приложения относительно главных центральных осей сечения. Температурное воздействие задается изменением средней температуры (изменение в центре тяжести сечения) и градиентами температуры по осям сечения. В качестве кинематических нагрузок возможно задание смещения и поворота опор в произвольном направлении. Если пользователь не задал тип элемента, то он будет определен, как изгибаемый, если отсутствуют продольные усилия или, если относительный эксцентриситет в каком-либо пролете будет больше 20-и.

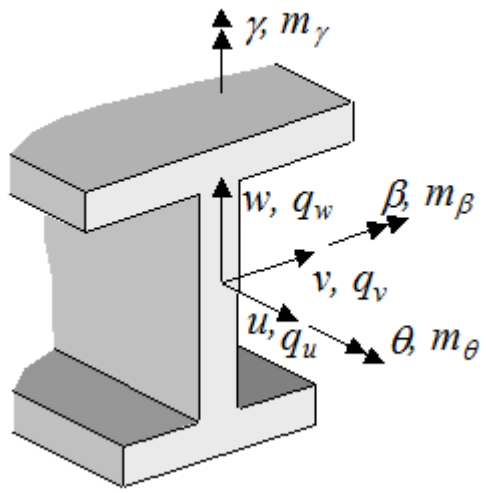
3. Определение внутренних силовых факторов

Обобщенные усилия и перемещения определяются методом конечных элементов. Если пользователь разрешил в изгибаемом элементе пластические деформации и нагрузки таковы, что в некоторых опорных сечениях они появились, то в этих сечениях вводится компенсирующий момент, вычисляемый по п. 8.2.5 СП 16.13330.2019, и задача пересчитывается в несколько итераций. Ниже приведены основные соотношения, на основе которых производится расчет.

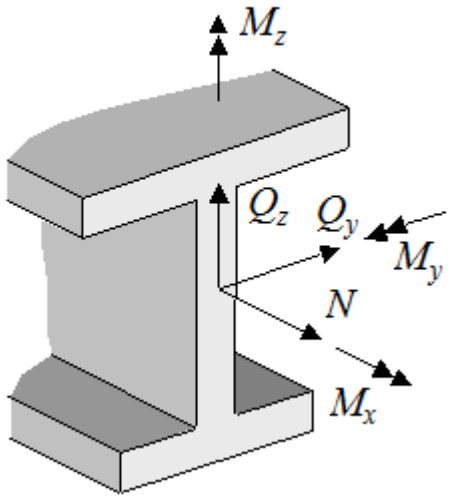
3.1 Линейная теория (без учета сдвига)

Положительные направления

Перемещения (нагрузки)



Внутренние силовые факторы



Перемещения

$$U = u_s - v'_m\, y - w'_m z + \theta'\, \varphi_m$$
$$V = v_m - \theta\,(z - z_m)$$
$$W = w_m + \theta\,(y - y_m)$$

Повороты

$$\omega_x = \theta$$ вокруг x

$$\omega_y = \beta = -w'_m + \frac{1}{2}\theta'\left(\frac{\partial \varphi_m}{\partial z} + y_m - y\right)$$ вокруг y

$$\omega_z = \gamma = v'_m + \frac{1}{2}\theta'\left(z_m - z - \frac{\partial \varphi_m}{\partial y}\right)$$ вокруг z

Деформации

$$\varepsilon_x = u'_s - v''_m y - w''_m z + \theta''\, \varphi_m$$
$$\gamma_{xy} = \theta'\left(\frac{\partial \varphi_m}{\partial y} - z + z_m\right) = \theta'\left(\frac{\partial \varphi_s}{\partial y} - z\right)$$
$$\gamma_{xz} = \theta'\left(\frac{\partial \varphi_m}{\partial z} + y - y_m\right) = \theta'\left(\frac{\partial \varphi_s}{\partial z} + y\right)$$

Функционал

$$\int_L \left\{ \frac{E}{2}\left[F(u_s')^2 + I_y(w_m'')^2 + I_z(v_m'')^2 + C_m(\theta'')^2 \right] + \frac{G}{2} I_D(\theta')^2 \right\} dx -$$ (деформации)

$$\int_L \left[q_u u_s + q_v v_m + q_w w_m - m_\beta w_m' + m_\gamma v_m' + h\theta' + m_\theta \theta \right] dx +$$ (нагрузки)

$$\int_L E\alpha \left[-T_o F u_s' + T_z I_y w_m'' + T_y I_z v_m'' \right] dx +$$ (температура)

$$\int_L \left\{ \frac{1}{2}\left[c_{uu} u_s^2 + c_{vv} v_m^2 + c_{ww} w_m^2 + c_{\theta\theta}\theta^2 + c_{\beta\beta}(w_m')^2 + c_{\gamma\gamma}(v_m')^2 + c_{hh}(\theta')^2 \right] \right\} dx +$$ (упругое основание)

$$\int_L \left\{ c_{uh}\theta' u_s - c_{u\beta} w_m' u_s - c_{u\gamma} v_m' u_s + c_{\beta\gamma} v_m' w_m' - c_{\beta h} w_m'\theta' + c_{\gamma h} v_m'\theta' + c_{w\theta} w_m \theta - c_{v\theta} v_m \theta \right\} dx$$

Дифференциальные уравнения

$$\left[EF(u_s' - \alpha T_o) \right]' = -\tilde{q}_u$$

$$\left[EI_y(w_m'' + \alpha T_z) \right]'' = \tilde{m}_\beta' + \tilde{q}_w$$

$$\left[EI_z(v_m'' + \alpha T_y) \right]'' = -\tilde{m}_\gamma' + \tilde{q}_v$$

$$\left[EC_m\theta'' \right]'' - \left[GI_D\theta' \right]' = \tilde{m}_\theta - \tilde{h}'$$

где

$$\tilde{q}_u = q_u - c_{uu}u_s - c_{uh}\theta' + c_{u\beta}w_m' + c_{u\gamma}v_m'$$

$$\tilde{q}_w = q_w - c_{ww}w_m - c_{w\theta}\theta$$

$$\tilde{m}_\beta = m_\beta + c_{\beta\beta}w_m' - c_{u\beta}u_s + c_{\beta\gamma}v_m' - c_{\beta h}\theta'$$

$$\tilde{q}_v = q_v - c_{vv}v_m + c_{v\theta}\theta$$

$$\tilde{m}_\gamma = m_\gamma - c_{\gamma\gamma}v_m' + c_{u\gamma}u_s - c_{\beta\gamma}w_m' - c_{\gamma h}\theta'$$

$$\tilde{m}_\theta = m_\theta - c_{\theta\theta}\theta - c_{w\theta}w_m + c_{v\theta}v_m$$

$$\tilde{h} = h - c_{hh}\theta' - c_{uh}u_s + c_{\beta h}w_m' - c_{\gamma h}v_m'$$

Уравнения равновесия

$$N' = -\tilde{q}_u$$

$$Q_y' = -\tilde{q}_v$$

$$Q_z' = -\tilde{q}_w$$

$$M_y' = \tilde{m}_\beta - Q_z$$

$$M_z' = -\tilde{m}_\gamma - Q_y$$

$$M_x' = -\tilde{m}_\theta$$

$$H' = -M_h - \tilde{h}$$

$$M_x = M_h + M_t$$

Внутренние силовые факторы

$N = EF\left[u_s' - \alpha T_o\right]$	- продольная сила	[кН]
$Q_y = -\left[EI_z\left(v_m'' + \alpha T_y\right)\right]' - \tilde{m}_y$	- поперечная сила	[кН]
$Q_z = -\left[EI_y\left(w_m'' + \alpha T_z\right)\right]' + \tilde{m}_\beta$	- поперечная сила	[кН]
$M_x = GI_D\theta' - \left[EC_m\theta''\right]' - \tilde{h}$	- крутящий момент	[кНм]
$M_y = EI_y\left[w_m'' + \alpha T_z\right]$	- изгибающий момент	[кНм]
$M_z = EI_z\left[v_m'' + \alpha T_y\right]$	- изгибающий момент	[кНм]
$H = EC_m\theta''$	- бимомент	[кНм^2]
$M_t = GI_D\theta'$	- момент свободного кручения	[кНм]
$M_h = -\left[EC_m\theta''\right]' - \tilde{h}$	- крутящий момент стесненного кручения	[кНм]

3.2 Геометрически нелинейная теория (II порядок, без учета сдвига)

Перемещения

$$U = u_s - v_m'\,y - w_m'\,z + \theta'\,\varphi_m - w_m'\,\theta\,y + v_m'\,\theta\,z$$

$$V = v_m - \theta\left(z - z_m\right) - \frac{1}{2}\theta^2\left(y - y_m\right)$$

$$W = w_m + \theta\left(y - y_m\right) - \frac{1}{2}\theta^2\left(z - z_m\right)$$

Деформации

$$\varepsilon_x \approx u_s' - v_m''y - w_m''z + \theta''\,\varphi_m - w_m''\theta\,y + v_m''\theta\,z - w_m'\theta'\,y_m + v_m'\theta'\,z_m + \frac{1}{2}\left[\left(v_m'\right)^2 + \left(w_m'\right)^2 + \left(\theta'\right)^2\left(\left(y - y_m\right)^2 + \left(z - z_m\right)^2\right)\right]$$

$$\gamma_{xy} \approx \theta'\left(\frac{\partial\varphi_m}{\partial y} - z + z_m\right) = \theta'\left(\frac{\partial\varphi_s}{\partial y} - z\right)$$

$$\gamma_{xz} \approx \theta'\left(\frac{\partial\varphi_m}{\partial z} + y - y_m\right) = \theta'\left(\frac{\partial\varphi_s}{\partial z} + y\right)$$

Функционал

$$\int_L \left\{\frac{E}{2}\left[F\left(u_s'\right)^2 + I_y\left(w_m''\right)^2 + I_z\left(v_m''\right)^2 + C_m\left(\theta''\right)^2\right] + \frac{G}{2}I_D\left(\theta'\right)^2\right\}dx +$$

$$\int_L \left\{w_m''\theta\,M_z - w_m'\theta'\,N\,y_m - v_m''\theta\,M_y + v_m'\theta'\,N\,z_m + \frac{1}{2}N\left[\left(v_m'\right)^2 + \left(w_m'\right)^2\right]\right\}\,dx +$$

$$\int_L \left\{ \frac{1}{2}(\theta')^2 \left[N i_m^{\,2} - M_y(r_y - 2z_m) - M_z(r_z - 2y_m) + Hr_\varphi \right] \right\} \; dx +$$
$$\int_L E\alpha \; \left[-T_o F u_s' + T_z I_y w_m'' + T_y I_z v_m'' \right] dx -$$
$$\int_L \left[\; q_u u_s + q_v v_m + q_w w_m - m_\beta w_m' + m_\beta v_m' \theta + m_\gamma v_m' + m_\gamma w_m' \theta + h\theta' + m_\theta \theta - \frac{1}{2}\theta^2 m_{2\theta} \right] dx$$

Внутренние силовые факторы, определяемые из уравнений равновесия:

$$Q_y = -M_z' + \theta' \; M_y - m_\gamma$$
$$Q_z = -M_y' - \theta' M_z + m_\beta$$
$$M_h = -H' + \theta' \left(N i_m^{\,2} - M_y(r_y - 2z_m) - M_z(r_z - 2y_m) + Hr_\varphi \right) + w_m' \; M_z - M_y v_m' - h$$
$$M_x = M_t + M_h$$

Дополнительно определяют:

$$\overline{M}_z = M_z - \theta \; M_y$$
$$\overline{M}_y = M_y + \theta M_z$$
$$\overline{Q}_y = Q_y - \theta Q_z \approx -\left[M_z - \theta \; M_y \right]' - m_\gamma - m_\beta \theta = -\overline{M}_z' - m_\gamma - m_\beta \theta$$
$$\overline{Q}_z = Q_z + \theta Q_y \approx -\left[M_y + \theta \; M_z \right]' + m_\beta - m_\gamma \theta = -\overline{M}_y' + m_\beta - m_\gamma \theta$$
$$T_y = \overline{Q}_y + N v_s' = \overline{Q}_y + N v_m' + \theta' N z_m \approx -\left[M_z - \theta \; M_y \right]' - m_\gamma - m_\beta \theta + N v_m' + \theta' N z_m$$
$$T_z = \overline{Q}_z + N w_s' = \overline{Q}_z + N w_m' - \theta' N y_m \approx -\left[M_y + \theta \; M_z \right]' + m_\beta - m_\gamma \theta + N w_m' - \theta' N y_m$$
$$M_{zm} = M_z + y_m N$$
$$M_{ym} = M_y + z_m N$$
$$\overline{M}_x = M_x - M_{zm} w_m' + M_{ym} v_m'$$

Уравнения равновесия

$$N' = -q_u$$
$$-T_y' = q_v$$
$$-T_z' = q_w$$
$$\overline{M}_y' - N w_s' + T_z = m_\beta - \theta \, m_\gamma$$
$$\overline{M}_z' - N v_s' + T_y = -m_\gamma - \theta \, m_\beta$$
$$\overline{M}_x' - T_y w_m' + T_z v_m' = -m_\theta + \theta \, m_{2\theta}$$
$$H' - M_t = -\overline{M}_x - h + \theta' \left(N i_m^{\,2} - M_y(r_y - 2z_m) - M_z(r_z - 2y_m) + Hr_\varphi \right),$$

где

$$w_s = w_m - \theta \; y_m$$
$$v_s = v_m + \theta \, z_m$$

Дифференциальные уравнения

$$[EF(u_s' - \alpha T_o)]' = -q_u$$

$$[EI_y(w_m'' + \alpha T_z)]'' + [\theta M_z]'' + [\theta' N y_m]' - [N w_m']' + [m_y \theta]' = m_\beta' + q_w$$

$$[EI_z(v_m'' + \alpha T_y)]'' - [\theta M_y]'' - [\theta' N z_m]' - [N v_m']' + [m_\beta \theta]' = -m_\gamma' + q_v$$

$$[EC_m \theta'']'' - [GI_D \theta']' + w_m'' M_z + [w_m' N y_m]' - v_m'' M_y - [v_m' N z_m]' -$$
$$[\theta' (N i_m^2 - M_y(r_y - 2z_m) - M_z(r_z - 2y_m) + Hr_\varphi)]' + \theta m_{2\theta} = m_\theta - h' + m_\beta v_m' + m_\gamma w_m'$$

4. Расчет на прочность

В зависимости от заданного или определенного программой типа элемента, расчет на прочность осуществляется в соответствии с пп. 8.2 или 9.1 СП 16.13330.2017. Для элемента типа «балка» проверка прочности происходит по формулам (41) или (43), (42) и (44) СП 16.13330.2017, но при этом, если задана продольная сила, то вместо формул (41) или (43) применяется формула (106). Если эти условия не удовлетворяются, а пользователь задал тип элемента «балка» и разрешил пластические деформации, то производится проверка прочности по формуле (50) или (51) СП 16.13330.2017. Прочность элемента типа «стойка» проверяется по формуле (105) СП 16.13330.2017 или, если условия применимости этой формулы не удовлетворяются, - по формуле (106).

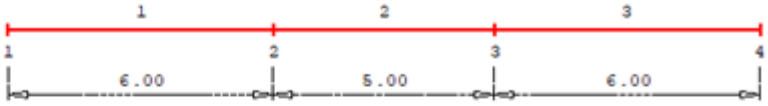
5. Расчет устойчивости

Расчет устойчивости элемента типа «балка» производится по формуле (69) или (70) СП 16.13330.2017. В случае многопролетной балки, наиболее опасный пролет определяется по наибольшим обобщенным перемещениям в решении задачи II-го порядка, а расчетная длина вычисляется через критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба. Расчет устойчивости элемента типа «стойка» производится по п. 9.2 СП 16.13330.2017. Для каждого вида расчета (в двух плоскостях, из плоскости наибольшей жесткости и сжатии с изгибом в двух плоскостях) определяется наиболее опасный пролет по наибольшим обобщенным перемещениям в решении задачи II-го порядка и расчетные длины через критические обобщенные усилия потери устойчивости.

6. Вывод результатов

Вывод состоит из следующих частей: расчетная схема и характеристики сечения, нагрузки, результаты расчета внутренних силовых факторов, результаты расчета прочности и результаты расчета устойчивости. Вывод любой из этих частей можно разрешать или отменять флажками управления выводом. Помимо вывода числовых значений, предусмотрен и вывод графики.

Расчётная схема
М = 1 :144



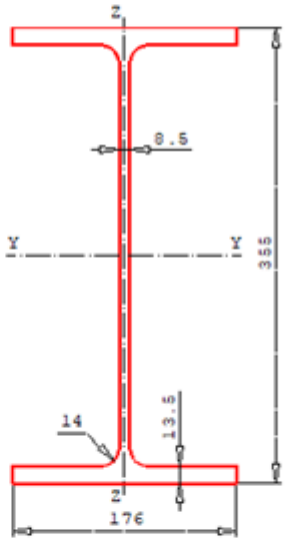
Длины пролётов [м] l_1 = 6.00 l_2 = 5.00 l_3 = 6.00

Жёсткое закрепление

№ опоры	Степени свободы X	Y	Z	Rx	Ry	Rz	B	Точка закрепления y[см]	z[см]
1	+	+	+	+				0.0	0.0
2		+	+	+				0.0	0.0
3		+	+	+				0.0	0.0
4		+	+	+				0.0	0.0

Сечение
М = 1 :5

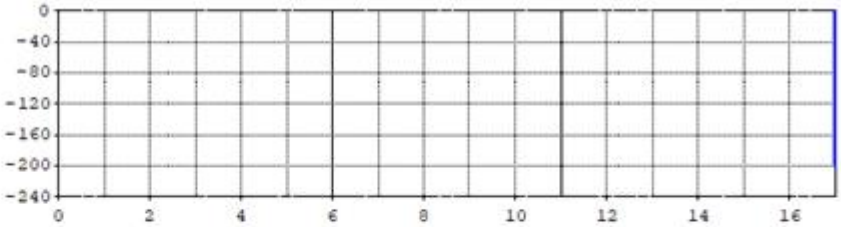
двутавр балочный, ГОСТ Р 57837-2017 I 35Б3



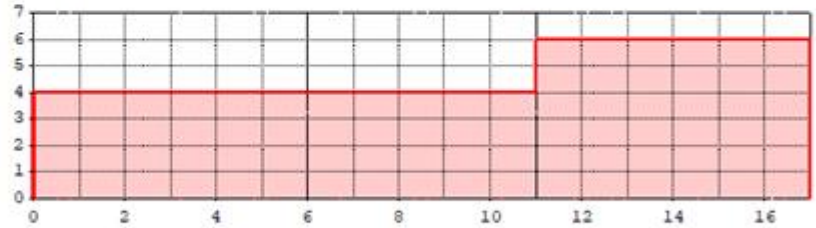
Площадь	A	=	77.08	см^2
Главные моменты инерции	I_y	=	16797	см^4
	I_z	=	1229	см^4
Геометрическая жёсткость на кручение	I_t	=	40	см^4
Секториальный момент инерции	I_ω	=	354153	см^6
Координаты центра кручения	y_ω	=	-0.0	см
	z_ω	=	-0.0	см
Линейная плотность			60.5	кг/м
Дополнительные параметры	i_ω	=	15.3	см
	r_y	=	0.0	см
	r_z	=	0.0	см

Нагружение

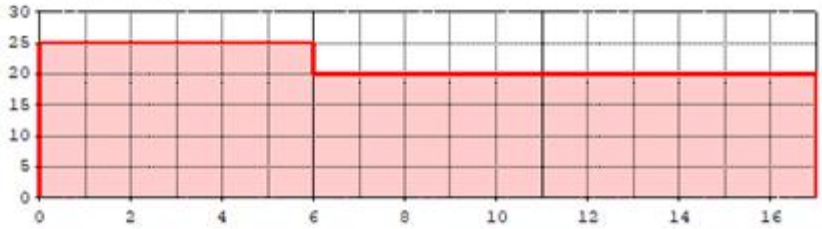
Нагрузка вдоль оси X, [кН]



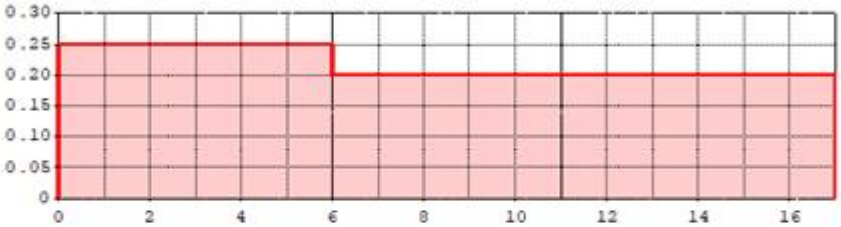
Нагрузка вдоль оси Y, [кН/м]



Нагрузка вдоль оси Z, [кН/м]



Моменты вокруг оси X, [кНм/м]



Равномерно распределённая нагрузка

От пролёта	До пролёта	Направл.	p [кН/м]	y [см]	z [см]
1	1	Z	25.00	1.0	10.0
2	3	Z	20.00	1.0	10.0
1	2	Y	4.00	0.0	0.0
3	3	Y	6.00	0.0	0.0

Сосредоточенная нагрузка

№ пролёта	x [м]	Направл.	Нагрузка	y [см]	z [см]
3	6.00	X	-200.00 кН	0.0	0.0

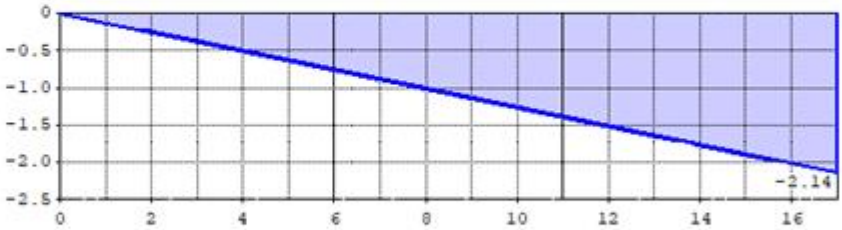
В нагружении балки собственный вес не учитывается

Расчёт по линейной теории

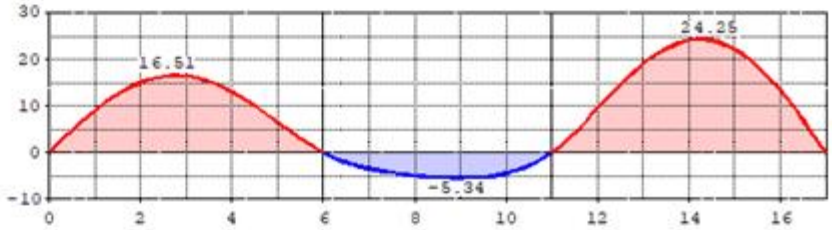
Реакции опор

Опора	Fx[кН]	Fy[кН]	Fz[кН]	Mx[кНм]
1	200.00	-10.09	-62.32	-0.66
2	0.00	-22.64	-140.86	-1.36
3	0.00	-32.24	-116.86	-1.16
4	0.00	-15.03	-49.97	-0.52

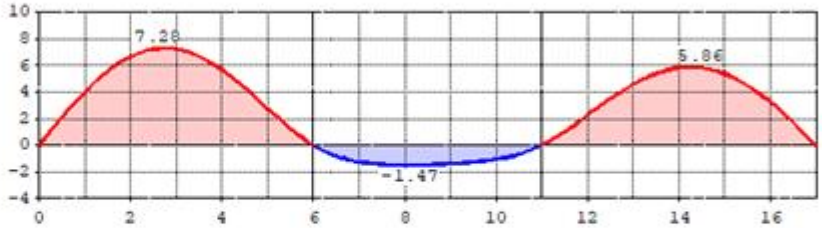
Перемещение u, [мм]



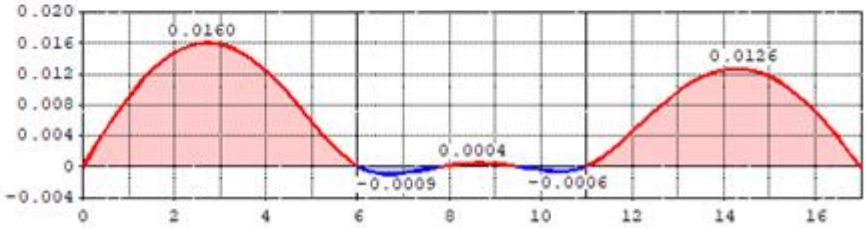
Перемещение v, [мм]



Перемещение w, [мм]



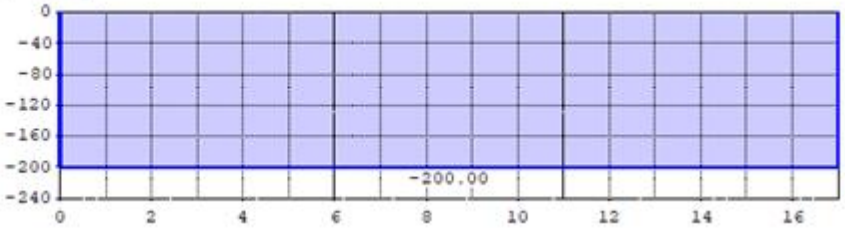
Угол поворота сечения θ, [рад]



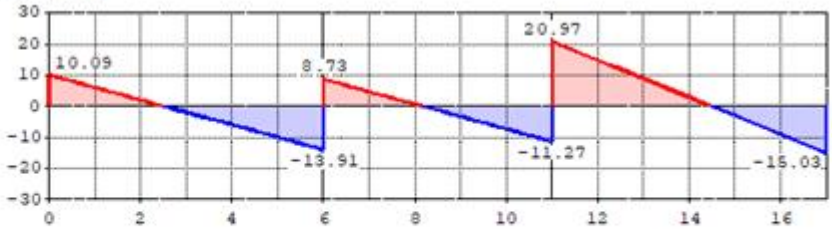
Перемещения

x [м]	u [мм]	v [мм]	w [мм]	θ [рад]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000
1.00	-0.13	9.09	4.03	0.0090
2.00	-0.25	15.13	6.69	0.0148
2.72	-0.34	16.60	7.31	0.0161
2.77	-0.35	16.61	7.31	0.0161
3.00	-0.38	16.48	7.24	0.0159
4.00	-0.50	13.12	5.71	0.0124
5.00	-0.63	6.58	2.81	0.0059
6.00	-0.76	0.00	0.00	0.0000
6.66	-0.84	-2.59	-0.98	-0.0010
7.00	-0.88	-3.42	-1.24	-0.0008
8.00	-1.01	-4.84	-1.47	0.0002
8.08	-1.02	-4.91	-1.47	0.0002
8.64	-1.09	-5.26	-1.44	0.0005
9.01	-1.13	-5.34	-1.38	0.0004
9.00	-1.13	-5.34	-1.38	0.0004
10.00	-1.26	-4.42	-1.05	-0.0004
10.44	-1.31	-3.09	-0.73	-0.0006
11.00	-1.39	0.00	0.00	0.0000
12.00	-1.51	9.50	2.28	0.0045
13.00	-1.64	19.12	4.61	0.0097
14.00	-1.76	24.16	5.84	0.0125
14.25	-1.80	24.37	5.89	0.0127
15.00	-1.89	22.25	5.38	0.0117
16.00	-2.02	13.40	3.25	0.0071
17.00	-2.14	0.00	0.00	0.0000

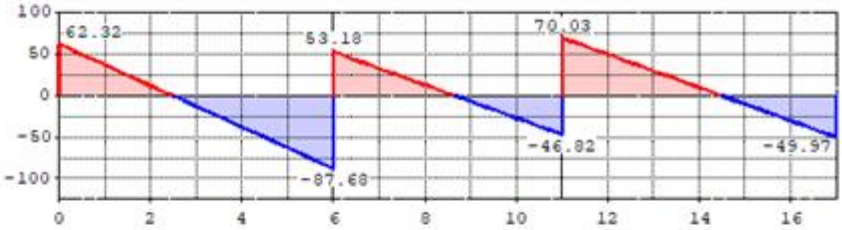
Продольная сила N, [кН]



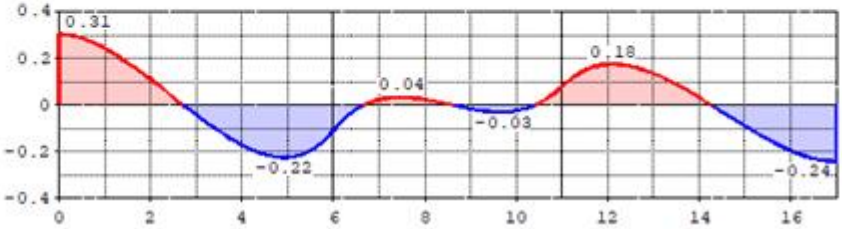
Поперечная сила Qy, [кН]



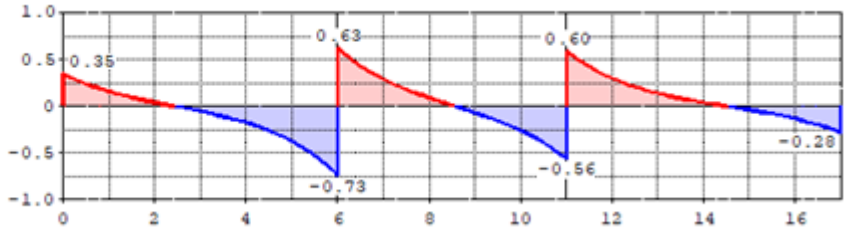
Поперечная сила Qz, [кН]



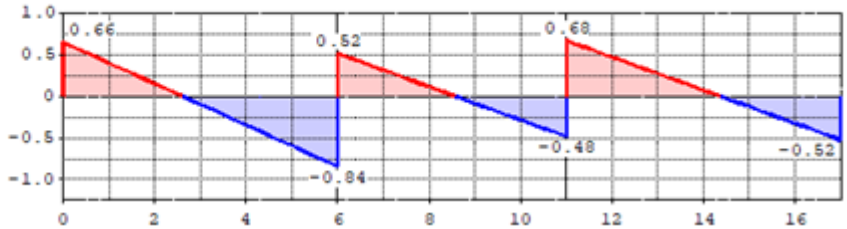
Крутящий момент чистого кручения Mt, [кНм]



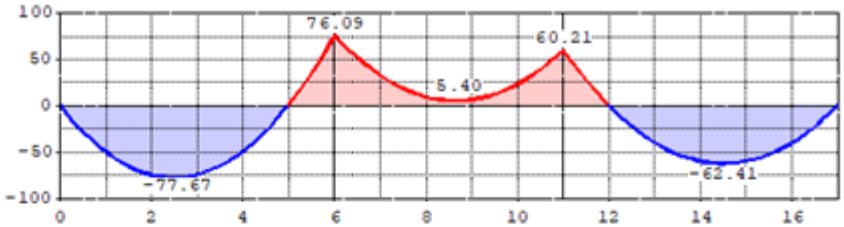
Крутящий момент стеснённого кручения *Mh*, [кНм]



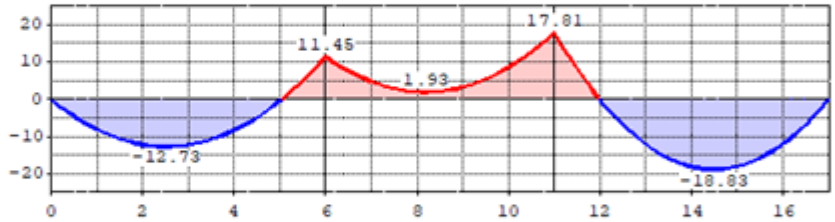
Крутящий момент *Mx*, [кНм]



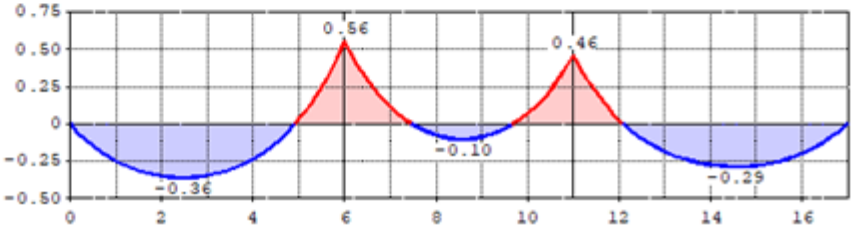
Изгибающий момент *My*, [кНм]



Изгибающий момент *Mz*, [кНм]



Бимомент, [кНм^2]



Внутренние усилия

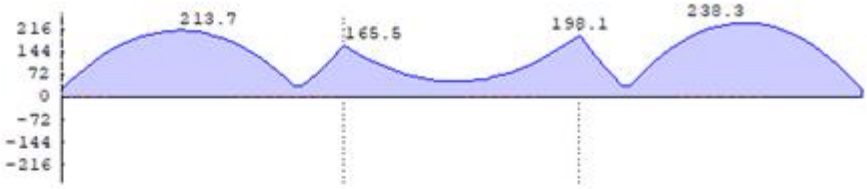
x [м]	N [кН]	Qy [кН]	Qz [кН]	Mx [кНм]	My [кНм]	Mz [кНм]	B [кНм²]
0.00	-200.00	10.09	62.32	0.66	0.00	0.00	0.00
1.00	-200.00	6.09	37.32	0.41	-49.82	-8.09	-0.25
2.00	-200.00	2.09	12.32	0.16	-74.64	-12.18	-0.35
2.49	-200.00	0.12	0.00	0.03	-77.67	-12.73	-0.36
3.00	-200.00	-1.91	-12.68	-0.09	-74.46	-12.27	-0.34
4.00	-200.00	-5.91	-37.68	-0.34	-49.27	-8.36	-0.24
5.00	-200.00	-9.91	-62.68	-0.59	0.91	-0.46	0.03
6.00	-200.00	-13.91	-87.68	-0.84	76.09	11.45	0.56
6.00		8.73	53.18	0.52			
7.00	-200.00	4.73	33.18	0.32	32.91	4.72	0.11
8.00	-200.00	0.73	13.18	0.12	9.74	1.99	-0.07
8.18	-200.00	0.00	9.53	0.08	7.67	1.93	-0.09
8.58	-200.00	-1.60	1.55	0.00	5.46	2.25	-0.10
8.66	-200.00	-1.91	0.00	-0.01	5.40	2.38	-0.10
9.00	-200.00	-3.27	-6.82	-0.08	6.56	3.26	-0.09
10.00	-200.00	-7.27	-26.82	-0.28	23.38	8.54	0.07
11.00	-200.00	-11.27	-46.82	-0.48	60.21	17.81	0.46
11.00		20.97	70.03	0.68			
12.00	-200.00	14.97	50.03	0.48	0.17	-0.16	0.03
13.00	-200.00	8.97	30.03	0.28	-39.86	-12.13	-0.18
14.00	-200.00	2.97	10.03	0.08	-59.90	-18.10	-0.27
14.50	-200.00	-0.04	0.00	-0.02	-62.41	-18.83	-0.28
14.55	-200.00	-0.34	-0.98	-0.03	-62.39	-18.82	-0.29
15.00	-200.00	-3.03	-9.97	-0.12	-59.93	-18.06	-0.28
16.00	-200.00	-9.03	-29.97	-0.32	-39.97	-12.03	-0.20
17.00	-200.00	-15.03	-49.97	-0.52	0.00	0.00	0.00

6.1

Вариант вывода расчета элемента типа «стойка»

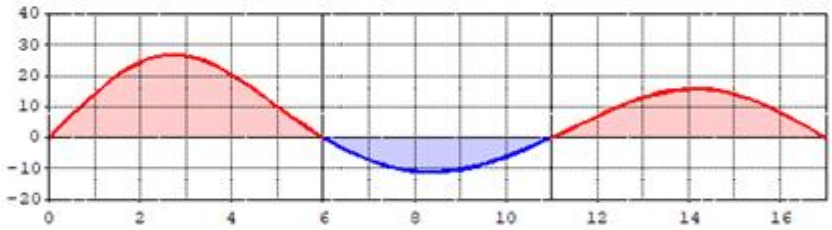
Расчет на прочность
Напряжения
М = 1 :136

сжато-изгибаемого элемента п.9.1.1 СП16.13330.2017
нормальные σ, [МПа]

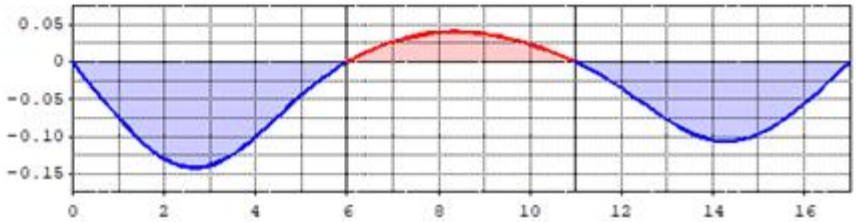


Наиболее опасно сечение с координатой x = 14.50м
Значение левой части формулы (106) η = 0.88
условие выполнено

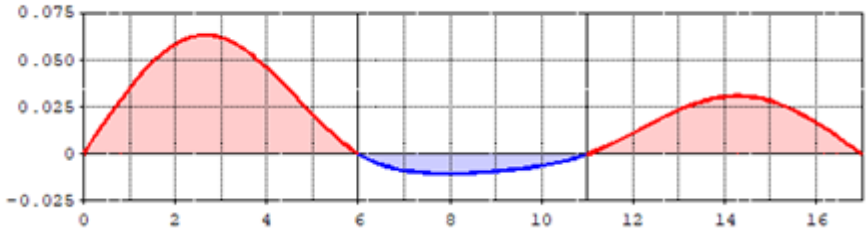
Перемещение v (форма потери устойчивости), [мм]



Перемещение w (форма потери устойчивости), [мм]



Угол поворота сечения θ (форма потери устойчивости), [рад]



Расчет устойчивости

сжато-изгибаемого элемента п.9.2 СП16.13330.2017
В плоскости XZ наиболее опасен пролет 1
Условная гибкость в плоскости XZ λ_y = 1.39
Приведенный эксцентриситет m_{ef} = 4.64
Коэффициент устойчивости φ_{ey} = 0.26
$N/(\varphi_{ey}*A*R_y*\gamma_c)$ = 0.37 < 1 условие выполнено

В плоскости XY наиболее опасен пролет 3
Условная гибкость в плоскости YZ λ_z = 5.15
Приведенный эксцентриситет m_{ef} = 3.51
Коэффициент устойчивости φ_{ez} = 0.16
$N/(\varphi_{ez}*A*R_y*\gamma_c)$ = 0.61 < 1 условие выполнено

По устойчивости из плоскости XZ опасен пролет 1
Относительный эксцентриситет m_y = 3.16
Коэффициенты устойчивости φ_x = 0.29
φ_b = 0.93
c = 0.41
$N/(\varphi_x*c*A*R_y*\gamma_c)$ = 0.81 < 1 условие выполнено

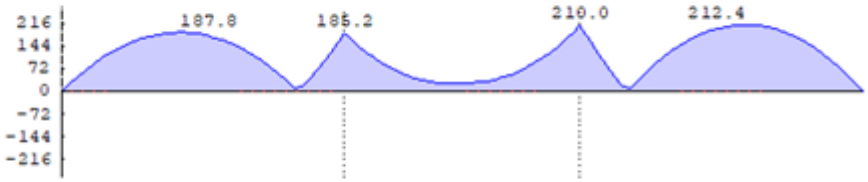
Совместное действие моментов в пролете 1
Относительные эксцентриситеты m_y = 3.16
m_z = 3.51
Коэффициенты устойчивости φ_{ez} = 0.16
c = 0.41
φ_{eyz} = 0.12
$N/(\varphi_{eyz}*A*R_y*\gamma_c)$ = 0.80 < 1 условие выполнено

Совместное действие моментов в пролете 3
Относительные эксцентриситеты m_y = 2.54
m_z = 5.20
Коэффициенты устойчивости φ_{ez} = 0.13
c = 0.49
φ_{eyz} = 0.10
$N/(\varphi_{eyz}*A*R_y*\gamma_c)$ = 0.93 < 1 условие выполнено

6.2 Вариант вывода расчета элемента типа «балка» (удалена продольная сила)

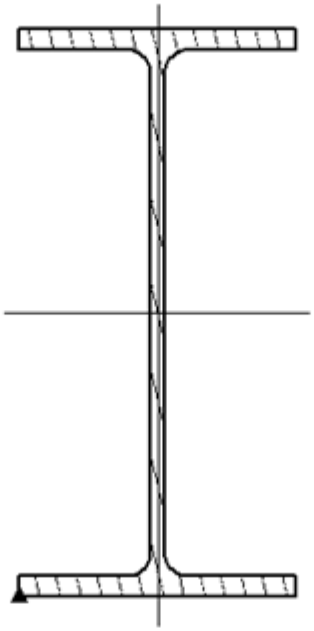
Расчет на прочность
Напряжения
M = 1 :136

балки 1-го класса по п. 8.2.1 СП 16.13330.2017.
нормальные σ_x [МПа]

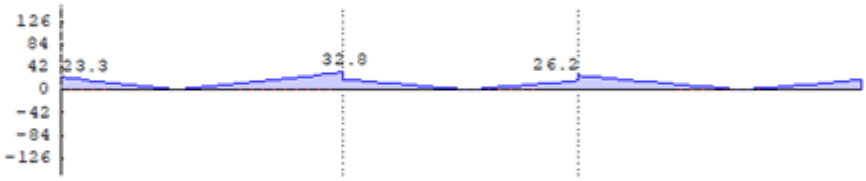


Максимум нормальных напряжений по формуле (43)
достигается в сечении с координатой x = 14.50м
$\sigma_x/(R_y*\gamma_c)$ = 0.79 условие выполнено

M = 1 : 4 Нормальные напряжения в сечении x = 14.50м

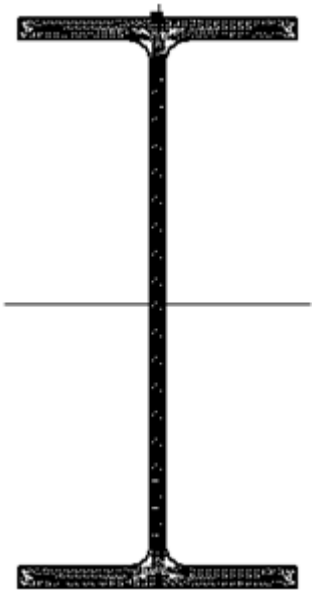


Напряжения касательные τ [МПа]
M = 1 :136

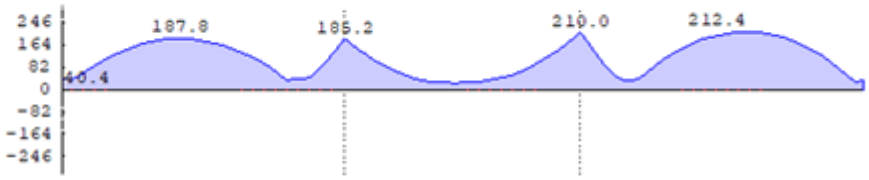


Максимум касательных напряжений по формуле (42)
с учетом двухосного изгиба и стененного кручения
достигается в сечении с координатой x = 14.50м
$\tau/(R_s*\gamma_c)$ = 0.21 условие выполнено

M = 1 : 4 Касательные напряжения в сечении x = 14.50м

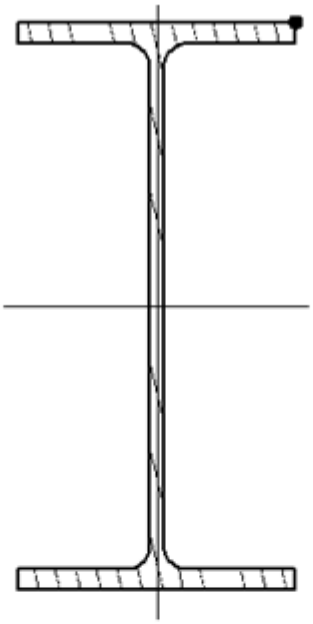


Напряжения эквивалентные $\sigma_э$ [МПа]
М = 1 :136



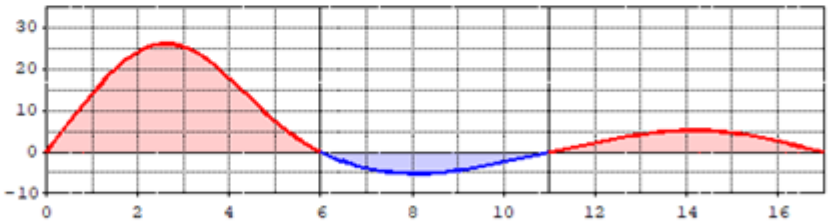
Максимум эквивалентных напряжений по формуле (44)
достигается в сечении с координатой x = 14.50м
$0.87*\sigma_э/(R_y*\gamma_c)$ = 0.68 условие выполнено

М = 1 : 4 Эквивалентные напряжения в сечении x = 14.50м

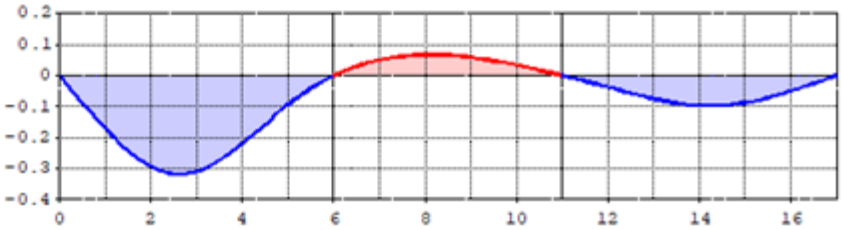


Расчет устойчивости балки 1-го класса по п. 8.4.1 СП 16.13330.2017.

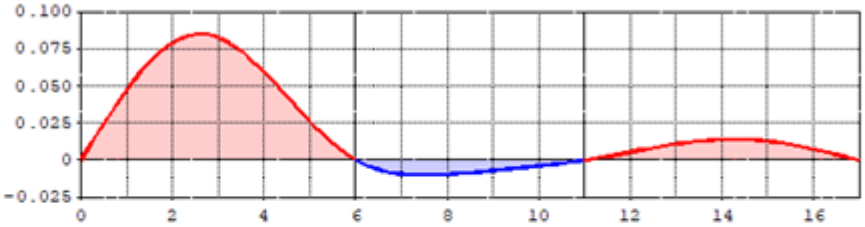
Перемещение v (форма потери устойчивости), [мм]



Перемещение w (форма потери устойчивости), [мм]



Угол поворота сечения θ (форма потери устойчивости), [рад]

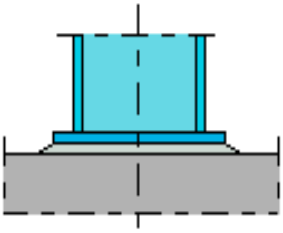


По устойчивости опасный пролет 1 x = 2.49м
Момент потери устойчивости M_{cr} = 359.2 кН*м
Коэффициент φ_b = 0.93
Изгибающий момент M_y = -77.7 кН*м
Изгибающий момент M_z = -12.7 кН*м
Бимомент B_ω = 0.4 кН*м^2
$(M_y/(\varphi_b*W_{cy})+M_z/W_{cz}+B_\omega/W_{c\omega})/(R_y*\gamma_c)$ = 0.72 < 1
условие (70) выполнено

Литература

1. СП 16.13330.2017 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81* - М., АО «НИЦ «Строительство»– ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, МГСУ, СПбГАСУ 2017. -142с.
2. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81* «Стальные конструкции») /ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М., ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.

462 – База колонны двутаврового сечения



Программа предназначена для подбора размеров базы стальной колонны двутаврового сечения согласно СП 16.13330.2017 [1], СП 53-102-2004 [2], СНиП II-23-81* [3]. Предусмотрена проверка прочности базы заданных размеров. При расчетах обоих видов требуемые катеты угловых сварных швов определяются автоматически.

1. Конструкция базы

Рассматриваются два вида конструкции базы колонны: база с рёбрами и база с траверсами (рис.1).

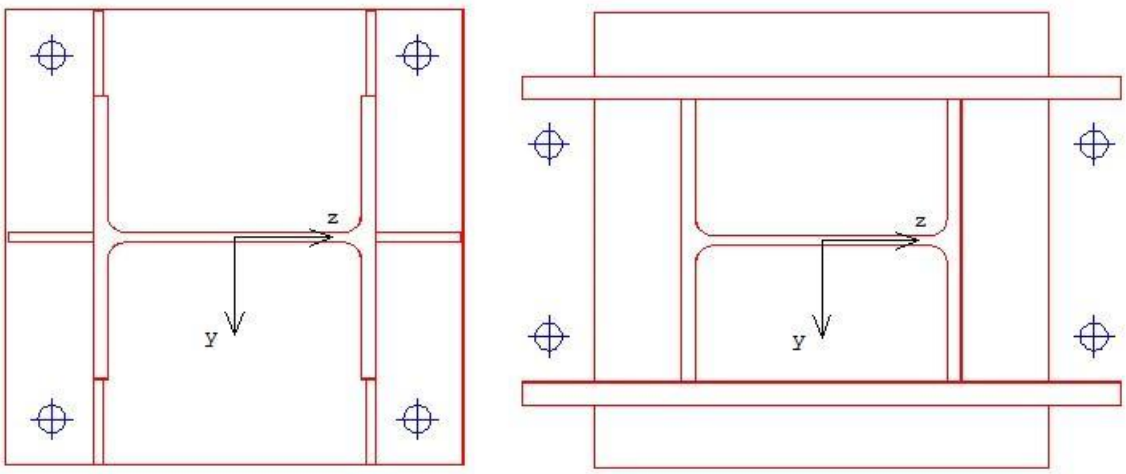


Рис. 1. Виды конструкции базы колонны

При расчете применяется система координат с началом в средней точке стенки двутаврового сечения колонны. Ось y принимается параллельной плоскости полки, а ось z - параллельной плоскости стенки.

Предусмотрены два вида сопряжения колонны с фундаментом: шарнирное и жесткое. При шарнирном сопряжении, передача момента на фундамент ограничена предельным моментом отпора фундамента, который существенно зависит от величины вертикальной нагрузки. При жестком сопряжении, устанавливаются анкеры, которые позволяют передавать значительные моменты и препятствуют повороту опорной плиты. Для базы с рёбрами, анкерные болты устанавливаются в пределах опорной плиты, а для базы с траверсами – за ее пределами. Допускается установка одного или двух анкерных болтов с одной стороны базы. Для базы с рёбрами, расстояние a_z до оси анкерного болта по направлению z отсчитывается от края опорной плиты внутрь плиты, а для базы с траверсами – наружу. При установке двух анкерных болтов с одной стороны базы, задается расстояние a_y до оси анкерного болта по направлению y, которое отсчитывается либо от края опорной плиты, либо от грани траверсы.

2. Нагрузки

В качестве нагрузок рассматриваются усилия N, M_y, M_z, Q_y, Q_z, действующие в опорном сечении колонны. При действии положительного момента M_y наибольшее сжатие фундамента возникает на краю плиты, для которого $z > 0$, а при действии положительного момента M_z наибольшее сжатие фундамента возникает на краю плиты, для которого $y > 0$. Поперечные силы Q_y, Q_z учитываются только при определении требуемых катетов сварных швов соединения

колонны, рёбер или траверс с опорной плитой. При расчете базы с траверсами и жестком сопряжении следует задавать усилия в сечении колонны на уровне высоты траверс.

3. Расчет базы

Расчет базы колонны включает расчет отпора фундамента, определение наибольшего изгибающего момента в опорной плите, проверку прочности опорной плиты, проверку прочности анкерных болтов, определение требуемых катетов сварных швов соединения колонны, рёбер или траверс с опорной плитой, проверку прочности рёбер, проверку прочности траверс, определение требуемого катета сварных швов соединения колонны и рёбер или траверс. Расчетные сопротивления стали колонны, опорной плиты, рёбер и траверс принимаются с учетом их толщины.

Расчет отпора фундамента проводится на основе трехлинейной диаграммы деформирования сжатого бетона [4]. Предполагается, что опорная плита поворачивается как жесткое целое. Данное предположение оправдано существенным различием деформационных свойств стали опорной плиты и бетона фундамента. Применение нелинейной диаграммы деформирования сжатого бетона позволяет корректно определить при действии моментов распределение отпора фундамента по площади опорной плиты и поворот опорной плиты. При жестком сопряжении колонны с фундаментом, одновременно с отпором фундамента определяются усилия в анкерных болтах. При этом применяется диаграмма упругопластического деформирования стали анкерных болтов. Степень затяжки анкерных болтов не учитывается. В выходном документе программы в графической форме приводится распределение реактивного давления σ_b по краям опорной плиты. При действии моментов может возникать отрыв опорной плиты от фундамента. В зоне отрыва реактивное давление отсутствует (рис.2).

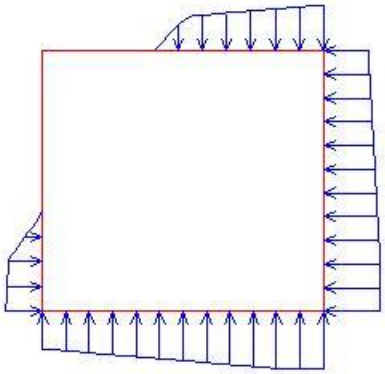


Рис. 2. Пример распределения отпора фундамента

В программе предусмотрен вывод равнодействующей N_b реактивного давления σ_b и эксцентриситетов e_y, e_z равнодействующей N_b по направлениям y, z (с учетом знака). При действии моментной нагрузки выводится значение угла поворота опорной плиты.

Расчет наибольшего изгибающего момента в опорной плите проводится методом, который заключается в разбиении опорной плиты на отдельные прямоугольные плиты, опертые или защемленные по некоторым сторонам [5]. Наибольший изгибающий момент в каждой из плит определяется на основе решений задач об изгибе тонких пластин, находящихся под действием равномерно распределенной поперечной нагрузки. Величина нагрузки при расчете отдельной плиты принимается равной наибольшему отпору фундамента в пределах этой плиты. Рассматриваются следующие типы плит: 1) консольная плита, 2) плита с одним защемленным и двумя опертыми краями, 3) плита с двумя защемленными краями, 4) плита с тремя защемленными краями, 5) плита с четырьмя защемленными краями.

Условие прочности опорной плиты имеет вид:

$$\sigma_{\max} / R_{yo}\gamma_c \le 1$$

где $\sigma_{\max} = \dfrac{6M_{\max}}{t_n^2}$, $M_{\max}$ - наибольший изгибающий момент в плите, t_n - толщина плиты, R_y - расчетное сопротивление стали опорной плиты, γ_c - коэффициент условий работы опорной плиты, принимаемый согласно табл.1 из [1], [2] или табл. 6* из [3]. Согласно [1], [2] (Примечание 3 к табл.1), коэффициент γ_c для опорной плиты учитывается совместно с коэффициентом γ_c для колонны.

Условие прочности анкерных болтов имеет вид:

$$N_{a\max} / N_{ua} \le 1$$

где $N_{a\max}$ - наибольшее усилие в анкерных болтах, $N_{ua} = A_{bn}R_{ba}$ - предельное усилие в анкерном болте, A_{bn} - площадь сечения анкерного болта (по резьбе), R_{ba} - расчетное сопротивление стали анкерных болтов. Расчетное сопротивление стали *ВСт3кп2*, применяемой для анкерных болтов, согласно [3], табл. 60* не зависит от диаметра болта, а согласно [1], табл. Г.7, [2], табл. Г.7 расчетное сопротивление принимается в зависимости от диаметра болта. В программе предусмотрено задание другой марки стали. При определении усилий в анкерных болтах применяется диаграмма упругопластического деформирования стали с предельным напряжением R_{ba}.

Требуемые катеты сварных швов соединения колонны, рёбер или траверс с опорной плитой (рис.3) определяются из условий прочности по металлу шва и по металлу границы сплавления:

$$\tau_f / R_{wf} \le 1$$

$$\tau_z / R_{wz} \le 1$$

где R_{wf} - расчетное сопротивление угловых швов по металлу шва, $R_{wz} = 0.45R_{un}$ - расчетное сопротивление угловых швов по металлу границы сплавления, R_{un} - временное сопротивление стали.

В случае применения различных сталей при проверке прочности по металлу границы сплавления используется меньшее значение из сопротивлений R_{wz} свариваемых элементов.

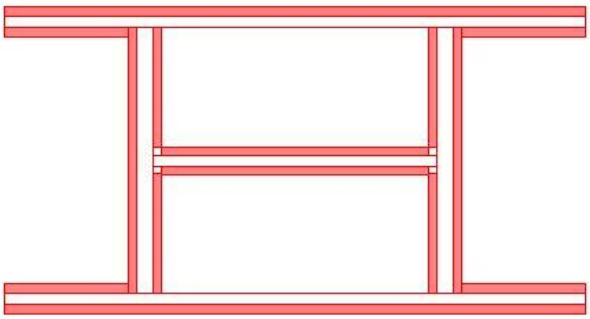


Рис. 3. Пример сечения сварных швов

Напряжения τ_f и τ_z вычисляются по формулам вида:

$$\tau = \sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2}$$

где σ_w - напряжение от действия усилий N, M_y, M_z; τ_w - напряжение от действия поперечной силы Q_y или Q_z. Указанные напряжения определяются по формулам:

$$\sigma_w = N / A + M_y z / I_y + M_z y / I_z$$

$$\tau_{wy} = Q_y / A_y$$

$$\tau_{wz} = Q_z / A_z$$

Здесь A, I_y, I_z - площадь и моменты инерции расчетного сечения сварных швов, A_y и A_z - площади сечений сварных швов, которые воспринимают поперечную силу Q_y и Q_z соответственно; y, z - координаты точки, в которой вычисляется напряжение.

Расчетные толщины сварных швов принимаются равными $\beta_f k_f$ при проверке по металлу шва и $\beta_z k_f$ при проверке по металлу границы сплавления. В программе приняты коэффициенты $\beta_f = 0.7$ и $\beta_z = 1$.

При расчете базы с траверсами и анкерами усилия N, M_y, M_z, по которым производится расчет напряжений в сварных швах, определяются с учетом действия анкеров по формулам:

$$N = N_0 + \sum_i N_{ai}$$

$$M_y = M_{y0} + \sum_i N_{ai} z_{ai}$$

$$M_z = M_{z0} + \sum_i N_{ai} y_{ai}$$

где N_0, M_{y0}, M_{z0} - усилия в сечении колонны на уровне высоты траверс, N_{ai} и y_{ai}, z_{ai} - усилие в анкерном болте и координаты его оси.

Катеты угловых швов k_f принимаются не менее указанных в [1], табл.38, [2], табл.35, [3], табл.38* и не более $1.2t_{\min}$, где $t_{\min}$ - наименьшая из толщин свариваемых элементов. В выходном документе отмечаются катеты, которые принимаются равными наименьшему или наибольшему значению согласно нормативным указаниям. Если наибольшее значение катета оказывается меньше значения, требуемого по расчету, то условие прочности не удовлетворяется.

Предусмотрена возможность учета указания норм, согласно которому расчетные длины непрерывных участков сварных швов должны приниматься на 10 мм меньшими, чем их фактические длины.

Рёбра жесткости рассчитываются на действие сил V и H, показанных на рис.4. Величина и точка приложения силы V на нижней грани ребра (1) определяется по распределению напряжений в сечении сварных швов соединения ребра с опорной плитой. В общем случае указанные напряжения распределены по линейному закону. Сила H определяется из условия равновесия ребра. При этом предполагается, что распределение нормальных напряжений на вертикальной грани ребра (2) является равномерным. Неравномерность распределения касательных напряжений на гранях ребра не учитывается.

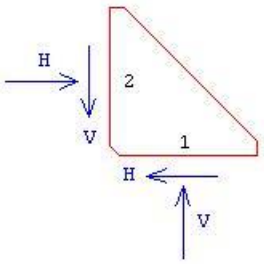


Рис. 4. Усилия на гранях ребра

Условие прочности ребра имеет вид:

$$\sigma_n / R_y \le 1$$

$$\sigma_n = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$$

где σ, τ - нормальное и касательное напряжения на грани ребра.

Условие прочности стыковых швов соединения рёбер, расположенных в плоскостях полок, с полками колонны имеет аналогичный вид:

$$\sigma_n / R_{wy} \le 1$$

$$\sigma_n = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$$

где $R_{wy} = 0.85 R_y$; σ, τ - напряжения от сил H и V, действующих на вертикальной грани ребра.

Условия прочности угловых швов соединения рёбер, расположенных в плоскости стенки, с полками колонны имеют вид:

$$\tau_f / R_{wf} \le 1$$

$$\tau_z / R_{wz} \le 1$$

где $\tau = \sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2}$; σ_w, τ_w - напряжения от сил H и V, действующих на вертикальной грани ребра.

Траверсы рассматриваются как однопролетные балки с консолями. Принимается, что траверса оперта в точках приварки к полкам колонны. Нагрузка на траверсу определяется по напряжениям, действующим в швах приварки траверсы к опорной плите. В общем случае на каждом из трех участков траверсы действует нагрузка, распределенная по линейному закону. В выходном документе программы выводится эпюра нагрузки и значения $q_1, q_2, q_3, q_4, q_5, q_6$ нагрузки на концах участков. При наличии анкеров траверсы воспринимают сосредоточенные вертикальные силы Q, обусловленные действием анкеров (рис.5).

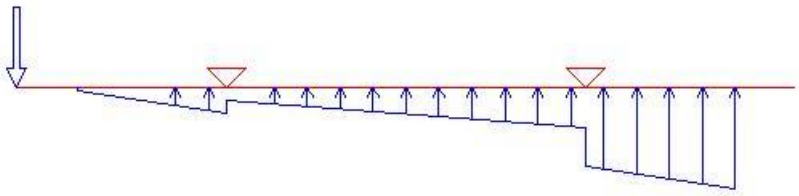


Рис. 5. Пример нагружения траверсы

Проверка прочности проводится по условиям:

$$\sigma / R_y \le 1$$

$$\tau / R_s \le 1$$

где $\sigma = \dfrac{6M_{\max}}{t_m h_m^{\ 2}}$, $\tau = 1.5\dfrac{Q_{\max}}{t_m h_m}$; t_m, h_m - толщина и высота траверсы.

Требуемый катет сварных швов соединения колонны и траверс определяется по наибольшей из сил, действующих на опоры траверс, при условиях прочности:

$$\tau_f / R_{wf} \le 1$$

$$\tau_z / R_{wz} \le 1$$

При этом учитывается нормативное ограничение расчетной длины сварного шва $l_w \le 85\beta_f k_f$.

4. Подбор размеров базы

При подборе опорной плиты варьируются размеры b_y, b_z . Возможны два вида подбора опорной плиты: подбор плиты заданной толщины и подбор размеров плиты в плане и ее толщины.

Размеры опорной плиты ограничиваются заданными предельными размерами $b_{y\max}, b_{z\max}$. Из всех значений b_y, b_z , для которых выполняется условие прочности опорной плиты, выбираются такие значения, для которых площадь плиты имеет наименьшую величину. Толщина опорной плиты принимается из следующего ряда значений: 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 55, 60, 65, 70, 75, 80.

Ширина рёбер определяется размером опорной плиты. Если при этом не выполняются требования по наименьшей расчетной длине угловых швов ($l_w \ge 4k_f$ и $l_w \ge 40$ мм), то производится увеличение размера плиты до значений, при которых выполняются указанные требования. Толщина рёбер подбирается из ряда значений по ГОСТ 19903-74* и ограничивается заданным предельным значением $t_{p\max}$.

Высота ребра определяется по условию равнопрочности ребра по нижней и вертикальной граням:

$$\sigma_1^2 + 3\tau_1^2 = \sigma_2^2 + 3\tau_2^2$$

Здесь индексами 1 и 2 отмечены напряжения на нижней и вертикальной гранях соответственно.

В случае равномерного распределения нормальных напряжений на нижней грани ребра (1) из указанного условия следует соотношение вида $\dfrac{h_p}{b_p} = \sqrt{\dfrac{H^2 + 3V^2}{V^2 + 3H^2}}$. С учетом условия равновесия $Vb_p = Hh_p$ отсюда вытекает равенство $h_p = b_p$. В случае неравномерного распределения напряжений на грани (1) отношение h_p / b_p определяется из биквадратного уравнения.

Высота ребра h_p может быть увеличена по условию прочности сварных швов соединения рёбер с колонной.

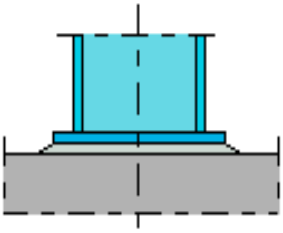
Высота траверсы h_m принимается как наименьшее из значений, для которых выполняются условия прочности траверсы и сварных швов соединения колонны и траверсы.

Диаметр d анкерных болтов варьируется от $d_{\min}$ до $d_{\max}$. Возможен подбор размеров базы при фиксированном диаметре анкерных болтов (при $d_{\max} = d_{\min}$).

Литература

1. СП 16.13330.2017: Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – Минстрой России, 2017.
2. СП 53-102-2004. Общие правила проектирования стальных конструкций/Госстрой России. – М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 132 с.
3. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
4. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции.Основные положения».
5. Металлические конструкции: Справочник проектировщика. – 2-е изд./Под ред. Н.П.Мельникова. – М: Стройиздат, 1980.

463 – База колонны трубчатого сечения



Программа предназначена для подбора размеров базы стальной колонны трубчатого сечения согласно СП 16.13330.2017 [1], СП 53-102-2004 [2], СНиП II-23-81* [3]. Предусмотрена проверка прочности базы заданных размеров. При расчетах обоих видов требуемые катеты угловых сварных швов определяются автоматически.

1. Конструкция базы

Рассматриваются колонны круглого, квадратного или прямоугольного трубчатого сечения. Виды конструкции базы колонны представлены на рис.1.

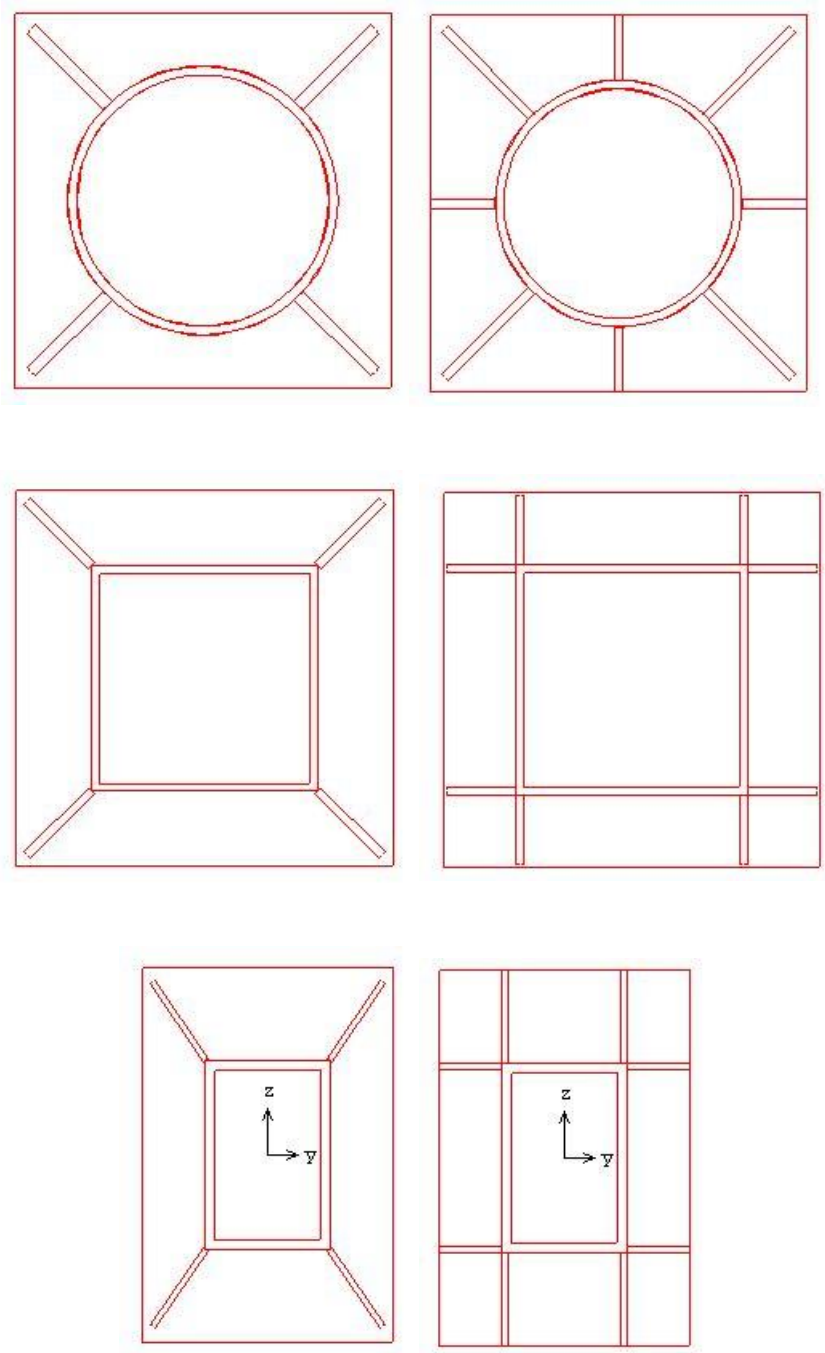


Рис. 1. Виды конструкции базы колонны

Конструкции базы различаются по числу рёбер жесткости, предназначенных для распределения нагрузки от колонны на опорную плиту. Рассматриваются конструкции с ребрами одинаковой высоты h_p и толщины t_p.

Предусмотрены два вида сопряжения колонны с фундаментом: шарнирное и жесткое. При шарнирном сопряжении, передача момента на фундамент ограничена предельным моментом отпора фундамента, который существенно зависит от величины вертикальной нагрузки. При жестком сопряжении, устанавливаются анкеры, которые позволяют передавать значительные моменты и препятствуют повороту опорной плиты. Анкерные болты устанавливаются в пределах опорной плиты.

2. Нагрузки

В качестве нагрузок рассматриваются усилия N, M_y, M_z, Q_y, Q_z, действующие в опорном сечении колонны. При действии положительного момента M_y, наибольшее сжатие фундамента возникает на краю опорной плиты, для которого $z > 0$, а при действии положительного момента M_z, наибольшее сжатие фундамента возникает на краю опорной плиты, для которого $y > 0$. Поперечные силы Q_y, Q_z учитываются только при определении требуемых катетов сварных швов соединения колонны и рёбер с опорной плитой.

3. Расчет базы

Расчет базы колонны включает расчет отпора фундамента, определение наибольшего изгибающего момента в опорной плите, проверку прочности опорной плиты, проверку прочности анкерных болтов, определение требуемых катетов сварных швов соединения колонны и рёбер с опорной плитой, проверку прочности рёбер, определение требуемого катета сварных швов соединения колонны и рёбер.

Расчетные сопротивления стали колонны, опорной плиты и рёбер принимаются с учетом их толщины.

Расчет отпора фундамента проводится на основе трехлинейной диаграммы деформирования сжатого бетона [4]. Предполагается, что при действии моментов опорная плита поворачивается как жесткое целое. Данное предположение оправдано существенным различием деформационных свойств стали опорной плиты и бетона фундамента. Применение нелинейной диаграммы деформирования сжатого бетона позволяет корректно определить при действии моментов распределение отпора фундамента по площади опорной плиты и поворот опорной плиты. При жестком сопряжении колонны с фундаментом, одновременно с отпором фундамента, определяются усилия в анкерных болтах. При этом применяется диаграмма упругопластического деформирования стали анкерных болтов. Степень затяжки анкерных болтов не учитывается. В выходном документе программы в графической форме приводится распределение реактивного давления σ_b по краям опорной плиты. При действии моментов может возникать отрыв опорной плиты от фундамента. В зоне отрыва реактивное давление отсутствует (рис.2).

В программе предусмотрен вывод равнодействующей N_b реактивного давления σ_b и эксцентриситетов e_y, e_z равнодействующей N_b по направлениям y, z (с учетом знака). При действии моментной нагрузки выводится значение угла поворота опорной плиты.

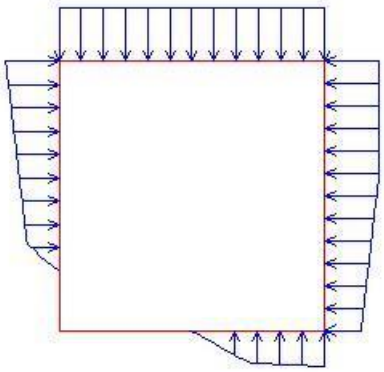


Рис. 2. Пример распределения отпора фундамента

Расчет наибольшего изгибающего момента в опорной плите проводится методом, который заключается в разбиении опорной плиты на отдельные плиты, опертые или защемленные по некоторым сторонам [5]. Наибольший изгибающий момент в каждой из плит определяется на основе решений задач об изгибе тонких пластин, находящихся под действием равномерно распределенной поперечной нагрузки. Величина нагрузки при расчете отдельной плиты принимается равной наибольшему отпору фундамента в пределах этой плиты.

Рассматриваются следующие типы плит: 1) защемленная круглая плита, 2) защемленная прямоугольная плита, 3) плита в виде равнобокой трапеции, защемленная по меньшему основанию, со свободным большим основанием и опертыми боковыми сторонами, 4) плита в виде прямоугольной трапеции, защемленная по меньшему основанию, со свободным большим основанием и опертыми боковыми сторонами, 5) прямоугольная плита с одним свободным краем, защемленным противоположным краем и двумя опертыми краями, 6) прямоугольная плита с двумя свободными смежными краями и двумя защемленными краями.

Условие прочности опорной плиты имеет вид:

$$\sigma_{\max} / R_y \gamma_c \le 1$$

где $\sigma_{\max} = \dfrac{6M_{\max}}{t_n^2}$, $M_{\max}$ - наибольший изгибающий момент в плите, t_n - толщина плиты, R_y - расчетное сопротивление стали опорной плиты, γ_c - коэффициент условий работы опорной плиты, принимаемый согласно табл.1 из [1], [2] или табл. 6* из [3]. Согласно [1], [2] (Примечание 3 к табл.1), коэффициент γ_c для опорной плиты учитывается совместно с коэффициентом γ_c для колонны.

Условие прочности анкерных болтов имеет вид:

$$N_{a\max} / N_{ua} \le 1$$

где $N_{a\max}$ - наибольшее усилие в анкерных болтах, $N_{ua} = A_{bn} R_{ba}$ - предельное усилие в анкерном болте, A_{bn} - площадь сечения анкерного болта (по резьбе), R_{ba} - расчетное сопротивление стали анкерных болтов. Расчетное сопротивление стали *ВСт3кп2*, применяемой для анкерных болтов, согласно [3], табл. 60* не зависит от диаметра болта, а согласно [1], табл. Г.7, [2], табл. Г.7, расчетное сопротивление принимается в зависимости от диаметра болта. В программе предусмотрено задание другой марки стали. При определении усилий в анкерных болтах применяется диаграмма упругопластического деформирования стали с предельным напряжением R_{ba}.

Требуемые катеты сварных швов соединения колонны и рёбер с опорной плитой (рис.3) определяются из условий прочности по металлу шва и по металлу границы сплавления:

$$\tau_f / R_{wf} \le 1$$

$$\tau_z / R_{wz} \le 1$$

где R_{wf} - расчетное сопротивление угловых швов по металлу шва, $R_{wz} = 0.45 R_{un}$ - расчетное сопротивление угловых швов по металлу границы сплавления, R_{un} - временное сопротивление стали.

В случае применения различных сталей при проверке прочности по металлу границы сплавления швов соединения колонны и рёбер с опорной плитой, а также швов соединения колонны и рёбер используется меньшее значение R_{wz}.

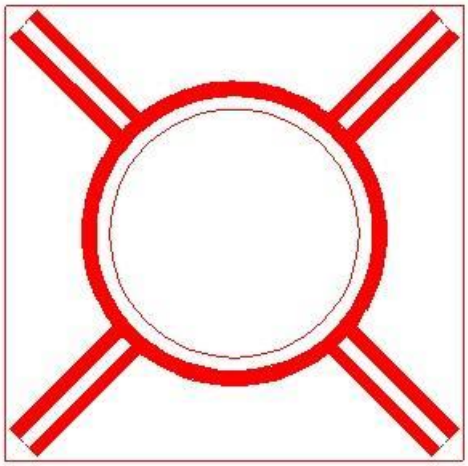


Рис. 3. Пример сечения сварных швов

Напряжения τ_f и τ_z вычисляются по формулам вида:

$$\tau = \sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2}$$

где σ_w - напряжение от действия усилий N, M_y, M_z; τ_w - напряжение от действия поперечной силы Q_y или Q_z. Указанные напряжения определяются по формулам:

$$\sigma_w = N / A + M_y z / I_y + M_z y / I_z$$

$$\tau_{wy} = Q_y / A_y, \ \tau_{wz} = Q_z / A_z$$

Здесь A, I_y, I_z - площадь и моменты инерции расчетного сечения сварных швов, A_y и A_z - площади сечений сварных швов, которые воспринимают поперечную силу Q_y и Q_z соответственно; y, z - координаты точки, в которой вычисляется напряжение.

Так как распределения усилий Q_y и Q_z по сечениям швов колонны и рёбер неизвестно, то напряжения τ_w в сечениях швов колонны и в сечениях швов рёбер определяются по полным значениям Q_y, Q_z и соответствующим площадям A_{yk}, A_{zk} и A_{yp}, A_{zp}.

Расчетные толщины сварных швов принимаются равными $\beta_f k_f$ при проверке по металлу шва и $\beta_z k_f$ при проверке по металлу границы сплавления. В программе приняты коэффициенты $\beta_f = 0.7$ и $\beta_z = 1$.

Катеты угловых швов k_f принимаются не менее указанных в [1], табл.38, [2], табл.35, [3], табл.38* и не более $1.2t_{\min}$, где $t_{\min}$ - наименьшая из толщин свариваемых элементов. В выходном документе отмечаются катеты, которые принимаются равными наименьшему или наибольшему значению согласно нормативным указаниям. Если наибольшее значение катета оказывается меньше значения, требуемого по расчету, то условие прочности не удовлетворяется.

Предусмотрена возможность учета указания норм, согласно которому расчетные длины непрерывных участков сварных швов должны приниматься на 10 мм меньшими, чем их фактические длины.

Рёбра жесткости рассчитываются на действие сил V и H, показанных на рис.4. Величина и точка приложения силы V на нижней грани ребра (1) определяется по распределению напряжений в сечении сварных швов соединения ребра с опорной плитой. В общем случае указанные напряжения распределены по линейному закону. Сила H определяется из условия равновесия ребра. При этом предполагается, что распределение нормальных напряжений на вертикальной грани ребра (2) является равномерным. Неравномерность распределения касательных напряжений на гранях ребра не учитывается.

Условие прочности ребра имеет вид:

$$\sigma_n / R_y \le 1$$

$$\sigma_n = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$$

где σ, τ - нормальное и касательное напряжения на грани ребра.

Проверка прочности сварных швов соединения рёбер с колонной проводится по напряжению $\sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2}$, где σ_w, τ_w - напряжения от сил H и V, действующих на вертикальной грани ребра.

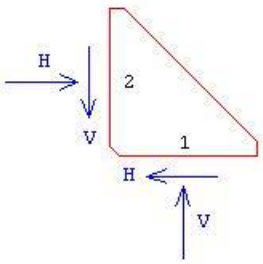


Рис. 4. Усилия на гранях ребра

4. Подбор размеров базы

При подборе опорной плиты для колонны круглого или квадратного сечения варьируется размер b_n, а при подборе опорной плиты для колонны прямоугольного сечения варьируются размеры b_y, b_z. Возможны два вида подбора опорной плиты: подбор плиты заданной толщины и подбор размеров плиты в плане и ее толщины.

Размеры опорной плиты ограничиваются заданными предельными размерами $b_{y\max}, b_{z\max}$. Из всех значений b_y, b_z, для которых выполняется условие прочности опорной плиты, выбираются такие

значения, для которых площадь плиты имеет наименьшую величину. Толщина опорной плиты принимается из следующего ряда значений: 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 55, 60, 65, 70, 75, 80.

Ширина рёбер определяется по размерам опорной плиты. Если при этом не выполняются требования по наименьшей расчетной длине угловых швов ($l_w \geq 4k_f$ и $l_w \geq 40$ мм), то производится увеличение размеров плиты до значений, при которых выполняются указанные требования. Толщина рёбер подбирается из ряда значений по ГОСТ 19903-74* и ограничивается заданным предельным значением $t_{p\max}$. Высота ребра определяется по условию равнопрочности ребра по нижней и вертикальной граням:

$$\sigma_1^2 + 3\tau_1^2 = \sigma_2^2 + 3\tau_2^2$$

Здесь индексами 1 и 2 отмечены напряжения на нижней и вертикальной гранях соответственно.

В случае равномерного распределения нормальных напряжений на нижней грани ребра (1) из указанного условия следует соотношение вида $\frac{h_p}{b_p} = \sqrt{\frac{H^2 + 3V^2}{V^2 + 3H^2}}$. С учетом условия равновесия $Vb_p = Hh_p$ отсюда вытекает равенство $h_p = b_p$. В случае неравномерного распределения напряжений на грани (1) отношение h_p / b_p определяется из биквадратного уравнения.

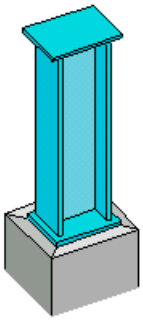
Высота ребра h_p может быть увеличена по условию прочности сварных швов соединения рёбер с колонной.

Диаметр d анкерных болтов варьируется от $d_{\min}$ до $d_{\max}$. Возможен подбор размеров базы при фиксированном диаметре анкерных болтов (при $d_{\max} = d_{\min}$).

Литература

1. СП 16.13330.2017: Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – Минстрой России, 2017.
2. СП 53-102-2004. Общие правила проектирования стальных конструкций/Госстрой России. – М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 132 с.
3. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
4. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции.Основные положения».
5. Металлические конструкции: Справочник проектировщика. – 2-е изд./Под ред. Н.П.Мельникова. – М: Стройиздат, 1980.

465 – Подбор сечения стального элемента



Программа предназначена для подбора сечений изгибаемых и внецентренно сжатых стальных элементов согласно СП 16.13330.2017 [1], СП 53-102-2004 [2], СНиП II-23-81* [3]. Предусмотрена проверка заданного сечения.

1. Виды сечений

Рассматриваются прокатные и сварные сечения стальных элементов. Сечение изгибаемого элемента (балки) может подбираться из следующих сортаментов: двутавр балочный, двутавр широкополочный, двутавр колонный, двутавр обычный. Для внецентренно сжатого элемента (колонны), помимо указанных, при подборе применяются следующие сортаменты: профиль замкнутый квадратный, профиль замкнутый прямоугольный, труба бесшовная горячекатаная, труба электросварная.

Предусмотрен подбор сварного двутаврового сечения. Для колонны дополнительно может подбираться сварное сечение из двух одинаковых прокатных или сварных двутавров, образованное путем их соединения листом в плоскости меньшей жесткости двутавра.

2. Подбор сечения

Подбор производится по заданным расчетным сочетаниям усилий. При прямом изгибе задаются изгибающий момент M_y и поперечная сила Q_z. Для колонны дополнительно задается продольная сила N, которая принята положительной при сжатии. При рассмотрении балки изгибающий момент M_y должен задаваться с учетом знака. При этом момент M_y считается положительным, если при его действии сжатая зона возникает в верхней части сечения. При косом изгибе дополнительно задаются изгибающий момент M_z и поперечная сила Q_y. Индексы в обозначениях усилий соответствуют обозначениям главных осей сечения. Ось, параллельная плоскости стенки, обозначается через z, а ось, параллельная плоскости полки, - через y. Индекс изгибающего момента указывает на ось, относительно которой определен момент. Индекс поперечной силы соответствует оси, в плоскости которой действует сила. При рассмотрении балки возможно задание локальной нагрузки F, приложенной к верхнему поясу балки. Нагрузка с положительным знаком направлена сверху вниз и является сжимающей.

Подбор прокатного профиля производится путем последовательной выборки профилей из заданного сортамента и проверки их несущей способности. Если при вводе исходных данных указан конкретный номер профиля, то выборка начинается с указанного номера. В противном случае, выборка начинается с первого номера сортамента.

При подборе сварного двутаврового сечения варьируются высота h и ширина b сечения, толщина стенки t_w и толщина полки t_f. Толщины принимаются из следующего ряда значений: 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40. При этом ставятся ограничения $t_w \le t_f \le n \cdot t_w$. Коэффициент n, равный наибольшему значению отношения толщины полки к толщине стенки, задается при вводе в пределах от 1 до 4. Высота и ширина сечения ограничиваются заданными минимальными и максимальными значениями: $h_{\min} \le h \le h_{\max}$, $b_{\min} \le b \le b_{\max}$. При этом рассматриваются сечения, для которых $b \le h$. При подборе все сечения, удовлетворяющие указанным ограничениям, рассматриваются в порядке увеличения их площади. Из полученного ряда сечений выбирается то первое сечение, для которого выполняются все предусмотренные проверки. При неполном подборе толщины t_w и t_f задаются произвольными значениями, находящимися в пределах от 4мм до 40мм.

Подбор сварного сечения колонны, образованного из двух прокатных двутавров, заключается в подборе прокатного двутавра из заданного сортамента и подборе размеров листа, соединяющего

двутавры. Возможен выбор профиля из сортаментов колонных, широкополочных и балочных двутавров. Толщина соединительного листа $t_л$ принимается из вышеуказанного ряда значений. Ширина листа $b_л$ принимается не меньшей, чем сумма удвоенной ширины свеса полки и расстояния между полками a_f. Расстояние a_f ограничивается заданными минимальным и максимальным значениями: $a_{f,\min} \le a_f \le a_{f,\max}$. При неполном подборе толщина $t_л$ задается произвольным значением, находящимся в пределах от 4мм до 40мм.

Подбор сварного сечения колонны, образованного из двух сварных двутавров, состоит в подборе сварного двутавра и подборе размеров соединительного листа, которые производятся аналогично описанному выше. Дополнительно ставятся следующие ограничения: $t_л \le t_w \le n \cdot t_л$.

В выходном документе программы выводятся следующие характеристики сечения:

A - площадь, I_y и I_z - моменты инерции относительно осей y и z, W_y и W_z - моменты сопротивления относительно осей y и z, S_y - статический момент половины сечения относительно оси y, I_t - момент инерции при свободном кручении.

3. Расчет балки

Предусмотрены два вида расчета на прочность: расчет в пределах упругих деформаций и расчет с учетом развития пластических деформаций. При упругом расчете условия прочности имеют вид.

$$\frac{\sigma}{R_y \gamma_c} \le 1$$

$$\frac{\tau}{R_s \gamma_c} \le 1$$

Здесь σ - нормальное напряжение, τ - касательное напряжение; R_y, R_s - расчетные сопротивления стали, γ_c - коэффициент условий работы, который принимается согласно таблице 1 из [1], [2] или таблице 6* из [3].

При наличии локальной нагрузки производится проверка прочности стенки балки по условию:

$$\frac{\sigma_{loc}}{R_y \gamma_c} \le 1$$

где $\sigma_{loc} = \dfrac{F}{t_w l_{ef}}$, $l_{ef} = b_F + 2t_f$ - длина распределения нагрузки, b_F - ширина области приложения локальной нагрузки.

Прочность стенки балки проверяется по приведенному напряжению согласно условию:

$$\frac{\sigma_v}{1.15 R_y \gamma_c} \le 1$$

где $\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^{\,2} - \sigma_x \sigma_z + \sigma_z^2 + 3\tau_{xz}^2}$ - приведенное напряжение, σ_x - нормальное напряжение, параллельное оси балки x, σ_z - нормальное напряжение, параллельное оси z и равное σ_{loc}, τ_{xz} - касательное напряжение.

Пластический расчет согласно [3] проводится по условию:

$$\frac{M_y}{c_y W_y R_y \gamma_c} + \frac{M_z}{c_z W_z R_y \gamma_c} \le 1$$

при ограничениях $\tau_z \le 0.9R_s$, если $M_z = 0$, и $\tau_z \le 0.5R_s$, $\tau_y \le 0.5R_s$, если $M_z \ne 0$. Средние касательные напряжения определяются по формулам:

$$\tau_z = \frac{Q_z}{A_w},\ A_w = t_w h_w,\ h_w = h - 2t_f$$

$$\tau_y = \frac{Q_y}{2A_f},\ A_f = t_f b$$

Коэффициенты c_y и c_z, которые характеризуют сопротивление изгибу пластифицированного сечения, принимаются по таблице 66 из [3]. При $M_z = 0$ и $\tau_z > 0.5R_s$ коэффициент c_y заменяется на коэффициент $1.05\beta c_y$, который не должен превышать c_y. Коэффициент β вычисляется по формуле: $\beta = \sqrt{\frac{1-(\tau_z / R_s)^2}{1-0.7(\tau_z / R_s)^2}}$.

Пластический расчет согласно [1] и [2] проводится по условию:

$$\frac{M_y}{c_y \beta W_y R_y \gamma_c} + \frac{M_z}{c_z \beta W_z R_y \gamma_c} \le 1$$

при ограничениях $\tau_z \le 0.9R_s$, если $M_z = 0$, и $\tau_z \le 0.9R_s$, $\tau_y \le 0.5R_s$, если $M_z \ne 0$. При $\tau_z > 0.5R_s$ коэффициент β вычисляется по формуле:

$$\beta = 1 - \frac{0.20}{\alpha_f + 0.25}\left(\frac{\tau_z}{R_s}\right)^4$$

где $\alpha_f = A_f / A_w$. При $\tau_z \le 0.5R_s$ коэффициент β принимается равным 1.

При упругом расчете проводится проверка устойчивости плоской формы изгиба балки. Потеря устойчивости происходит по изгибно-крутильной форме. Проверка при прямом изгибе проводится согласно [1], 8.4.1 или [2], 9.4.1 или [3], 5.15 по условию:

$$\frac{M_y}{\varphi_b W_y R_y \gamma_c} \le 1$$

При косом изгибе применяется условие:

$$\frac{M_y}{\varphi_b W_y R_y \gamma_c} + \frac{M_z}{W_z R_y \gamma_c} \le 1$$

Коэффициент φ_b определяется по [1], прил.Ж или [2], прил.М или [3], прил.7*.

При пластическом расчете для обеспечения общей устойчивости балки необходимо либо непрерывное закрепление сжатого пояса, либо прерывистое закрепление с шагом, ограниченным нормативным значением согласно [1], табл.11 или [2], табл.10 или [3], табл.8*.

Проверки устойчивости стенки и полок проводятся согласно [1], 8.5.2-8.5.5, 8.5.18, 8.5.19 или [2], 9.5.2-9.5.5, 9.5.14, 9.5.15 или [3], 7.1,7.2, 7.4, 7.6*, 7.22*, 7.24. Условие устойчивости стенки записывается в виде:

$$\frac{\bar{\lambda}_w}{\bar{\lambda}_{uw}} \le 1$$

Здесь $\bar{\lambda}_w = (h_{ef} / t_w)\sqrt{R_y / E}$ - условная гибкость стенки, h_{ef} - расчетная высота стенки, t_w - толщина стенки, $\bar{\lambda}_{uw}$ - предельная условная гибкость стенки. Расчетная высота стенки h_{ef} равна расстоянию между началами внутренних закруглений для прокатного профиля и равна полной высоте стенки для сварного профиля. При подборе сечения определяется шаг поперечных рёбер, при котором выполняется условие устойчивости стенки. При этом учитываются требования [1], 8.5.9 или [2], 9.5.9 или [3], 7.10.

Условие проверки устойчивости полки имеет аналогичный вид:

$$\frac{\bar{\lambda}_f}{\bar{\lambda}_{uf}} \le 1$$

Здесь $\bar{\lambda}_f = (b_{ef} / t_f)\sqrt{R_y / E}$ - условная гибкость полки, b_{ef} - расчетная ширина свеса полки, t_f - толщина полки, $\bar{\lambda}_{uf}$ - предельная условная гибкость полки. Расчетная ширина свеса полки b_{ef} равна расстоянию от начала внутреннего закругления до края полки для прокатного профиля и равна расстоянию от грани стенки до края полки для сварного профиля.

Предусмотрена проверка жесткости сечения путем расчета прогиба однопролетной балки от нормативных нагрузок ($\gamma_f = 1$). Возможны различные варианты краевых условий. В качестве нагрузок могут задаваться сосредоточенные силы и равномерно распределенные нагрузки с произвольной длиной распределения. Проверка проводится по условию:

$$\frac{f}{f_u} \le 1$$

Здесь f - наибольший прогиб балки, f_u - предельное значение прогиба, определяемое через норму прогиба n и длину пролета l по формуле $f_u = l / n$.

Для сварных балок определяется катет поясных швов по [1], табл.43 или [2], табл.40 или [3], табл.37* с учетом минимально и максимально допустимых катетов угловых швов согласно [1], 14.1.7 или [2], 15.1.7 или [3], 12.8.

В программе реализована методика подбора сечения балки, изложенная в [2], Приложение Л. В методике предполагается, что устойчивость балки обеспечена выполнением требований [2], 9.4.4 – 9.4.6. По формулам, приведенным в Приложении Л, определяются размеры сечения и эффективное значение расчетного сопротивления стали. Результаты подбора по Приложению Л выводятся для сравнения с результатами подбора по алгоритму программы.

4. Расчет колонны

Предусмотрены два вида расчета на прочность: расчет в пределах упругих деформаций и расчет с учетом пластических деформаций. При расчете в пределах упругих деформаций условия прочности имеют вид:

$$\frac{\sigma}{R_y \gamma_c} \le 1$$

$$\frac{\tau}{R_s \gamma_c} \le 1$$

Здесь σ - нормальное напряжение, τ - касательное напряжение; R_y, R_s - расчетные сопротивления стали, γ_c - коэффициент условий работы, который принимается согласно таблице 1 из [1], [2] или таблице 6* из [3].

Расчет с учетом пластических деформаций проводится согласно [1], 9.1.1 или [2], 10.1.1 или [3], 5.25*, если выполнены следующие условия:

$$\tau \le 0.5R_s$$

$$N/(AR_y) > 0.1$$

Здесь N - продольная сила, A - площадь поперечного сечения. Если для некоторого расчетного сочетания усилий указанные условия не выполняются, то для этого сочетания проводится расчет в пределах упругих деформаций.

Расчет на устойчивость колонны для чисто изгибной формы потери устойчивости проводится согласно [1], 7.1.3, 9.2.2 или [2], 8.1.3, 10.2.2 или [3], 5.3, 5.27* для обеих плоскостей Y и Z. Предусмотрена отмена расчета для плоскости, в которой прогиб колонны стеснен или невозможен. Расчет на устойчивость при $M = 0$ проводится по условию:

$$\frac{N}{\varphi AR_y\gamma_c} \le 1$$

а при $M \ne 0$ - по условию:

$$\frac{N}{\varphi_e AR_y\gamma_c} \le 1$$

Коэффициент φ продольного изгиба вычисляется по формуле (8) из [1], [2] или по формулам (8)-(10) из [3]. Коэффициент φ_e определяется на основе таблицы Д.3 из [1] или таблицы Ж.3 из [2] или таблицы 74 из [3] при помощи линейной интерполяции. Коэффициенты φ и φ_e зависят от гибкости $\lambda = l_{ef}/i$, где $i = \sqrt{I/A}$ - радиус инерции сечения.

Для колонны двутаврового сечения и сечения, образованного из двух двутавров, предусмотрен расчет на устойчивость для изгибно-крутильной формы потери устойчивости согласно [1], 9.2.4, 9.2.9 или [2], 10.2.4, 10.2.9 или [3], 5.30, 5.34. Расчет не проводится в случае, когда изгибающий момент M_y равен нулю, а также в случае, когда прогиб колонны в плоскости Y невозможен. Условия устойчивости имеют вид:

$$\frac{N}{c\varphi_z AR_y\gamma_c} \le 1$$

$$\frac{N}{\varphi_{eyz} AR_y\gamma_c} \le 1$$

Здесь φ_z - коэффициент продольного изгиба относительно оси z, $\varphi_{eyz} = \varphi_{ez}(0.6\sqrt[3]{c} + 0.4\sqrt[4]{c})$ при расчете по [1], [3] или $\varphi_{eyz} = c\varphi_{ez}\psi$ при расчете по [2], φ_{ez} - значение коэффициента φ_e, соответствующее изгибу относительно оси z. Если изгибающий момент M_z, действующий в плоскости Y, равен нулю, то применяется первое условие, иначе применяется второе условие.

Для двутавровых профилей проводятся проверки устойчивости стенки и полок согласно [1], 7.3.2, 7.3.8, 9.4.2, 9.4.3, 9.4.7 или [2], 8.3.2, 8.3.7, 10.4.2, 10.4.3, 10.4.7 или [3], 7.14*, 7.16*, 7.23*. Устойчивость стенки проверяется по условию:

$$\frac{\bar{\lambda}_w}{\bar{\lambda}_{uw}} \le 1$$

Здесь $\bar{\lambda}_w = (h_{ef} / t_w)\sqrt{R_y / E}$ - условная гибкость стенки, h_{ef} - расчетная высота стенки, t_w - толщина стенки, $\bar{\lambda}_{uw}$ - предельная условная гибкость стенки. Расчетная высота стенки h_{ef} равна расстоянию между началами внутренних закруглений для прокатного профиля и равна полной высоте стенки для сварного профиля.

Условие проверки устойчивости полки имеет аналогичный вид:

$$\frac{\bar{\lambda}_f}{\bar{\lambda}_{uf}} \le 1$$

Здесь $\bar{\lambda}_f = (b_{ef} / t_f)\sqrt{R_y / E}$ - условная гибкость полки, b_{ef} - расчетная ширина свеса полки, t_f - толщина полки, $\bar{\lambda}_{uf}$ - предельная условная гибкость полки. Расчетная ширина свеса полки b_{ef} равна расстоянию от начала внутреннего закругления до края полки для прокатного профиля и равна расстоянию от грани стенки до края полки для сварного профиля.

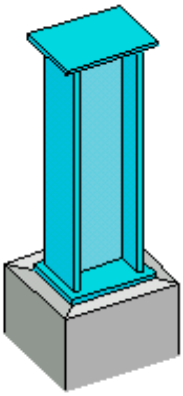
При проверке устойчивости стенок двутавров, входящих в состав сварного сечения из двух двутавров, расчетная высота стенки h_{ef} принимается равной расстоянию между началом внутреннего закругления и гранью соединительного листа, если используются прокатные двутавры, и равна расстоянию между гранью полки и гранью соединительного листа, если используются сварные двутавры.

Для сечения из двух двутавров дополнительно проводится проверка устойчивости соединительного листа. Данная проверка в основном аналогична проверке устойчивости стенки колонны двутаврового сечения. Расчетная высота h_{ef} принимается равной ширине соединительного листа $b_л$.

Литература

1. СП 16.13330.2017: Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – Минстрой России, 2017.
2. СП 53-102-2004. Общие правила проектирования стальных конструкций/Госстрой России. – М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 132 с.
3. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.

466 – Подбор сечения стального элемента (Еврокод 3)



Программа предназначена для подбора сечений стальных балок и колонн согласно ТКП EN 1993-1-1-2009: Еврокод 3 [1]. Предусмотрена проверка заданного сечения.

1. Виды сечений

В случае балки, рассматриваются следующие сечения: прокатные двутавры, сварные равнополочные и неравнополочные двутавры (рис. 1), сечения, образованные из прокатных или сварных швеллера и двутавра (рис. 2). В случае колонны, рассматриваются следующие сечения: прокатные двутавры, сварные равнополочные двутавры, квадратные и прямоугольные тонкостенные сечения, трубные сечения (рис. 3), сечения, образованные из двух прокатных или сварных двутавров (рис. 4). Составные сечения из швеллера и двутавра и двух двутавров образуются путем их соединения листом в плоскости меньшей жесткости профилей.

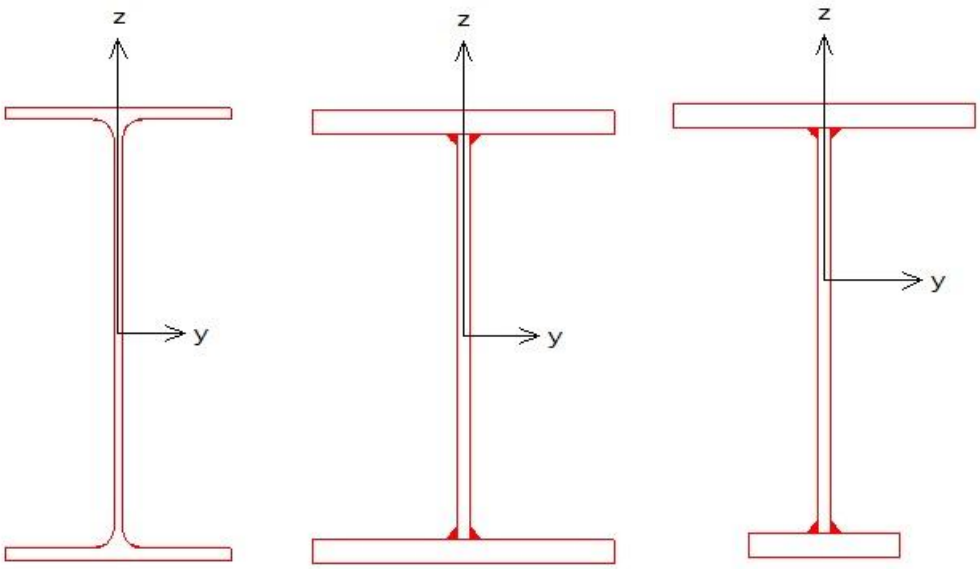


Рис.1. Двутавровые сечения

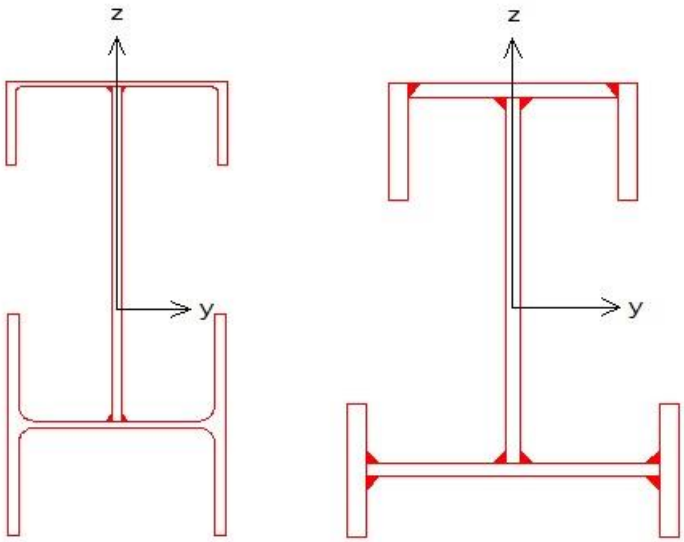


Рис.2. Сечения, образованные из швеллера и двутавра

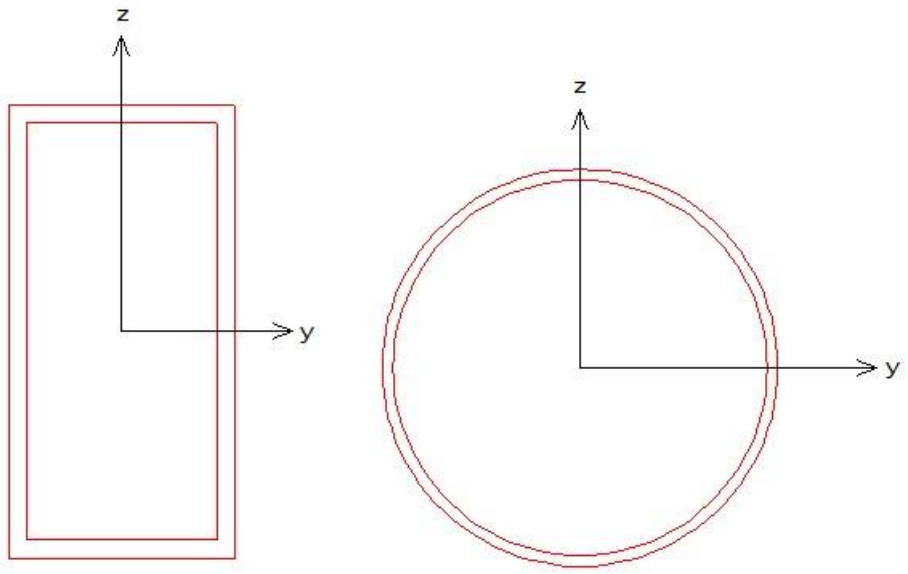


Рис.3. Трубные сечения

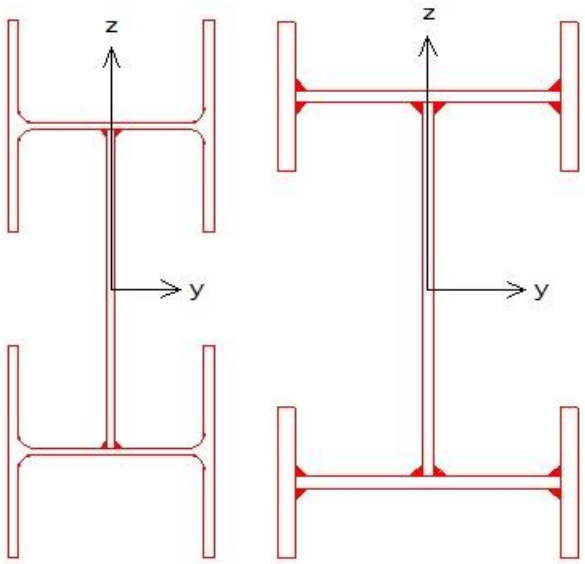


Рис.4. Сечения, образованные из двух двутавров

Согласно [1] 5.5.2, различают четыре класса поперечных сечений: 1, 2, 3, 4. В программе допускаются только сечения первых трех классов. Класс сечения может определяться автоматически по таблице 5.2 или задаваться при вводе. Для сечений балки, класс определяется по первому столбцу таблицы 5.2, для сечений колонны – по второму столбцу таблицы 5.2.

2. Подбор сечения

Подбор производится по заданным расчетным сочетаниям усилий. В случае балки, задаются изгибающий момент M_y и поперечная сила V_z. В случае колонны, задаются продольная сила N, изгибающие моменты M_y, M_z, поперечные силы V_y, V_z. Индекс изгибающего момента указывает на ось, относительно которой определен момент. Индекс поперечной силы соответствует оси, в плоскости которой действует сила.

Подбор прокатного профиля производится путем последовательной выборки профилей из заданного сортамента и проверки их несущей способности. Если при вводе исходных данных указан конкретный номер профиля, то выборка начинается с указанного номера. В противном случае, выборка начинается с первого номера сортамента.

При подборе сварного равнополочного двутавра, варьируются высота h и ширина b сечения, толщина стенки t_w и толщина полки t_f. Толщины принимаются из следующего ряда значений: 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40. При этом ставятся ограничения $t_w \le t_f \le 2t_w$. Высота и ширина сечения ограничиваются заданными минимальными и максимальными значениями: $h_{\min} \le h \le h_{\max}$, $b_{\min} \le b \le b_{\max}$. Рассматриваются сечения, для которых $b \le h$. Если необходимо зафиксировать один из размеров, то следует принять минимальный и максимальный размеры равными фиксированному размеру, например, $h_{\min} = h_{\max} = h$. При подборе, все сечения, удовлетворяющие указанным ограничениям, рассматриваются в порядке увеличения их площади. Из полученного ряда сечений выбирается то первое сечение, для которого выполняются все предусмотренные проверки. При неполном подборе, толщины t_w и t_f задаются произвольными значениями, находящимися в пределах от 4мм до 40мм. При подборе сварного неравнополочного двутавра, значения ширины верхней и нижней полок задаются при вводе исходных данных.

Подбор сечения, образованного из швеллера и двутавра, состоит в подборе ширины $b_л$ и толщины $t_л$ соединительного листа при заданных прокатных или сварных профилях. Толщина $t_л$ принимается из вышеуказанного ряда значений. Значение $t_л$ ограничивается заданными минимальным и максимальным значениями $t_{л,\min}$ и $t_{л,\max}$. Минимальное и максимальное значения ширины $b_л$ определяются через заданные предельные значения $a_{f,\min}$ и $a_{f,\max}$ расстояния a_f между полками швеллера и двутавра вдоль оси z. При неполном подборе толщина $t_л$ задается произвольным значением, находящимся в пределах от 4мм до 40мм.

Подбор сечения, образованного из двух прокатных двутавров, заключается в подборе прокатного двутавра из заданного сортамента и подборе ширины $b_л$ и толщины $t_л$ соединительного листа. Подбор сечения, образованного из двух сварных двутавров, состоит в подборе сварного двутавра и подборе размеров соединительного листа. При этом ставятся следующие ограничения: $t_л / 2 \le t_w \le 2t_л$.

3. Расчет балки

Проверка прочности в случае сечений классов 1 и 2 проводится согласно 6.2.5, 6.2.6 и 6.2.8, а в случае сечения класса 3 – согласно 6.2.1(5).

3.1 Проверка прочности сечений классов 1 и 2

Условия прочности имеют вид (6.12), (6.18):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \le 1$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \le 1$$

Здесь $M_{pl,Rd} = W_{pl,y} f_y / \gamma_{M0}$ - несущая способность при изгибе, $V_{pl,Rd} = A_V (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$ - несущая способность при сдвиге f_y - предел текучести, A_V - площадь сдвига. В том случае, когда величина поперечного усилия V_{Ed} больше $0.5V_{pl,Rd}$, предельный момент $M_{pl,Rd}$ определяется по уменьшенному пределу текучести $(1-\rho) f_y$, где $\rho = \left(2V_{Ed} / V_{pl,Rd} - 1\right)^2$. Результат проверки второго условия выводится только тогда, когда условие не выполняется.

3.2 Проверка прочности сечения класса 3

Проверка прочности сечения класса 3 проводится для упругой стадии. Условие прочности имеет вид (6.1):

$$\frac{(\sigma^2 + 3\tau^2)^{1/2}}{f_y / \gamma_{M0}} \le 1$$

Нормальное напряжение σ определяется по моменту M_y, касательное напряжение τ - по силе V_z. Проверка условия прочности проводится в тех точках сечения, в которых левая часть условия прочности может достигать наибольшего значения.

3.3 Проверка устойчивости

Проверка устойчивости плоской формы изгиба проводится согласно 6.3.2. Условие устойчивости имеет вид (6.55):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \le 1$$

Здесь $M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y f_y / \gamma_{M1}$ - несущая способность по устойчивости плоской формы изгиба, $W_y = W_{pl,y}$ для сечений классов 1, 2 и $W_y = W_{el,y}$ для сечения класса 3, χ_{LT} - понижающий коэффициент, определяемый по формуле (6.56). Значение χ_{LT} зависит от условной гибкости $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$. Критический момент при потере устойчивости плоской формы изгиба вычисляется по формуле:

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 E I_z}{L_{cr,LT}^2} \sqrt{\frac{I_\omega + k L_{cr,LT}^2 I_T}{I_z}}$$

где $k = \frac{1}{2\pi^2 (1+\nu)}$, I_ω - секториальный момент инерции сечения, I_T - момент инерции сечения при кручении, $L_{cr,LT}$ - расчетная длина, принимаемая равной расстоянию между боковыми закреплениями балки. Приведенная формула справедлива при вилочном закреплении концов рассматриваемой части балки и при $M_y(x) = const$ в пределах этой части. Учет изменения момента между закреплениями производится согласно 6.3.2.3(2) заменой коэффициента χ_{LT} на

коэффициент $\chi_{LT,\mathrm{mod}} = \chi_{LT} / f$, где $f = 1 - 0.5(1 - k_c)\left[1 - 2(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2\right]$. Поправочный коэффициент k_c принимается по таблице 6.6 в зависимости от вида эпюры момента.

4. Расчет колонны

Проверка прочности в случае сечений классов 1 и 2 проводится согласно 6.2.9.1, а в случае сечения класса 3 – согласно 6.2.1(5).

4.1 Проверка прочности сечений классов 1 и 2

Условие прочности имеет вид (6.41):

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right]^{\beta} \le 1$$

Здесь $M_{N,y,Rd}$, $M_{N,z,Rd}$ - предельные изгибающие моменты в пластической стадии с учетом действия сжимающей силы N_{Ed}, определяемые согласно 6.2.9.1(5). Показатели степени определяются по следующим формулам:

- для двутавровых сечений: $\alpha = 2$, $\beta = 5n$, причем $\beta \ge 1$
- для коробчатых сечений: $\alpha = \beta = 1.66/(1 - 1.13n^2)$, причем $\alpha = \beta \le 6$
- для круглых труб: $\alpha = \beta = 2$

В этих формулах $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$.

В том случае, когда величина поперечного усилия V_{Ed} больше $0.5V_{pl,Rd}$ предельный момент $M_{N,Rd}$ определяется по уменьшенному пределу текучести $(1-\rho) f_y$, где $\rho = \left(2V_{Ed} / V_{pl,Rd} - 1\right)^2$. В выходном документе программы предельный момент, полученный с учетом действия поперечной силы, обозначается $M_{V,i,Rd}$, $i = y, z$.

4.2 Проверка прочности сечения класса 3

Проверка прочности сечения класса 3 проводится для упругой стадии. Условие прочности имеет вид (6.1):

$$\frac{(\sigma^2 + 3\tau^2)^{1/2}}{f_y / \gamma_{M0}} \le 1$$

Нормальное напряжение σ определяется по N, M_y, M_z, касательное напряжение τ - по V_y, V_z. Проверка условия прочности проводится в тех точках сечения, в которых левая часть условия прочности может достигать наибольшего значения.

В случае круглого сечения, приведенное напряжение $\sigma_V = \left(\sigma^2 + 3\tau^2\right)^{1/2}$, в общем случае, вычисляется через всю совокупность усилий.

4.3 Проверка устойчивости

Проверка устойчивости колонны проводится согласно 6.3.3 по условиям (6.61) и (6.62).

При рассмотрении устойчивости в плоскости изгиба критическая сила определяется через заданную расчетную длину L_{cr} по формуле:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2}$$

где EI – изгибная жесткость в рассматриваемой плоскости.

Условия проверки несущей способности колонны имеют вид:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy}\frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz}\frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy}\frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz}\frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$

Здесь $N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$ - расчетные значения продольной силы и изгибающих моментов; χ_y, χ_z - понижающие коэффициенты для изгиба относительно осей y, z; χ_{LT} - понижающий коэффициент, учитывающий потерю устойчивости по изгибно-крутильной форме; $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ - коэффициенты взаимодействия усилий. Предельные усилия $N_{Rk}, M_{y,Rk}, M_{z,Rk}$ определяются по табл. 6.7 в зависимости от класса сечения. При проверке коробчатых и круглых сечений коэффициент χ_{LT} принимается равным 1.0.

В программе коэффициенты $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ вычисляются по формулам табл. А.1 Приложения А через коэффициенты $C_{m,y}, C_{m,z}, C_{m,LT}$, которые определяются следующим образом:

при $\overline{\lambda_0} \le \overline{\lambda_{0*}}$

$$C_{m,y} = C_{m,y,0}.$$

$$C_{m,z} = C_{m,z,0}$$

$$C_{m,LT} = 1.0$$

при $\overline{\lambda_0} > \overline{\lambda_{0*}}$

$$C_{m,y} = C_{m,y,0} + (1 - C_{m,y,0})\frac{\sqrt{\varepsilon_y}\, a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y}\, a_{LT}}$$

$$C_{m,z} = C_{m,z,0}$$

$$C_{m,LT} = C_{m,y}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} \ge 1$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}}$$

$$a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y}$$

Граничное значение $\overline{\lambda_{0*}}$ вычисляется по формуле:

$$\overline{\lambda_{0*}} = 0.2\sqrt{C_1}\sqrt[4]{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)}$$

В приведенных формулах $N_{cr,z}$ - критическая сила при потере устойчивости по форме изгиба относительно оси z (в плоскости наименьшей жесткости); $N_{cr,TF}, N_{cr,T}$ - критические силы при потере устойчивости по изгибно-крутильной форме и по крутильной форме соответственно. В случае двоякосимметричного сечения $N_{cr,TF} = N_{cr,T}$. Выражение для $N_{cr,T}$ имеет вид:

$$N_{cr,T} = (\frac{\pi^2 EI_\omega}{L_{cr,T}^2} + GI_T)/i_p^2$$

Здесь I_ω - секториальный момент инерции сечения, I_T - момент инерции сечения при кручении, $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ - модуль сдвига, $i_p^2 = i_y^2 + i_z^2$; i_y, i_z - радиусы инерции относительно осей y, z; $L_{cr,T}$ - расчетная длина при потере устойчивости по крутильной форме. Значение $L_{cr,T}$ принимается равным $L_{cr,z}$.

Условная гибкость $\overline{\lambda_0}$ определяется по формуле:

$$\overline{\lambda_0} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr,y,0}}}$$

Здесь $M_{cr,y,0}$ - критический момент для рассматриваемой части колонны при вилочном закреплении концов части и при $M_y(x) = const$ в пределах этой части. Критический изгибающий момент вычисляется по формуле:

$$M_{cr,y,0} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_{cr,LT}^2}\sqrt{\frac{I_\omega + kL_{cr,LT}^2 I_T}{I_z}}$$

где $k = \frac{1}{2\pi^2(1+\nu)}$, $L_{cr,LT}$ - расчетная длина, принимаемая равной расстоянию между закреплениями колонны.

Значение C_1 в выражении для $\overline{\lambda_{0*}}$ определяется по формуле:

$$C_1 = \frac{M_{cr,y}}{M_{cr,y,0}}$$

Здесь $M_{cr,y}$ - критический момент, определяемый для фактического распределения изгибающего момента $M_y(x)$. В программе предполагается, что эпюра момента $M_y(x)$ является линейной. Условная гибкость, соответствующая критическому моменту, определяется по формуле:

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr,y}}}$$

Коэффициенты $C_{m,y,0}, C_{m,z,0}$ вычисляются при линейной эпюре момента M_y по формуле первой строки табл. А.2:

$$C_{m,i,0} = 0.79 + 0.21\psi_i + 0.36(\psi_i - 0.33)\frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$$

$$i = y, z$$

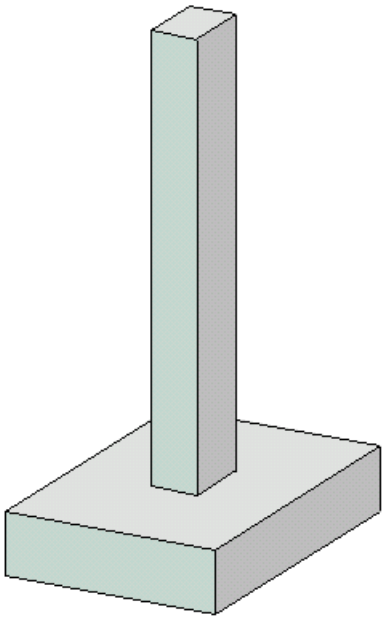
Здесь $\psi_i = M_{i,2} / M_{i,1}$- отношение значений момента на концах рассматриваемой части колонны, причем $|M_{i,1}| \geq |M_{i,2}|$.

При проверке коробчатых и круглых сечений коэффициенты $C_{m,y,0}, C_{m,z,0}$ определяются как при $\overline{\lambda_0} \leq \overline{\lambda_{0*}}$.

Литература

1. ТКП EN 1993-1-1-2009: Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций – Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.

467 - Расчетные длины колонн



Программа предназначена для определения расчетных длин произвольно закрепленных стальных и железобетонных колонн переменного сечения, а также для определения усилий в колонне на основе деформированной схемы.

1. Расчетная схема

Расчетная схема представляет собой последовательность стержневых элементов (частей колонны) различной жесткости (рис.1). Части нумеруются в направлении снизу вверх. Возможно задание до 50 частей. При расчете применяется координатная ось *x*, начало которой совпадает с центром тяжести нижнего сечения колонны. Ось *x* направлена снизу вверх.

При статическом расчете на каждой части колонны вводится локальная ось координат, которая совпадает с линией центров тяжести сечений данной части. Возможен учет смещения оси части колонны по отношению к оси нижерасположенной части.

Предполагается, что результирующая продольная сила воспринимается в нижней опоре. Условия упругого или абсолютно жесткого закрепления могут задаваться в произвольных точках. Они формулируются для прогиба колонны и поворота сечения. На рис.3 даны формулы для определения коэффициентов жесткости упругих связей колонны с присоединенными к ней элементами конструкции (см.[2], Таблица 24). Возможен учет второстепенных шарнирно опертых колонн путем введения пружины отрицательной жесткости (рис.4).

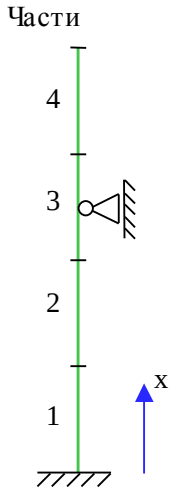


Рис. 1. Расчетная схема

2. Нагрузки

Предусмотрено задание сосредоточенных и равномерно распределенных продольных сил. При статическом расчете колонны дополнительно могут задаваться сосредоточенные и распределенные поперечные силы и сосредоточенные моменты. Также предусмотрено задание смещений и поворотов жестких опор. Положительные направления нагрузок показаны на рис.2. Положительное направление смещения жесткой опоры совпадает с положительным направлением поперечной силы. Положительное направление поворота жесткой опоры совпадает с положительным направлением момента.

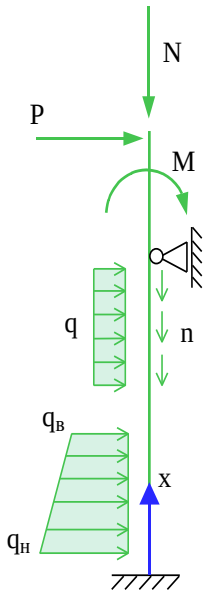


Рис. 2. Положительные направления нагрузок

3. Расчет

Расчетная длина (см.[1]) определяется по формуле:

$$l_{ef} = \pi\sqrt{\frac{EI}{\eta N}}$$

Здесь EI – изгибная жесткость, N – продольная сила, $\eta = N_k / N$ – коэффициент критической нагрузки, равный отношению продольной силы при достижении критического состояния к действующей продольной силе.

Коэффициент η отыскивается в рамках теории упругой устойчивости для заданного распределения продольных нагрузок. Этот коэффициент является системной характеристикой колонны. При переменной изгибной жесткости или при переменной продольной силе расчетная длина также является переменной величиной.

При статическом расчете колонны решается задача о продольно-поперечном изгибе на основе следующей линейной системы обыкновенных дифференциальных уравнений:

$$\frac{dw}{dx} = \varphi$$

$$\frac{d\varphi}{dx} = -\frac{M}{EI}$$

$$\frac{dM}{dx} = P - N(\varphi + \varphi_0)$$

$$\frac{dP}{dx} = q$$

Здесь w – прогиб от нагрузок, φ - угол поворота сечения, M – изгибающий момент, $P = Q + N(\varphi + \varphi_0)$, Q – поперечная сила, N – продольная сила, q – интенсивность распределенной поперечной нагрузки, w_0 – начальный прогиб, $\varphi_0 = dw_0 / dx$.

При расчете по деформированной схеме предусмотрен учет влияния таких несовершенств колонны, как непрямолинейность и невертикальность, путем задания начального прогиба по форме потери устойчивости или задания отклонения оси колонны от вертикали. Выбор в качестве формы несовершенства колонны формы потери устойчивости объясняется высокой степенью влияния этой формы при больших продольных нагрузках. Отклонение оси колонны от вертикали представляет собой поворот оси вокруг нижней точки. Выбор наиболее неблагоприятного направления (выбор знака) начального прогиба или отклонения оси колонны от вертикали осуществляется автоматически.

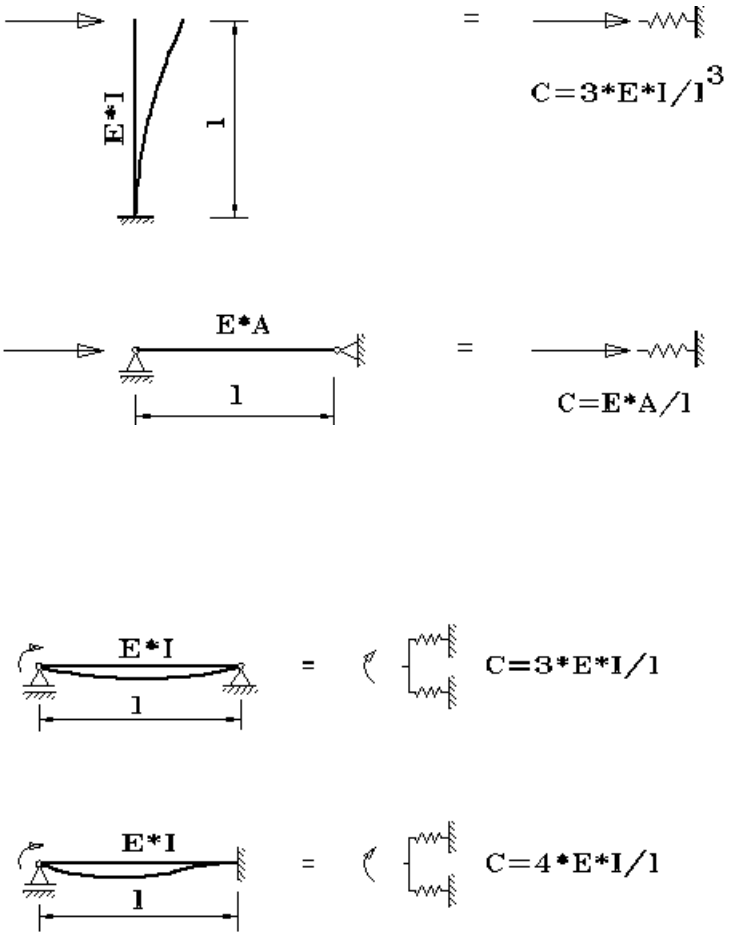


Рис. 3. Коэффициенты жесткости упругих связей

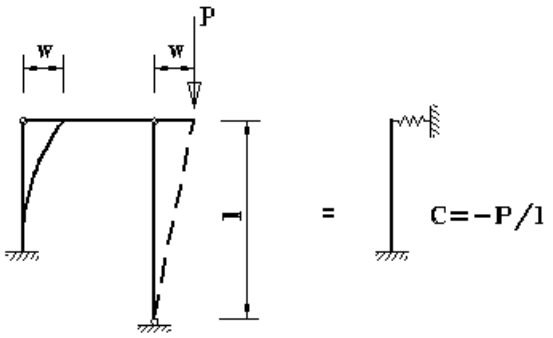
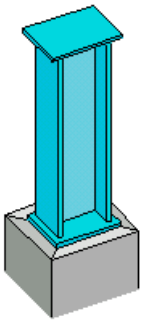


Рис. 4. Учет второстепенной колонны

Литература

1. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
2. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81* «Стальные конструкции») /ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.

468 - Стальная колонна



Программа предназначена для проектирования стальной сплошной колонны согласно следующим нормам: СП 16.13330.2017 [1], СП 53-102-2004 [2], СНиП II-23-81* [3]. Нагрузки могут задаваться и комбинироваться согласно СП 20.13330.2016 [4] или СНиП 2.01.07-85* [5]. Возможен подбор прокатного или сварного сечения. Предусмотрен расчет прогибов колонны для комбинаций нормативных нагрузок.

1. Расчетная схема

Расчетная схема колонны представляет собой стержневой элемент постоянного сечения. При расчете колонны применяется система координат xyz, начало которой совпадает с центром тяжести нижнего сечения колонны, ось z лежит в плоскости наибольшей жесткости колонны, ось x направлена снизу вверх (рис.1).

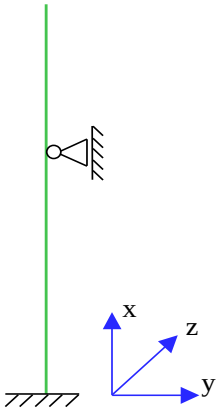


Рис. 1. Расчетная схема

Предполагается, что результирующая вертикальная сила воспринимается в нижней опоре. Условия упругого или абсолютно жесткого закрепления могут задаваться в произвольных точках. Они формулируются для прогиба колонны и поворота сечения вокруг горизонтальной оси. Возможен выбор частных расчетных схем, для которых не требуется явно задавать условия закрепления.

На рис.2 даны формулы для определения коэффициентов жесткости упругих связей колонны (см.[6], таблица 24). Возможен учет второстепенных шарнирно опертых колонн путем введения пружины отрицательной жесткости (рис.3).

2. Нагрузки

Возможны следующие нагрузки: сосредоточенные вертикальные и горизонтальные силы, сосредоточенные моменты, распределенные горизонтальные и вертикальные нагрузки, смещения и повороты жестких опор. Положительные направления нагрузок показаны на рис.4. Положительные направления смещений жестких опор совпадают с направлениями координатных осей. Положительные направления поворотов жестких опор совпадают с положительными направлениями моментов.

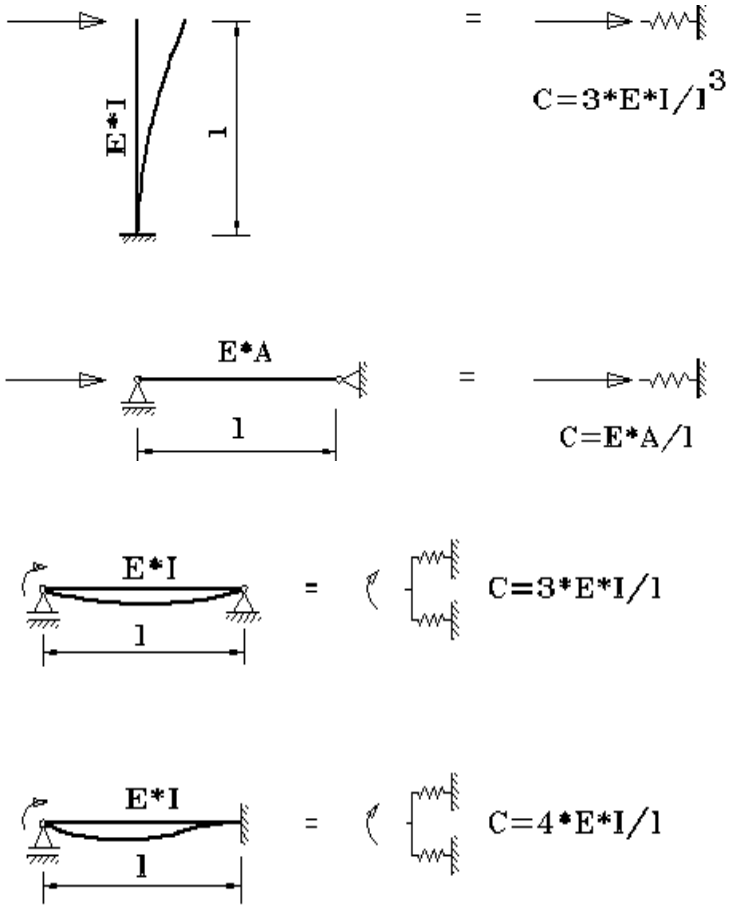


Рис. 2. Коэффициенты жесткости упругих связей

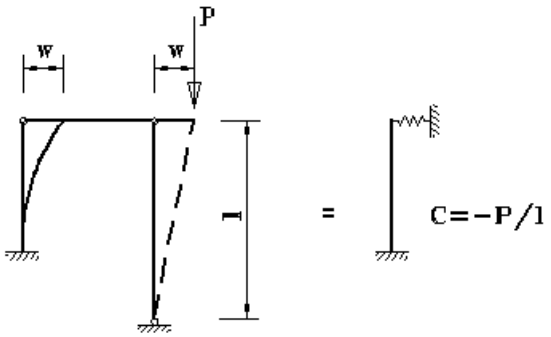


Рис. 3. Учет второстепенной колонны

Согласно СНиП «Нагрузки и воздействия», нагрузки подразделяются на постоянные, длительные, кратковременные и особые. Комбинирование нагрузок представляет собой генерацию множества возможных комбинаций нагрузок с учетом коэффициентов надежности по нагрузке γ_f и коэффициентов, связанных с одновременным учетом двух и более временных нагрузок. При наличии особых нагрузок наряду с основными комбинациями генерируются также особые комбинации.

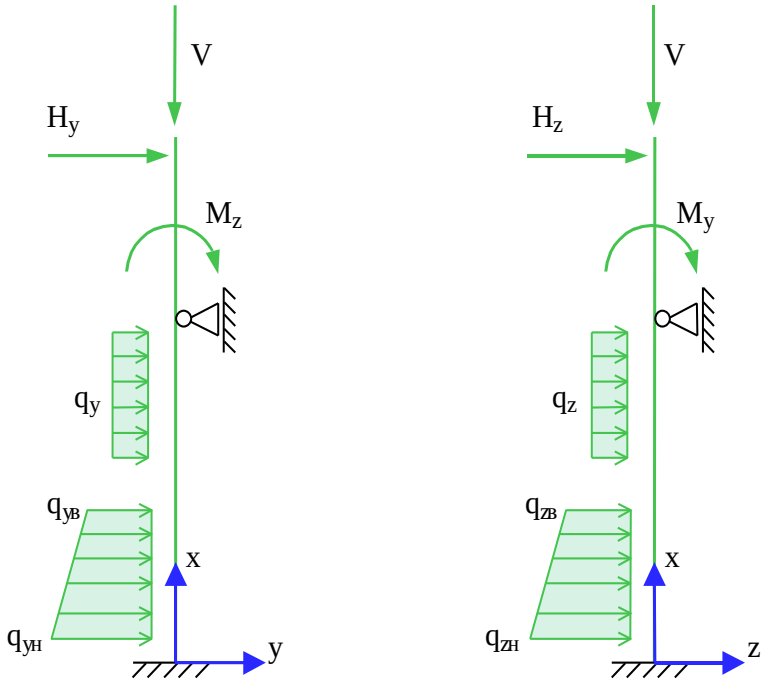


Рис. 4. Положительные направления нагрузок

Возможен ввод несочетаемых нагрузок. Такие нагрузки включаются в группу несочетаемых нагрузок. В комбинацию может войти только одна нагрузка из каждой группы. Нумерация групп начинается с единицы. Группы могут применяться, в частности, при учете ветровых нагрузок (при рассмотрении действия ветра по различным направлениям) и крановых нагрузок (при рассмотрении различных положений крана). Возможен ввод знакопеременных нагрузок. В этом случае, в расчете учитывается как заданная нагрузка, так и нагрузка противоположного знака.

3. Сечение

Возможно задание следующих прокатных профилей: двутавр колонный, двутавр широкополочный, двутавр балочный, двутавр обычный, профиль замкнутый квадратный, профиль замкнутый прямоугольный, труба бесшовная горячекатаная, труба электросварная.

Возможно задание следующих сварных сечений: двутавровое сечение, сечение из двух прокатных двутавров, сечение из двух сварных двутавров. Сечения второго и третьего вида образуются из двух одинаковых двутавров путем их соединения листом в плоскости меньшей жесткости двутавра (рис.5).

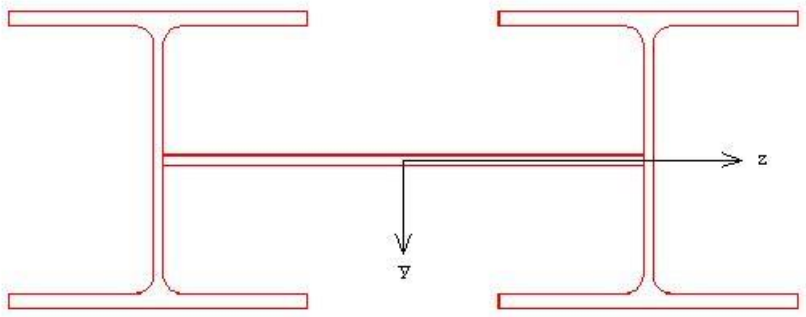


Рис. 5. Сечение из двух двутавров

Предусмотрены два вида расчета: проверка заданного профиля и подбор требуемого профиля. Подбор прокатного профиля производится автоматически, путем последовательной выборки профилей из заданного сортамента и проверки их несущей способности. Если при вводе исходных данных указан конкретный номер профиля, то выборка начинается с указанного номера. В противном случае, выборка начинается с первого номера сортамента.

При подборе сварного двутаврового сечения варьируются высота h и ширина b сечения, толщина стенки t_w и толщина полок t_f. Толщины принимаются из следующего ряда значений: 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40. При этом ставятся ограничения $t_w \le t_f \le 2 \cdot t_w$. Высота и ширина сечения ограничиваются заданными минимальными и максимальными значениями: $h_{\min} \le h \le h_{\max}$, $b_{\min} \le b \le b_{\max}$. При этом рассматриваются сечения, для которых $b \le h$. При подборе все сечения, удовлетворяющие указанным ограничениям, сортируются в порядке увеличения их площади. Из полученного ряда сечений выбирается то первое сечение, для которого выполняются все предусмотренные проверки по прочности и устойчивости. При неполном подборе толщины t_w и t_f задаются произвольными значениями, находящимися в пределах от 4 мм до 40 мм.

Подбор сварного сечения, образованного из двух прокатных двутавров, заключается в подборе прокатного двутавра из заданного сортамента и подборе размеров листа, соединяющего двутавры. Возможен выбор профиля из сортаментов колонных, широкополочных и балочных двутавров. Толщина соединительного листа $t_л$ принимается из вышеуказанного ряда значений. Ширина листа $b_л$ принимается не меньшей, чем сумма удвоенной ширины свеса полки и расстояния между полками a_f. Расстояние a_f ограничивается заданными минимальным и максимальным значениями: $a_{f,\min} \le a_f \le a_{f,\max}$. При неполном подборе толщина $t_л$ задается произвольным значением, находящимся в пределах от 4 мм до 40 мм.

Подбор сварного сечения, образованного из двух сварных двутавров, состоит в подборе сварного двутавра и подборе размеров соединительного листа, которые производятся аналогично описанному выше. Дополнительно ставятся следующие ограничения: $t_л \le t_w \le 2 \cdot t_л$.

4. Расчет на прочность и устойчивость

Расчет усилий в колонне проводится по недеформированной схеме. Усилия в статически неопределимой колонне при наличии упругих закреплений зависят от соотношения между изгибной жесткостью колонны и коэффициентами жесткости закреплений. Поэтому в указанном случае, при подборе требуемого профиля расчет усилий производится для каждого проверяемого профиля.

При определении расчетных усилий от комбинаций нагрузок применяется принцип суперпозиции: по усилиям от отдельных нагрузок вычисляются усилия от расчетных комбинаций нагрузок. Для проверок прочности и устойчивости колонны производится выбор расчетных комбинаций нагрузок по наибольшим значениям продольной силы N, изгибающих моментов M_y, M_z, суммарного момента $M = \sqrt{M_y^2 + M_z^2}$, поперечных сил Q_y, Q_z, а также эксцентриситетов $e_z = M_y / N$, $e_y = M_z / N$, $e \ = M \ / N$. При этом повторяющиеся комбинации исключаются. Выбор расчетных комбинаций производится для каждого из участков колонны, на которые она делится точками закреплений и точками приложения нагрузок. Для каждой выбранной комбинации нагрузок решается задача об устойчивости сжатого стержня. При помощи численного метода определяется коэффициент критической нагрузки, который служит для вычисления расчетных длин в плоскостях Y и Z.

Предусмотрены два вида расчета на прочность: расчет в пределах упругих деформаций и расчет с учетом пластических деформаций. При расчете в пределах упругих деформаций условия прочности имеют вид:

$$\frac{\sigma}{R_y \gamma_c} \le 1$$

$$\frac{\tau}{R_s \gamma_c} \le 1$$

Здесь σ - нормальное напряжение, τ - касательное напряжение; R_y, R_s - расчетные сопротивления стали, γ_c - коэффициент условий работы, который принимается согласно таблице 1 из [1], [2] или таблице 6* из [3].

Расчет с учетом пластических деформаций проводится согласно [1], 9.1.1 или [2], 10.1.1 или [3], 5.25*, если выполнены следующие условия:

$$\tau \le 0.5 R_s$$

$$N/(AR_y) > 0.1$$

Здесь A - площадь поперечного сечения. Если для некоторого расчетного сочетания усилий указанные условия не выполняются, то для этого сочетания проводится расчет в пределах упругих деформаций.

Расчет на устойчивость колонны для чисто изгибной формы потери устойчивости проводится согласно [1], 7.1.3, 9.2.2 или [2], 8.1.3, 10.2.2 или [3], 5.3, 5.27* для обеих плоскостей Y и Z. Предусмотрена отмена расчета для плоскости, в которой прогиб колонны стеснен или невозможен. Расчет на устойчивость при $M = 0$ проводится по условию:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \le 1,$$

а при $M \ne 0$ - по условию:

$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \le 1$$

Коэффициент φ продольного изгиба вычисляется по формуле (8) из [1], [2] или по формулам (8)-(10) из [3]. Коэффициент φ_e определяется на основе таблицы Д.3 из [1] или таблицы Ж.3 из [2] или таблицы 74 из [3] при помощи линейной интерполяции. Коэффициенты φ и φ_e зависят от гибкости $\lambda = l_{ef} / i$, где $i = \sqrt{I / A}$ - радиус инерции сечения. Расчетная длина l_{ef} для каждой плоскости определяется по формуле:

$$l_{ef} = \pi \sqrt{\frac{EI}{\eta_k N}}$$

Здесь EI – изгибная жесткость в рассматриваемой плоскости, $\eta_k = N_k / N$ – коэффициент критической нагрузки, равный отношению продольной силы при достижении критического состояния к действующей продольной силе. Коэффициент η_k отыскивается для распределения продольной силы, соответствующего рассматриваемой расчетной комбинации нагрузок. При переменной продольной силе расчетная длина также является переменной величиной. Для каждого расчетного сочетания усилий принимается расчетная длина, вычисленная по указанной формуле в соответствующей точке.

Для колонны двутаврового сечения и сечения, образованного из двух двутавров, предусмотрен расчет на устойчивость для изгибно-крутильной формы потери устойчивости согласно [1], 9.2.4, 9.2.9 или [2], 10.2.4, 10.2.9 или [3], 5.30, 5.34. Расчет не проводится в случае, когда изгибающий момент M_y равен нулю, а также в случае, когда прогиб колонны в плоскости Y невозможен. Условия проверки имеют вид:

$$\frac{N}{c\varphi_z AR_y\gamma_c} \le 1$$

$$\frac{N}{\varphi_{eyz} AR_y\gamma_c} \le 1$$

Здесь φ_z - коэффициент продольного изгиба относительно оси z, $\varphi_{eyz} = \varphi_{ez}(0.6\sqrt[3]{c} + 0.4\sqrt[4]{c})$ при расчете по [1], [3] или $\varphi_{eyz} = c\varphi_{ez}\psi$ при расчете по [2], φ_{ez} - значение коэффициента φ_e, соответствующее изгибу относительно оси z. Если изгибающий момент M_z, действующий в плоскости Y, равен нулю, то применяется первое условие, иначе применяется второе условие.

Для двутавровых профилей проводятся проверки устойчивости стенки и полок согласно [1], 7.3.2, 7.3.8, 9.4.2, 9.4.3, 9.4.7 или [2], 8.3.2, 8.3.7, 10.4.2, 10.4.3, 10.4.7 или [3], 7.14*, 7.16*, 7.23*. Устойчивость стенки проверяется по условию:

$$\frac{\bar{\lambda}_w}{\bar{\lambda}_{uw}} \le 1$$

Здесь $\bar{\lambda}_w = (h_{ef} / t_w)\sqrt{R_y / E}$ - условная гибкость стенки, h_{ef} - расчетная высота стенки, t_w - толщина стенки, $\bar{\lambda}_{uw}$ - предельная условная гибкость стенки. Расчетная высота стенки h_{ef} равна расстоянию между началами внутренних закруглений при расчете прокатного профиля и равна полной высоте стенки для сварного профиля.

Условие проверки устойчивости полки имеет аналогичный вид:

$$\frac{\bar{\lambda}_f}{\bar{\lambda}_{uf}} \le 1$$

Здесь $\bar{\lambda}_f = (b_{ef} / t_f)\sqrt{R_y / E}$ - условная гибкость полки, b_{ef} - расчетная ширина свеса полки, t_f - толщина полки, $\bar{\lambda}_{uf}$ - предельная условная гибкость полки. Расчетная ширина свеса полки b_{ef} равна расстоянию от начала внутреннего закругления до края полки для прокатного профиля и равна расстоянию от грани стенки до края полки для сварного профиля.

При проверке устойчивости стенок двутавров, входящих в состав сварного сечения из двух двутавров, расчетная высота стенки h_{ef} принимается равной расстоянию между началом внутреннего закругления и гранью соединительного листа, если используются прокатные двутавры, и равна расстоянию между гранью полки и гранью соединительного листа, если используются сварные двутавры.

Для сечения из двух двутавров дополнительно проводится проверка устойчивости соединительного листа. Данная проверка в основном аналогична проверке устойчивости стенки колонны двутаврового сечения. Расчетная высота h_{ef} принимается равной ширине соединительного листа $b_л$.

5. Расчет прогибов

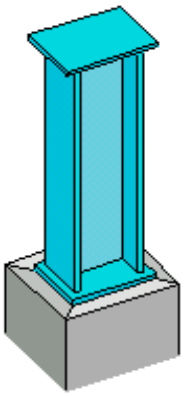
Расчет прогибов колонны проводится после подбора требуемого сечения. Прогибы в плоскостях Y и Z определяются для основных комбинаций нормативных нагрузок ($\gamma_f = 1$). Особые и заданные (готовые) комбинации нагрузок при расчете прогибов не учитываются. Предусмотрены два вида расчета прогибов: расчет по деформированной схеме и расчет по недеформированной схеме. Прогиб рассчитывается только по недеформированной схеме в той плоскости, для которой не проводится расчет на устойчивость.

В табличной форме выводятся наибольшие прогибы в плоскостях Y и Z. Предусмотрен вывод графиков прогибов для тех комбинаций нагрузок, для которых получены наибольшие прогибы.

Литература

1. СП 16.13330.2017: Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – Минстрой России, 2017.
2. СП 53-102-2004. Общие правила проектирования стальных конструкций/Госстрой России. – М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 132 с.
3. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
4. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».
5. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
6. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81* «Стальные конструкции») /ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.

469 - Стальная колонна (Еврокод 3)



Программа предназначена для проектирования стальной колонны согласно ТКП EN 1993-1-1-2009: Еврокод 3 [1]. Предусмотрены два вида расчета: проверка несущей способности колонны заданного сечения и подбор сечения колонны по условиям прочности и устойчивости. Рассматриваются прокатные и сварные сечения.

1. Расчетная схема

Расчетная схема колонны представляет собой стержневой элемент постоянного сечения. При расчете колонны применяется система координат xyz, начало которой совпадает с центром тяжести нижнего сечения колонны, ось z лежит в плоскости наибольшей жесткости колонны, ось x направлена снизу вверх (рис.1). В программе применяется обозначение плоскости, соответствующее обозначению той оси, которая лежит в данной плоскости. В частности, для колонны двутаврового сечения плоскость Y параллельна полкам, а плоскость Z параллельна стенке.

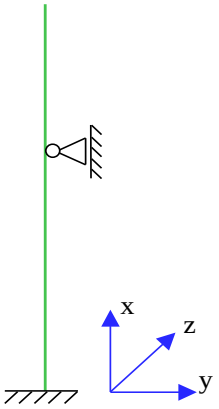


Рис. 1. Расчетная схема

Предполагается, что результирующая вертикальная сила воспринимается в нижней опоре. Условия упругого или абсолютно жесткого закрепления могут задаваться в произвольных точках. Они формулируются для прогиба колонны и поворота сечения вокруг горизонтальной оси. Возможен выбор частных расчетных схем, для которых не требуется явно задавать условия закрепления.

На рис.2 даны формулы для определения коэффициентов жесткости упругих связей колонны (см.[3], таблица 24).

2. Нагрузки

В программе предусмотрен ввод воздействий, которые классифицируются и комбинируются согласно [2], 6.4.3. Воздействия подразделяются на постоянные G, переменные Q и особые A, а комбинации воздействий - на основные и особые (аварийные и сейсмические). Частные коэффициенты безопасности γ_F для воздействий принимаются по таблице А1.2(В). Комбинационные коэффициенты ψ_0, ψ_1, ψ_2 для переменных воздействий принимаются по таблице А1.1. Комбинирование воздействий представляет собой генерацию множества основных и особых комбинаций воздействий с учетом благоприятного и неблагоприятного действия постоянных и переменных воздействий, а также с учетом доминирования каждого из переменных воздействий.

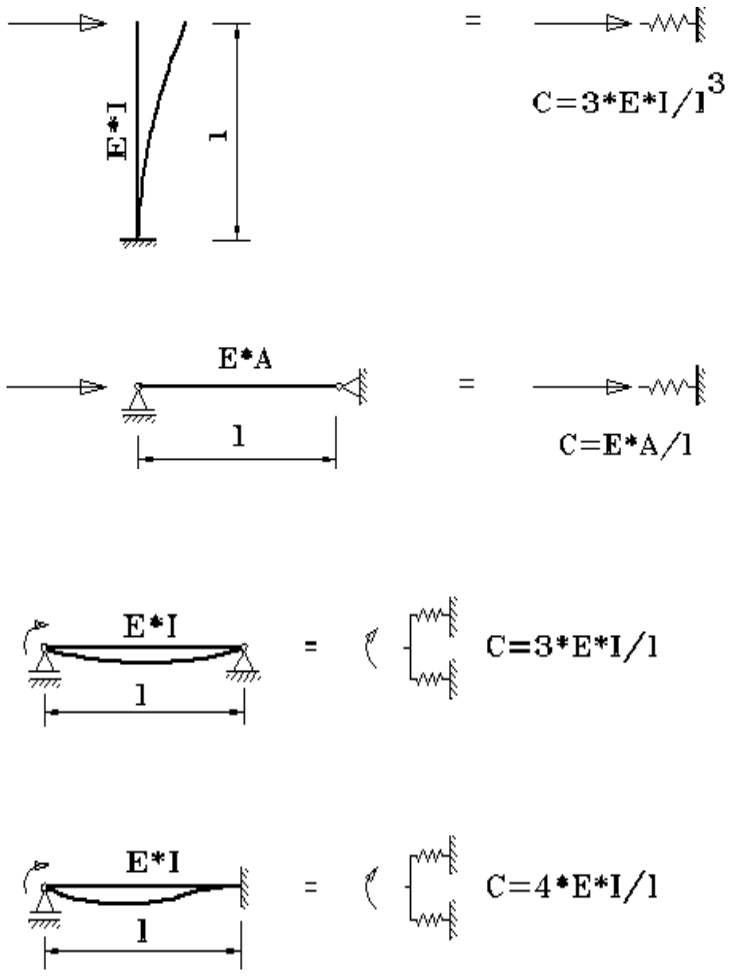


Рис. 2. Коэффициенты жесткости упругих связей

Основные комбинации воздействий строятся либо по формуле (6.10):

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

либо по формулам (6.10a) и (6.10b):

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$\sum_j \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Особые аварийные комбинации воздействий строятся по формуле (6.11b):

$$\sum_j G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Особые сейсмические комбинации воздействий строятся по формуле (6.12b):

$$\sum_j G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_i \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

В приведенных формулах знак «+» означает включение в комбинацию. Доминирующее переменное воздействие обозначается как $Q_{k,1}$. В формуле (6.10b) понижающий коэффициент $\xi = 0.85$ применяется для постоянных воздействий при их неблагоприятном действии. При генерации комбинаций, предполагается, что каждое постоянное воздействие может действовать

неблагоприятно и благоприятно и что каждое переменное воздействие может быть доминирующим. При неблагоприятном действии постоянного воздействия, оно входит в комбинацию с коэффициентом $\gamma_{G,\sup} = 1.35$, а при благоприятном действии – с коэффициентом $\gamma_{G,\inf} = 1.0$. При неблагоприятном действии переменного воздействия оно входит в комбинацию с коэффициентом $\gamma_{Q,\sup} = 1.5$, а при благоприятном действии оно не учитывается в комбинации воздействий.

Согласно [2] Приложение В, уровень надежности сооружений может регулироваться путем применения к коэффициентам безопасности $\gamma_F > 1$ дополнительного коэффициента γ_{FI}. В зависимости от класса надежности, коэффициент γ_{FI} может принимать одно из следующих значений: 0.9, 1.0, 1.1.

Нагрузка на колонну от каждого воздействия включает сосредоточенные вертикальные и горизонтальные силы, сосредоточенные моменты, распределенные горизонтальные и вертикальные силы, смещения и повороты жестких опор. Положительные направления сил и моментов показаны на рис.3. Положительные направления смещений жестких опор совпадают с направлениями координатных осей. Положительные направления поворотов жестких опор совпадают с положительными направлениями моментов.

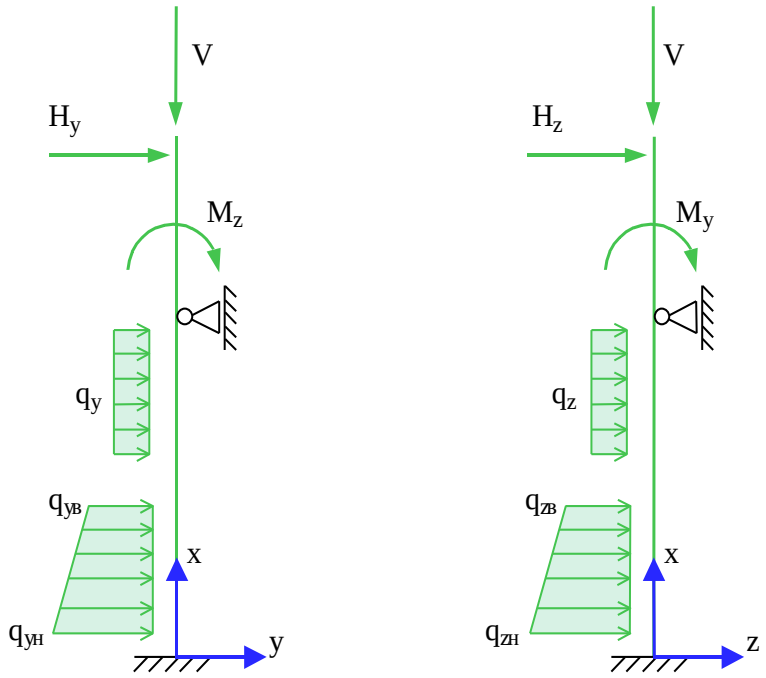


Рис. 3. Положительные направления сил и моментов

3. Сечение

Возможно задание следующих прокатных профилей: двутавр колонный, двутавр широкополочный, двутавр балочный, двутавр обычный, профиль замкнутый квадратный, профиль замкнутый прямоугольный, труба бесшовная горячекатаная, труба электросварная. Возможно задание следующих сварных сечений: двутавр, короб квадратный, короб прямоугольный.

Предусмотрен подбор сечения колонны, требуемого по условиям прочности и устойчивости. Подбор прокатного профиля производится автоматически путем последовательной выборки

профилей из заданного сортамента и проверки их несущей способности. Если при вводе исходных данных указан конкретный номер профиля, то выборка начинается с указанного номера. В противном случае, выборка начинается с первого номера сортамента.

При подборе сварного двутаврового сечения, варьируются высота h и ширина b сечения, толщина стенки t_w и толщина полок t_f. Толщины принимаются из следующего ряда значений: 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40. При этом ставятся ограничения $t_w \le t_f \le 2 \cdot t_w$. Высота и ширина сечения ограничиваются заданными минимальными и максимальными значениями: $h_{\min} \le h \le h_{\max}$, $b_{\min} \le b \le b_{\max}$. При этом рассматриваются сечения, для которых $b \le h$. При подборе, все сечения, удовлетворяющие указанным ограничениям, сортируются в порядке увеличения их площади. Из полученного ряда сечений выбирается то первое сечение, для которого выполняются все предусмотренные проверки по прочности и устойчивости. При неполном подборе толщины t_w и t_f задаются произвольными значениями, находящимися в пределах от 4 мм до 40 мм.

Подбор сварного коробчатого сечения производится аналогичный образом.

4. Расчет по прочности

Усилия в колонне от воздействий определяются при помощи решения статической задачи в упругой постановке без учета несовершенств и эффектов второго порядка.

Согласно [1], 5.5.2 различают четыре класса поперечных сечений: 1, 2, 3, 4. В программе допускаются только сечения первых трех классов. Назначение класса производится по табл. 5.2 как для сжатого элемента. В режиме проверки колонны по несущей способности предусмотрена возможность задания класса сечения при вводе исходных данных.

Проверка прочности в случае сечений классов 1 и 2 проводится согласно 6.2.9.1, а в случае сечения класса 3 – согласно 6.2.1(5). Проверка производится для всех возможных комбинаций воздействий в точках сетки на оси x, построенной с мелким шагом. Для каждой комбинации воздействий значение расчетного усилия определяется как сумма значений усилия от отдельных воздействий, взятых с тем коэффициентом, с которым воздействие входит в рассматриваемую комбинацию.

При подборе требуемого профиля расчет усилий от воздействий производится для каждого проверяемого профиля. Во-первых, усилия в статически неопределимой колонне, при наличии упругих закреплений, зависят от соотношения между изгибной жесткостью колонны и коэффициентами жесткости закреплений. Во-вторых, при проверке устойчивости в общем случае используются максимальные значения прогибов в плоскостях Y и Z.

4.1 Проверка прочности сечений классов 1 и 2

Условие прочности имеет вид (6.41):

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right]^{\beta} \le 1$$

Здесь $M_{N,y,Rd}$, $M_{N,z,Rd}$ - предельные изгибающие моменты в пластической стадии с учетом действия сжимающей силы N_{Ed}, определяемые согласно 6.2.9.1(5). Показатели степени определяются по следующим формулам:

- для двутавровых сечений: $\alpha = 2$, $\beta = 5n$, причем $\beta \ge 1$

- для коробчатых сечений: $\alpha = \beta = 1.66/(1-1.13n^2)$, причем $\alpha = \beta \le 6$
- для круглых труб: $\alpha = \beta = 2$

В этих формулах $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$.

В том случае, когда величина поперечного усилия V_{Ed} больше $0.5V_{pl,Rd}$ предельный момент $M_{N,Rd}$ определяется по уменьшенному пределу текучести $(1-\rho) f_y$, где $\rho = \left(2V_{Ed} / V_{pl,Rd} - 1\right)^2$. В выходном документе программы предельный момент, полученный с учетом действия поперечной силы, обозначается $M_{V,i,Rd}$, $i = y, z$.

4.2 Проверка прочности сечения класса 3

Проверка прочности сечения класса 3 проводится для упругой стадии. Условие прочности имеет вид (6.1):

$$\frac{(\sigma^2 + 3\tau^2)^{1/2}}{f_y / \gamma_{M0}} \le 1$$

Нормальное напряжение σ определяется по усилиям N, M_y, M_z. В элементах двутаврового или коробчатого сечения, параллельных оси z, действует касательное напряжение τ_z, а в элементах сечения, параллельных оси y, действует касательное напряжение τ_y. Касательные напряжения τ_z и τ_y вычисляются через поперечные усилия V_z и V_y. Проверка условия прочности проводится в тех точках сечения, в которых условие прочности может достигать наибольшего значения.

В случае круглого сечения, приведенное напряжение $\sigma_V = \left(\sigma^2 + 3\tau^2\right)^{1/2}$ вычисляется через всю совокупность усилий.

5. Расчет по устойчивости

Расчет по устойчивости колонны проводится согласно 6.3.3 по условиям (6.61) и (6.62). Для применения этих условий, колонна разбивается в общем случае на части, заключенные между точками закреплений. Для каждой части колонны из множества всех возможных комбинаций воздействий выбираются те комбинации, для которых достигает максимального значения одно из следующих усилий: сжимающая продольная сила N, момент M_y, момент M_z, суммарный момент $M = \sqrt{M_y^2 + M_z^2}$.

При рассмотрении устойчивости в плоскости изгиба, численным методом определяется коэффициент критической нагрузки $\eta_{cr} = N_{cr} / N$, равный отношению продольной силы при достижении критического состояния к действующей продольной силе. Коэффициент η_{cr} отыскивается для того распределения продольной силы $N(x)$, которое соответствует рассматриваемой комбинации воздействий. Критическая сила на каждой части колонны определяется как $N_{cr} = \eta_{cr} N_{\max}$, где $N_{\max}$ - максимальное значение продольной силы на рассматриваемой части колонны. Расчетная длина L_{cr} рассматриваемой части колонны для

каждой плоскости вычисляется по формуле $L_{cr} = \pi\sqrt{\frac{EI}{N_{cr}}}$, где EI – изгибная жесткость в рассматриваемой плоскости.

Условия проверки несущей способности колонны имеют вид:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy}\frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz}\frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy}\frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz}\frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$

Здесь $N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$ - максимальные на рассматриваемой части колонны значения продольной силы и изгибающих моментов; χ_y, χ_z - понижающие коэффициенты для изгиба относительно осей y, z; χ_{LT} - понижающий коэффициент, учитывающий потерю устойчивости по изгибно-крутильной форме; $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ - коэффициенты взаимодействия усилий. Предельные усилия $N_{Rk}, M_{y,Rk}, M_{z,Rk}$ определяются по табл. 6.7 в зависимости от класса сечения. При проверке коробчатых и круглых сечений коэффициент χ_{LT} принимается равным 1.0.

В программе коэффициенты $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ вычисляются по формулам табл. А.1 Приложения А через коэффициенты $C_{m,y}, C_{m,z}, C_{m,LT}$, которые определяются следующим образом:

при $\overline{\lambda_0} \le \overline{\lambda_{0*}}$

$$C_{m,y} = C_{m,y,0}$$

$$C_{m,z} = C_{m,z,0}$$

$$C_{m,LT} = 1.0$$

при $\overline{\lambda_0} > \overline{\lambda_{0*}}$

$$C_{m,y} = C_{m,y,0} + (1 - C_{m,y,0})\frac{\sqrt{\varepsilon_y}\, a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y}\, a_{LT}}$$

$$C_{m,z} = C_{m,z,0}$$

$$C_{m,LT} = C_{m,y}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} \ge 1$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}}\frac{A}{W_{el,y}}$$

$$a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y}$$

Граничное значение $\overline{\lambda_{0*}}$ вычисляется по формуле:

$$\overline{\lambda_{0*}} = 0.2\sqrt{C_1}\sqrt[4]{\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)}$$

В приведенных формулах $N_{cr,z}$ - критическая сила при потере устойчивости по форме изгиба относительно оси z (в плоскости наименьшей жесткости); $N_{cr,TF}, N_{cr,T}$ - критические силы при потере устойчивости по изгибно-крутильной форме и по крутильной форме соответственно. В случае двоякосимметричного сечения $N_{cr,TF} = N_{cr,T}$. Выражение для $N_{cr,T}$ имеет вид:

$$N_{cr,T} = (\frac{\pi^2 EI_\omega}{L_{cr,T}^2} + GI_T)/i_p^2$$

Здесь I_ω - секториальный момент инерции сечения, I_T - момент инерции сечения при кручении, $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ - модуль сдвига, $i_p^2 = i_y^2 + i_z^2$; i_y, i_z - радиусы инерции относительно осей y, z; $L_{cr,T}$ - расчетная длина при потере устойчивости по крутильной форме. Значение $L_{cr,T}$ принимается равным μL, где L - длина рассматриваемой части колонны, μ - коэффициент приведения длины, зависящий от условий закрепления концов части. В программе на каждом конце части в зависимости от условий закрепления в плоскости Y принимается один из трех вариантов краевых условий: условия вилочного закрепления, условия жесткого защемления, условия свободного края.

Условная гибкость $\overline{\lambda_0}$ определяется по формуле:

$$\overline{\lambda_0} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr,y,0}}}$$

Здесь $M_{cr,y,0}$ - критический момент для рассматриваемой части колонны при вилочном закреплении ее концов и при $M_y(x) = const$ в пределах ее части. При вилочном закреплении равны нулю прогиб w_y и производная $\frac{d^2 w_y}{dx^2}$, угол поворота θ вокруг оси x и производная $\frac{d^2\theta}{dx^2}$.

Значение C_1 в выражении для $\overline{\lambda_{0*}}$ определяется по формуле:

$$C_1 = \frac{M_{cr,y}}{M_{cr,y,0}}$$

Здесь $M_{cr,y} = \eta_{cr} M_{y,\max}$ - критический момент, определяемый для фактического распределения изгибающего момента $M_y(x)$ в пределах рассматриваемой части колонны. Алгоритм вычисления $M_{cr,y}$ приведен в следующем разделе данного документа. Условная гибкость, соответствующая критическому моменту, определяется по формуле:

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr,y}}}$$

Коэффициенты $C_{m,y,0}, C_{m,z,0}$ вычисляются согласно табл. А.2.

При линейной эпюре момента M_y используется первая строка табл. А.2:

$$C_{m,i,0} = 0.79 + 0.21\psi_i + 0.36(\psi_i - 0.33)\frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$$

$$i = y, z$$

Здесь $\psi_i = M_{i,2} / M_{i,1}$- отношение значений момента на концах рассматриваемой части колонны, причем $|M_{i,1}| \geq |M_{i,2}|$.

При нелинейной эпюре момента M_y используется вторая строка табл. А.2:

$$C_{m,i,0} = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI_i \delta_{i,\max}}{L^2 M_{i,\max}} - 1 \right) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$$

Здесь $M_{i,\max}$ -максимальное абсолютное значение момента M_i на рассматриваемой части колонны, $\delta_{i,\max}$ - максимальное абсолютное значение прогиба в плоскости действия момента M_i .

При проверке коробчатых и круглых сечений, коэффициенты $C_{m,y,0}, C_{m,z,0}$ определяются как при $\overline{\lambda_0} \leq \overline{\lambda_{0*}}$.

6. Определение критического момента

Для стержня с двоякосимметричным сечением, изгибаемым в плоскости наибольшей жесткости Z, дифференциальные уравнения задачи об устойчивости плоской формы изгиба имеют вид:

$$EI_z \frac{d^4 w_y}{dx^4} + \frac{d^2}{dx^2}(M_y \theta) = 0$$

$$EI_\omega \frac{d^4 \theta}{dx^4} - GI_T \frac{d^2 \theta}{dx^2} + M_y \frac{d^2 w_y}{dx^2} + q_z z_p \theta = 0$$

Здесь w_y - прогиб в направлении оси y, θ - угол поворота относительно оси x, M_y - изгибающий момент относительно оси y, I_z - момент инерции сечения относительно оси z, I_ω - секториальный момент инерции сечения, I_T - момент инерции сечения при кручении, $G = \dfrac{E}{2(1+\nu)}$ - модуль сдвига, q_z - интенсивность поперечной силы в направлении оси z, z_p - координата точки приложения поперечной силы.

Краевые условия имеют вид:

- при вилочном закреплении

$$w_y = 0,\ \frac{d^2 w_y}{dx^2} = 0,\ \theta = 0,\ \frac{d^2 \theta}{dx^2} = 0$$

- при жестком защемлении:

$$w_y = 0,\ \frac{dw_y}{dx} = 0,\ \theta = 0,\ \frac{d\theta}{dx} = 0$$

- при отсутствии закрепления (свободный край):

$$EI_z \frac{d^2 w_y}{dx^2} + M_y \theta = 0,\ EI_z \frac{d^3 w_y}{dx^3} + \frac{d}{dx}(M_y \theta) = 0,\ \frac{d^2\theta}{dx^2} = 0,\ EI_\omega \frac{d^3\theta}{dx^3} - GI_T \frac{d\theta}{dx} = 0$$

Задача состоит в отыскании такого коэффициента η_{cr}, для которого при замене M_y на $\eta_{cr} M_y$ существует нетривиальное решение рассматриваемой однородной системы уравнений.

В программе сформулированная задача решается путем сведения исходной системы уравнений к системе уравнений первого порядка, построения системы линейно-независимых интегралов системы численным методом Рунге-Кутты, применения промежуточной ортогонализации интегралов и отыскания коэффициента η_{cr} из детерминантного уравнения.

частном случае вилочного закрепления обоих краев стержня, краевая задача относительно двух функций $w_y(x), \theta(x)$ может быть сведена к решению задачи с одним уравнением четвертого порядка:

$$EI_\omega \frac{d^4\theta}{dx^4} - GI_T \frac{d^2\theta}{dx^2} - \left(\frac{M_y^2}{EI_z} - q_z z_p \right)\theta = 0$$

При $M_y(x) = const$ решение этой задачи может быть получено в аналитическом виде. Критический изгибающий момент выражается по формуле:

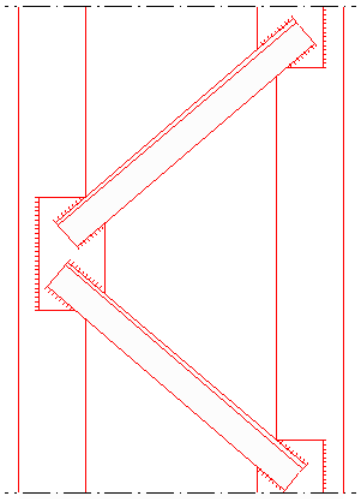
$$M_{cr,y,0} = \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_\omega + kL^2 I_T}{I_z}}$$

где $k = \dfrac{1}{2\pi^2(1+\nu)}$, L - длина стержня.

Литература

1. ТКП EN 1993-1-1-2009: Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций – Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.
2. ТКП EN 1990-2011*: Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций.
3. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81* «Стальные конструкции») /ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.

470 - Сквозная колонна



Программа предназначена для конструирования стальной сквозной двухветвевой колонны согласно СП 16.13330.2017 [1], СП 53-102-2004 [2], СНиП II-23-81* [3]. Нагрузки могут задаваться и комбинироваться согласно СП 20.13330.2016 [4] или СНиП 2.01.07-85* [5]. Программа производит подбор сечения ветвей колонны и соединительных элементов. В программе проводятся следующие проверки: 1) проверка прочности колонны по напряжениям, 2) проверка устойчивости колонны, 3) проверка прочности поясных швов ветвей, 4) проверка устойчивости ветвей, 5) проверка устойчивости стенок и полок ветвей, 6) проверка прочности планок по напряжениям, 7) проверка прочности сварного соединения планок с полками ветвей, 8) проверка устойчивости раскосов, 9) проверка прочности сварного соединения раскосов с полками ветвей или с узловыми фасонками, 10) проверка прочности сварного соединения фасонок с полками ветвей.

Наряду с подбором конструкции, предусмотрена проверка прочности и устойчивости заданной конструкции сквозной колонны.

1. Расчетная схема

Расчетная схема колонны представляет собой стержень постоянного сечения. При расчете колонны применяется система координат xyz, начало которой совпадает с центром тяжести нижнего сечения колонны, ось x направлена снизу вверх, а оси y,z - соответственно свободная и материальная оси сквозного сечения (рис.1). Плоскости осей y,z обозначаются заглавными буквами Y,Z.

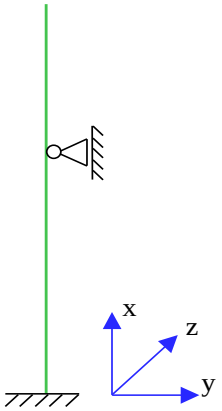


Рис. 1. Расчетная схема

Предполагается, что результирующая вертикальная сила воспринимается в нижней опоре. Условия упругого или абсолютно жесткого закрепления могут задаваться в произвольных точках. Они формулируются для прогиба колонны и поворота сечения вокруг горизонтальной оси. Возможен выбор частных расчетных схем, для которых не требуется явно задавать условия закрепления.

На рис.2 даны формулы для определения коэффициентов жесткости упругих связей колонны (см.[6], таблица 24). Возможен учет второстепенных шарнирно опертых колонн путем введения пружины отрицательной жесткости (рис.3).

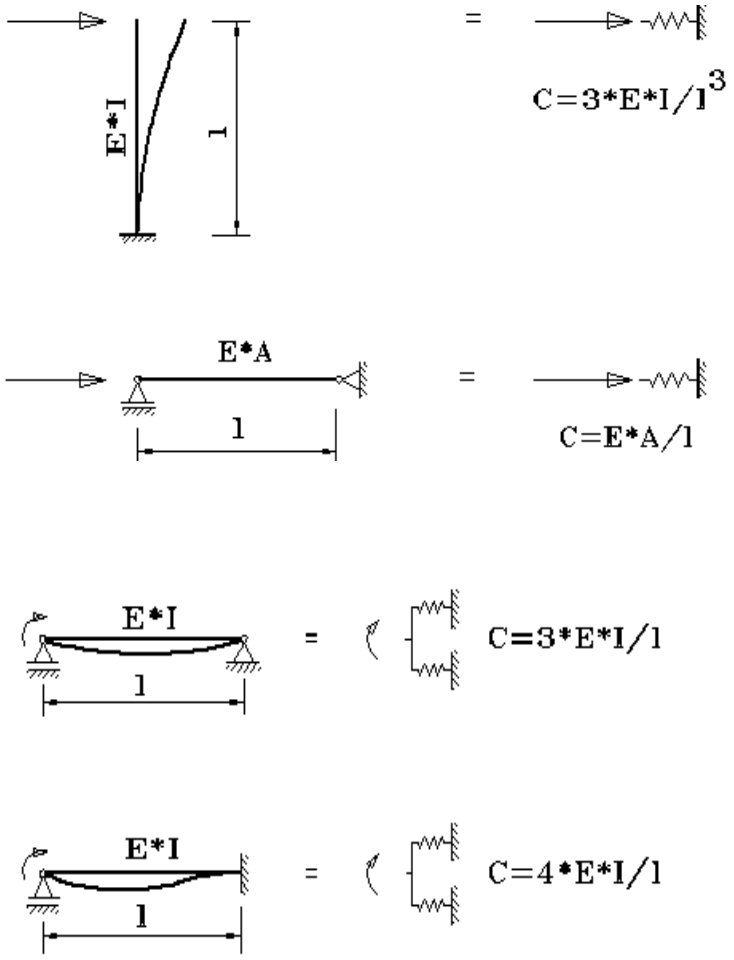


Рис. 2. Коэффициенты жесткости упругих связей

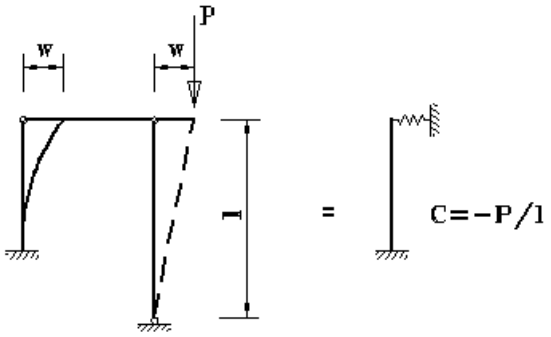


Рис. 3. Учет второстепенной колонны

2. Нагрузки

Возможны следующие нагрузки: сосредоточенные вертикальные и горизонтальные силы, сосредоточенные моменты, распределенные горизонтальные и вертикальные нагрузки, смещения и повороты жестких опор. Положительные направления нагрузок показаны на рис.4. Положительные направления смещений жестких опор совпадают с направлениями координатных осей. Положительные направления поворотов жестких опор совпадают с положительными направлениями моментов.

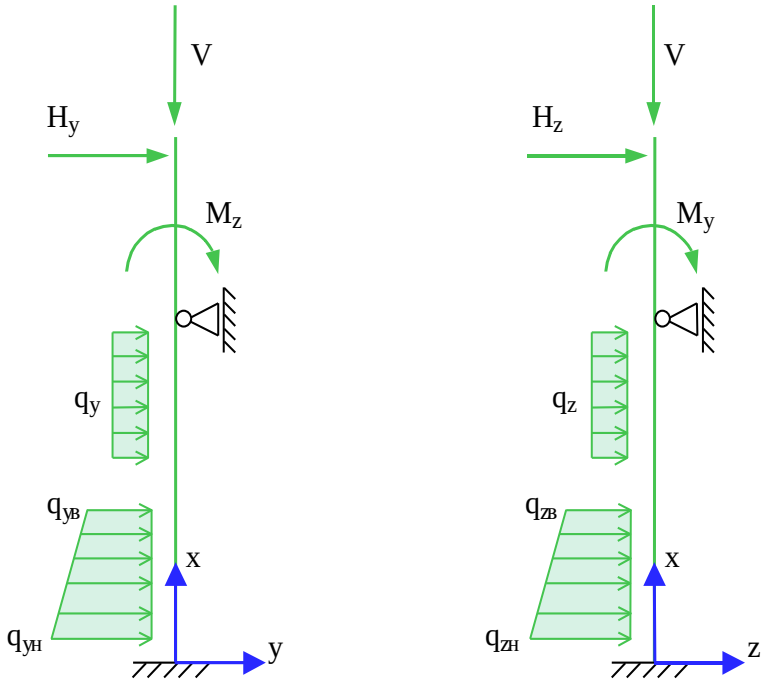


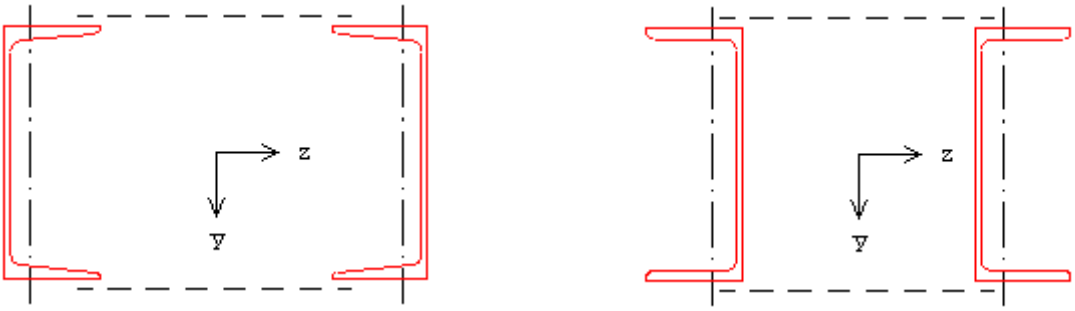
Рис. 4. Положительные направления нагрузок

Согласно СНиП «Нагрузки и воздействия», нагрузки подразделяются на постоянные, длительные, кратковременные и особые. Комбинирование нагрузок представляет собой генерацию множества возможных комбинаций нагрузок с учетом коэффициентов надежности по нагрузке γ_f и коэффициентов, связанных с одновременным учетом двух и более временных нагрузок. При наличии особых нагрузок, наряду с основными комбинациями, генерируются также особые комбинации.

Возможен ввод несочетаемых нагрузок. Такие нагрузки включаются в группу несочетаемых нагрузок. В комбинацию может войти только одна нагрузка из каждой группы. Нумерация групп начинается с единицы. Группы могут применяться, в частности, при учете ветровых нагрузок (при рассмотрении действия ветра по различным направлениям) и крановых нагрузок (при рассмотрении различных положений крана). Возможен ввод знакопеременных нагрузок. В этом случае, в расчете учитывается как заданная нагрузка, так и нагрузка противоположного знака.

3. Сечение колонны

Рассматриваются следующие виды сквозного сечения колонны (рис.5): 1) сечение из двух швеллеров полками внутрь, 2) сечение из двух швеллеров полками наружу, 3) сечение из двух двутавров. Сечения ветвей могут быть прокатными или сварными.



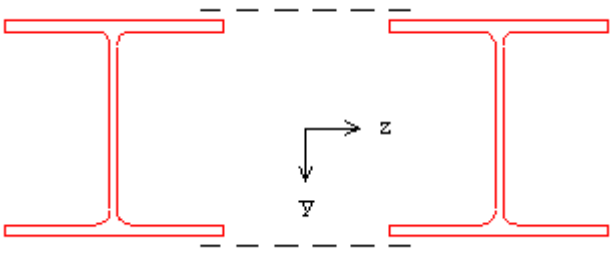


Рис. 5. Сечения сквозной колонны

Предусмотрены следующие прокатные профили: швеллеры с параллельными гранями полок и швеллеры с наклонными гранями полок по ГОСТ 8240-89, двутавры колонные, двутавры широкополочные и двутавры балочные по СТО АСЧМ 20-93 или ГОСТ 26020-83. Подбор прокатного профиля производится путем последовательной выборки профилей из заданного сортамента, компоновки сквозного сечения из выбранных профилей и проведения всех предусмотренных проверок прочности и устойчивости.

При подборе сварного сечения ветви варьируются высота h и ширина b сечения, толщина стенки t_w и толщина полок t_f. Толщины принимаются из следующего ряда значений: 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40 (выборка из ГОСТ 19903-74*). При этом ставятся ограничения $t_w \le t_f \le 2 \cdot t_w$. Высота и ширина сечения ветви ограничиваются заданными минимальными и максимальными значениями: $h_{\min} \le h \le h_{\max}$, $b_{\min} \le b \le b_{\max}$. При этом рассматриваются сечения, для которых $b \le h$. Если необходимо зафиксировать один из размеров, то следует принять минимальный и максимальный размеры равными фиксированному размеру, например, $h_{\min} = h_{\max} = h$. При подборе все сечения, удовлетворяющие указанным ограничениям, сортируются в порядке увеличения их площади и последовательно ставятся в расчет. В программе предусмотрена возможность подбора сечения при заданных значениях t_w и t_f.

В общем случае, в качестве параметра компоновки сквозного сечения рассматривается расстояние между полками ветвей $a_f = h_c - 2b$ (h_c - высота сквозного сечения). Значение a_f ограничивается заданными минимальным и максимальным значениями: $a_{f,\min} \le a_f \le a_{f,\max}$. В программе предусмотрена возможность подбора сквозного сечения при фиксированной высоте h_c или при фиксированном расстоянии a_b между осями ветвей. В этом случае значение a_f может быть ограничено заданным минимальным значением: $a_f \ge a_{f,\min}$.

4. Соединительные элементы

Для видов 1 и 3 сквозного сечения колонны соединительными элементами (рис.6) могут быть или планки, или раскосы, для вида 2 – только планки.

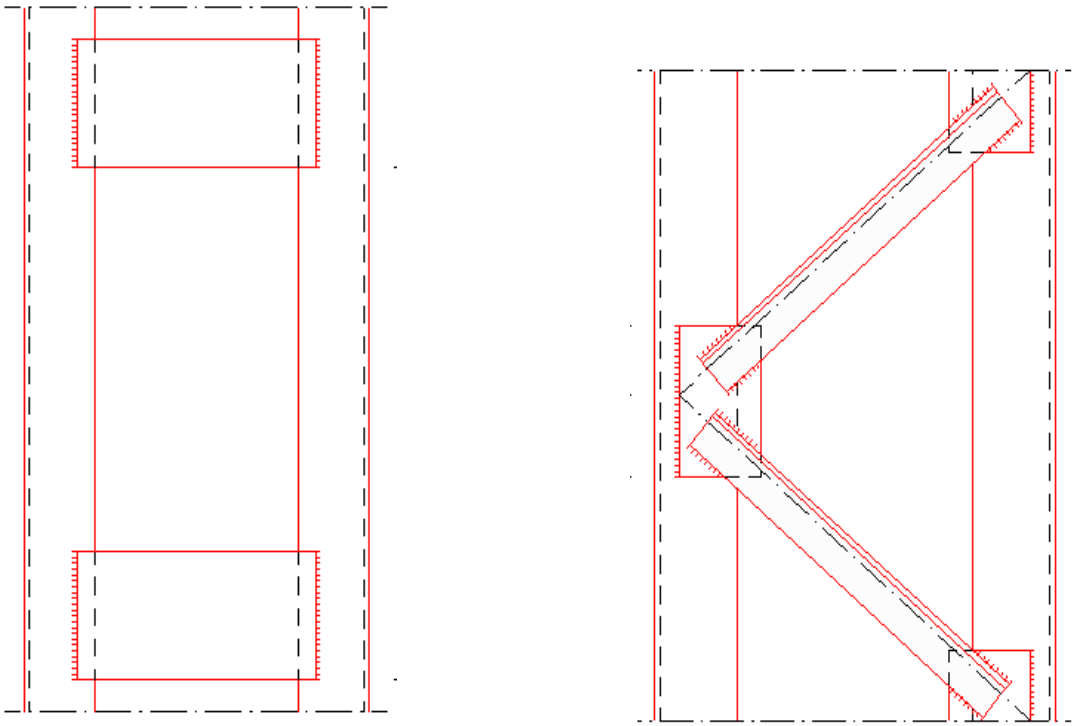


Рис. 6. Соединительные элементы

При подборе планок варьируются толщина t_n и высота h_n планок. Толщина t_n принимается из следующего ряда значений: 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40 (выборка из ГОСТ 19903-74*). Высота h_n ограничивается заданным максимальным значением: $h \le h_{n,\max}$.

В программе предусмотрена возможность подбора планок при заданном значении t_n.

Предусмотрены два варианта подбора расстояния l_b между осями планок. По первому варианту, планки размещаются равномерно на участке заданной длины l, меньшей или равной длине колонны l_c. Переменными при подборе являются высота планок h_n и число планок n на одной грани колонны. Значение h_n принимается кратным 10 мм. Расстояние l_b определяется по формуле $l_b = (l - h_n)/n$. По второму варианту, переменными при подборе являются высота планок h_n и расстояние между осями планок l_b. Значение h_n принимается кратным 50 мм, а значение l_b – кратным 10 мм. В обоих случаях значение l_b может быть ограничено заданным максимальным значением: $l_b \le l_{b,\max}$.

Раскосы подбираются из сортамента равнополочных уголков по ГОСТ 8509-93. При этом не рассматриваются уголки с толщиной полки t_p, меньшей 4 мм, и с шириной полки b_p, большей 100 мм. Предполагается, что раскосы устанавливаются обушком вверх. При конструировании решетки учитывается требование центровки раскосов на ось ветви (точка пересечения осей двух смежных раскосов должна лежать на оси ветви), а также учитывается необходимый зазор между сварными швами смежных раскосов. В качестве зазора рассматривается расстояние a_c между двумя горизонталями, одна из которых проходит через крайнюю точку шва на пере первого (сверху) раскоса, а другая – через крайнюю точку шва на обушке второго раскоса. Указанные требования приводят к ограничению допустимой длины раскосов l_p. Поэтому в режиме проверки заданной конструкции значение l_p не задается, а определяется внутри программы. Зазор вычисляется по формуле:

$$a_c = (\sqrt{a_b^2 + l_b^2/4} - l_p)\cos\alpha - (b_p + k_{fo} + k_{fn})\sin\alpha$$

где α - угол между осью ветви и осью раскоса (угол наклона раскосов равен 90 - α), k_{fo}, k_{fn} - катеты швов на обушке и на пере раскоса. Угол α определяется как:

$$\alpha = \arcsin\frac{a_b}{\sqrt{a_b^2 + l_b^2/4}}$$

Подбор расстояния l_b между узлами решетки проводится аналогично подбору расстояния между осями планок. По первому варианту подбора расстояние между узлами решетки определяется по формуле $l_b = l/n$ (n - число панелей решетки). По второму варианту подбора значение l_b принимается кратным 10 мм. В обоих случаях значение l_b может быть ограничено заданным максимальным значением: $l_b \le l_{b,\max}$.

При узких полках ветвей применяются узловые фасонки, которые привариваются к полкам ветвей внахлестку двумя угловыми швами. Толщина фасонок $t_ф$ принимается не менее толщины полки раскосов t_p. Ширина $b_ф$ и высота $h_ф$ фасонок подбираются по условию прочности сварного соединения раскосов с фасонками. При подборе ширины фасонок учитывается, что размер нахлестки должен быть не менее 5 толщин наиболее тонкого из свариваемых элементов. Катет швов фасонок $k_{f\,ф}$ подбирается по условию прочности сварного соединения фасонок с полками ветвей с учетом минимально и максимально допустимых катетов угловых швов согласно [1], 14.1.7 или [2], 15.1.7 или [3], 12.8. Положение фасонок определяется по расстоянию $a_ф$ от края фасонки до наружной грани швеллера или до оси двутавра и по расстоянию от верхнего края фасонки до узла решетки $a_{ф0}$.

5. Расчет колонны

Расчет колонны включает определение усилий от заданных нагрузок, выбор расчетных комбинаций усилий и проведение проверок прочности и устойчивости.

5.1 Определение усилий

Определение усилий в колонне от заданных нагрузок проводится по недеформированной схеме. Так как при наличии упругих закреплений усилия в статически неопределимой колонне зависят от соотношения между изгибной жесткостью колонны и жесткостью закреплений, то в этом случае при подборе конструкции колонны определение усилий от нагрузок производится для каждой конкретной конструкции.

При определении расчетных усилий от комбинаций нагрузок применяется принцип суперпозиции: по усилиям от отдельных нагрузок вычисляются усилия от расчетных комбинаций нагрузок. Для проверок прочности и устойчивости сквозной колонны производится выбор расчетных комбинаций нагрузок по наибольшим значениям продольной силы N, изгибающих моментов M_y, M_z, суммарного момента $M = \sqrt{M_y^2 + M_z^2}$, поперечных сил Q_y, Q_z, а также эксцентриситетов $e_z = M_y/N$, $e_y = M_z/N$, $e = M/N$. При этом повторяющиеся комбинации исключаются. Выбор расчетных комбинаций производится для каждого из участков колонны, на которые она делится точками закреплений и точками приложения нагрузок. Проверки устойчивости ветвей проводятся для расчетных комбинаций, которые выбраны по наибольшим значениям продольной силы N_b в ветви и изгибающего момента M_b в плоскости стенки.

5.2 Определение расчетных длин

Расчетная длина l_{ef} определяется по формуле:

$$l_{ef} = \pi \sqrt{\frac{EI}{\eta_k N}}$$

Здесь EI – изгибная жесткость, $\eta_k = N_k / N$ – коэффициент критической нагрузки, равный отношению продольной силы при достижении критического состояния к действующей продольной силе. Коэффициент η_k отыскивается для распределения продольной силы, соответствующего рассматриваемой расчетной комбинации нагрузок. При переменной продольной силе расчетная длина также является переменной величиной. Для каждого расчетного сочетания усилий принимается расчетная длина, вычисленная по указанной формуле в соответствующей точке. Коэффициент η_k определяется численным методом.

Гибкость колонны определяется по формуле:

$$\lambda = l_{ef} / i$$

где $i = \sqrt{I / A}$ - радиус инерции сечения.

5.3 Проверка прочности и устойчивости колонны

Расчет на прочность проводится в пределах упругих деформаций. Условия прочности имеют вид:

$$\frac{\sigma}{R_y \gamma_c} \le 1$$

$$\frac{\tau}{R_s \gamma_c} \le 1$$

Здесь σ - нормальное напряжение, τ - касательное напряжение; R_y, R_s - расчетные сопротивления стали, γ_c - коэффициент условий работы, который принимается согласно таблице 1 из [1], [2] или таблице 6* из [3]. Наибольшее нормальное напряжение вычисляется по формуле:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{|M_y|}{W_y} + \frac{|M_z|}{W_z}$$

Наибольшее касательное напряжение равно $\tau_{\max} = \max(\tau_1, \tau_2)$, где τ_1 - касательное напряжение в среднем сечении стенки, τ_2 - касательное напряжение в сечении свеса полки.

Для сварных сечений ветвей колонны проводится проверка прочности поясных швов. В случае швеллерного сечения ветвей рассматриваются односторонние угловые швы, а в случае двутаврового сечения – односторонние или двусторонние угловые швы. Сдвигающая сила в сварном соединении пояса со стенкой $T = t_w \tau$ определяется по формуле:

$$T = \frac{|Q_z|}{I_y} A_f z_f + \frac{|Q_y|}{I_z} A_f y_f$$

Здесь $A_f = bt_f$ - площадь сечения пояса, y_f, z_f - координаты центра тяжести сечения пояса. При односторонних угловых швах сила T воспринимается одним швом, а при двусторонних - двумя швами.

Расчет на устойчивость колонны в плоскостях Y, Z проводится согласно [1], 7.2.2, 9.2.2, 9.3.2 или [2], 8.2.2, 10.2.2, 10.3.2 или [3], 5.3, 5.6, 5.27*. Условие устойчивости имеет вид:

при $M = 0$

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \le 1$$

при $M \ne 0$

$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \le 1$$

Коэффициент φ продольного изгиба вычисляется по формуле (8) из [1], [2] или по формулам (8)-(10) из [3] в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R_y / E}$. При проверке устойчивости в плоскости Z (т.е. относительно свободной оси y) коэффициент φ вычисляется по указанным формулам с заменой условной гибкости $\bar{\lambda}$ на условную приведенную гибкость $\bar{\lambda}_{ef}$.

Коэффициент φ_e определяется при проверке устойчивости в плоскостях Z и Y соответственно на основе таблиц Д.4 и Д.3 из [1] или Ж.4 и Ж.3 из [2] или таблиц 75 и 74 из [3] при помощи линейной интерполяции. При проверке устойчивости в плоскости Z коэффициент φ_e зависит от условной приведенной гибкости $\bar{\lambda}_{ef}$ и от относительного эксцентриситета $m = \frac{M_y}{N}\frac{Aa}{I_y}$ (a принимается равным расстоянию от оси y до оси ветви, но не менее расстояния до оси стенки ветви). При проверке устойчивости в плоскости Y коэффициент φ_e зависит от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и от приведенного относительного эксцентриситета $m_{ef} = \eta\, m = \eta \frac{M_z}{N}\frac{A}{W_z}$.

Коэффициент влияния формы сечения η принимается согласно табл.Д.2 [1] или табл.Ж.2 [2] или табл.73 [3] для типа сечения 5.

Наряду с проверкой устойчивости проводится проверка ограничения гибкости колонны, при этом предельная гибкость определяется по формуле $\lambda_u = 180 - 60\alpha$, где α принимается равным левой части условия устойчивости, но не менее 0.5. В программе предусмотрена возможность задания иного значения предельной гибкости.

5.4 Проверка устойчивости ветвей

При расчете ветвей колонны применяются главные оси 1 и 2 сечения ветви. Ось 1 перпендикулярна, а ось 2 параллельна плоскости стенки. Предполагается, что на участке между планками или узлами решетки ветвь испытывает сжатие и изгиб в плоскости стенки. Продольная сила в наиболее сжатой ветви и изгибающий момент вычисляются по формулам:

$$N_b = \frac{N}{2} + \frac{|M_y|}{a_b}$$

$$M_b = \frac{|M_z|}{2}$$

Проверка устойчивости ветвей колонны в плоскости Z проводится по условию:

$$\frac{N_b}{\varphi\, A_b R_y \gamma_c} \le 1$$

Коэффициент продольного изгиба φ определяется по гибкости $\lambda_2 = l_{ef,b} / i_2$ ($i_2 = \sqrt{I_2 / A_b}$ - радиус инерции относительно главной оси 2). Расчетная длина ветви $l_{ef,b}$ принимается равной расстоянию между планками $l_b - h_n$ или равной расстоянию l_b между узлами решетки. Согласно [1] или [2] условная гибкость $\bar{\lambda}_2 = \lambda_2 \sqrt{R_y / E}$ ограничивается значением 1.4, если применяются планки, и значением 2.7, если применяются решетки. Согласно [3], гибкость λ_2 ограничивается значением 40, если применяются планки, и значением 80, если применяются решетки. В программе предусмотрена возможность задания иного значения предельной гибкости.

При $M_b \neq 0$ проводится проверка устойчивости плоской формы изгиба ветвей в плоскости, параллельной плоскости Y. Условие устойчивости согласно [1], 9.2.4 или [2], 10.2.4 или [3], 5.30 имеет вид:

$$\frac{N_b}{c\varphi_2 A_b R_y \gamma_c} \leq 1$$

Коэффициент c определяется в зависимости от относительного эксцентриситета $m = \frac{M_b}{N_b} \frac{A_b}{W_2}$.

При $m \geq 10$:

$$c = \frac{1}{1 + m\varphi_2 / \varphi_b}$$

В этом случае, условие устойчивости преобразуется к виду (формула (46) [6]):

$$\frac{N_b}{\varphi_2 A_b R_y \gamma_c} + \frac{M_b}{\varphi_b W_1 R_y \gamma_c} \leq 1$$

Коэффициент φ_b определяется при расчетной длине $l_{ef,b}$.

5.5 Проверка устойчивости стенок и полок ветвей

Расчет на устойчивость стенок и полок ветвей колонны проводится согласно [1], 7.3.1, 7.3.2, 7.3.7, 7.3.8, 9.4.1, 9.4.2, 9.4.3, 9.4.7 или [2], 8.3.1, 8.3.2, 8.3.6, 8.3.7, 10.4.1, 10.4.2, 10.4.3, 10.4.7 или [3], 7.14*, 7.16*, 7.17*, 7.22*, 7.23*. Устойчивость стенки проверяется по условию:

$$\frac{\bar{\lambda}_w}{\bar{\lambda}_{uw}} \leq 1$$

Здесь $\bar{\lambda}_w = (h_{ef} / t_w)\sqrt{R_y / E}$ - условная гибкость стенки, h_{ef} - расчетная высота стенки, t_w - толщина стенки, $\bar{\lambda}_{uw}$ - предельная условная гибкость стенки. Расчетная высота стенки h_{ef} равна расстоянию между началами внутренних закруглений при расчете прокатного профиля и равна полной высоте стенки при расчете сварного профиля.

Условие при проверке устойчивости полки имеет аналогичный вид:

$$\frac{\bar{\lambda}_f}{\bar{\lambda}_{uf}} \leq 1$$

Здесь $\bar{\lambda}_f = (b_{ef} / t_f)\sqrt{R_y / E}$ - условная гибкость полки, b_{ef} - расчетная ширина свеса полки, t_f - толщина полки, $\bar{\lambda}_{uf}$ - предельная условная гибкость полки. Расчетная ширина свеса полки b_{ef}

равна расстоянию от начала внутреннего закругления до края полки при расчете прокатного профиля и равна расстоянию от грани стенки до края полки при расчете сварного профиля.

Согласно [1], 7.3.3, 9.4.4 или [2], 8.3.3, 10.4.4 или [3], 7.21* в случае, если условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w$ превышает значение 2.3, требуется укреплять стенки поперечными ребрами жесткости. При этом допускается устанавливать ребра жесткости только в узлах крепления соединительных элементов. В программе предусмотрена возможность ограничения условной гибкости стенки значением 2.3.

5.6 Расчет планок

Расчет планок включает проверку прочности планок по напряжениям и проверку прочности сварного соединения планок с полками ветвей. Проверки проводятся для расчетных комбинаций, которые выбраны по наибольшим значениям продольной силы N и поперечной силы Q_z.

Расчетная поперечная сила в колонне принимается равной $Q = \max(Q_{fic}, |Q_z|)$, где Q_{fic} - условная поперечная сила, определяемая согласно [1], 7.2.7 или [2], 8.2.7 или [3], 5.8* и принимаемая постоянной по всей длине колонны. Поперечная сила, приходящаяся на планки одной грани, равна $Q_s = Q/2$. Срезывающая сила и изгибающий момент в планке вычисляются согласно [1], 7.2.8 или [2], 8.2.8 или [3], 5.9 по формулам:

$$F_s = \frac{Q_s l_b}{a_b}$$

$$M_s = \frac{Q_s l_b}{2}$$

Наибольшие значения нормального и касательного напряжений в планке вычисляются по формулам:

$$\sigma = \frac{6M_s}{t_n h_n^2}$$

$$\tau = \frac{1.5F_s}{t_n h_n}$$

Условия прочности планок имеют вид:

$$\frac{\sigma}{R_y \gamma_c} \le 1$$

$$\frac{\tau}{R_s \gamma_c} \le 1$$

Напряжения в сварном шве определяются по формулам:

$$\tau_f = \frac{\sqrt{F_s^2 + 36M_s^2 / l_w^2}}{\beta_f k_f l_w}$$

$$\tau_z = \frac{\sqrt{F_s^2 + 36M_s^2 / l_w^2}}{\beta_z k_f l_w}$$

где k_f - катет сварного шва, $l_w = h_n - 10$ мм - расчетная длина шва. Условия прочности сварного соединения планок с полками ветвей имеют вид:

$$\frac{\tau_f}{R_{wf}\gamma_c} \le 1$$

$$\frac{\tau_z}{R_{wz}\gamma_c} \le 1$$

5.7 Расчет раскосов

Расчет раскосов включает проверку устойчивости раскосов и проверку прочности сварного соединения раскосов с полками ветвей. Проверки проводятся для расчетных комбинаций, которые выбраны по наибольшим значениям продольной силы N и поперечной силы Q_z.

Расчетная поперечная сила в колонне принимается равной $Q = \max(Q_{fic}, |Q_z|)$, где Q_{fic} - условная поперечная сила, определяемая согласно [1], 7.2.7 или [2], 8.2.7 или [3], 5.8* и принимаемая постоянной по всей длине колонны. Поперечная сила, воспринимаемая одним раскосом, равна $Q_p = Q/2$. Продольная сила в раскосах вычисляется по формуле:

$$N_p = \frac{Q_p}{\sin\alpha} + N\cos^2\alpha\frac{A_p}{A}$$

где A_p - площадь сечения раскоса. Второе слагаемое в выражении N_p учитывает сокращение длины ветви на участке длиной $l_b/2$. Условие устойчивости раскосов имеет вид:

$$\frac{N_p}{\varphi_p A_p R_y \gamma_{cp}} \le 1$$

Расчетная длина раскосов принимается равной $0.9l_p$ (l_p - длина раскосов). Коэффициент условий работы раскосов γ_{cp} учитывает одностороннее прикрепление раскоса из одиночного уголка.

Раскосы прикрепляются к полкам ветвей или к узловым фасонкам двумя швами. Усилия, воспринимаемые швом на обушке и швом на пере раскоса, определяются по формулам:

$$N_o = N_p\frac{b_p - z_{0p}}{b_p}$$

$$N_n = N_p\frac{z_{0p}}{b_p}$$

где z_{0p} - расстояние от наружной грани полки до центра тяжести сечения раскоса. Как в режиме подбора конструкции, так и в режиме проверки заданной конструкции катеты швов на обушке k_{fo} и на пере k_{fn} определяются внутри программы. Если раскосы прикрепляются непосредственно к полкам ветвей, то расчетные длины швов на обушке и на пере вычисляются по формулам:

$$l_{wo} = \frac{l_p - a_f/\sin\alpha}{2} - (z_{0p} + k_{fo})\frac{\cos\alpha}{\sin\alpha} - 10\text{ мм}$$

$$l_{wn} = \frac{l_p - a_f/\sin\alpha}{2} - (h_p - z_{0p} + k_{fn})\frac{\cos\alpha}{\sin\alpha} - 10\text{ мм}$$

Если раскосы прикрепляются к фасонкам, то расчетные длины швов определяются с учетом размеров фасонок. Условия прочности сварного соединения имеют вид:

$$\frac{\tau_{fo}}{R_{wf}\gamma_c} \le 1$$

$$\frac{\tau_{zo}}{R_{wz}\gamma_c} \le 1$$

$$\frac{\tau_{fn}}{R_{wf}\gamma_c} \le 1$$

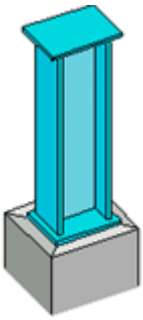
$$\frac{\tau_{zn}}{R_{wz}\gamma_c} \le 1$$

Сила, действующая на фасонку, является геометрической суммой сил, действующих со стороны растянутого и со стороны сжатого раскосов. Эта сила параллельна оси ветви и имеет величину $2N_p \cos\alpha$. Фасонки привариваются к полкам ветвей двумя швами, поэтому один шов воспринимает силу $F = N_p \cos\alpha$. Расчетная длина шва равна $l_w = h_ф$ - 10мм, причем $l_w \le 85\beta_f k_f$
.

Литература

1. СП 16.13330.2017: Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – М.: 2017.
2. СП 53-102-2004. Общие правила проектирования стальных конструкций/Госстрой России. – М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 132 с.
3. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
4. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».
5. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
6. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81* «Стальные конструкции») /ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.

476 – Подбор сечения стального элемента (MSZ EN 1993)



Программа предназначена для подбора сечений стальных балок, колонн и стержней ферм согласно MSZ EN 1993-1-1 [1]. Предусмотрена проверка заданного сечения.

1. Виды сечений

В случае балки, рассматриваются следующие сечения: прокатные двутавры, сварные равнополочные и неравнополочные двутавры (рис. 1), сечения, образованные из прокатных или сварных швеллера и двутавра (рис. 2). В случае колонны, рассматриваются следующие сечения: прокатные двутавры, сварные равнополочные двутавры, квадратные и прямоугольные тонкостенные сечения, трубные сечения (рис. 3), сечения, образованные из двух прокатных или сварных двутавров (рис. 4). Составные сечения из швеллера и двутавра и двух двутавров образуются путем их соединения листом в плоскости меньшей жесткости профилей. Рассматриваемые сечения стержней фермы показаны на рис. 5.

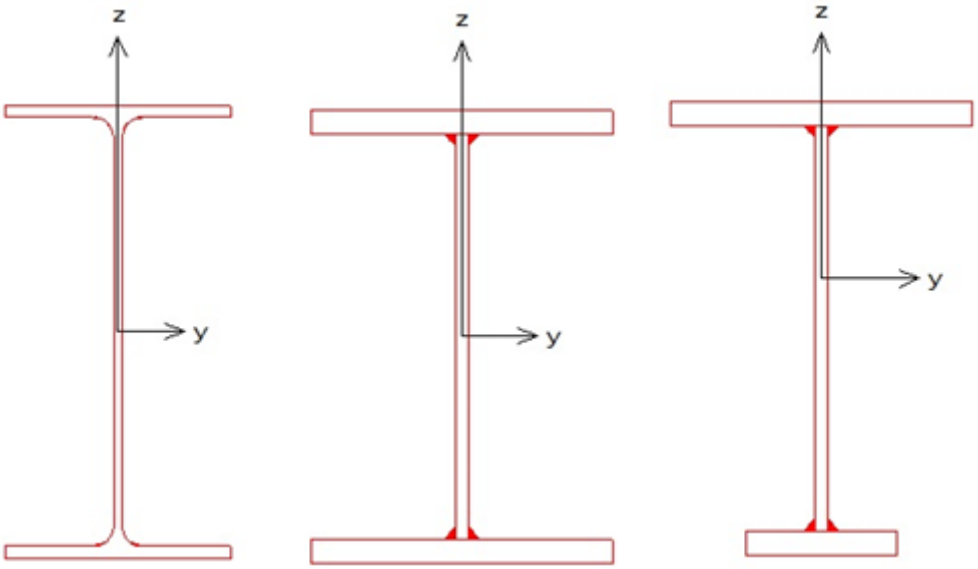


Рис.1. Двутавровые сечения

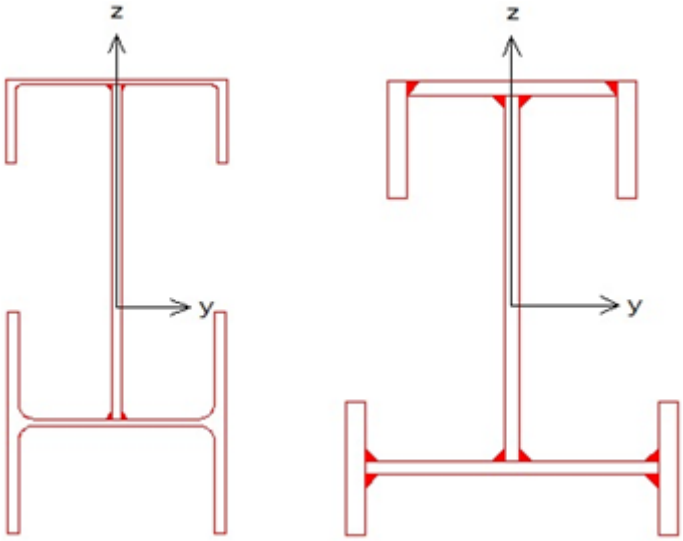


Рис.2. Сечения, образованные из швеллера и двутавра

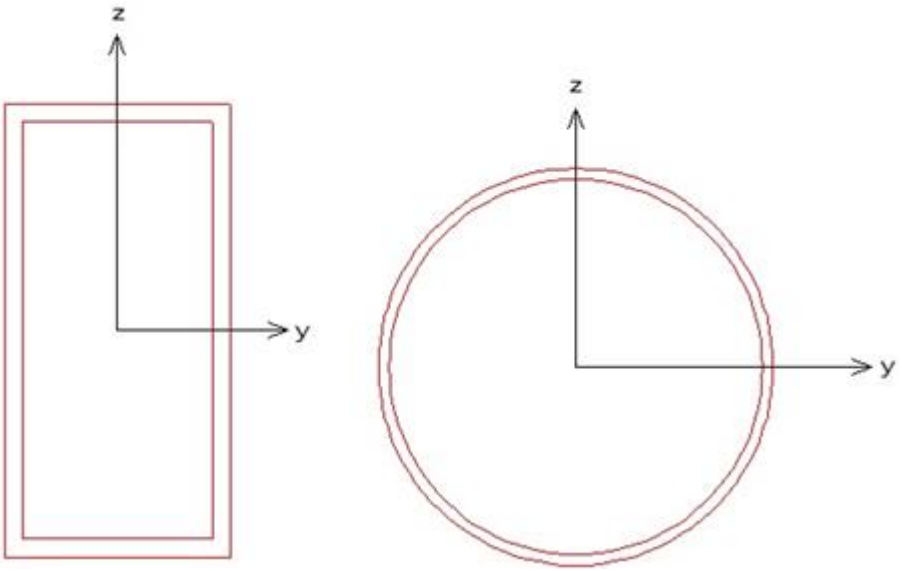


Рис.3. Трубные сечения

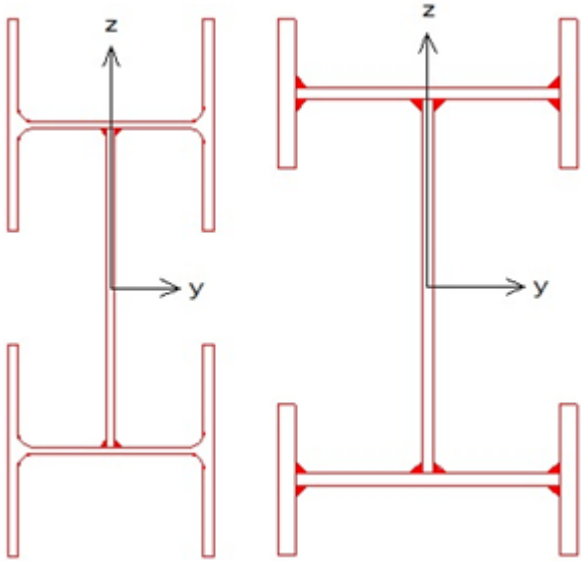


Рис.4. Сечения, образованные из двух двутавров

Согласно [1], 5.5.2, различают четыре класса поперечных сечений: 1, 2, 3, 4. В программе допускаются только сечения первых трех классов. Класс сечения может определяться автоматически по таблице 5.2 или задаваться при вводе. Для сечений балки, класс определяется по первому столбцу таблицы 5.2, для сечений колонны – по второму столбцу таблицы 5.2 для внутренних частей и по первому столбцу для свесов полок.

2. Подбор сечения

Подбор производится по заданным расчетным сочетаниям усилий. В случае балки, задаются изгибающий момент M_y и поперечная сила V_z. При проверке устойчивости плоской формы изгиба балки односимметричного сечения учитывается знак M_y. При действии положительного момента M_y, сжатая зона возникает в верхней части сечения. В случае колонны, задаются продольная сила N, изгибающие моменты M_y, M_z и поперечные силы V_y, V_z. Для стержня фермы, задаются продольная сила N и изгибающие моменты M_y, M_z. Индекс изгибающего

момента указывает на ось, относительно которой определен момент. Индекс поперечной силы соответствует оси, в плоскости которой действует сила.

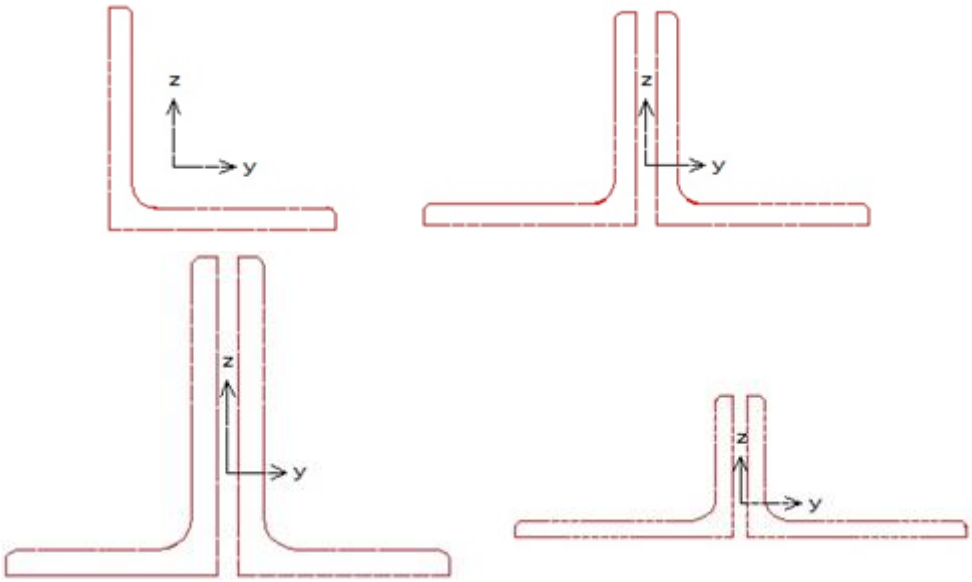


Рис.5. Сечения стержней фермы

Подбор прокатного профиля производится путем последовательной выборки профилей из заданного сортамента и проверки их несущей способности. Если при вводе исходных данных указан конкретный номер профиля, то выборка начинается с указанного номера. В противном случае, выборка начинается с первого номера сортамента.

При подборе сварного равнополочного двутавра, варьируются высота h и ширина b сечения, толщина стенки t_w и толщина полки t_f. Толщины принимаются из следующего ряда значений: 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40. При этом ставятся ограничения $t_w \le t_f \le 2t_w$. Высота и ширина сечения ограничиваются заданными минимальными и максимальными значениями: $h_{\min} \le h \le h_{\max}$, $b_{\min} \le b \le b_{\max}$. Рассматриваются сечения, для которых $b \le h$. Если необходимо зафиксировать один из размеров, то следует принять минимальный и максимальный размеры равными фиксированному размеру, например, $h_{\min} = h_{\max} = h$. При подборе, все сечения, удовлетворяющие указанным ограничениям, рассматриваются в порядке увеличения их площади. Из полученного ряда сечений выбирается то первое сечение, для которого выполняются все предусмотренные проверки. При неполном подборе, толщины t_w и t_f задаются произвольными значениями в пределах от 4мм до 40мм. При подборе сварного неравнополочного двутавра, значения ширины верхней и нижней полок задаются при вводе исходных данных.

Подбор сечения, образованного из швеллера и двутавра, состоит в подборе ширины $b_л$ и толщины $t_л$ соединительного листа при заданных прокатных или сварных профилях. Толщина $t_л$ принимается из вышеуказанного ряда значений. Значение $t_л$ ограничивается заданными минимальным и максимальным значениями $t_{л,\min}$ и $t_{л,\max}$. Минимальное и максимальное значения ширины $b_л$ определяются через заданные предельные значения $a_{f,\min}$ и $a_{f,\max}$ расстояния a_f между полками швеллера и двутавра вдоль оси z. При неполном подборе, толщина $t_л$ задается произвольным значением в пределах от 4мм до 40мм.

Подбор сечения, образованного из двух прокатных двутавров, заключается в подборе прокатного двутавра из заданного сортамента и подборе ширины $b_л$ и толщины $t_л$ соединительного листа. Подбор сечения, образованного из двух сварных двутавров, состоит в подборе сварного двутавра и подборе размеров соединительного листа. При этом ставятся следующие ограничения: $t_л / 2 \le t_w \le 2t_л$.

3. Расчет балки

Проверка прочности, в случае сечений классов 1 и 2, проводится согласно 6.2.5, 6.2.6 и 6.2.8, а в случае сечения класса 3 – согласно 6.2.1(5).

3.1 Проверка прочности сечений классов 1 и 2

Условия прочности имеют вид (6.12), (6.18):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \le 1$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \le 1$$

Здесь $M_{pl,Rd} = W_{pl,y} f_y / \gamma_{M0}$ - несущая способность при изгибе, $V_{pl,Rd} = A_V (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$ - несущая способность при сдвиге f_y - предел текучести, A_V - площадь сдвига. В том случае, когда величина поперечного усилия V_{Ed} больше $0.5V_{pl,Rd}$, предельный момент $M_{pl,Rd}$ определяется по уменьшенному пределу текучести $(1-\rho) f_y$, где $\rho = \left(2V_{Ed} / V_{pl,Rd} - 1\right)^2$. Результат проверки второго условия выводится только тогда, когда условие не выполняется.

3.2 Проверка прочности сечения класса 3

Проверка прочности сечения класса 3 проводится для упругой стадии. Условие прочности имеет вид (6.1):

$$\frac{(\sigma^2 + 3\tau^2)^{1/2}}{f_y / \gamma_{M0}} \le 1$$

Нормальное напряжение σ определяется по изгибающему моменту M_y, касательное напряжение τ - по поперечной силе V_z.

3.3 Проверка устойчивости

Проверка устойчивости плоской формы изгиба проводится согласно 6.3.2. Условие устойчивости имеет вид (6.54):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \le 1$$

Здесь $M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y f_y / \gamma_{M1}$ - несущая способность по устойчивости плоской формы изгиба, $W_y = W_{pl,y}$ для сечений классов 1, 2 и $W_y = W_{el,y}$ для сечения класса 3, χ_{LT} - понижающий

коэффициент, определяемый по формуле (6.56). Значение χ_{LT} зависит от условной гибкости $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$. Критический момент, при потере устойчивости плоской формы изгиба в случае сечения с двумя осями симметрии, вычисляется по формуле:

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_{cr,LT}^2}\sqrt{\frac{I_\omega + kL_{cr,LT}^2 I_T}{I_z}}$$

а в случае сечения с одной осью симметрии, - по формуле:

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_{cr,LT}^2}\sqrt{\frac{I_\omega + kL_{cr,LT}^2 I_T}{I_z} + z_j^2} + c\cdot\left|z_j\right|$$

Здесь $k = \frac{1}{2\pi^2(1+\nu)}$, $z_j = z_S - \frac{\int z(y^2+z^2)dA}{2I_y}$, z_S - координата центра изгиба, I_y, I_z - моменты инерции сечения относительно главных центральных осей y, z; I_ω - секториальный момент инерции сечения, I_T - момент инерции сечения при кручении, $L_{cr,LT}$ - расчетная длина, принимаемая равной расстоянию между боковыми закреплениями балки. При рассмотрении неравнополочного двутавра $c = +1$, если в зоне сжатия находится полка большей ширины, в противном случае, $c = -1$. При рассмотрении сечения, образованного из швеллера и двутавра, при выборе c, применяются значения собственного момента инерции I_{y0} швеллера и двутавра. Приведенные формулы справедливы при вилочном закреплении концов рассматриваемой части балки и при $M_y(x) = const$ в пределах этой части.

Учет изменения момента между закреплениями производится согласно 6.3.2.3(2) заменой коэффициента χ_{LT} на коэффициент $\chi_{LT,\mathrm{mod}} = \chi_{LT} / f$, где $f = 1 - 0.5(1-k_c)\left[1 - 2(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2\right]$. Поправочный коэффициент k_c принимается по таблице 6.6 в зависимости от вида эпюры момента.

4. Расчет колонны

Проверка прочности, в случае сечений классов 1 и 2, проводится согласно 6.2.9.1, а в случае сечения класса 3 – согласно 6.2.1(5).

4.1 Проверка прочности сечений классов 1 и 2

Условие прочности имеет вид (6.41):

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right]^\beta \le 1$$

Здесь $M_{N,y,Rd}$, $M_{N,z,Rd}$ - предельные изгибающие моменты в пластической стадии с учетом действия сжимающей силы N_{Ed}, определяемые согласно 6.2.9.1(5). Показатели степени определяются по следующим формулам:

для двутавровых сечений $\alpha = 2$, $\beta = 5n$, причем $\beta \ge 1$

для коробчатых сечений $\alpha = \beta = 1.66/(1-1.13n^2)$, причем $\alpha = \beta \le 6$

для круглых труб $\alpha = \beta = 2$

В том случае, когда величина поперечного усилия V_{Ed} больше $0.5V_{pl,Rd}$, предельный момент $M_{N,Rd}$ определяется по уменьшенному пределу текучести $(1-\rho)f_y$, где $\rho = \left(2V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1\right)^2$. В выходном документе программы предельный момент, полученный с учетом действия поперечной силы, обозначается $M_{V,i,Rd}$, а с учетом действия поперечной и продольной сил - $M_{N,i,Rd}$, $i = y, z$.

4.2 Проверка прочности сечения класса 3

Проверка прочности сечения класса 3 проводится для упругой стадии. Условие прочности имеет вид (6.1):

$$\frac{(\sigma^2 + 3\tau^2)^{1/2}}{f_y/\gamma_{M0}} \le 1$$

Нормальное напряжение σ определяется по усилиям N, M_y, M_z, касательное напряжение τ - по усилиям V_y, V_z. В случае круглого сечения, приведенное напряжение $\sigma_V = \left(\sigma^2 + 3\tau^2\right)^{1/2}$ в общем случае, вычисляется через всю совокупность усилий.

4.3 Проверка устойчивости

Проверка устойчивости колонны проводится согласно 6.3.3 по условиям (6.61) и (6.62).

При рассмотрении устойчивости в плоскости изгиба критическая сила определяется через заданную расчетную длину L_{cr} по формуле:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2}$$

где EI – изгибная жесткость в рассматриваемой плоскости.

$$\frac{N_{Ed}}{\dfrac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy}\frac{M_{y,Ed}}{\dfrac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz}\frac{M_{z,Ed}}{\dfrac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\dfrac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy}\frac{M_{y,Ed}}{\dfrac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz}\frac{M_{z,Ed}}{\dfrac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$

Здесь $N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$ - расчетные значения продольной силы и изгибающих моментов; χ_y, χ_z - понижающие коэффициенты для изгиба относительно осей y, z; χ_{LT} - понижающий коэффициент, учитывающий потерю устойчивости по изгибно-крутильной форме; $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ - коэффициенты взаимодействия усилий. Предельные усилия $N_{Rk}, M_{y,Rk}, M_{z,Rk}$ определяются по табл. 6.7 в зависимости от класса сечения. При проверке коробчатых и круглых сечений, коэффициент χ_{LT} принимается равным 1.

В программе коэффициенты $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ вычисляются по формулам табл. А.1 Приложения А через коэффициенты $C_{m,y}, C_{m,z}, C_{m,LT}$, которые определяются следующим образом:

при $\overline{\lambda_0} \le \overline{\lambda_{0*}}$

$$C_{m,y} = C_{m,y,0}.$$

$$C_{m,z} = C_{m,z,0}$$

$$C_{m,LT} = 1.0$$

при $\overline{\lambda_0} > \overline{\lambda_{0*}}$

$$C_{m,y} = C_{m,y,0} + (1 - C_{m,y,0}) \frac{\sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}.$$

$$C_{m,z} = C_{m,z,0}$$

$$C_{m,LT} = C_{m,y}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} \ge 1$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}}$$

$$a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y}$$

Граничное значение $\overline{\lambda_{0*}}$ вычисляется по формуле:

$$\overline{\lambda_{0*}} = 0.2\sqrt{C_1} \sqrt[4]{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)}$$

В приведенных формулах $N_{cr,z}$ - критическая сила при потере устойчивости по форме изгиба относительно оси z (в плоскости наименьшей жесткости); $N_{cr,TF}, N_{cr,T}$ - критические силы при потере устойчивости по изгибно-крутильной форме и по крутильной форме соответственно. В случае двоякосимметричного сечения $N_{cr,TF} = N_{cr,T}$. Выражение для $N_{cr,T}$ имеет вид:

$$N_{cr,T} = \left(\frac{\pi^2 E I_\omega}{L_{cr,T}^2} + G I_T\right) / i_p^2$$

Здесь I_ω - секториальный момент инерции сечения, I_T - момент инерции сечения при кручении, $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ - модуль сдвига, $i_p^2 = i_y^2 + i_z^2$; i_y, i_z - радиусы инерции относительно осей y, z; $L_{cr,T}$ - расчетная длина при потере устойчивости по крутильной форме. Значение $L_{cr,T}$ принимается равным $L_{cr,z}$.

Условная гибкость $\overline{\lambda_0}$ определяется по формуле:

$$\overline{\lambda_0} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr,y,0}}}$$

Здесь $M_{cr,y,0}$ - критический момент для рассматриваемой части колонны при вилочном закреплении концов части и при $M_y(x) = const$ в пределах этой части. Критический изгибающий момент вычисляется по формуле:

$$M_{cr,y,0} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_{cr,LT}^2} \sqrt{\frac{I_\omega + kL_{cr,LT}^2 I_T}{I_z}}$$

где $k = \frac{1}{2\pi^2(1+\nu)}$, $L_{cr,LT}$ - расчетная длина, принимаемая равной расстоянию между закреплениями колонны.

Значение C_1 в выражении для $\overline{\lambda_{0*}}$ определяется по формуле:

$$C_1 = \frac{M_{cr,y}}{M_{cr,y,0}}$$

Здесь $M_{cr,y}$ - критический момент, определяемый для фактического распределения изгибающего момента $M_y(x)$. В программе предполагается, что эпюра момента $M_y(x)$ является линейной. Условная гибкость, соответствующая критическому моменту, определяется по формуле:

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr,y}}}$$

Коэффициенты $C_{m,y,0}, C_{m,z,0}$ вычисляются при линейной эпюре момента M_y по формуле первой строки табл. А.2:

$$C_{m,i,0} = 0.79 + 0.21\psi_i + 0.36(\psi_i - 0.33)\frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$$

$$i = y, z$$

Здесь $\psi_i = M_{i,2} / M_{i,1}$- отношение значений момента на концах рассматриваемой части колонны, причем $|M_{i,1}| \geq |M_{i,2}|$.

При проверке коробчатых и круглых сечений, коэффициенты $C_{m,y,0}, C_{m,z,0}$ определяются как при $\overline{\lambda_0} \leq \overline{\lambda_{0*}}$.

5. Расчет стержня фермы

Проверка прочности, в случае сечений классов 1 и 2, проводится согласно 6.2.9.1, а в случае сечения класса 3 – согласно 6.2.1(5).

5.1 Проверка прочности сечений классов 1 и 2

Усилия в полностью пластическом состоянии сечения определяются как $N_{pl} = \gamma N$, $M_{pl,y} = \gamma M_y$, $M_{pl,z} = \gamma M_z$. Коэффициент γ отыскивается численным методом. Условие прочности имеет вид:

$$1/\gamma \le 1$$

5.2 Проверка прочности сечения класса 3

Проверка прочности сечения класса 3 проводится для упругой стадии. Условие прочности имеет вид:

$$\frac{\sigma}{f_y / \gamma_{M0}} \le 1$$

Нормальное напряжение σ определяется по усилиям N, M_y, M_z.

5.3 Проверка устойчивости

Проверка устойчивости стержня фермы, состоящего из уголков, проводится по условиям (6.61) и (6.62):

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$

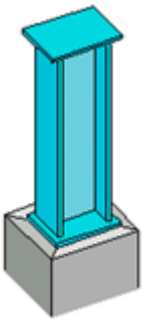
$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$

Здесь коэффициент χ_{LT} принимается равным 1, коэффициенты $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ вычисляются по формулам табл. А.1 Приложения А. При этом коэффициенты $C_{m,y}, C_{m,z}$ вычисляются в предположении $M_y(x) = const$, $M_z(x) = const$.

Литература

1. MSZ EN 1993-1-1:2009 Еврокод 3: Проектирование стальных конструкций – Часть 1-1: Общие правила и правила для зданий.

479 - Стальная колонна (MSZ EN 1993)



Программа предназначена для проектирования стальной колонны согласно MSZ EN 1993-1-1 [1]. Предусмотрены два вида расчета: проверка несущей способности колонны заданного сечения и подбор сечения колонны по условиям прочности и устойчивости. Рассматриваются прокатные и сварные сечения.

1. Расчетная схема

Расчетная схема колонны представляет собой стержневой элемент постоянного сечения. При расчете колонны применяется система координат xyz, начало которой совпадает с центром тяжести нижнего сечения колонны, ось z лежит в плоскости наибольшей жесткости колонны, ось x направлена снизу вверх (рис.1). В программе применяется обозначение плоскости, соответствующее обозначению той оси, которая лежит в данной плоскости. В частности, для колонны двутаврового сечения плоскость Y параллельна полкам, а плоскость Z параллельна стенке.

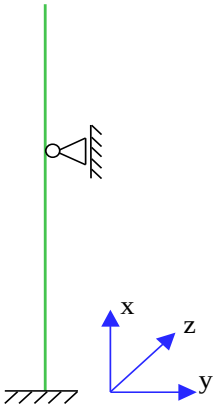


Рис. 1. Расчетная схема

Предполагается, что результирующая вертикальная сила воспринимается в нижней опоре. Условия упругого или абсолютно жесткого закрепления могут задаваться в произвольных точках. Они формулируются для прогиба колонны и поворота сечения вокруг горизонтальной оси. Возможен выбор частных расчетных схем, для которых не требуется явно задавать условия закрепления.

На рис.2 даны формулы для определения коэффициентов жесткости упругих связей колонны.

2. Нагрузки

В программе предусмотрен ввод воздействий, которые классифицируются и комбинируются согласно [2], 6.4.3. Воздействия подразделяются на постоянные G, переменные Q и особые A, а комбинации воздействий - на основные и особые (аварийные и сейсмические). Частные коэффициенты безопасности γ_F для воздействий принимаются по таблице A1.2(B).

Комбинационные коэффициенты ψ_0, ψ_1, ψ_2 для переменных воздействий принимаются по таблице A1.1. Комбинирование воздействий представляет собой генерацию множества основных и особых комбинаций воздействий с учетом благоприятного и неблагоприятного действия постоянных и переменных воздействий, а также с учетом доминирования каждого из переменных воздействий.

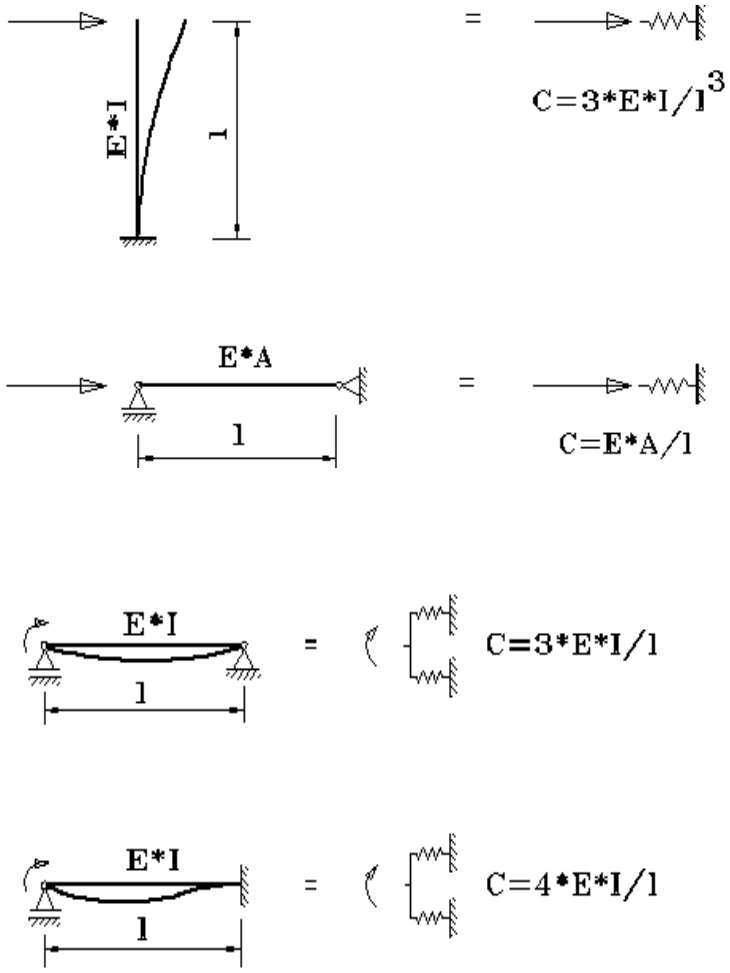


Рис. 2. Коэффициенты жесткости упругих связей

Основные комбинации воздействий строятся по формуле (6.10):

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Особые аварийные комбинации воздействий строятся по формуле (6.11b):

$$\sum_j G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Особые сейсмические комбинации воздействий строятся по формуле (6.12b):

$$\sum_j G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_i \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

В приведенных формулах знак «+» означает включение в комбинацию. Доминирующее переменное воздействие обозначается как $Q_{k,1}$. При генерации комбинаций, предполагается, что каждое постоянное воздействие может действовать неблагоприятно и благоприятно и что каждое переменное воздействие может быть доминирующим. При неблагоприятном действии постоянного воздействия, оно входит в комбинацию с коэффициентом $\gamma_{G,\sup} = 1.35$, а при благоприятном действии – с коэффициентом $\gamma_{G,\inf} = 1.0$. При неблагоприятном действии переменного воздействия, оно входит в комбинацию с коэффициентом $\gamma_{Q,\sup} = 1.5$, а при благоприятном действии, оно не учитывается в комбинации воздействий.

Нагрузка на колонну от каждого воздействия включает сосредоточенные вертикальные и горизонтальные силы, сосредоточенные моменты, распределенные горизонтальные и вертикальные силы, смещения и повороты жестких опор. Положительные направления сил и моментов показаны на рис.3. Положительные направления смещений жестких опор совпадают с направлениями координатных осей. Положительные направления поворотов жестких опор совпадают с положительными направлениями моментов.

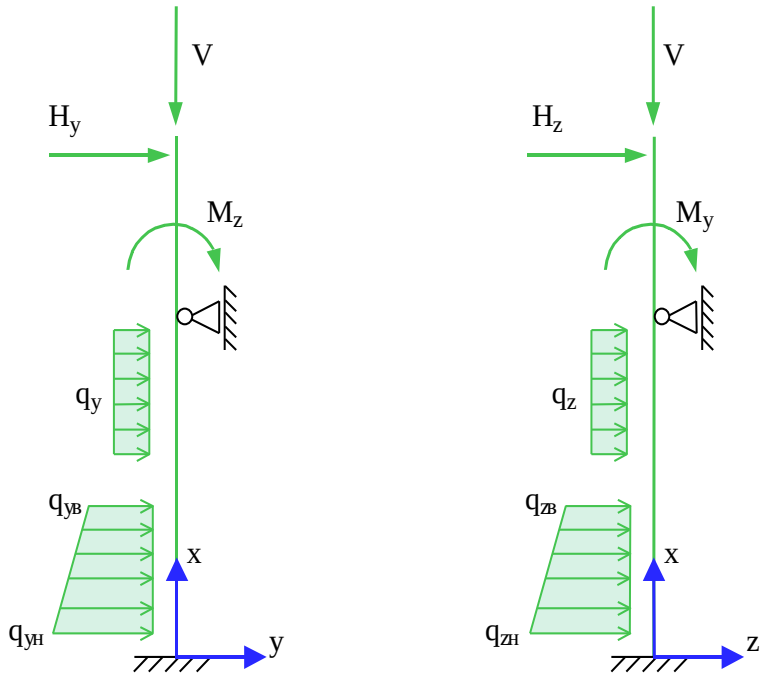


Рис. 3. Положительные направления сил и моментов

3. Сечение

Возможно задание следующих прокатных профилей: двутавр колонный, двутавр широкополочный, двутавр балочный, двутавр обычный, профиль замкнутый квадратный, профиль замкнутый прямоугольный, труба бесшовная горячекатаная, труба электросварная. Возможно задание следующих сварных сечений: двутавр, короб квадратный, короб прямоугольный.

Предусмотрен подбор сечения колонны, требуемого по условиям прочности и устойчивости. Подбор прокатного профиля производится автоматически, путем последовательной выборки профилей из заданного сортамента и проверки их несущей способности. Если при вводе исходных данных указан конкретный номер профиля, то выборка начинается с указанного номера. В противном случае, выборка начинается с первого номера сортамента.

При подборе сварного двутаврового сечения, варьируются высота h и ширина b сечения, толщина стенки t_w и толщина полок t_f. Толщины принимаются из следующего ряда значений: 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40. При этом ставятся ограничения $t_w \le t_f \le 2 \cdot t_w$. Высота и ширина сечения ограничиваются заданными минимальными и максимальными значениями: $h_{\min} \le h \le h_{\max}$, $b_{\min} \le b \le b_{\max}$. При этом рассматриваются сечения, для которых $b \le h$. При подборе, все сечения, удовлетворяющие указанным ограничениям, сортируются в порядке увеличения их площади. Из полученного ряда сечений выбирается то первое сечение, для которого выполняются все предусмотренные проверки по прочности и

устойчивости. При неполном подборе, толщины t_w и t_f задаются произвольными значениями, находящимися в пределах от 4 мм до 40 мм.

Подбор сварного коробчатого сечения производится аналогичный образом.

4. Расчет по прочности

Усилия в колонне от воздействий определяются при помощи решения статической задачи в упругой постановке без учета несовершенств и эффектов второго порядка.

Согласно [1], 5.5.2 различают четыре класса поперечных сечений: 1, 2, 3, 4. В программе допускаются только сечения первых трех классов. Назначение класса производится по табл. 5.2 как для сжатого элемента. В режиме проверки колонны по несущей способности предусмотрена возможность задания класса сечения при вводе исходных данных.

Проверка прочности в случае сечений классов 1 и 2 проводится согласно 6.2.9.1, а в случае сечения класса 3 – согласно 6.2.1(5). Проверка производится для всех возможных комбинаций воздействий в точках сетки на оси x, построенной с мелким шагом. Для каждой комбинации воздействий значение расчетного усилия определяется как сумма значений усилия от отдельных воздействий, взятых с тем коэффициентом, с которым воздействие входит в рассматриваемую комбинацию.

При подборе требуемого профиля, расчет усилий от воздействий производится для каждого проверяемого профиля. Во-первых, усилия в статически неопределимой колонне, при наличии упругих закреплений, зависят от соотношения между изгибной жесткостью колонны и коэффициентами жесткости закреплений. Во-вторых, при проверке устойчивости в общем случае, используются максимальные значения прогибов в плоскостях Y и Z.

4.1 Проверка прочности сечений классов 1 и 2

Условие прочности имеет вид (6.41):

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right]^{\alpha}+\left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right]^{\beta}\le 1$$

Здесь $M_{N,y,Rd}$, $M_{N,z,Rd}$ - предельные изгибающие моменты в пластической стадии с учетом действия сжимающей силы N_{Ed}, определяемые согласно 6.2.9.1(5). Показатели степени определяются по следующим формулам:

для двутавровых сечений $\alpha=2$, $\beta=5n$, причем $\beta\ge 1$

для коробчатых сечений $\alpha=\beta=1.66/(1-1.13n^2)$, причем $\alpha=\beta\le 6$

для круглых труб $\alpha=\beta=2$

В этих формулах $n=N_{Ed}/N_{pl,Rd}$.

В том случае, когда величина поперечного усилия V_{Ed} больше $0.5V_{pl,Rd}$ предельный момент $M_{N,Rd}$ определяется по уменьшенному пределу текучести $(1-\rho)f_y$, где $\rho=\left(2V_{Ed}/V_{pl,Rd}-1\right)^2$. В выходном документе программы предельный момент, полученный с учетом действия поперечной силы, обозначается $M_{V,i,Rd}$, $i=y,z$.

4.2 Проверка прочности сечения класса 3

Проверка прочности сечения класса 3 проводится для упругой стадии. Условие прочности имеет вид (6.1):

$$\frac{(\sigma^2 + 3\tau^2)^{1/2}}{f_y / \gamma_{M0}} \le 1$$

Нормальное напряжение σ определяется по усилиям N, M_y, M_z. В элементах двутаврового или коробчатого сечения, параллельных оси z, действует касательное напряжение τ_z, а в элементах сечения, параллельных оси y, действует касательное напряжение τ_y. Касательные напряжения τ_z и τ_y вычисляются через поперечные усилия V_z и V_y. Проверка условия прочности проводится в тех точках сечения, в которых условие прочности может достигать наибольшего значения.

В случае круглого сечения, приведенное напряжение $\sigma_V = \left(\sigma^2 + 3\tau^2\right)^{1/2}$ вычисляется через всю совокупность усилий.

5. Расчет по устойчивости

Расчет по устойчивости колонны проводится согласно 6.3.3 по условиям (6.61) и (6.62). Для применения этих условий, колонна разбивается, в общем случае, на части, заключенные между точками закреплений. Для каждой части колонны из множества всех возможных комбинаций воздействий выбираются те комбинации, для которых достигает максимального значения одно из следующих усилий: сжимающая продольная сила N, момент M_y, момент M_z, суммарный момент $M = \sqrt{M_y^2 + M_z^2}$.

При рассмотрении устойчивости в плоскости изгиба, численным методом определяется коэффициент критической нагрузки $\eta_{cr} = N_{cr} / N$, равный отношению продольной силы при достижении критического состояния к действующей продольной силе. Коэффициент η_{cr} отыскивается для того распределения продольной силы $N(x)$, которое соответствует рассматриваемой комбинации воздействий. Критическая сила на каждой части колонны определяется как $N_{cr} = \eta_{cr} N_{\max}$, где $N_{\max}$ - максимальное значение продольной силы на рассматриваемой части колонны. Расчетная длина L_{cr} рассматриваемой части колонны для каждой плоскости вычисляется по формуле $L_{cr} = \pi\sqrt{\frac{EI}{N_{cr}}}$, где EI – изгибная жесткость в рассматриваемой плоскости.

Условия проверки несущей способности колонны имеют вид:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy}\frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz}\frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy}\frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz}\frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$

Здесь $N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$ - максимальные на рассматриваемой части колонны значения продольной силы и изгибающих моментов; χ_y, χ_z - понижающие коэффициенты для изгиба относительно осей y, z; χ_{LT} - понижающий коэффициент, учитывающий потерю устойчивости по изгибно-крутильной форме; $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ - коэффициенты взаимодействия усилий. Предельные усилия $N_{Rk}, M_{y,Rk}, M_{z,Rk}$ определяются по табл. 6.7, в зависимости от класса сечения. При проверке коробчатых и круглых сечений, коэффициент χ_{LT} принимается равным 1.0.

В программе коэффициенты $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ вычисляются по формулам табл. А.1 Приложения А через коэффициенты $C_{m,y}, C_{m,z}, C_{m,LT}$, которые определяются следующим образом:

при $\overline{\lambda_0} \le \overline{\lambda_{0*}}$

$$C_{m,y} = C_{m,y,0}.$$

$$C_{m,z} = C_{m,z,0}$$

$$C_{m,LT} = 1.0$$

при $\overline{\lambda_0} > \overline{\lambda_{0*}}$

$$C_{m,y} = C_{m,y,0} + (1 - C_{m,y,0}) \frac{\sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}.$$

$$C_{m,z} = C_{m,z,0}$$

$$C_{m,LT} = C_{m,y}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} \ge 1$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}}$$

$$a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y}$$

Граничное значение $\overline{\lambda_{0*}}$ вычисляется по формуле:

$$\overline{\lambda_{0*}} = 0.2\sqrt{C_1} \sqrt[4]{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)}$$

В приведенных формулах, $N_{cr,z}$ - критическая сила при потере устойчивости по форме изгиба относительно оси z (в плоскости наименьшей жесткости); $N_{cr,TF}, N_{cr,T}$ - критические силы при потере устойчивости по изгибно-крутильной форме и по крутильной форме соответственно. В случае двоякосимметричного сечения, $N_{cr,TF} = N_{cr,T}$. Выражение для $N_{cr,T}$ имеет вид:

$$N_{cr,T} = (\frac{\pi^2 EI_\omega}{L_{cr,T}^2} + GI_T)/i_p^2$$

Здесь I_ω - секториальный момент инерции сечения, I_T - момент инерции сечения при кручении, $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ - модуль сдвига, $i_p^2 = i_y^2 + i_z^2$; i_y, i_z - радиусы инерции относительно осей y, z; $L_{cr,T}$ -расчетная длина при потере устойчивости по крутильной форме. Значение $L_{cr,T}$ принимается равным μL, где L - длина рассматриваемой части колонны, μ - коэффициент приведения длины, зависящий от условий закрепления концов части. В программе на каждом конце части, в зависимости от условий закрепления в плоскости Y, принимается один из трех вариантов краевых условий: условия вилочного закрепления, условия жесткого защемления, условия свободного края.

Условная гибкость $\overline{\lambda_0}$ определяется по формуле:

$$\overline{\lambda_0} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr,y,0}}}$$

Здесь $M_{cr,y,0}$ - критический момент для рассматриваемой части колонны при вилочном закреплении ее концов и при $M_y(x) = const$ в пределах ее части. При вилочном закреплении равны нулю прогиб w_y и производная $\frac{d^2 w_y}{dx^2}$, угол поворота θ вокруг оси x и производная $\frac{d^2\theta}{dx^2}$.

Значение C_1 в выражении для $\overline{\lambda_{0*}}$ определяется по формуле:

$$C_1 = \frac{M_{cr,y}}{M_{cr,y,0}}$$

Здесь $M_{cr,y} = \eta_{cr} M_{y,\max}$ - критический момент, определяемый для фактического распределения изгибающего момента $M_y(x)$ в пределах рассматриваемой части колонны. Алгоритм вычисления $M_{cr,y}$ приведен в следующем разделе данного документа. Условная гибкость, соответствующая критическому моменту, определяется по формуле:

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr,y}}}$$

Коэффициенты $C_{m,y,0}, C_{m,z,0}$ вычисляются согласно табл. А.2.

При линейной эпюре момента M_y, используется первая строка табл. А.2:

$$C_{m,i,0} = 0.79 + 0.21\psi_i + 0.36(\psi_i - 0.33)\frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$$

$$i = y, z$$

Здесь $\psi_i = M_{i,2}/M_{i,1}$ - отношение значений момента на концах рассматриваемой части колонны, причем $|M_{i,1}| \geq |M_{i,2}|$.

При нелинейной эпюре момента M_y, используется вторая строка табл. А.2:

$$C_{m,i,0} = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI_i \delta_{i,\max}}{L^2 M_{i,\max}} - 1 \right) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$$

Здесь $M_{i,\max}$ -максимальное абсолютное значение момента M_i на рассматриваемой части колонны, $\delta_{i,\max}$ - максимальное абсолютное значение прогиба в плоскости действия момента M_i.

При проверке коробчатых и круглых сечений, коэффициенты $C_{m,y,0}, C_{m,z,0}$ определяются как при $\overline{\lambda_0} \le \overline{\lambda_{0*}}$.

6. Определение критического момента

Для стержня с двоякосимметричным сечением, изгибаемым в плоскости наибольшей жесткости Z, дифференциальные уравнения задачи об устойчивости плоской формы изгиба имеют вид:

$$EI_z \frac{d^4 w_y}{dx^4} + \frac{d^2}{dx^2}(M_y \theta) = 0$$

$$EI_\omega \frac{d^4 \theta}{dx^4} - GI_T \frac{d^2 \theta}{dx^2} + M_y \frac{d^2 w_y}{dx^2} + q_z z_p \theta = 0$$

Здесь w_y - прогиб в направлении оси y, θ - угол поворота относительно оси x, M_y - изгибающий момент относительно оси y, I_z - момент инерции сечения относительно оси z, I_ω - секториальный момент инерции сечения, I_T - момент инерции сечения при кручении, $G = \dfrac{E}{2(1+\nu)}$ - модуль сдвига, q_z - интенсивность поперечной силы в направлении оси z, z_p - координата точки приложения поперечной силы. Краевые условия имеют вид:

при вилочном закреплении

$$w_y = 0,\ \frac{d^2 w_y}{dx^2} = 0,\ \theta = 0,\ \frac{d^2 \theta}{dx^2} = 0$$

при жестком защемлении

$$w_y = 0,\ \frac{dw_y}{dx} = 0,\ \theta = 0,\ \frac{d\theta}{dx} = 0$$

при отсутствии закрепления (свободный край)

$$EI_z \frac{d^2 w_y}{dx^2} + M_y \theta = 0,\ EI_z \frac{d^3 w_y}{dx^3} + \frac{d}{dx}(M_y \theta) = 0,\ \frac{d^2 \theta}{dx^2} = 0,\ EI_\omega \frac{d^3 \theta}{dx^3} - GI_T \frac{d\theta}{dx} = 0$$

Задача состоит в отыскании такого коэффициента η_{cr}, для которого при замене M_y на $\eta_{cr} M_y$ существует нетривиальное решение рассматриваемой однородной системы уравнений.

В программе сформулированная задача решается путем сведения исходной системы уравнений к системе уравнений первого порядка, построения системы линейно-независимых интегралов

системы численным методом Рунге-Кутты, применения промежуточной ортогонализации интегралов и отыскания коэффициента η_{cr} из детерминантного уравнения.

В частном случае вилочного закрепления обоих краев стержня, краевая задача относительно двух функций $w_y(x), \theta(x)$ может быть сведена к решению задачи с одним уравнением четвертого порядка:

$$EI_\omega \frac{d^4\theta}{dx^4} - GI_T \frac{d^2\theta}{dx^2} - \left(\frac{M_y^2}{EI_z} - q_z z_p \right) \theta = 0$$

При $M_y(x) = const$ решение этой задачи может быть получено в аналитическом виде. Критический изгибающий момент выражается по формуле:

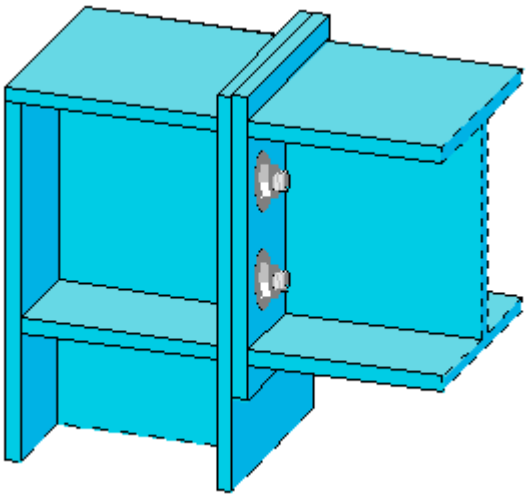
$$M_{cr,y,0} = \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_\omega + kL^2 I_T}{I_z}}$$

где $k = \dfrac{1}{2\pi^2(1+\nu)}$, L - длина стержня.

Литература

1. MSZ EN 1993-1-1:2009 Еврокод 3: Проектирование стальных конструкций – Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.
2. MSZ EN 1990:2011 Еврокод: Основы проектирования строительных конструкций.

670 – Болтовой узел рамы



Введение

Программа предназначена для проектирования болтового соединения ригеля и стойки согласно СП 16.13330.2017 и ТКП EN 1993-1-8-2009* «Проектирование стальных конструкций. Часть 1-8. Расчет соединений». Предусмотрено задание прокатных и сварных элементов. По результатам расчета проводится классификация узла по жесткости. Проводятся расчеты прочности, определяется несущая способность болтового соединения, прочность сварных швов, соединяющих фланец с основным элементом. При необходимости, возможна установка ребер жесткости и накладок, с целью увеличения вращательной жесткости.

1. Расчётная схема

Расчетная схема представляет собой Г-образный и Т-образный болтовой узел рамы с промежуточным или крайним типом узла (рис.1). Конструкция узла определяется следующими характеристиками: типом узла, расположением ригеля относительно стойки, геометрическими параметрами торцевой плиты, двухсторонними или односторонними ребрами жесткости, накладками, количеством болтов в ряду. При помощи указанных характеристик, могут задаваться различные комбинации конструкции узла (рис.1).

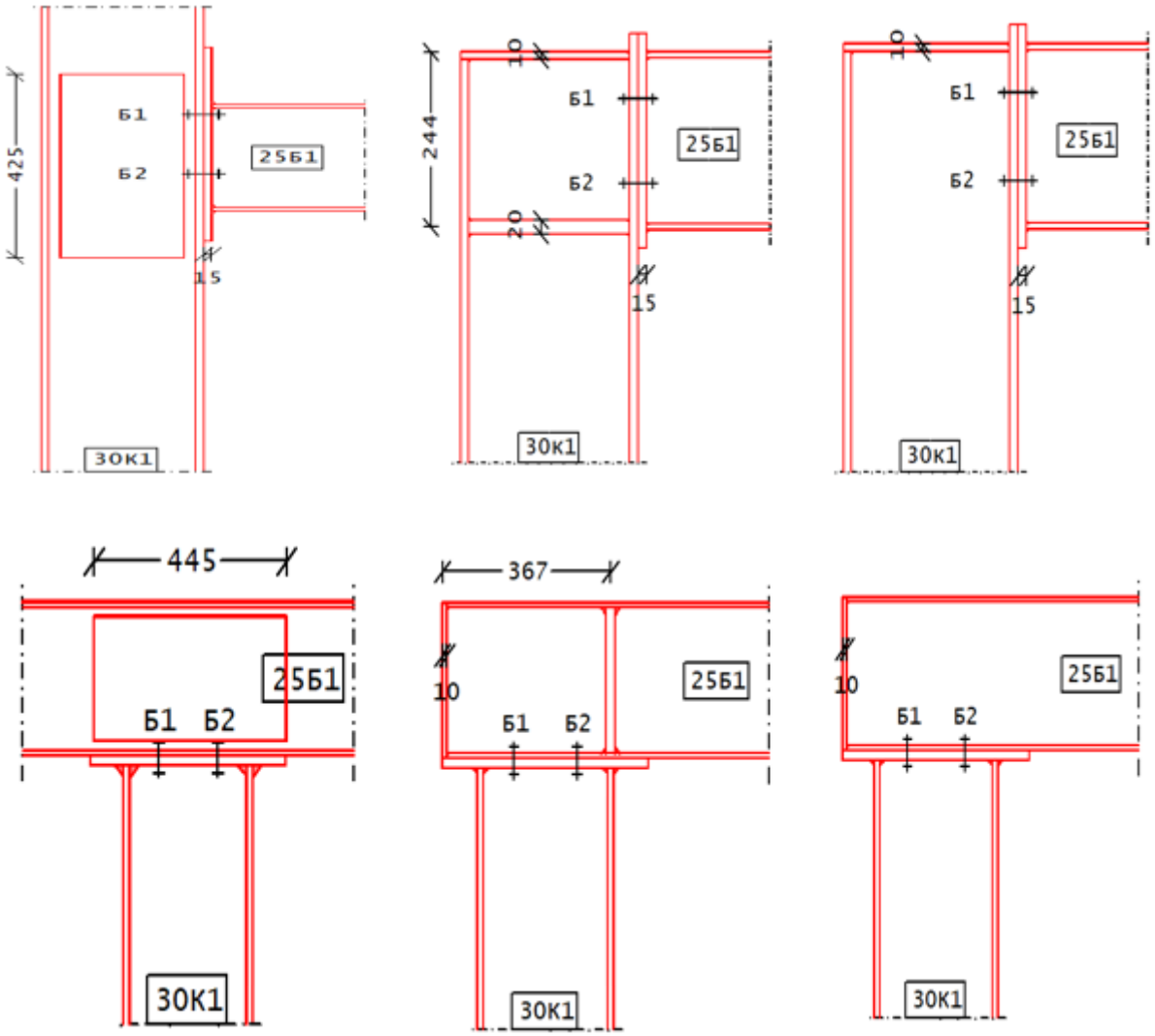


Рис.1. Примеры расчётной схемы

2. Нагружение

В качестве нагрузок на узел задаются расчетные значения усилий, определенные в идеальном узле расчетной схемы рамы, который совпадает с точкой пересечения *К* осей ригеля и стойки. Положительные направления продольной силы N, изгибающего момента M и поперечной силы Q показаны на рис.2. Индексы в обозначениях усилий имеют следующий смысл: в – сверху, н – снизу, л – слева, п – справа. Предельное значение изгибающего момента, действующего на балку:

$$M_{x,\text{пред}} = \frac{R_{Y,\text{балки}}}{W_{X,\text{балки}}}$$

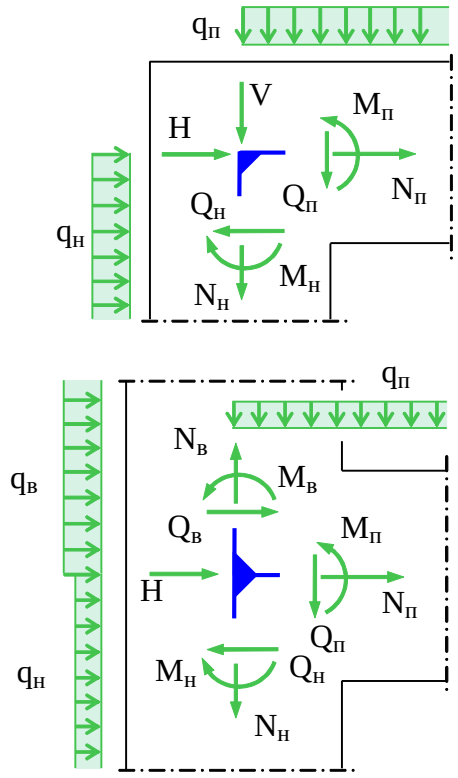


Рис.2. Положительные направления нагрузок

3. Расчетное сопротивление основных компонентов

3.1 Участок стенки колонны при расчете на сдвиг

Расчет производится согласно требованиям нормативных документов, указанных в главе 1. На рисунке 3. показан результат расчета:

Компонент к1

Avc [cm²]	K1 [mm]	tw [mm]	Vwp,Rd [кН]
33.38	6.8	9	407.6

Рис.3. Расчет стенки колонны на сдвиг

Вывод состоит из следующих компонентов:

- площадь сдвига A_{vc},
- вращательная жесткость элемента, работающего на сдвиг K_1,
- толщина стенки колонны t_{wc},
- расчетного сопротивления сдвигу в пластической стадии $V_{wp,Rd}$.

Расчетное сопротивление сдвигу в пластической стадии участка стенки колонны, при наличии ребер жесткости, вычисляют по формуле:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0{,}9 \cdot f_{y,wc} \cdot A_{vc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (1)$$

где:

- коэффициент безопасности γ_{M0} =1,
- предел текучести стали колонны $f_{y,wc}$,
- площадь сдвига A_{vc}.

Если стенка колонны усилена накладкой, площадь сдвига увеличивается согласно требованиям ТКП.

3.2 Стенка колонны при поперечном сжатии

Для увеличения расчетного сопротивления сжатию стенки колонны применяются поперечные ребра жесткости. На рисунке 4. показан вывод результата.

Компонент к2

Avc [cm²]	beff [mm]	ω	p	tw [mm]	K2 [mm]	Fc,wc,Rd [кН]
33.38	208.0	0.842	0.960	9.0	4.9	323.5

Рис.4. Расчет стенки колонны на поперечное сжатие

Вывод состоит из следующих компонентов:

- площадь сдвига A_{VC},
- эффективная ширина стенки колонны при поперечном сжатии $b_{eff,c,wc}$,
- понижающий коэффициент ω,
- вращательная жесткость стенки колонны при поперечном сжатии K_2,
- понижающий коэффициент, учитывающий потерю местной устойчивости стенки p,
- толщина стенки колонны t_{wc} ,
- расчетное сопротивление поперечному сжатию стенки колонны $F_{c,wc,Rd}$.

Расчетное сопротивление поперечному сжатию стенки колонны определяется по формуле (2):

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}, \; F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega \rho b_{eff} t_w f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} \quad (2),$$

где:

- коэффициент безопасности γ_{M1} =1,

- понижающий коэффициент k_{wc} =1,
- предел текучести стали колонны $f_{y,wc}$.

Эффективная ширина при поперечном сжатии определяется по формуле (3):

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} \cdot a_p + 5 \cdot \left(t_{fc} + s\right) + s_p \quad (3),$$

где:

- длина, полученная сечением под углом 45° толщины фланца $s_p = 2t_p$,
- радиус скругления $s = r_c$,
- ширина наружного сварного шва полки балки к торцевой плите a_p.

Вращательная жесткость стенки колонны при поперечном сжатии определяется по формуле (4):

$$K_2 = \frac{0{,}7 \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc}}{d_c} \quad (4),$$

где:

- полная высота стенки колонны d_c.

Ось ребра жесткости устанавливается посередине сжатой полки - в центр сжатия. Толщину стенки колонны, усиленной односторонней или двухсторонней накладкой, принимают согласно требованиям ТКП.

3.3 Стенка колонны при поперечном растяжении

Для увеличения расчетного сопротивления растяжению стенки колонны применяются поперечные ребра жесткости или накладки. На рисунке 5. показан результат расчета.

Компонент к3

Ряд	A_{vc} [cm²]	b_{eff} [mm]	ω	t_w [mm]	K3 [mm]	$F_{t,wc,Rd}$ [кН]
1	33.38	249.8	0.793	9.0	5.8	419.0
2	33.38	317.5	0.716	9.0	7.4	480.6

Рис.5. Расчет стенки колонны на поперечное растяжение

Вывод состоит из следующих компонентов:

- площадь сдвига A_{VC},
- эффективная ширина стенки колонны при поперечном растяжении $b_{eff,t,wc}$,
- понижающий коэффициент ω,
- вращательная жесткость стенки колонны при поперечном растяжении K_3
- толщина стенки колонны t_w,
- расчетное сопротивление поперечному растяжению стенки колонны $F_{t,wc,Rd}$.

Расчетное сопротивление поперечному растяжению стенки колонны определяется по формуле (5):

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{w,c} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (5)$$

Эффективная ширина при поперечном растяжении определяется по формуле (6):

$$b_{eff,t,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} \cdot a_b + 5 \cdot \left(t_{fc} + s\right) \qquad (6)$$

где:

- радиус скругления $s = r_c$,
- ширина внутреннего сварного шва полки балки к торцевой плите a_b.

Вращательная жесткость стенки колонны при поперечном растяжении определяется по формуле (7):

$$K_3 = \frac{0{,}7 \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc}}{d_c} \qquad (7)$$

где:

- полная высота стенки колонны d_c.

В ряду №1 записаны параметры, полученные при действии изгибающего момента сверху вниз по часовой стрелки, т.е. рядом болтов, работающих на растяжение, является ряд «Б1» (рисунок 6,а). В ряду №2 записаны параметры, полученные при действии изгибающего момента снизу вверх против часовой стрелки, т.е. рядом болтов, работающих на растяжение, является ряд «Б2» (рис. 6,б).

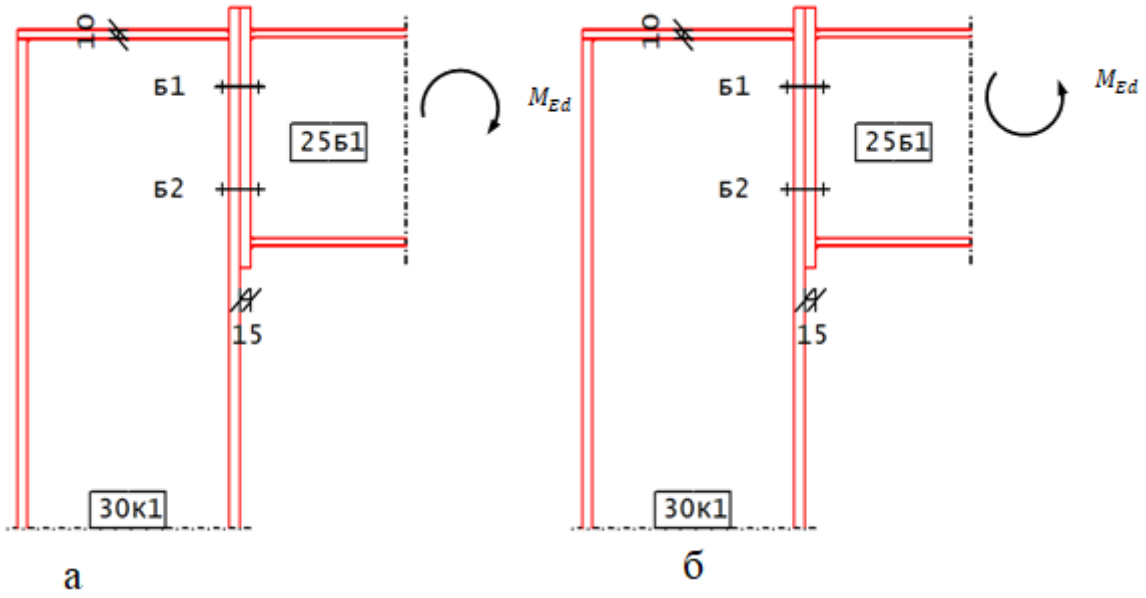


Рис.6. Действие изгибающего момента

3.4 Полка колонны при поперечном изгибе

Расчетное сопротивление поперечному изгибу и вид отказа не подкрепленной ребрами жесткости полки колонны, так же как и сопротивление растянутых болтов, определяются как для полки эквивалентного Т-образного элемента, для каждого отдельного, изолированного ряда болтов, работающих на растяжение. На рисунке 7. показан вывод результатов.

Компонент к4

Ряд	n [mm]	m [mm]	K4 [mm]	$l_{eff,1}$ [mm]	$l_{eff,2}$ [mm]
1	50.0	56.1	3.5	249.8	249.8
2	50.0	56.1	4.4	317.5	317.5

Ряд	$M_{p1,1}$ [kNm]	$M_{p1,2}$ [kNm]	$F_{t,1,Rd}$ [kN]	$F_{t,2,Rd}$ [kN]	$F_{t,3,Rd}$ [kN]	$F_{t,fc,Rd}$ [kN]
1	2.88	2.88	205.1	137.3	176.4	137.3
2	3.66	3.66	260.7	152.1	176.4	152.1

Рис.7. Расчет полки колонны на поперечный изгиб

Вывод состоит из следующих компонентов:

- n – параметр, сопряженный с m,
- m – расстояние от оси болта до стенки балки, за вычетом толщины сварного шва стенки балки к торцевой плите,
- эффективные длины неподкрепленной полки колонны $l_{eff,1}$
- эффективные длины неподкрепленной полки колонны $l_{eff,2}$,
- значение внутреннего момента $M_{pl,1,Rd}$,
- значение внутреннего момента $M_{pl,2,Rd}$,
- значение внутреннего момента $M_{bp,Rd}$,
- определяющая несущая способность $F_{t,fc,Rd}$,
- вращательная жесткость элемента, моделирующего полку колонны при изгибе K_4.

При наличии эффекта рычага:

Несущая способность при полном развитии пластических деформаций в полке:

$$F_{t,1,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,Rd}}{m} \quad (8)$$

Несущая способность при разрыве болта, с развитием пластических деформаций в полке, определяется по формуле (9):

$$F_{t,2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rd} + n \cdot \sum F_{t,Rd}}{m+n} \quad (9)$$

Несущая способность при разрыве болта определяется по формуле (10):

$$F_{t,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} \quad (10),$$

где $\sum F_{t,Rd}$ – суммарное значение расчетного сопротивления растяжению ряда болтов.

Вращательная жесткость полки колонны при изгибе определяется по формуле (11):

$$K_4 = \frac{0{,}9 \cdot l_{eff} \cdot {t_{fc}}^3}{m^3} \quad (11),$$

где:

- толщина полки колонны t_{fc},

Ребра жесткости соответствуют требованиям нормативных документов. На рисунке 8. представлен результат расчета при наличии ребер жесткости:

Компонент к4

Ряд	λ_1	λ_2	α	n_1 [mm]	m [mm]	$l_{eff,1}$ [mm]	$l_{eff,2}$ [mm]
1	0.43	0.29	6.9	50.0	56.1	249.8	249.8
2	0.43	0.29	6.9	50.0	56.1	352.5	448.8

Ряд	$M_{pl,1}$ [kNm]	$M_{pl,2}$ [kNm]	$F_{t,1,Rd}$ [kN]	$F_{t,2,Rd}$ [kN]	$F_{t,3,Rd}$ [kN]	$F_{t,fc,Rd}$ [kN]
1	2.88	2.88	205.1	137.3	176.4	137.3
2	4.06	5.17	289.4	180.5	176.4	176.4

Рис.8. Расчет подкрепленной полки колонны на поперечный изгиб

λ_1, λ_2, α определяются по рисунку 9.

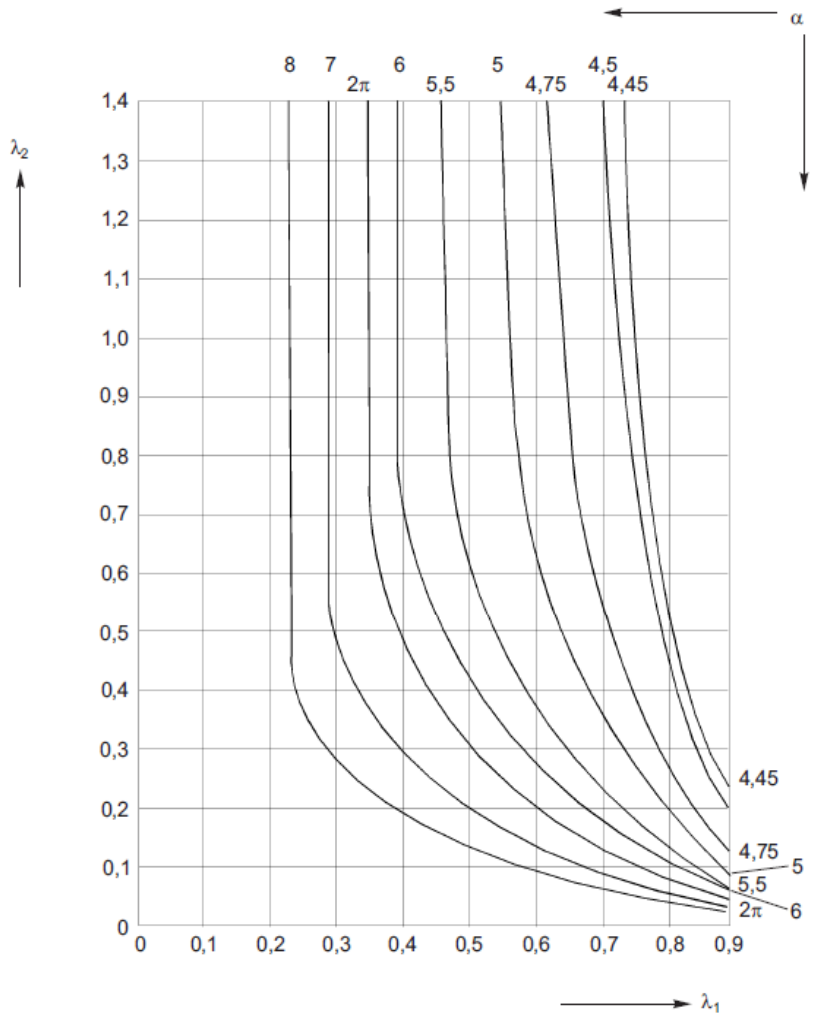


Рис.9. Значения α для неподкрепленных полок колонны и фланцев

$$\lambda_1 = \frac{m}{m+e} \quad (12)$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m+e} \quad (13)$$

Ребром жесткости также является траверса, при условии, что ее толщина превышает толщину стенки колонны или балки (в зависимости от типа конструкции).

3.5 Фланец при изгибе

Расчетное сопротивление и вид отказа фланца, так же, как и сопротивление растянутых болтов, определяется как для полки эквивалентного Т-образного элемента, для каждого отдельного, изолированного ряда болтов, работающего на растяжение. Расчетное сопротивление и вид отказа определяется отдельно для каждого эквивалентного Т-образного элемента. На рисунке 10. представлен результат расчета фланца при изгибе:

Компонент к5

Ряд	λ_1	λ_2	α	n [mm]	m [mm]	$l_{eff,1}$ [mm]	$l_{eff,2}$ [mm]
1	0.58	0.33	5.85	50.0	68.5	400.5	400.5
2	0.58	0.33	5.85	50.0	68.5	400.5	400.5

Ряд	$M_{pl,1}$ [kNm]	$M_{pl,2}$ [kNm]	$F_{t,1,Rd}$ [kN]	$F_{t,2,Rd}$ [kN]	$F_{t,3,Rd}$ [kN]	$F_{t,r,Rd}$ [kN]
1	5.29	5.29	309.2	163.8	176.4	163.8
2	5.29	5.29	309.2	163.8	176.4	163.8

Рис.10. Расчет фланца на поперечный изгиб

При наличии эффекта рычага:

Несущая способность при полном развитии пластических деформаций в полке определяется по формуле (14):

$$F_{t,1,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,Rd,}}{m} \quad (14)$$

Несущая способность при разрыве болта, с развитием пластических деформаций в полке определятся по формуле (15):

$$F_{t,2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rd} + n \cdot \sum F_{t,Rd}}{m+n} \quad (15)$$

Несущая способность при разрыве болта определяется по формуле (16):

$$F_{t,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} \quad (16)$$

где $\sum F_{t,Rd}$ – суммарное значение расчетного сопротивления растяжению ряда болтов.

Вращательная жесткость фланца при изгибе, определяется по формуле (17):

$$K_5 = \frac{0{,}9 \cdot l_{eff} \cdot {t_p}^3}{m^3} \quad (17)$$

где:

- толщина торцевой плиты t_p.

3.6 Полка и стенка балки при сжатии

Результирующее значение расчетного усилия в сжатой полке балки и примыкающей сжатой зоне стенки допускается считать действующим в центре сжатия. На рисунке 11 представлен вывод результатов расчета полки и стенки балки при сжатии:

Компонент К7

Ряд	$M_{c,Rd}$ [кНм]	$F_{c,fb,Rd}$ [кН]
1	75.1	312.7

Рис.11. Расчет полки и стенки балки на сжатие

Расчетное сопротивление сжатию полки и стенки балки определяется по формуле (18):

$$F_{c,fb,Rd.} = \frac{M_{c,Rd}}{(h - t_{fb})} \quad (18)$$

где:

- толщина полки балки t_{fb},
- расчетное сопротивление изгибу поперечного сечения балки $M_{c,Rd}$,
- высота присоединяемой балки h.

3.7 Стенка балки при растяжении

На рисунке 12 представлен результат расчета полки и стенки балки при растяжении:

Компонент К8

Ряд	$l_{eff,1}$ [mm]	$F_{t,wb,Rd}$ [кН]
1	400.5	470.6
2	400.5	470.6

Рис.12. Вывод результатов при расчете стенки балки на растяжение

Расчетное сопротивление растяжению стенки балки:

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb} \cdot t_{wb} \cdot f_{y,wb}}{\gamma_{M0}} \quad (19),$$

где:

- толщина полки балки $b_{eff,t,wb}$, принимаемая равной эффективной длине Т-образного элемента, моделирующего фланец при изгибе.

4. Коэффициенты жесткости

Вращательную жесткость узла определяют, исходя из изгибных жесткостей его основных компонентов, каждый из которых представлен коэффициентом упругой жесткости $K_{i,}$. На рисунке 13 представлен результат расчета коэффициентов жесткости:

Ряд	h_r [mm]	K_3 [mm]	K_4 [mm]	K_5 [mm]	K_{10} [mm]	K_{eff} [mm]
1	220.0	3.4	20.2	14.0	8.7	1.9
2	220.0	3.4	20.2	14.0	8.7	1.9

Ряд	z_{eq} [mm]	k_{eq} [mm]	K_1 [mm]	K_2 [mm]	S_j [MHm/rad]
+	220.0	1.9	9.8	5.2	12.1
-	220.0	1.9	9.8	5.2	12.1

Рис.13. Коэффициенты жесткости

Вывод состоит из следующих компонентов:

- жесткость стенки колонны при сдвиге $К_1$,
- жесткость стенки колонны при сжатии $К_2$,
- жесткость стенки колонны при растяжении $К_3$,
- жесткость полки колонны при изгибе (для одного ряда растянутых болтов) $К_4$,
- жесткость фланца при изгибе (для одного ряда растянутых болтов) $К_5$,
- жесткость болта при растяжении (для одного ряда растянутых болтов) $К_{10}$,
- начальная вращательная жесткость узла $S_{J,ini}$,
- общий эквивалентный коэффициент жесткости k_{eq}
- эффективный коэффициент жесткости k_{eff},
- эквивалентное плечо внутренней пары сил z_{eq}.

Жесткость болта при растяжении определяется по формуле (20):

$$К_{10} = \frac{1{,}6 \cdot A_S}{L_b} \quad (20),$$

где:

- длина деформирования болта L_b,
- площадь болта A_S.

Начальная вращательная жесткость узла определяется по формуле (21):

$$S_{J,ini} = \frac{E \cdot z^2}{\mu \cdot \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (21),$$

где:

- коэффициент жесткости основного компонента узла k_i,
- плечо внутренней пары сил z,
- отношение жесткостей $\mu = 1$.

Общий эквивалентный коэффициент жесткости определяется по формуле (22):

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} \cdot h_r}{z_{eq}} \quad (22),$$

где:

- расстояние между конкретным рядом болта r и центром сжатия h_r,
- эффективный коэффициент жесткости для ряда болтов r, учитывающий коэффициенты жесткости k_i основных компонентов $k_{eff,r}$,
- эквивалентное плечо внутренней пары сил z_{eq}.

Эффективный коэффициент жесткости определяется по формуле (23):

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}} \quad (23),$$

где:

- коэффициент жесткости компонента i, относящегося к ряду болтов r $k_{i,r}$.

Эквивалентное плечо внутренней пары сил определяется по формуле (24).

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} \cdot h_r{}^2}{\sum_r k_{eff,r} \cdot h_r} \quad (24),$$

Количество компонентов $К_{i,}$, принимаемых в расчет, выбирается исходя из геометрии узла. При наличии ребер жесткости, значения компонент $К_{1,}К_2$ обращаются в бесконечность.

5. Проверка соединения

Проверка болтового соединения осуществляется согласно п.15.19.2 СНиП СП 16.13330.2017. Производится проверка угловых сварных швов согласно п.14.1. СП 16.13330.2017. Проверка на расчетное усилие болтового соединения осуществляется согласно п.14.2.9СП 16.13330.2017.

6. Вывод результатов

Вывод состоит из следующих частей: расчетная схема, характеристики сечений, результаты расчета внутренних силовых факторов, результаты расчета вращательной жесткости, проверка соединения, классификация узла.

Расчетная схема:

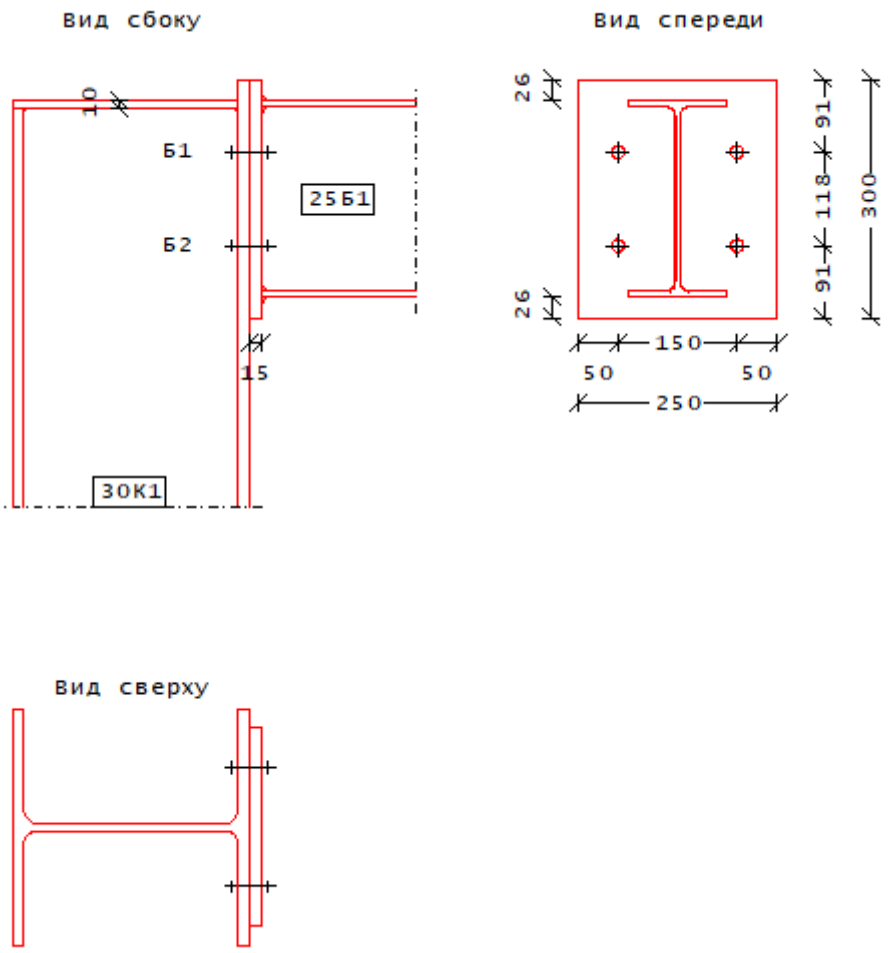


Рис.14. Расчетная схема

Материалы/сечения

Строительный элемент	Материал	Сечение [mm]
Профиль балки	C 235	25Б1
Профиль колонны	C 235	30К1
Торцевая плита	C 235	300/250/15
Траверса	C 235	284/299/10

Характеристики материалов

Строительный элемент	R_y [МПа]	R_u [МПа]	E [Мпа]
Профиль балки	235.0	360.0	206000
Профиль колонны	235.0	360.0	206000
Торцевая плита	235.0	360.0	206000
Траверса	235.0	360.0	206000

Характеристики профиля

	I_y [см^4]	A [см^2]	W_y [см^3]	S_y [см^3]
Балка	3537.0	32.68	2852.4	159.7
Колонна	18850.0	110.80	12651.0	694.6

Болты

Маркировка	A [mm^2]	A_s [mm^2]	d [mm]	$R_{b\,u}$ [МПа]	$R_{b\,y}$ [МПа]
M 20	314	245	20	500000	300000

Сварные швы

Тип шва	n	l_w [mm]	k_f [mm]
Полки балки,наружний	2	124	5
Стенка балки	2	208	5
Полки балки,внутренний	4	48	5
Траверса,продольный	2	234	5
Траверса,поперечный внутренний	4	127	5
Траверса,поперечный наружний	2	299	5

Рис.15. Основные характеристики болтового соединения

На рисунках 14-15 изображена расчетная схема болтового соединения узла рамы и представлены основные геометрические, прочностные и массово-инерционные характеристики основных компонентов.

Литература

1. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. Москва, 2011год.
2. ТКП EN 1993-1-8-2009* Еврокод 3 «Проектирование стальных конструкций. Часть 1-8. Расчет соединений».

685 – Проверка устойчивости стенки балки

Программа предназначена для проверки устойчивости стенки балки согласно СП 16.13330.2017 [1], СП 53-102-2004 [2], СНиП II-23-81* [3]. Рассматривается произвольное распределение нормальных напряжений по высоте стенки, которое возникает при расчете несимметричного сечения или при учете действия продольной растягивающей или сжимающей силы.

1. Расчетная схема

Расчетная схема представляет собой прямоугольную пластину толщиной t, соответствующую отсеку стенки балки, который ограничен поперечными ребрами жесткости. Длина пластины a равна расстоянию между ребрами жесткости, ширина пластины равна рабочей высоте стенки h_{ef}. Учитывается упругое защемление стенки в поясах. На вертикальных границах отсека принимаются условия шарнирного опирания.

В общем случае, в пластине действуют нормальное напряжение σ_x, направленное по оси балки, касательное напряжение τ и напряжение σ_y, вызванное действием локальной сжимающей нагрузки, приложенной к одному из поясов балки. Напряжения σ_x и τ определяются согласно [1], 8.5.2 или [2], 9.5.2 или [3], 7.2* по формулам:

$$\sigma_x = \frac{M}{I} y$$

$$\tau = \frac{Q}{th}$$

где M ,Q - расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы, средние в пределах отсека балки, I - момент инерции сечения, y - расстояние от нейтральной оси до расчетной границы стенки, h - полная высота стенки. Сжимающее нормальное напряжение принимается положительным. Распределение по высоте стенки напряжения σ_x определяется путем задания наибольшего сжимающего $\sigma_{x,сжим}$ и наибольшего растягивающего $\sigma_{x,раст}$ напряжений, вычисленных у расчетных границ стенки. Растягивающее напряжение задается отрицательным значением. Напряжение σ_y от локальной расчетной нагрузки F определяется согласно [1], 8.2.2 или [2], 9.2.2 или [3], 5.13 по формуле:

$$\sigma_y = \sigma_{loc} = \frac{F}{tl_{ef}}$$

где l_{ef} - длина распределения локальной нагрузки.

2. Расчет по СНиП II-23-81*

При изгибе балки симметричного сечения без учета продольной силы, наибольшее растягивающее напряжение следует задать численно равным наибольшему сжимающему напряжению, т.е. $\sigma_{x,раст} = -\sigma_{x,сжим}$. В этом случае, согласно пп.7.4*, 7.6*, проверка устойчивости проводится по формулам (74) и (79), имеющим следующий вид:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \le \gamma_c$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}+\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}\le\gamma_c$$

Здесь σ_{cr} и $\sigma_{loc,cr}$ - критические нормальные напряжения, τ_{cr} - критическое касательное напряжение, $\sigma=\sigma_{x,сжим}$, γ_c - коэффициент условий работы, который принимается согласно таблице 6*. Приведенные формулы применимы при условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w\le 6$. Первая из приведенных формул применяется, если нет локальной нагрузки или если локальная нагрузка приложена к растянутому поясу.

Критическое напряжение τ_{cr} вычисляется по формуле:

$$\tau_{cr}=10.3\left(1+\frac{0.76}{\mu^2}\right)\frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^{\,2}}$$

Критическое напряжение σ_{cr} при $\sigma_{loc}=0$ вычисляется по формуле:

$$\sigma_{cr}=\frac{c_{cr}R_y}{\bar{\lambda}_w^{\,2}}$$

Здесь $\bar{\lambda}_w=\frac{h_{ef}}{t}\sqrt{\frac{R_y}{E}}$, $\bar{\lambda}_{ef}=\frac{d}{t}\sqrt{\frac{R_y}{E}}$, $d=\min(a,h_{ef})$, μ - отношение большей стороны пластины к меньшей, R_y, R_s - расчетные сопротивления стали, E - модуль упругости стали. Коэффициент c_{cr} определяется по таблице 21 в зависимости от коэффициента $\delta=\beta\frac{b_f}{h_{ef}}\left(\frac{t_f}{t}\right)^3$, учитывающего степень упругого защемления стенки в поясах балки. В формулу для δ подставляются ширина b_f и толщина t_f сжатого пояса. При непрерывном закреплении сжатого пояса принимается $\delta=\infty$, в противном случае, коэффициент δ вычисляется при $\beta=0.8$. При $a\le h_{ef}$ имеет место формула $\bar{\lambda}_{ef}=\frac{a}{h_{ef}}\bar{\lambda}_w$, а при $a>h_{ef}$ - $\bar{\lambda}_{ef}=\bar{\lambda}_w$.

При $\sigma_{loc}\ne 0$ и при условиях $\frac{a}{h_{ef}}>0.8$ и $\frac{\sigma_{loc}}{\sigma}>\left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma}\right)_{\lim}$ коэффициент c_{cr} в приведенной формуле для критического напряжения σ_{cr} заменяется на коэффициент c_2, который принимается по таблице 25 в зависимости от a/h_{ef} и δ. Предельное значение $\left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma}\right)_{\lim}$ принимается по таблице 24 в зависимости от a/h_{ef} и δ.

Критическое напряжение $\sigma_{loc,cr}$ определяется по формуле:

$$\sigma_{loc,cr}=\frac{c_1R_y}{\bar{\lambda}_a^{\,2}}$$

Здесь $\bar{\lambda}_a=\frac{a}{t}\sqrt{\frac{R_y}{E}}$, c_1 - коэффициент, который принимается по таблице 23 в зависимости от a/h_{ef} и δ. Следует отметить, что при действии локальной нагрузки на растянутый пояс в формулу для коэффициента δ подставляются размеры растянутого пояса.

При условиях $\frac{a}{h_{ef}} > 0.8$ и $\frac{\sigma_{loc}}{\sigma} > \left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma}\right)_{\lim}$ критическое напряжение $\sigma_{loc,cr}$ рассчитывается по действительным размерам отсека. Однако, при определении $\bar{\lambda}_a$, значение a должно быть не больше $2h_{ef}$. Если при $\frac{a}{h_{ef}} > 0.8$ выполняется неравенство $\frac{\sigma_{loc}}{\sigma} \le \left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma}\right)_{\lim}$, то при вычислении $\bar{\lambda}_a$ и определении c_1 по таблице 23 значение a заменяется на $0.5a$.

Случай $|\sigma_{x,раст}| > \sigma_{x,сжим}$ возникает при более развитом сжатом поясе или при учете действия растягивающей продольной силы. В этом случае, расчет проводится согласно п.7.9, с учетом следующих изменений: а) при определении σ_{cr} значение h_{ef} заменяется на значение $2h_c$, где h_c - расстояние от нейтральной оси до расчетной (сжатой) границы стенки, б) при $\frac{a}{h_{ef}} > 0.8$ проводятся обе проверки независимо от отношения $\frac{\sigma_{loc}}{\sigma}$ (в выходном документе программы приводится результат решающей проверки).

Случай $|\sigma_{x,раст}| < \sigma_{x,сжим}$ возникает при более развитом растянутом поясе или при учете действия сжимающей продольной силы. В этом случае, расчет возможен только при условии $\sigma_{loc} = 0$. Проверка проводится согласно п.7.9, на основе формулы для предельного значения отношения $\frac{h_{ef}}{t}$, которое определяется по формуле (90), имеющей вид:

$$\left(\frac{h_{ef}}{t}\right)_u = 4.35\sqrt{\frac{(2\alpha - 1)E}{\sigma(2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}}$$

Здесь $\alpha = (\sigma_{x,сжим} - \sigma_{x,раст})/\sigma_{x,сжим}$, $\beta = 1.4(2\alpha - 1)\frac{\tau}{\sigma}$. При этом $1 \le \alpha < 2$. В программе условие проверки представляется в виде

$$\frac{\bar{\lambda}_w}{\bar{\lambda}_{uw}} \le 1$$

где $\bar{\lambda}_{uw} = \left(\frac{h_{ef}}{t}\right)_u \sqrt{\frac{R_y}{E}}$.

Случай $|\sigma_{x,раст}| < \sigma_{x,сжим}$ и $\sigma_{loc} \ne 0$ в нормах не рассматривается. Поэтому проверка устойчивости в этом случае проводится по методике DIN 18800 [4], включающей проверки при действии напряжений σ_x, σ_y и τ по отдельности и при их совместном действии.

Если при вводе наибольшего растягивающего напряжения $\sigma_{x,раст}$ задано положительное значение, то такое напряжение считается сжимающим, и проверка устойчивости проводится по методике DIN 18800 [4], так как в нормах отсутствует методика расчета для случая полностью сжатой стенки балки (при $\alpha < 1$).

3. Расчет по СП 16.13330.2017 и СП 53-102-2004

Методика проверки по [1] и [2] принципиально не отличается от методики [3]. Здесь приводятся только отличительные особенности расчета. В случае $\sigma_{x,раст} = -\sigma_{x,сжим}$ согласно [1], 8.5.3 или [2], 9.5.3 проверка устойчивости проводится по формуле (80) или (73), имеющей следующий вид:

$$\frac{1}{\gamma_c}\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}+\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}\le 1$$

Коэффициент условий работы γ_c принимается по таблице 1. Критическое напряжение $\sigma_{loc,cr}$ определяется по формуле:

$$\sigma_{loc,cr}=\frac{c_1 c_2 R_y}{\bar{\lambda}_w^{\,2}}$$

Здесь c_1 - коэффициент, который принимается по таблице 14 из [1] или таблице 13 из [2] в зависимости от a/h_{ef} и $\rho = 1.04\dfrac{l_{ef}}{h_{ef}}$ (l_{ef} - длина распределения напряжения σ_{loc}), c_2 - коэффициент, который принимается по таблице 15 из [1] или таблице 14 из [2] в зависимости от a/h_{ef} и δ.

При $\sigma_{loc} \ne 0$ и $\dfrac{a}{h_{ef}} > 0.8$ проверку выполняют дважды. При первой проверке, критическое напряжение $\sigma_{loc,cr}$ рассчитывается по коэффициентам c_1 и c_2, при определении которых длина отсека a заменяются на значение a_1, равное $0.5a$ при $\dfrac{a}{h_{ef}} \le 1.33$ и равное $0.67h_{ef}$ при $\dfrac{a}{h_{ef}} > 1.33$. Вторая проверка проводится для фактического значения a. При этом коэффициент c_{cr} принимается по таблице 16 из [1] или таблице 15 из [2]. В выходном документе программы приводится результат решающей проверки.

В случае $|\sigma_{x,раст}| > \sigma_{x,сжим}$ расчет согласно [1], 8.5.6 или [2], 9.5.6 проводится аналогично. При определении σ_{cr} значение h_{ef} заменяется на значение $2h_c$. Критическое напряжение σ_{loc} определяется по фактическим размерам отсека.

В случае $|\sigma_{x,раст}| < \sigma_{x,сжим}$ расчет возможен только при условии $\sigma_{loc} = 0$. Проверка проводится согласно [1], 8.5.7 по формуле (85) или [2], 9.5.7 по формуле (78), имеющей вид:

$$\frac{0.5\sigma_{x,сжим}}{\sigma_{cr}\gamma_c}\left(2-\alpha+\sqrt{\alpha^2+4\beta^2}\right)\le 1$$

Здесь $\alpha = (\sigma_{x,сжим} - \sigma_{x,раст})/\sigma_{x,сжим}$, $\beta = \dfrac{\sigma_{cr}}{\sigma_{x,сжим}}\dfrac{\tau}{\tau_{cr}}$. При определении σ_{cr}, коэффициент c_{cr} принимается по таблице 17 из [1] или по таблице 16 из [2] в зависимости от α. При этом $1 \le \alpha < 2$.

Случай $|\sigma_{x,раст}| < \sigma_{x,сжим}$ и $\sigma_{loc} \ne 0$ в нормах не рассматривается. Поэтому проверка устойчивости в этом случае проводится по методике DIN 18800 [4].

Если при вводе наибольшего растягивающего напряжения $\sigma_{x,раст}$ задано положительное значение, то такое напряжение считается сжимающим, и проверка устойчивости проводится по методике DIN 18800 [4], так как в нормах отсутствует методика расчета для случая полностью сжатой стенки балки (при $\alpha < 1$).

Литература

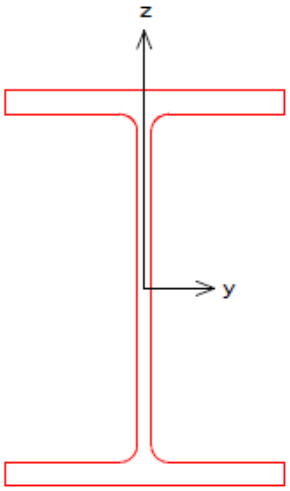
1. СП 16.13330.2017: Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – Минстрой России, 2017.
2. СП 53-102-2004. Общие правила проектирования стальных конструкций/Госстрой России. – М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 132 с.
3. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
4. DIN 18800, Teil 3. Stahlbauten: Stabilitatsfalle, Plattenbeulen (11.90).

690 – Фланцевое соединение

Программа предназначена для расчета фланцевого соединения согласно СП 16.1 3330.2017 с учетом Рекомендаций по расчету фланцевых соединений (ЦНИИПСК, 1989).

1. Профиль

Профиль **Двутавр 35ДБ10** **ГОСТ Р 57837-2017**



Размеры профиля

h [мм]	b [мм]	t_w [мм]	t_f [мм]	r [мм]
363	257	13.0	21.7	16

Характеристики профиля

A [см2]	I_y [см4]	W_y [см3]	S_y [см3]
155.3	36600	2017	1135

2. Усилия

Усилия

K	N [кН]	M_y [кНм]	Q_z [кН]
1	10.0	85.0	20.0

3. Расчет

Расчет

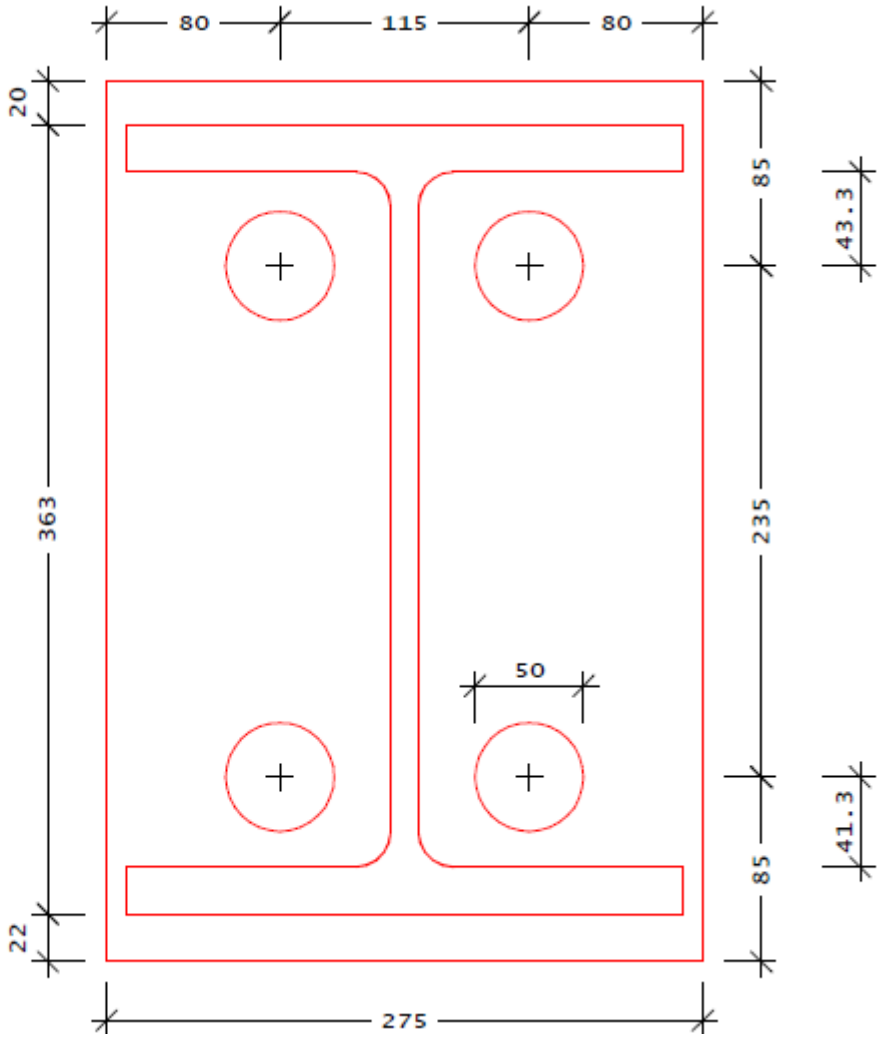
Сталь профиля	*С 255*			
Расчетные сопротивления	R_y	=	230	МПа
	R_s	=	133	МПа
Сталь фланца	*С 255*			
Коэффициент условий работы	γ_c	=	1.000	-
Диаметр болтов	d_b	=	24	мм
Наружный диаметр шайб	d_s	=	50	мм
Минимальное расстояние от профиля до оси болта	a_{min}	=	40	мм
Нормативное сопротивление	R_{bun}	=	1078	МПа
Расчетное усилие растяжения	B_p	=	267	кН

4. Конструирование

Конструирование фланцевого соединения

Размеры фланца

$h_ф$ [мм]	$b_ф$ [мм]	$t_ф$ [мм]	Выступ [мм]
405	275	20	20



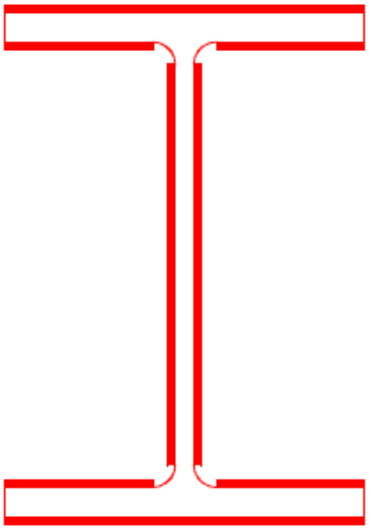
5. Проверка прочности

Проверка прочности сварных швов

Вид сварки		автоматическая сварка		
Сопротивление по металлу шва	R_{wf}	=	200	МПа
Сопротивление по металлу границы сплавления				
с профилем	R_{wz}	=	166	МПа
с фланцем	R_{wz}	=	166	МПа
Коэффициенты для расчета шва	β_f	=	0.70	-
	β_z	=	1.00	-

Проверка проводится по металлу сварного шва

Катет шва полки	k_f	=	5	мм
Катет шва стенки	k_f	=	5	мм



Площадь сечения швов	A_w	=	50.2	см2
Площадь сечения швов стенки	A_{wc}	=	19.4	см2
Момент инерции сечения швов	I_{yw}	=	10376	см4

Примечание. Расчетные длины швов уменьшены на 10мм

Напряжения	в шве полки	τ_f	=	150.7	МПа
	в шве стенки	τ_f	=	120.2	МПа

Условие прочности $\tau_f \ / \ R_{wf}\gamma_c$ = 150.7 / 200.0 = **0.753** <= 1

Проверка прочности фланцевого соединения при действии N, M_y

Сопротивление стали фланца	$R_{yф}$	=	240	МПа

Верхний пояс	Усилие в поясе	N_f	=	254.0	кН

Предельное усилие определяется при помощи формул

$N_{fp} = 1.8 \cdot B_p + N_м \cdot n_{м2}$

$N_м = \min(N_ф, N_б)$

$N_ф = 1.3 \cdot (\alpha + 1) \cdot B_p / (\mu \cdot \alpha)$, $N_б = \lambda \cdot B_p$

$\lambda = 0.5088 - 0.2356 \cdot \lg(\kappa)$

$\kappa = d_b^2 / w / (t_ф + d_b / 2) \cdot (b_f / t_ф)^3$

$\mu = 0.9 \cdot B_p \cdot b_f / M$, $M = w \cdot t_ф^2 / 6 \cdot R_{yф} \gamma_c$

$b_f = b - k_f$

$1.4 \cdot \kappa \cdot (\alpha - 1)^3 - \alpha^2 + \mu \cdot \alpha \cdot (\alpha - 1) = 0$

b - расстояние от осей болтов до грани полки
w - ширина фланца, приходящаяся на один болт
$n_{н2}$ - число болтов наружной зоны

b [мм]	b_f [мм]	w [мм]	κ [-]	λ [-]	μ [-]	α [-]
43.3	38.3	102.0	1.239	0.487	5.629	1.213

$N_ф$ [кН]	$N_б$ [кН]	$n_{н2}$ [-]	N_{fp} [кН]
112.3	129.8	0	479.7

Условие прочности N_f / N_{fp} = 254.0 / 479.7 = **0.530** <= 1

Проверка нижнего пояса не требуется

Проверка прочности фланцевого соединения при действии Q_x

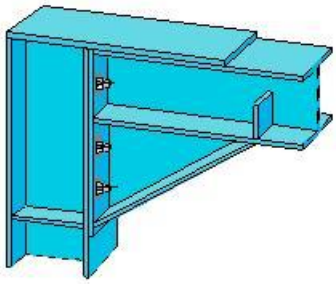
Коэффициент трения μ = 0.10 -

Усилие в верхнем поясе N_f = 254.0 кН
Усилие в нижнем поясе N_f =-244.0 кН

Условие прочности $|Q_x| / (\mu |N_f|)$ = 20.0 / 24.4 = **0.820** <= 1

Расчет выполнен модулем t690 программы СТАТИКА 2021 © ООО Тексофт

692 – Болтовой узел рамы



Программа предназначена для проектирования болтового, жесткого на изгиб соединения ригеля и стойки согласно СП 16.13330.2017 [1]. Предусмотрено задание прокатных и сварных элементов. По результатам проектирования выводится чертеж узла и спецификация.

1. Конструкция

Программа специализирована для проектирования Г-образных и Т-образных узлов рам. Конструкция узла определяется следующими характеристиками: типом узла, расположением ригеля относительно стойки и дополнительно для Г-образного узла одной из трех возможных форм исполнения. Предусмотрено задание одностороннего или двустороннего вута. Возможны две формы исполнения вута. Эти формы отличаются тем, что полка профиля с вутом доходит или нет до другого профиля. При помощи указанных характеристик могут задаваться различные конструкции узла (рис.1). На рис.1 указаны следующие элементы: 1 – ригель, 2 – стойка, 3 – несущая накладка, 4 – торцевая плита стойки, 5 – ребра ригеля, 6 – ребра стойки, 7 – односторонний вут, 8 – торцевая плита ригеля, 9 – двусторонний вут.

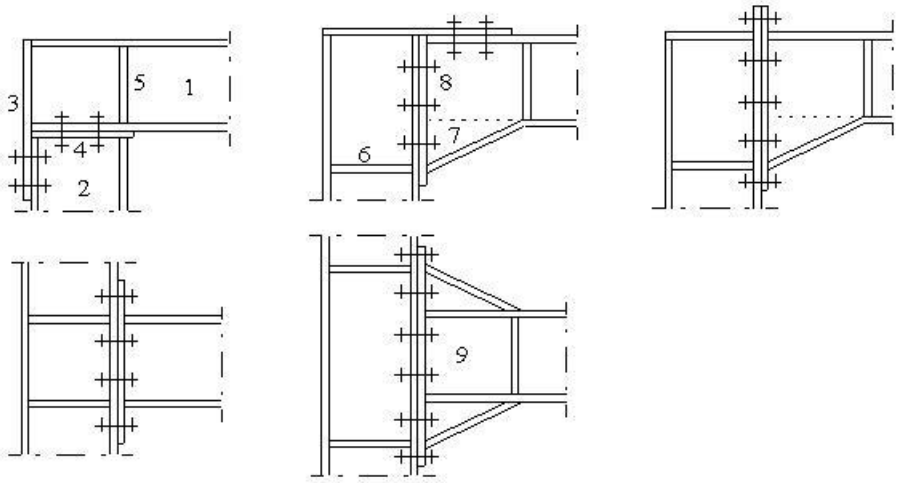


Рис. 1. Примеры конструкции узла

Для Г-образного узла в случае примыкания ригеля к стойке может задаваться наклон ригеля $0 \le \alpha \le 45^{\circ}$ (рис.2).

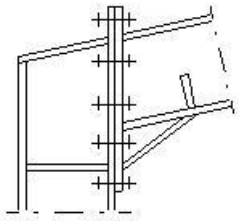


Рис. 2. Наклонный ригель

2. Нагружение

В качестве нагрузок на узел задаются расчетные значения усилий, определенные в идеальном узле расчетной схемы рамы, который совпадает с точкой пересечения K осей ригеля и стойки. Положительные направления продольной силы N, изгибающего момента M и поперечной силы Q показаны на рис.3. Индексы в обозначениях усилий имеют следующий смысл: в – сверху,

н – снизу, л – слева, п – справа. Предусмотрен ввод вертикальной и горизонтальной узловых сил *V* и *H*, а также равномерно распределенных нагрузок на ригель и стойку.

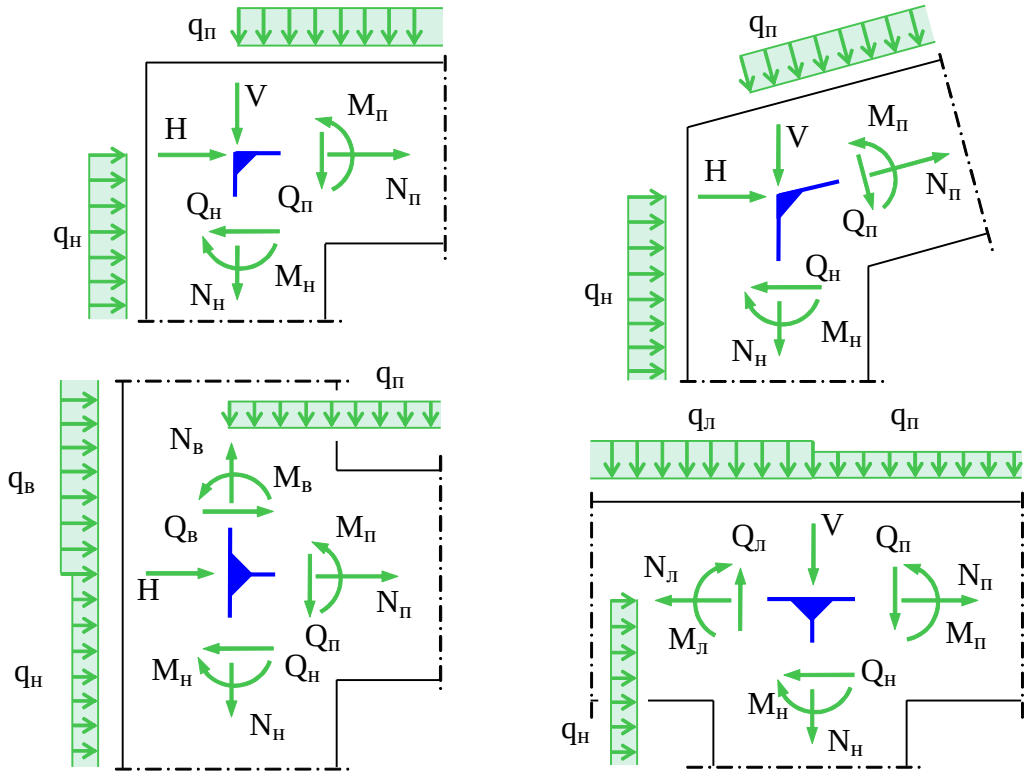


Рис. 3. Положительные направления нагрузок

В программе предусмотрена проверка несущей способности ригеля и стойки, которая проводится в следующих сечениях: в сечениях 1-1 и 2-2 на рис.4a, в сечениях 2-2 и 3-3 на рис.4b, 4c, 4d. При наличии вута без продолжения полки дополнительно проверяется несущая способность полки вута. Наибольшее напряжение в полке вута рассчитывается по формуле $\sigma_{VF} = \sigma_F / \cos\alpha_V$, где σ_F – наибольшее напряжение в полке профиля, α_V – угол наклона полки вута.

3. Проектирование

Сварные соединения угловыми швами рассчитываются с коэффициентами $\beta_f = 0.7$, $\beta_z = 1$, $\gamma_{wf} = 1$, $\gamma_{wz} = 1$. Катеты угловых швов k_f принимаются не менее указанных в табл.38 [1]. В качестве допускаемого напряжения в сварном шве и расчетной толщины сварного шва принимаются $R_{wf}\gamma_c$ и $a = \beta_f k_f$, если $\beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz}$, или $R_{wz}\gamma_c$ и $a = \beta_z k_f$, если $\beta_f R_{wf} > \beta_z R_{wz}$. Стыковые сварные швы проверяются при допускаемом напряжении $R_y\gamma_c$.

Рассматриваются два типа болтовых соединений: 1) соединение без предварительного натяжения болтов и 2) соединение с предварительным нормированным натяжением болтов.

Расстояния от края элемента до центра отверстия и расстояния между центрами отверстий принимаются с учетом указаний, приведенных в табл.40 [1].

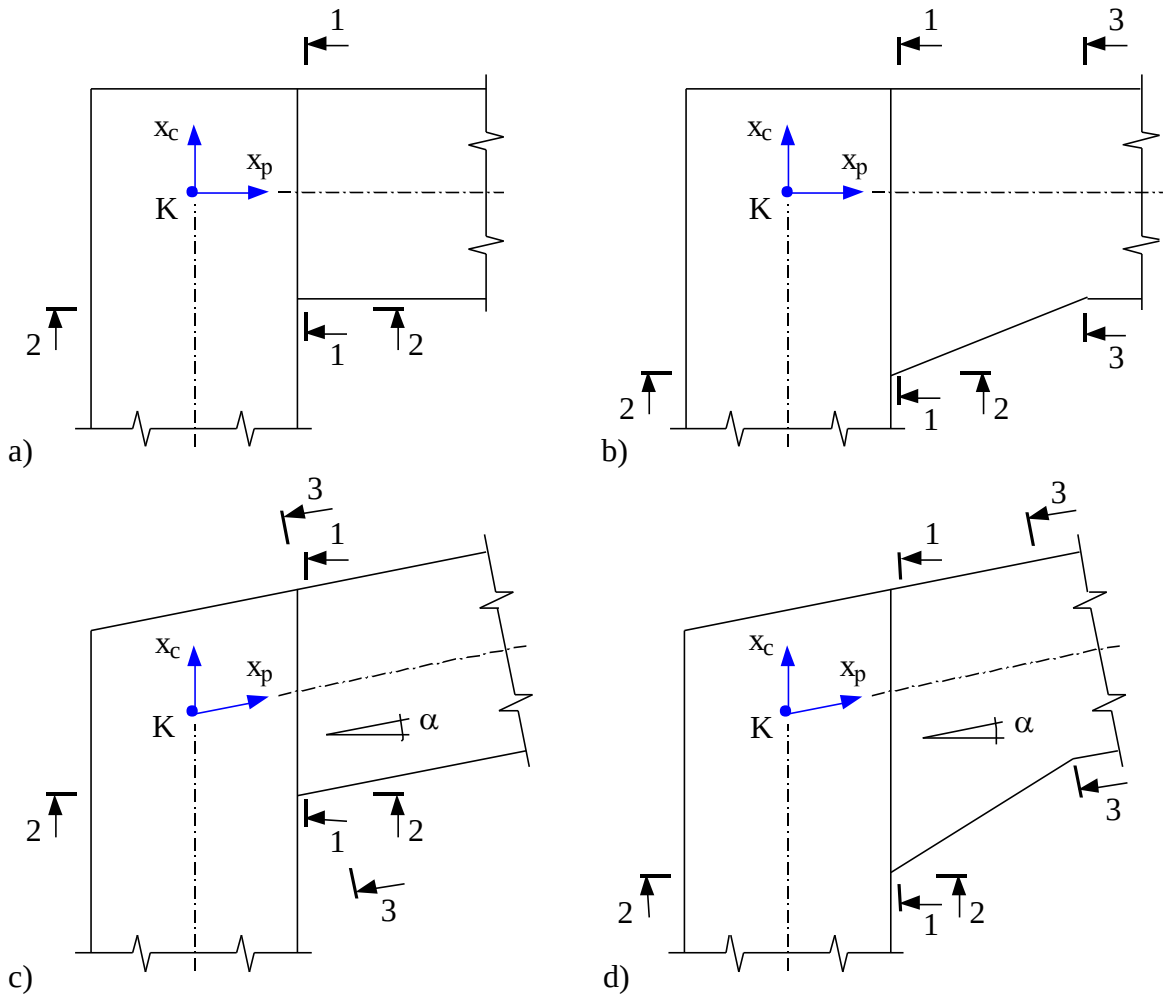


Рис. 4. Сечения узла

При проектировании деталей узла (листа усиления стенки узла, рёбер жесткости, несущей накладки, торцевой плиты) применяется следующий ряд толщин: 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40 мм. При вводе может задаваться минимальная толщина детали. Если для заданной минимальной толщины не обеспечивается несущая способность детали, то подбирается одно из следующих значений указанного ряда толщин. При проектировании в надлежащих случаях применяется округление размеров до 5мм.

3.1 Проверка стенки узла

При проверке несущей способности стенки узла принимается, что изгибающие моменты и продольные силы воспринимаются только полками, а поперечные силы – только стенками. Проверка проводится с использованием стержневой модели узла, которая строится путем замены полок профилей и ребер жесткости стержнями с шарнирами на концах. Предполагается, что стенка узла (при отсутствии вута стенка узла - это область стенки одного из профилей, заключенная между полками и ребрами) нагружена на каждом из краев касательными силами T_i, где $i = в, н, л, п$. Индексы $в, н, л, п$ служат для указания краев: верхнего, нижнего, левого, правого.

Внутренние силы и моменты в краевых сечениях узла (рис.4) вычисляются по значениям сил и моментов, заданных в центре K, и значению распределенной нагрузки q следующим образом:

$$N = N_K$$

$$M = M_K + Q_K x - qx^2/2$$

$$Q = Q_K - qx$$

При проектировании узла с наклонным ригелем используются значения горизонтальной силы N_α и вертикальной силы Q_α в вертикальном сечении (сечение 1-1 на рис.4c, 4d), которые определяются по следующим формулам:

$$N_\alpha = N\cos\alpha + Q\sin\alpha$$
$$Q_\alpha = Q\cos\alpha - N\sin\alpha$$

Силы в полках или их осевые компоненты (при наклонной полке) при одинаковых расстояниях от оси профиля до середин полок (сечения 1-1 и 2-2 на рис.4a, сечения 2-2 и 3-3 на рис.4b, сечения 1-1 и 2-2 на рис.4c, сечения 2-2 и 3-3 на рис.4d) определяются по следующим формулам:

$$N_Z = N/2 + |M|/h_F$$
$$N_D = N/2 - |M|/h_F$$

где N_Z, N_D - силы в растянутой и сжатой полках соответственно, h_F - расстояние между серединами полок. Для сечения 1-1 на рис.4c сила N заменяется на N_α. При неравных расстояниях от оси профиля до середин полок (сечение 1-1 на рис.4b, 4d) применяются следующие формулы:

$$N_Z = (Nh_D + |M|)/h_F$$
$$N_D = (Nh_Z - |M|)/h_F$$

где h_Z, h_D - расстояния от оси профиля до середины растянутой и сжатой полки соответственно. Для сечения 1-1 на рис.4d сила N заменяется на N_α.

Для наклонной полки действующая в ней сила определяется как $N_{Z\beta} = N_Z/\cos\beta$ или $N_{D\beta} = N_D/\cos\beta$, где β - угол наклона полки ($\beta = \alpha$ или $\beta = \alpha_V$).

Каждая из узловых сил V и H заменяется двумя силами, приложенными в соответствующих узлах стержневой модели. Сумма этих сил равна узловой силе, а сумма моментов этих сил относительно центра узла K равна нулю.

Из уравнений равновесия стержневой системы и стенки узла отыскиваются силы, действующие на концах стержней, и касательные силы T_i, действующие на краях стенки узла. Затем вычисляются удельные касательные силы $t_i = T_i/l_i$, где l_i - длина края, $i = в, н, л, п$. Предполагается, что касательные напряжения равномерно распределены по краям стенки узла. Данное предположение оправдывается тем обстоятельством, что при достижении пластического состояния происходит выравнивание напряжений. По формуле $\tau_{\max} = \max_i(t_i/s)$, где s - толщина стенки, определяются наибольшие касательные напряжения в стенке узла. Варианты стержневой модели, отвечающие различным конструкциям узла, представлены на рис.5. При наличии вута, расчет касательных сил и соответствующих им напряжений проводится для двух частей стенки узла A и B. В случае вута с продолжением полки треугольная область, заключенная между полками профиля и вута, не учитывается, так как ее вклад незначителен.

Если прочность стенки узла не обеспечена, т.е. касательные напряжения превышают допускаемое значение, то выводится соответствующее сообщение. В этом случае для

конструкции без вута проектируется одностороннее или двустороннее усиление стенки узла в виде листа требуемой толщины и определяются требуемые катеты сварных швов. Возможность образования сварных швов в области галтели прокатного профиля указывается при вводе положительным ответом на соответствующий вопрос. При отрицательном ответе лист усиления подбирается с учетом условия, чтобы сварные швы находились вне области галтели. При расчете принимается, что касательные напряжения равномерно распределены по общей толщине стенки и листа усиления. Касательные напряжения в листе усиления и напряжения в сварном шве рассчитываются по формулам вида:

$$\tau = \frac{T}{l(s+t)}$$

$$\sigma_w = \frac{Tt}{la(s+t)}$$

где t - толщина листа усиления, a - расчетная толщина сварного шва.

В программе при выводе катетов сварных швов листа усиления стенки применяются следующие обозначения: $k_{fп}$ – катет шва соединения с полкой, k_{fc} – катет шва соединения со стенкой, $k_{fв}$ – катет верхнего шва, $k_{fл}$ – катет левого шва.

3.2 Проектирование ребер жесткости

Проектирование поперечных ребер жесткости осуществляется на основе расчета по несущей способности. В программе проектируются парные ребра, устанавливаемые по обе стороны стенки профиля. Силы F, действующие на ребра, определяются из уравнений равновесия стержневой модели узла.

Возможны двустороннее и трехстороннее присоединения ребра. Если высота ребра h_R меньше расстояния между полками $h_n = h - 2t$ (h - высота профиля, t - толщина полок), то ребро присоединяется по двум сторонам, иначе – по трем сторонам. Высота ребра может быть равной ¼h_n, ½h_n, ¾h_n, h_n и определяется из расчета . На рис.6a, 6b представлено нагружение ребра при двустороннем и трехстороннем присоединении.

Принимается, что на нижней стороне ребра нормальные напряжения распределены равномерно (результирующая F_1), а на левой стороне ребра при двустороннем присоединении нормальные напряжения распределены по линейному закону (результирующая F_2).

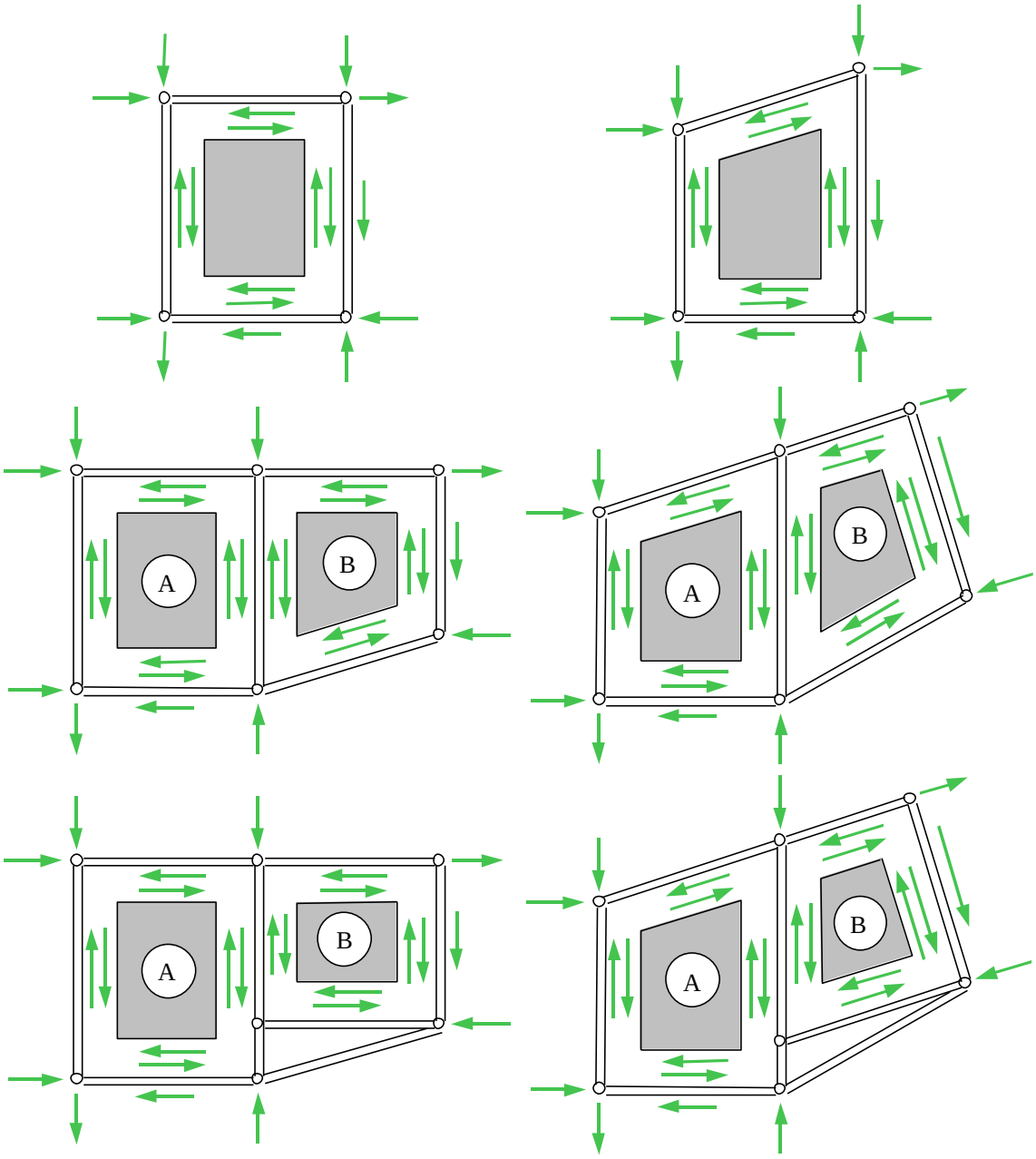


Рис. 5. Расчётные модели

Сила на нижней стороне одного ребра вычисляется по формуле (в случае узла без усиления стенки):

$$F_1 = \frac{F}{2b_R + s}(b_R - c)$$

где b_R - ширина ребра, s - толщина стенки, c - размер скоса ребра. Для прокатных профилей минимальное значение c может приниматься равным радиусу скругления.

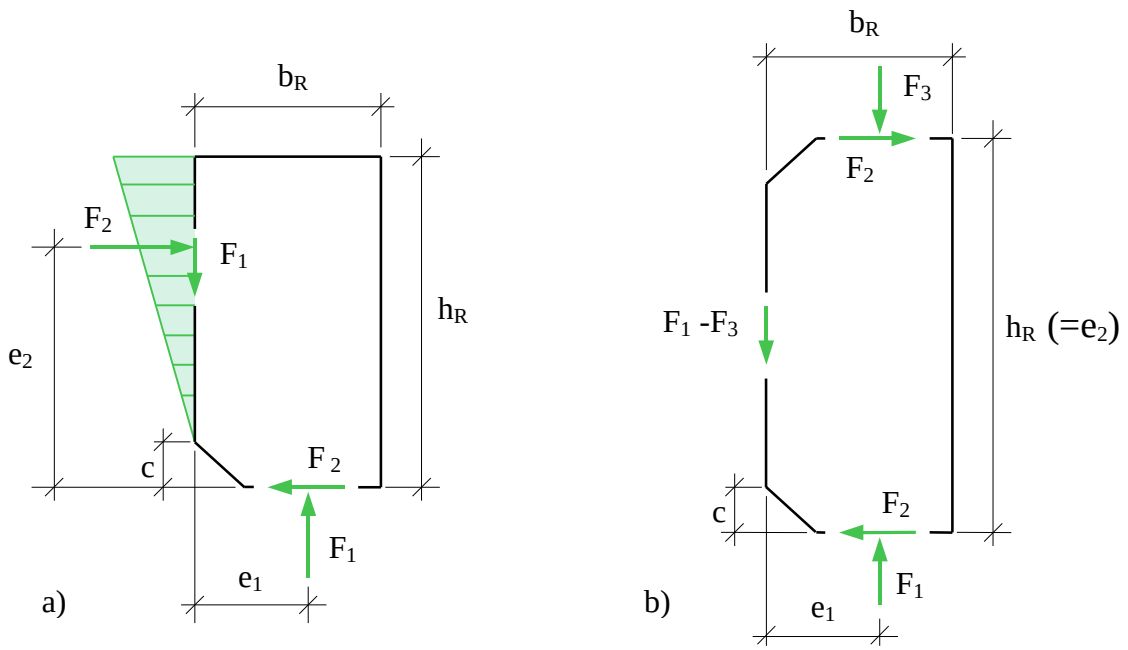


Рис. 6. Нагружение ребра

Плечи результирующих определяются по формулам:

$$e_1 = \frac{b_R - c}{2} + c$$

$$e_2 = \frac{2}{3}(h_R - c) + c$$

Из условия равновесия следует, что:

- при двустороннем присоединении

$$F_2 = F_1 \frac{e_1}{e_2}$$

- при трехстороннем присоединении

$$F_2 = (F_1 - F_3)\frac{e_1}{e_2}$$

При трехстороннем присоединении принимается, что на левой стороне ребра нормальные напряжения не возникают.

Требуемая толщина ребра t_R получается из проверки прочности ребра по приведенному напряжению $\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$ (σ, τ - нормальное и касательное напряжения). На нижней стороне ребра приведенное напряжение определяется по формуле:

$$\sigma_{v,1} = \frac{\sqrt{F_1^2 + 3F_2^2}}{t_R(b_R - c)}$$

Приведенное напряжение на левой стороне ребра рассчитывается следующим образом:

- при двустороннем присоединении по формуле:

$$\sigma_{v,2} = \frac{\sqrt{3F_1^2 + 4F_2^2}}{t_R(h_R - c)}$$

- при трехстороннем присоединении по формуле:

$$\sigma_{v,2} = \frac{\sqrt{3}\,|F_1 - F_3|}{t_R(h_R - 2c)}$$

Приведенное напряжение на верхней стороне ребра при трехстороннем присоединении определяется по формуле:

$$\sigma_{v,3} = \frac{\sqrt{F_3^2 + 3F_2^2}}{t_R(b_R - c)}$$

Проверка прочности сварных швов проводится по приведенному напряжению $\sigma_{w,v} = \sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2}$ (σ_w, τ_w - нормальное и касательное напряжения в сечении сварного шва) при помощи следующих формул:

- при двустороннем присоединении

$$\sigma_{w,v,1} = \frac{\sqrt{F_1^2 + F_2^2}}{2(b_R - c)a}$$

$$\sigma_{w,v,2} = \frac{\sqrt{F_1^2 + 4F_2^2}}{2(h_R - c)a}$$

- при трехстороннем присоединении

$$\sigma_{w,v,1} = \frac{\sqrt{F_1^2 + F_2^2}}{2(b_R - c)a}$$

$$\sigma_{w,v,2} = \frac{|F_1 - F_3|}{2(h_R - 2c)a}$$

$$\sigma_{w,v,3} = \frac{\sqrt{F_2^2 + F_3^2}}{2(b_R - c)a}$$

где a - расчетная толщина сварного шва.

При наличии усиления стенки узла часть силы F воспринимается листом усиления. Проектирование ребер не проводится, если сила F может быть воспринята только стенкой (возможно совместно с листом усиления).

В программе, при выводе катетов сварных швов ребер, применяются следующие обозначения: $k_{fпл}$ – катет шва между ребром и полкой слева, $k_{fпп}$ – катет шва между ребром и полкой справа, $k_{fпв}$ – катет шва между ребром и полкой сверху, $k_{fпн}$ – катет шва между ребром и полкой снизу, k_{fc} – катет шва между ребром и стенкой.

3.3 Проектирование несущей накладки

Конструкция Г-образного узла может содержать несущую накладку, работающую, как правило, на растяжение. Накладка передает на стенку узла силу, действующую в полке. Накладка приваривается к торцу одного из профилей (стойки или ригеля) и присоединяется болтами к полке другого профиля (ригеля или стойки соответственно). Сила в накладке (в сечении 1-1 на рис.4) определяется по формуле:

$$F = \frac{-M + N_\alpha h_D}{h_F \cos\alpha}$$

При этом предполагается, что $F\cos\alpha - N_\alpha \geq 0$. Накладка также может нагружаться составляющей узловой силы. В этом случае в выходном документе программы указанная сила F обозначается как $F_п$ (или $F_н$), а сила от узловой нагрузки – как $F_л$ (или $F_в$). Индексы $п, н, л, в$ соответствуют указанию положения: справа, снизу, слева, сверху. Сварные швы соединения со стенкой рассчитываются в предположении, что касательная сила $T_c = F_п + F_л$ (или $T_c = F_н + F_в$) воспринимается только этими сварными швами. При этом учитывается ограничение расчетной длины сварного шва значением $85\beta_f k_f$.

Проверка несущей способности накладки и полки проводится в сечении с отверстиями.

Проверка прочности при смятии стенки отверстий также проводится как для накладки, так и для полки.

Помимо конструкции узла с несущей накладкой предусмотрена конструкция, в которой роль несущей накладки играет полка. В третьей форме исполнения узла сила в полке передается на стенку узла через торцевую плиту. В выходном документе приводятся размеры плиты и катет сварного шва соединения плиты со стенкой узла. Наряду с размерами плиты указывается смещение плиты относительно внешнего края полки, которое обозначается через $u_л$ (или $u_в$).

3.4 Приварка торцевой плиты

Во всех конструкциях узла к одному из профилей (ригелю или стойке) по торцу приваривается плита. Нормальные напряжения в сечении сварных швов определяются через нормальную силу N и изгибающий момент M следующим образом:

$$\sigma_w(z) = \frac{N(zS_y - I_y) - M(S_y - zA)}{S_y^2 - AI_y}$$

где z – координата в плоскости изгиба, A - площадь сечения сварных швов, S_y и I_y - статический момент и момент инерции сечения сварных швов относительно оси y. Если $S_y = 0$ (т.е. сечение сварных швов симметрично относительно оси y), то формула принимает вид:

$$\sigma_w(z) = \frac{N}{A} - \frac{M}{I_y} z$$

При определении геометрических характеристик сечения сварных швов применяются расчетные толщины сварных швов.

Касательные напряжения определяются через поперечную силу Q или касательную силу T по формуле вида:

$$\tau_w = \frac{|Q|}{A_c}$$

где A_c – площадь сечения швов стенки. Предполагается, что касательные напряжения равномерно распределены по длине сварных швов стенки. Проверка прочности сварных швов проводится по приведенному напряжению $\sigma_{w,v} = \sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2}$. Предусмотрено вычисление нормальных, касательных и приведенных напряжений во всех характерных точках сечения сварных швов.

3.5 Проектирование соединения без предварительного натяжения болтов

Плита, приваренная к торцу ригеля или стойки, присоединяется к полке стойки или ригеля при помощи болтов. Проектирование соединения включает размещение болтов, проверку прочности болтов и торцевой плиты.

В конструкции с несущей накладкой в растянутой зоне болты проверяются на срез, стенка отверстий на смятие. При этом поперечная сила Q распределяется по всем болтам соединения равномерно. Условия прочности при срезе и смятии представляются (в обозначениях [1]) в виде:

$$N_s / N_{bs} \le 1$$

$$N_s / N_{bp} \le 1$$

где N_s - усилие, действующее на болт, $N_{bs} = R_{bs} A_b \gamma_c$ - расчетное усилие при срезе согласно (186) [1], $N_{bp} = R_{bp} d_b t \gamma_b \gamma_c$ - расчетное усилие при смятии согласно (187) [1]. Коэффициент γ_b вычисляется согласно табл.41 [1] по следующим формулам:

$$\gamma_b = \min\{0.4a/d + 0.2, 0.4s/d\} \text{ при } R_{yn} \le 285 \text{ МПа}$$

$$\gamma_b = \min\{0.5a/d, 0.5s/d - 0.25\} \text{ при } 285 \text{ МПа} \le R_{yn} \le 375 \text{ МПа}$$

$$\gamma_b \le 1$$

где a - расстояние вдоль усилия от края плиты до центра ближайших отверстий, s - расстояние вдоль усилия между центрами отверстий, d - диаметр отверстий. Согласно примечанию 1 к табл.41 коэффициент γ_b умножается на 0.9.

В конструкции без накладки болты дополнительно проверяются на растяжение. Действие продольной силы N и изгибающего момента M (сечение 1-1 на рис.4) заменяется действием сжимающей силы D и растягивающих сил Z_i от болтов. Предполагается, что линия действия силы D лежит на оси ребер. Также предполагается, что растягивающие силы Z_i изменяются линейно в зависимости от расстояния до линии действия силы D (рис.7). Так как действительное распределение растягивающих сил может отличаться от линейного распределения, то в расчете учитываются только болты в верхней половине соединения. Растягивающие силы в болтах определяются по следующим формулам:

$$Z_i = Z_1 \frac{h_i}{h_1}$$

$$Z_1 = \frac{Nd - M}{h_1} \frac{1}{m \sum_{i=1}^{k} \left(\frac{h_i}{h_1} \right)^2}$$

где m - число рядов болтов ($m = 2$ или $m = 4$). Сжимающая сила D выражается формулой:

$$D = m\sum_{i=1}^{k} Z_i - N$$

Зона сжатия существует при $D > 0$. Если сжатая зона отсутствует, то в расчет ставятся все болты.

Условие прочности при растяжении (в обозначениях [1]) имеет следующий вид:

$$N_t / N_{bt} \le 1$$

где $N_t = \max Z_i$ - наибольшее растягивающее усилие, $N_{bt} = R_{bt} A_{bn} \gamma_c$ - расчетное усилие при растяжении согласно (188) [1].

При одновременном учете растяжения и среза болтов в качестве условия прочности применяется условие (190) [1]:

$$\sqrt{\left(\frac{N_s}{N_{bs}}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_{bt}}\right)^2} \le 1$$

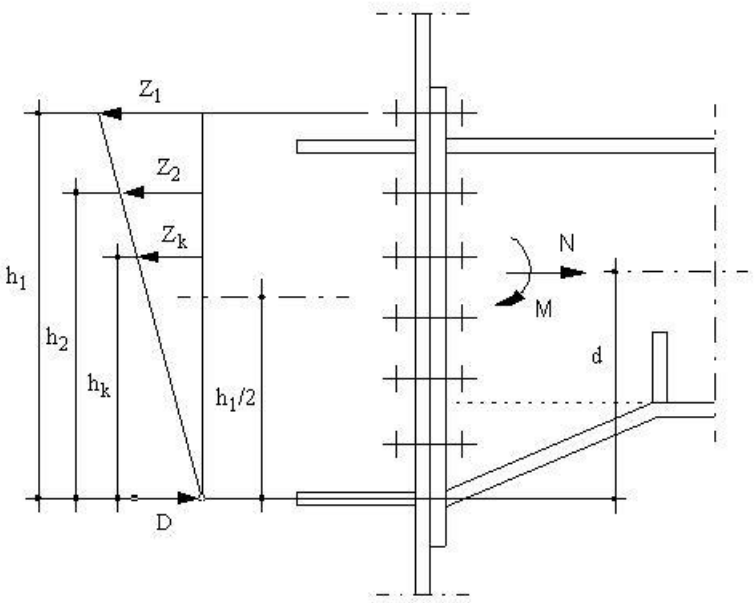


Рис. 7. Распределение усилий в болтах

Проверка прочности торцевой плиты проводится по значениям изгибающих моментов, найденных при помощи метода конечных элементов. Расчетная схема представлена на рис.8, на котором штриховыми линиями изображаются свободные края, а сплошными – защемленные края. Напряжения в плите зависят от расположения отверстий, от растягивающих сил Z_i и от толщины плиты.

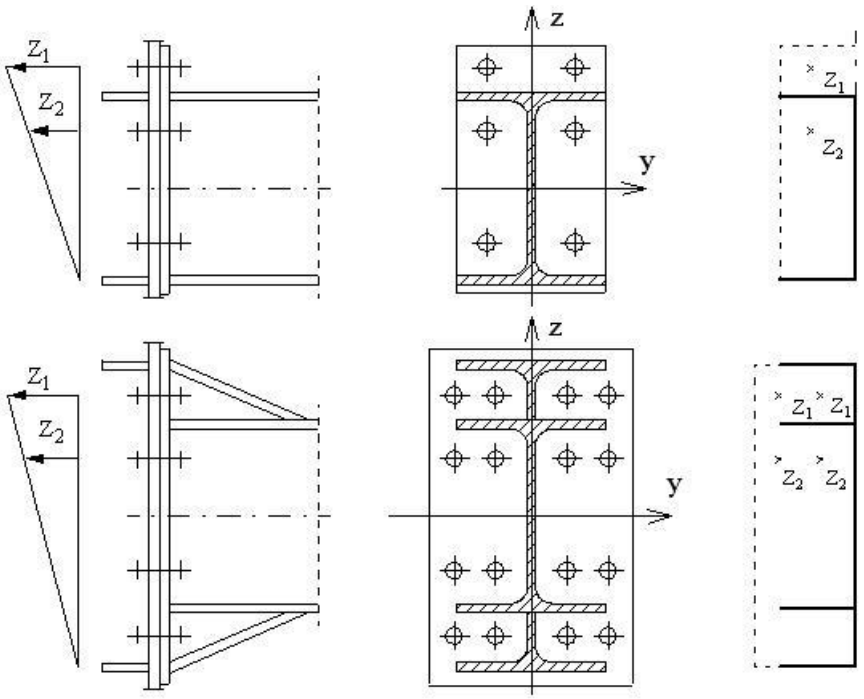


Рис. 8. Расчетная схема при расчете плиты методом конечных элементов

3.6 Проектирование соединения с предварительным натяжением болтов

Проверка несущей способности соединения с предварительным натяжением болтов выполняется на основе расчетной модели, представленной в [2]. Предполагается, что сила Z в растянутой полке воспринимается болтами, расположенными вблизи полки. Различаются два вида торцевой плиты: выступающая плита и невыступающая плита.

Расчет для выступающей плиты проводится на основе модели по рис.9.

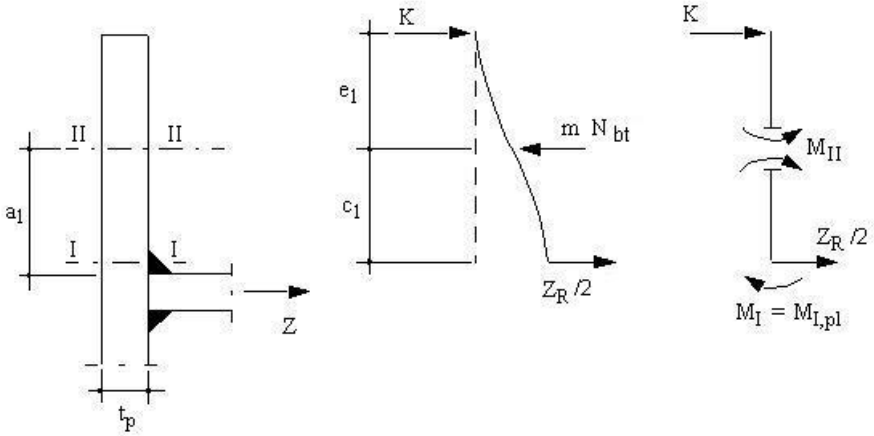


Рис. 9. Модель при расчете выступающей плиты

Проверка прочности проводится по следующим условиям:

$$M_{II} \le M_{II,pl}$$

$$K = M_{II} / e_1 \le Q_{pl}$$

$$Z_R / 2 \le Q_{pl}$$

$$Z \le Z_R$$

$$M_{II} = \frac{mN_{bt} - M_{I,pl}/c_1}{1/c_1 + 1/e_1}$$

$$M_{I,pl} = R_y \gamma_c b_p t_p^2 / 4$$

$$M_{II,pl} = R_y \gamma_c (b_p - md) t_p^2 / 4$$

$$Q_{pl} = R_s \gamma_c b_p t_p$$

$$Z_R = 2(M_{I,pl} + M_{II})/c_1$$

$$c_1 = a_1 - k_f \sqrt{2}/3 - (D + t_p)/4$$

Здесь m - число вертикальных рядов болтов ($m = 2$ или $m = 4$), N_{bt} - расчетное усилие при растяжении болтов, b_p - ширина плиты, t_p - толщина плиты, d - диаметр отверстий, D - наружный диаметр шайб, R_y - расчетное сопротивление при изгибе, R_s - расчетное сопротивление при сдвиге, k_f катет шва полки, a_1 - расстояние от центра верхнего болта до грани полки, e_1 - расстояние от центра верхнего болта до грани плиты.

Расчет для невыступающей плиты проводится на основе модели по рис.10.

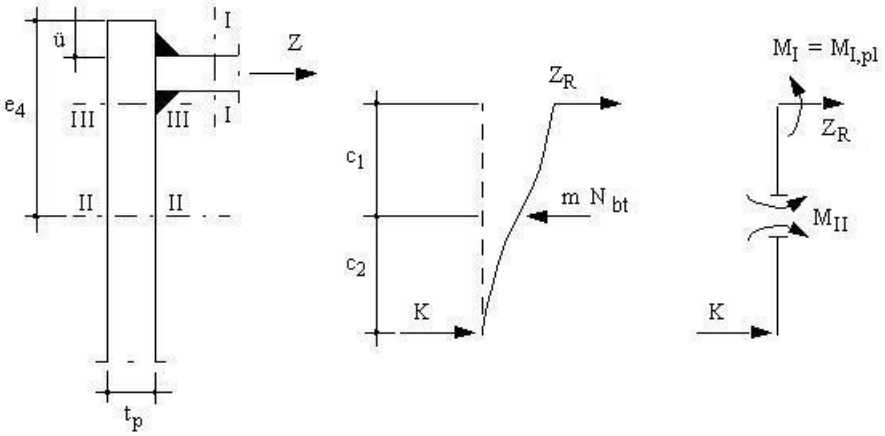


Рис. 10. Модель при расчете невыступающей плиты

Проверка прочности в случае невыступающей плиты проводится на основе следующих условий:

$$M_{II} \le M_{II,pl}$$

$$K = M_{II}/c_2 \le Q_{pl}$$

$$Z_R \le Q_{pl}$$

$$Z \le Z_R$$

$$M_{II} = \frac{mN_{bt} - M_{I,pl}/c_1}{1/c_1 + 1/c_2}$$

$$M_{I,pl} = R_y \gamma_c b \frac{t^2}{4} k$$

$$k = 1 - \left(\frac{Z_R}{R_y \gamma_c bt \cos\alpha} \right)^2$$

$$M_{II,pl} = R_y \gamma_c (b_p - md) t_p^2 / 4$$

$$Q_{pl} = R_s \gamma_c b_p t_p$$

$$Z_R = R_y \gamma_c bt \left(-w + \sqrt{w^2 + \frac{4mN_{bt} c_2}{R_y \gamma_c bt^2} + 1} \right) \cos\alpha$$

$$w = 2 \frac{(c_1 + c_2)}{t} \cos\alpha$$

$$c_1 = e_4 - u - t - (D/4 + t_p/2)$$

$$c_2 = D/2 + t_p$$

Здесь b - ширина полки, t - толщина полки, e_4 - расстояние от центра верхнего болта до грани плиты, u - выступ, α - угол наклона ригеля.

Если $M_{III,pl} = R_y \gamma_c b_p t_p^2 / 4 < M_{I,pl}$, то применяются следующие формулы:

$$M_{II} = \frac{mN_{bt} - M_{III,pl}/c_1}{1/c_1 + 1/c_2}$$

$$Z_R = (M_{III,pl} + M_{II})/c_1$$

Предполагается, что поперечная сила Q воспринимается только болтами вблизи сжатой полки.

3.7 Проверка на смятие стенки отверстий согласно DIN 18800

Расчетное усилие при смятии стенки отверстий согласно [3],8.2.1.2(805) выражается по формуле:

$$N_{bp} = \alpha R_y \gamma_c d_b t$$

Коэффициент α рассчитывается по следующим формулам:

$$\alpha = \alpha_1 \text{ при } e_2/d \geq 1.5 \text{ и } e_3/d \geq 3$$

$$\alpha = \alpha_2 + (\alpha_1 - \alpha_2)(e_2/d - 1.2)/0.3 \text{ при } e_2/d < 1.5 \text{ и } e_3/d \geq 3$$

$$\alpha = \alpha_2 + (\alpha_1 - \alpha_2)(e_3/d - 2.4)/0.6 \text{ при } e_2/d \geq 1.5 \text{ и } e_3/d < 3$$

$$\alpha = \alpha_2 + (\alpha_1 - \alpha_2)(e_2/d - 1.2)(e_3/d - 2.4)/0.18 \text{ при } e_2/d < 1.5 \text{ и } e_3/d < 3$$

Здесь e_1 и e_2 - расстояния от краев элемента до центра отверстия, e и e_3 - расстояния между центрами отверстий, d - диаметр отверстия (рис.11). При расчете значение e_1 ограничивается значением $3d$, а значение e - значением $3.5d$.

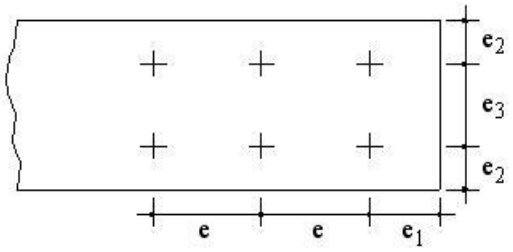


Рис. 11. Расстояния e_1, e_2, e, e_3

Если существенным является расстояние от края вдоль усилия, то значения α_1 и α_2 определяются по формулам:

$$\alpha_1 = 1.1e_1 / d - 0.30$$

$$\alpha_2 = 0.73e_1 / d - 0.20$$

Если существенным является расстояние между центрами отверстий вдоль усилия, то значения α_1 и α_2 определяются по формулам:

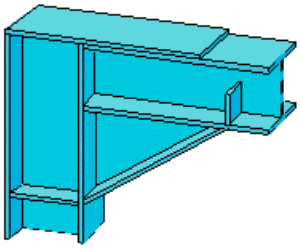
$$\alpha_1 = 1.08e / d - 0.77$$

$$\alpha_2 = 0.72e / d - 0.51$$

Литература

1. СП 16.13330.2017: Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – Минстрой России, 2017.
2. DStV/DASt: Typisierte Verbindungen im Stahlhochbau. – 2.Auflage. – Kőln, 1978/84.
3. DIN 18800, Teil 1: Bemessung und Konstruktion (11.90).

693 – Сварной узел рамы



Программа предназначена для проектирования сварного, жесткого на изгиб соединения ригеля и стойки согласно СП 16.13330.2017 [1]. Предусмотрено задание прокатных и сварных элементов. По результатам проектирования выводится чертеж узла и спецификация.

1. Конструкция

Программа специализирована для проектирования Г-образных узлов рам с горизонтальным или наклонным ригелем с углом наклона $0 \le \alpha \le 45^{\circ}$, Т-образных и крестообразных узлов рам. Конструкция узла определяется следующими характеристиками: типом узла, расположением ригеля относительно стойки и дополнительно для Г-образного узла одной из трех возможных форм исполнения. Предусмотрено задание одностороннего или двустороннего вута. Возможны две формы исполнения вута. Эти формы отличаются тем, что полка профиля с вутом доходит или нет до другого профиля. При помощи указанных характеристик могут задаваться различные конструкции узла (рис.1).

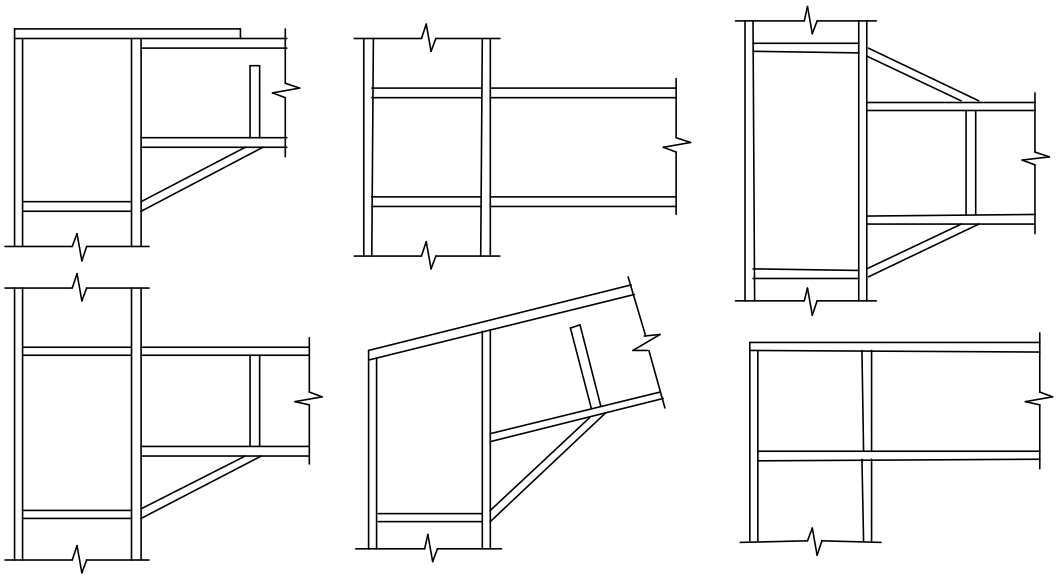


Рис. 1. Примеры конструкции узла

2. Нагружение

В качестве нагрузок на узел задаются расчетные значения усилий, определенные в идеальном узле расчетной схемы рамы, который совпадает с точкой пересечения K осей ригеля и стойки. Положительные направления продольной силы N, изгибающего момента M и поперечной силы Q показаны на рис.2. Индексы в обозначениях усилий имеют следующий смысл: в – сверху, н – снизу, л – слева, п – справа. Предусмотрен ввод вертикальной и горизонтальной узловых сил V и H, а также равномерно распределенных нагрузок на ригель и стойку.

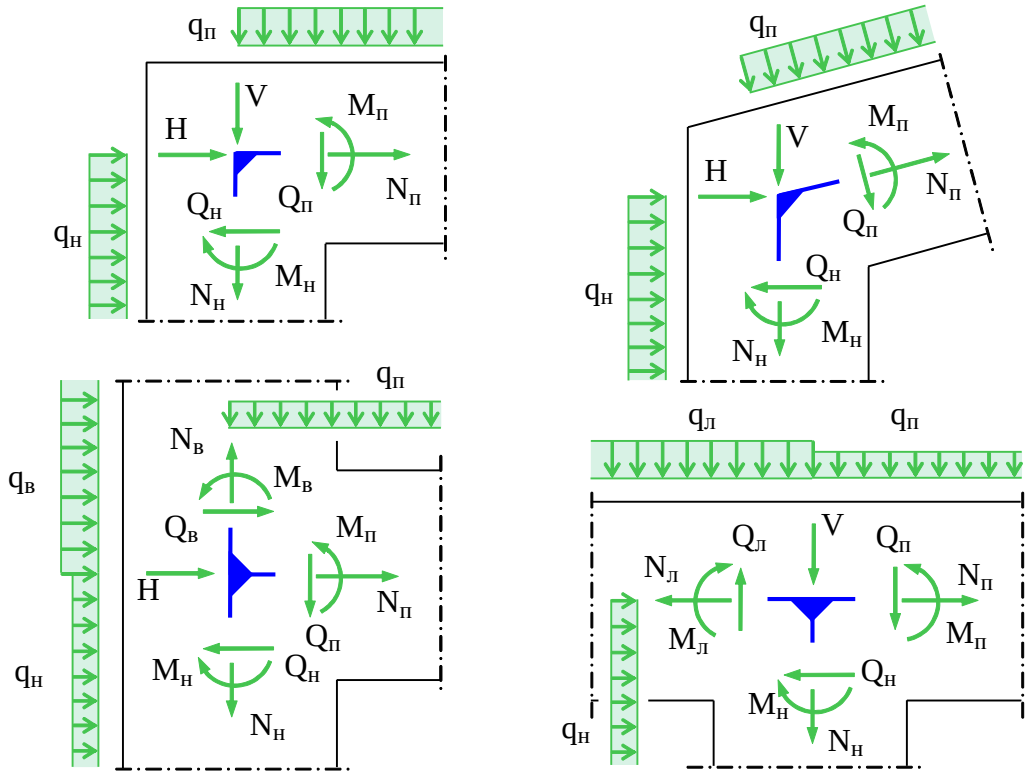


Рис. 2. Положительные направления нагрузок

В программе предусмотрена проверка несущей способности ригеля и стойки, которая проводится в следующих сечениях: в сечениях 1-1 и 2-2 на рис.3a, в сечениях 2-2 и 3-3 на рис.3b, 3c, 3d. При наличии вута без продолжения полки дополнительно проверяется несущая способность полки вута. Наибольшее напряжение в полке вута рассчитывается по формуле $\sigma_{VF} = \sigma_F / \cos\alpha_V$, где σ_F – наибольшее напряжение в полке профиля, α_V – угол наклона полки вута.

3. Проектирование

Сварные соединения угловыми швами рассчитываются с коэффициентами $\beta_f = 0{,}7$; $\beta_z = 1$; $\gamma_{wf} = 1$; $\gamma_{wz} = 1$. Катеты угловых швов k_f принимаются не менее указанных в табл.38 [1]. В качестве допускаемого напряжения в сварном шве и расчетной толщины сварного шва принимается $R_{wf}\gamma_c$ и $a = \beta_f k_f$, если $\beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz}$, или $R_{wz}\gamma_c$ и $a = \beta_z k_f$, если $\beta_f R_{wf} > \beta_z R_{wz}$. При проектировании деталей узла (листа усиления стенки узла, ребер жесткости, несущей накладки, торцевой плиты) применяется следующий ряд толщин: 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40 мм. Если для заданной толщины не обеспечивается несущая способность детали, то подбирается одно из следующих значений указанного ряда толщин. При проектировании в надлежащих случаях применяется округление размеров до 5мм.

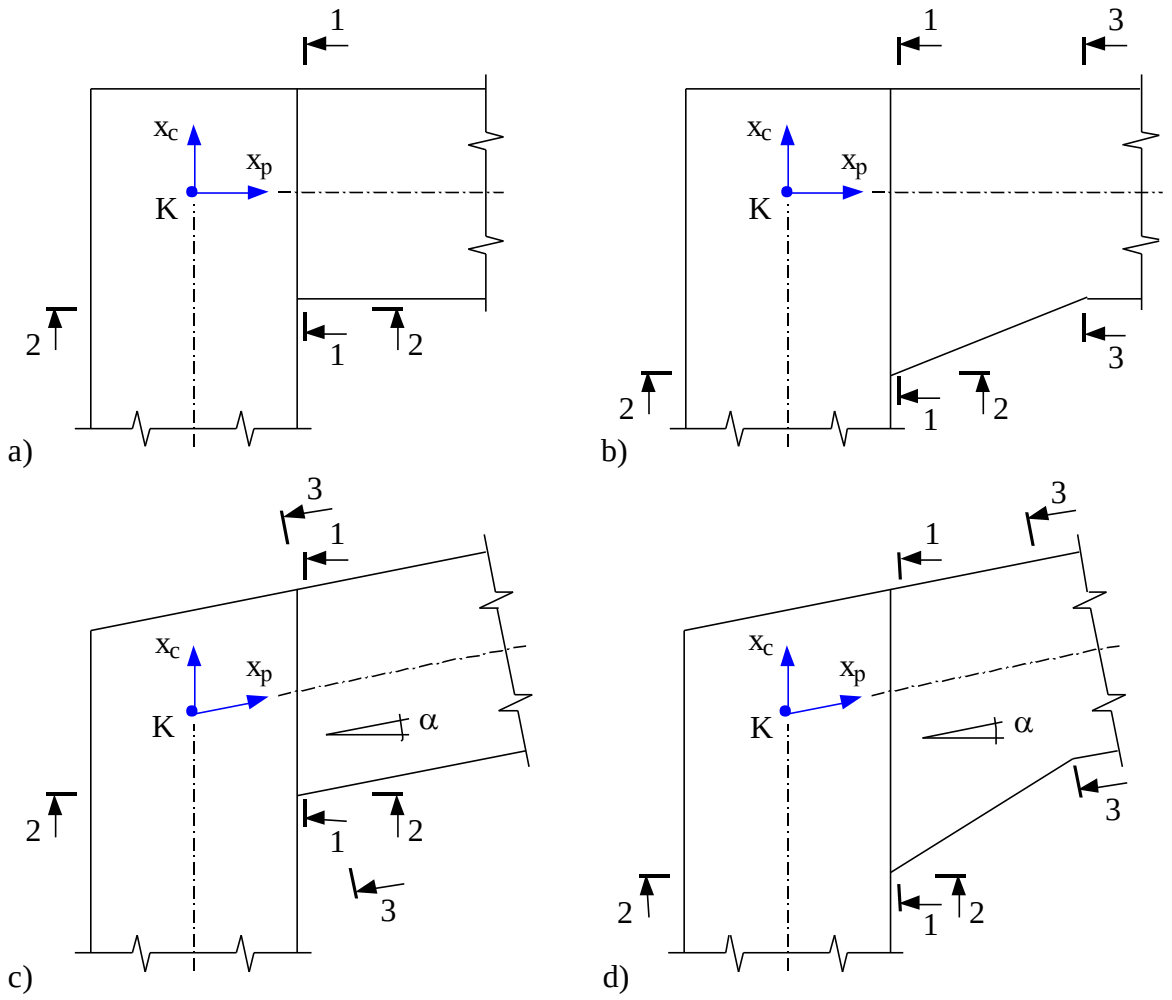


Рис. 3. Сечения узла

3.1 Проверка стенки узла

При проверке несущей способности стенки узла принимается, что изгибающие моменты и продольные силы воспринимаются только полками, а поперечные силы – только стенками. Проверка проводится с использованием стержневой модели узла, которая строится путем замены полок профилей и ребер жесткости стержнями с шарнирами на концах. Предполагается, что стенка узла (при отсутствии вута, стенка узла - это область стенки одного из профилей, заключенная между полками и ребрами) нагружена на каждом из краев касательными силами T_i, где $i = в, н, л, п$. Индексы $в, н, л, п$ служат для указания краев: верхнего, нижнего, левого, правого.

Внутренние силы и моменты в краевых сечениях узла (рис.3) вычисляются по значениям сил и моментов, заданных в центре K, и значению распределенной нагрузки q следующим образом:

$$N = N_K$$
$$M = M_K + Q_K x - qx^2/2$$
$$Q = Q_K - qx$$

При проектировании узла с наклонным ригелем используются значения горизонтальной силы N_α и вертикальной силы Q_α в вертикальном сечении (сечение 1-1 на рис.3c, 3d), которые определяются по следующим формулам:

$$N_\alpha = N\cos\alpha + Q\sin\alpha$$
$$Q_\alpha = Q\cos\alpha - N\sin\alpha$$

Силы в полках или их осевые компоненты (при наклонной полке) при одинаковых расстояниях от оси профиля до середин полок (сечения 1-1 и 2-2 на рис.3a, сечения 2-2 и 3-3 на рис.3b, сечения 1-1 и 2-2 на рис.3c, сечения 2-2 и 3-3 на рис.3d) определяются по следующим формулам:

$$N_Z = N/2 + |M|/h_F$$
$$N_D = N/2 - |M|/h_F$$

где N_Z, N_D - силы в растянутой и сжатой полках соответственно, h_F - расстояние между серединами полок. Для сечения 1-1 на рис.3c сила N заменяется на N_α. При неравных расстояниях от оси профиля до середин полок (сечение 1-1 на рис.3b, 3d) применяются следующие формулы:

$$N_Z = (Nh_D + |M|)/h_F$$
$$N_D = (Nh_Z - |M|)/h_F$$

где h_Z, h_D - расстояния от оси профиля до середины растянутой и сжатой полки соответственно. Для сечения 1-1 на рис.3d сила N заменяется на N_α.

Для наклонной полки, действующая в ней сила определяется как $N_{Z\beta} = N_Z/\cos\beta$ или $N_{D\beta} = N_D/\cos\beta$, где β - угол наклона полки ($\beta = \alpha$ или $\beta = \alpha_V$).

Каждая из узловых сил V и H заменяется двумя силами, приложенными в соответствующих узлах стержневой модели. Сумма этих сил равна узловой силе, а сумма моментов этих сил относительно центра узла K равна нулю.

Из уравнений равновесия стержневой системы и стенки узла отыскиваются силы, действующие на концах стержней, и касательные силы T_i, действующие на краях стенки узла. Затем вычисляются удельные касательные силы $t_i = T_i/l_i$, где l_i - длина края, $i = в, н, л, п$. При этом предполагается, что касательные напряжения равномерно распределены по краям стенки узла. Данное предположение оправдывается тем обстоятельством, что при достижении пластического состояния происходит выравнивание напряжений. По формуле $\tau_{\max} = \max_i(t_i/s)$, где s - толщина стенки, определяются наибольшие касательные напряжения в стенке узла. Варианты стержневой модели, отвечающие различным конструкциям узла, представлены на рис.4. При наличии вута расчет касательных сил и соответствующих им напряжений проводится для двух частей стенки узла A и B. В случае вута с продолжением полки треугольная область, заключенная между полками профиля и вута, не учитывается, так как ее вклад незначителен.

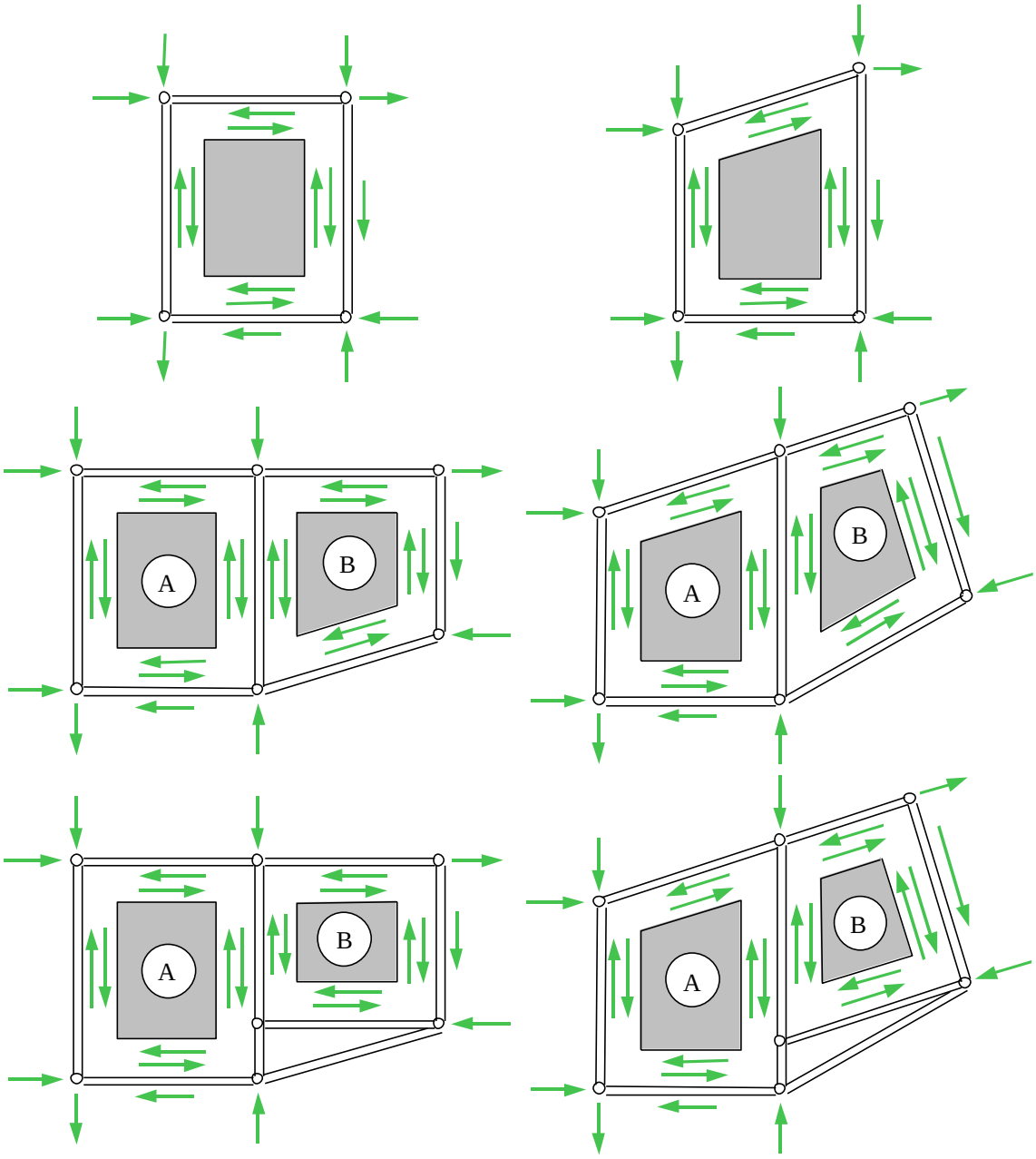


Рис. 4. Расчётные модели

Если прочность стенки узла не обеспечена, т.е. касательные напряжения превышают допускаемое значение, то выводится соответствующее сообщение. В этом случае, для конструкции без вута проектируется одностороннее или двустороннее усиление стенки узла в виде листа требуемой толщины, и определяются требуемые катеты сварных швов. Возможность образования сварных швов в области галтели прокатного профиля указывается при вводе положительным ответом на соответствующий вопрос. При отрицательном ответе, лист усиления подбирается с учетом условия, чтобы сварные швы находились вне области галтели. При расчете принимается, что касательные напряжения равномерно распределены по общей толщине стенки и листа усиления. Касательные напряжения в листе усиления и напряжения в сварном шве рассчитываются по формулам вида:

$$\tau = \frac{T}{l(s+t)}$$

$$\sigma_w = \frac{Tt}{la(s+t)}$$

где t - толщина листа усиления, a - расчетная толщина сварного шва.

В программе при выводе катетов сварных швов листа усиления стенки применяются следующие обозначения: $k_{fп}$ – катет шва соединения с полкой, k_{fc} – катет шва соединения со стенкой, $k_{fв}$ – катет верхнего шва, $k_{fл}$ – катет левого шва.

3.2 Проектирование ребер жесткости

Проектирование поперечных ребер жесткости осуществляется на основе расчета по несущей способности. В программе проектируются парные ребра, устанавливаемые по обе стороны стенки профиля. Силы F, действующие на ребра, определяются из уравнений равновесия стержневой модели узла.

Возможны двустороннее и трехстороннее присоединения ребра. Если высота ребра h_R меньше расстояния между полками $h_n = h - 2t$ (h - высота профиля, t - толщина полок), то ребро присоединяется по двум сторонам, иначе – по трем сторонам. Высота ребра может быть равной ¼h_n, ½h_n, ¾h_n, h_n и определяется из расчета. На рис.5a, 5b представлено нагружение ребра при двустороннем и трехстороннем присоединении.

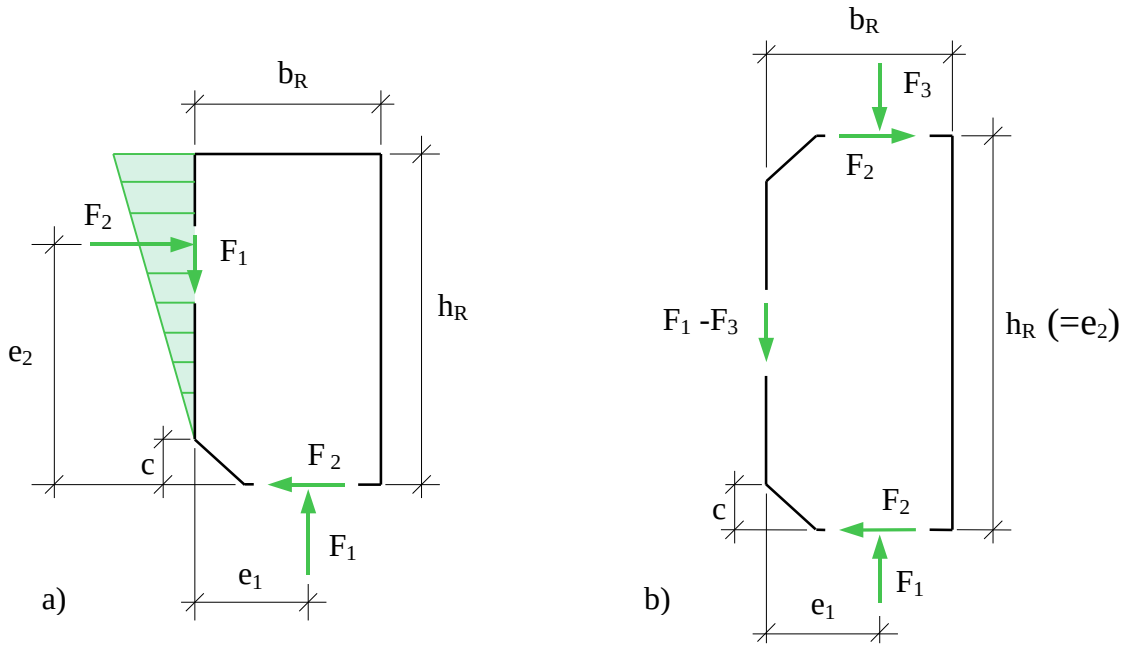


Рис. 5. Нагружение ребра

Принимается, что на нижней стороне ребра нормальные напряжения распределены равномерно (результирующая F_1), а на левой стороне ребра, при двустороннем присоединении, нормальные напряжения распределены по линейному закону (результирующая F_2). Сила на нижней стороне одного ребра вычисляется (в случае узла без усиления стенки) по формуле:

$$F_1 = \frac{F}{2b_R + s}(b_R - c)$$

где b_R - ширина ребра, s - толщина стенки, c - размер скоса ребра. Для прокатных профилей минимальное значение c может приниматься равным радиусу скругления.

Плечи результирующих определяются по формулам:

$$e_1 = \frac{b_R - c}{2} + c$$

$$e_2 = \frac{2}{3}(h_R - c) + c$$

Из условия равновесия следует, что:

- при двустороннем присоединении

$$F_2 = F_1 \frac{e_1}{e_2}$$

- при трехстороннем присоединении

$$F_2 = (F_1 - F_3)\frac{e_1}{e_2}$$

При трехстороннем присоединении принимается, что на левой стороне ребра нормальные напряжения не возникают.

Требуемая толщина ребра t_R получается из проверки прочности ребра по приведенному напряжению $\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$ (σ, τ - нормальное и касательное напряжения). На нижней стороне ребра приведенное напряжение определяется по формуле:

$$\sigma_{v,1} = \frac{\sqrt{F_1^2 + 3F_2^2}}{t_R(b_R - c)}$$

Приведенное напряжение на левой стороне ребра рассчитывается следующим образом:

- при двустороннем присоединении, по формуле

$$\sigma_{v,2} = \frac{\sqrt{3F_1^2 + 4F_2^2}}{t_R(h_R - c)}$$

- при трехстороннем присоединении, по формуле

$$\sigma_{v,2} = \frac{\sqrt{3}\,|F_1 - F_3|}{t_R(h_R - 2c)}$$

Приведенное напряжение на верхней стороне ребра при трехстороннем присоединении определяется по формуле:

$$\sigma_{v,3} = \frac{\sqrt{F_3^2 + 3F_2^2}}{t_R(b_R - c)}$$

Проверка прочности сварных швов проводится по приведенному напряжению $\sigma_{w,v} = \sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2}$ (σ_w, τ_w - нормальное и касательное напряжения в сечении сварного шва) при помощи следующих формул:

- при двустороннем присоединении

$$\sigma_{w,v,1} = \frac{\sqrt{F_1^2 + F_2^2}}{2(b_R - c)a}$$

$$\sigma_{w,v,2} = \frac{\sqrt{F_1^2 + 4F_2^2}}{2(h_R - c)a}$$

- при трехстороннем присоединении

$$\sigma_{w,v,1} = \frac{\sqrt{F_1^2 + F_2^2}}{2(b_R - c)a}$$

$$\sigma_{w,v,2} = \frac{|F_1 - F_3|}{2(h_R - 2c)a}$$

$$\sigma_{w,v,3} = \frac{\sqrt{F_2^2 + F_3^2}}{2(b_R - c)a}$$

При наличии усиления стенки узла, часть силы F воспринимается листом усиления. Проектирование ребер не проводится, если сила F может быть воспринята только стенкой (возможно совместно с листом усиления).

В программе при выводе катетов сварных швов ребер применяются следующие обозначения: $k_{fпл}$ – катет шва между ребром и полкой слева, $k_{fпп}$ – катет шва между ребром и полкой справа, $k_{fпв}$ – катет шва между ребром и полкой сверху, $k_{fпн}$ – катет шва между ребром и полкой снизу, k_{fc} – катет шва между ребром и стенкой.

3.3 Проектирование несущей накладки

Конструкция Г-образного узла может содержать несущую накладку, работающую, как правило, на растяжение. Накладка передает на стенку узла силу, действующую в полке. Накладка приваривается к торцу одного из профилей (стойки или ригеля) и к полке другого профиля (ригеля или стойки соответственно). Сила в накладке (в сечении 1-1 на рис.3) определяется по формуле:

$$F = \frac{-M + N_\alpha h_D}{h_F \cos\alpha}$$

При этом предполагается, что $F\cos\alpha - N_\alpha \geq 0$. Накладка также может нагружаться составляющей узловой силы. В этом случае в выходном документе программы указанная сила F обозначается как $F_п$ (или $F_н$), а сила от узловой нагрузки – как $F_л$ (или $F_в$). Индексы $п, н, л, в$ соответствуют указанию положения: справа, снизу, слева, сверху. Сварные швы соединения со стенкой рассчитываются в предположении, что касательная сила $T_c = F_п + F_л$ (или $T_c = F_н + F_в$) воспринимается только этими сварными швами. При этом учитывается ограничение расчетной длины сварного шва значением $85\beta_f k_f$. Это ограничение учитывается также для фланговых сварных швов, которыми накладка присоединяется к полке другого профиля.

В программе, при выводе катетов сварных швов накладки, применяются следующие обозначения: k_{fc} – катет шва между накладкой и стенкой, $k_{fп}$ – катет шва между накладкой и полкой.

Помимо конструкции узла с несущей накладкой, предусмотрена конструкция, в которой роль несущей накладки играет полка. Сварные швы соединения полки со стенкой узла проектируются в этом случае так же, как для конструкции с несущей накладкой. В третьей форме исполнения узла, сила в полке передается на стенку узла через стыковой сварной шов и торцевую плиту. В выходном документе приводятся размеры плиты и катет сварного шва соединения плиты со

стенкой узла. Наряду с размерами плиты, указывается смещение плиты относительно внешнего края полки, которое обозначается через $u_л$ (или $u_в$).

3.4 Приварка профиля

Во всех конструкциях узла один из профилей (ригель или стойка) по торцу приваривается к полке другого профиля (стойки или ригеля соответственно). Нормальные напряжения в сечении сварных швов определяются через нормальную силу N и изгибающий момент M следующим образом:

$$\sigma_w(z) = \frac{N(zS_y - I_y) - M(S_y - zA)}{S_y^2 - AI_y}$$

где z – координата в плоскости изгиба, A - площадь сечения сварных швов, S_y и I_y - статический момент и момент инерции сечения сварных швов относительно оси y. Если $S_y = 0$ (т.е. сечение сварных швов симметрично относительно оси y), то формула принимает вид:

$$\sigma_w(z) = \frac{N}{A} - \frac{M}{I_y} z$$

При определении геометрических характеристик сечения сварных швов применяются расчетные толщины сварных швов.

Касательные напряжения определяются через поперечную силу Q или касательную силу T по формуле вида:

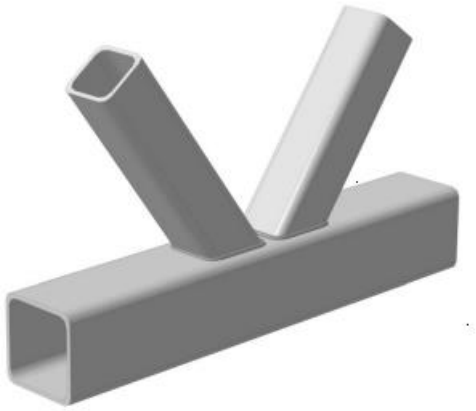
$$\tau_w = \frac{|Q|}{A_c}$$

где A_c – площадь сечения швов стенки. Предполагается, что касательные напряжения равномерно распределены по длине сварных швов стенки. Проверка прочности сварных швов проводится по приведенному напряжению $\sigma_{w,v} = \sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2}$. Предусмотрено вычисление нормальных, касательных и приведенных напряжений во всех характерных точках сечения сварных швов.

Литература

1. СП 16.13330.2017: Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – Минстрой России, 2017.

694 – Расчёт узла фермы из гнутосварных профилей



Программа предназначена для расчёта бесфасоночного узла фермы из гнутосварных профилей согласно СП 294.1325800.2017 [1]. Сортамент профилей представлен в [2].

1. Виды узлов

Рассматриваются узлы следующих видов: К-образный узел при треугольной решётке (рис.1), К-образный узел при раскосной решётке (рис.2), опорный узел (рис.3), У-образный узел (рис.4), Т-образный узел (рис.5). Предполагается, что отношение ширины профиля элемента решётки к ширине профиля пояса не более 0.9.

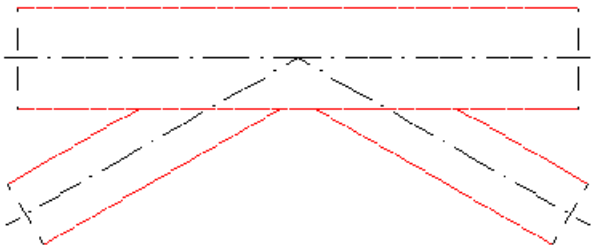


Рис. 1. К-образный узел при треугольной решётке

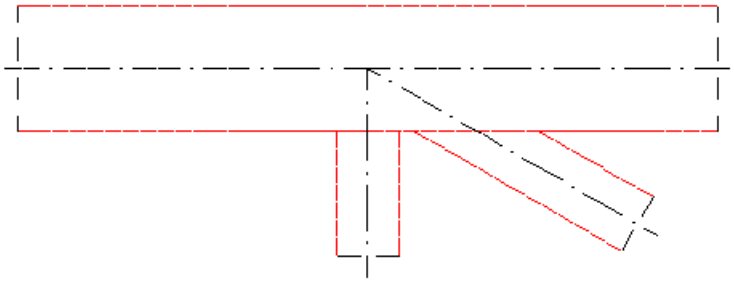


Рис. 2. К-образный узел при раскосной решётке

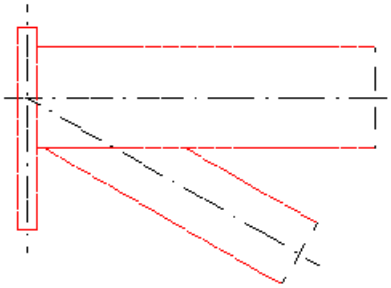


Рис. 3. Опорный узел

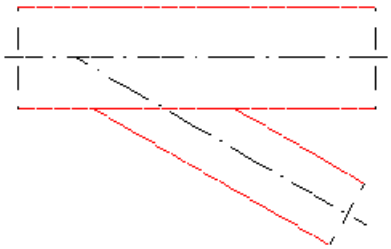


Рис. 4. У-образный узел

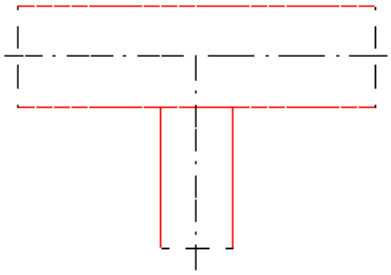


Рис. 5. Т-образный узел

Для каждого элемента решётки задается продольная сила и изгибающий момент. Продольная сила может быть растягивающей или сжимающей. В случае К-образного узла при треугольной решётке (рис.1) учитывается, что в одном раскосе действует растягивающая продольная сила, а в другом раскосе действует равная по величине сжимающая продольная сила.

2. Расчет узла

Расчёт узла фермы включает проверку несущей способности стенки пояса (1), проверку несущей способности боковой стенки пояса при сжатии (2), проверку несущей способности элемента решётки (3), проверку прочности сварных швов (4).

Проверка (1) для узлов, представленных на рис.1,2,3, проводится по условию (86) при $g/b \le 0.25$ или по условию (87) при $g/b > 0.25$, где b - длина участка линии пересечения примыкающего элемента с поясом, g - половина расстояния между смежными стенками элементов решётки или стенкой раскоса и опорным ребром. Проверка (1) для узлов, представленных на рис.4,5, проводится по условию (87). Проверка (1) для К-образного узла при треугольной решётке (рис.1) проводится при значении $\gamma_d = 1$ для сжатого раскоса.

$$\left(N + \frac{1,5M}{d_b}\right)\frac{(0,4+1,8g/b)f\sin\alpha}{\gamma_c\gamma_d\gamma_D R_y t^2\left(b+g+\sqrt{2Df}\right)} \le 1, \quad (86)$$

$$\frac{(N+1,7M/d_b)f\sin\alpha}{\gamma_c\gamma_d\gamma_D R_y t^2\left(b+2\sqrt{2Df}\right)} \le 1. \quad (87)$$

Проверка (2) проводится для сжатого элемента решётки по условию (88) при $d/D > 0.85$, где d - ширина профиля элемента решётки, D - ширина профиля пояса.

$$\frac{N\sin^2\alpha}{2\gamma_c\gamma_t kR_y t d_b} \le 1, \quad (88)$$

Проверка (3) для узлов, представленных на рис.1,2,3, проводится по условию (89) при $g/b \le 0.25$ или по условию (90) при $g/b > 0.25$. Проверка (3) для узлов, представленных на рис.4,5, проводится по условию (90). Проверка (3) для К-образного узла при треугольной решётке (рис.1) проводится при значении $\gamma_d = 1$ для сжатого раскоса. Для элемента решётки неквадратного сечения в левую часть условия (89) вводится множитель $\frac{3(1+d/d_b)}{2(2+d/d_b)}$, а в левую часть условия (90) вводится множитель $\frac{1+d/d_b}{2}$.

$$\frac{(N+0,5M/d_b)(1,4+0,018D/t)\sin\alpha}{\gamma_c\gamma_d kR_{yd}A_d} \le 1, \quad (89)$$

$$\left(N+\frac{0,5M}{d_b}\right)\frac{[1+0,01(3+5d/D-0,1d_b/t_d)D/t]\sin\alpha}{\gamma_c\gamma_d kR_{yd}A_d} \le 1, \quad (90)$$

Проверка (4) для узлов, представленных на рис.1,2,3, проводится по условию (91) при $g/b \le 0.25$ или по условию (92) при $g/b > 0.25$. Проверка (4) для узлов, представленных на рис.4,5, проводится по условию (92).

$$\left(N+\frac{0,5M}{d_b}\right)\frac{(1,06+0,014D/t)\sin\alpha}{\beta_f k_f\gamma_c R_{wf}(2d_b/\sin\alpha+d)} \le 1, \quad (91)$$

$$\left(N+\frac{0,5M}{d_b}\right)\frac{[1+0,01(3+5d/D-0,1d_b/t_d)D/t]\sin\alpha}{4\beta_f k_f d_b\gamma_c R_{wf}} \le 1; \quad (92)$$

В условиях (86), (87) коэффициент $\gamma_D = 1.5 - \frac{|F|}{AR_y}$, если в поясе со стороны растянутого элемента решётки действует сжимающая продольная сила F и если $\frac{|F|}{AR_y} > 0.5$. В других случаях $\gamma_D = 1$.

В условии (88) $\gamma_t = 0.8$ при $D_b/t \ge 25$ и $\gamma_t = 1.0$ при $D_b/t < 25$.

В условиях (88), (89), (90) коэффициент k определяется следующим образом:

при $4(t/D_b)^2 - R_y/E <= 0$ $\quad k = 3,6(t/D_b)^2E/R_y$;

при $0 < 4(t/D_b)^2 - R_y/E < 6\cdot10^{-4}$ $\quad k = 0,9 + 670(t/D_b)^2 - 170R_y/E$;

в остальных случаях $\quad k = 1,0$.

В условии (90) выражение в круглых скобках принимается не меньше нуля.

В приведённых формулах применяются следующие обозначения:

D_b - высота профиля пояса,

D - ширина профиля пояса,

t - толщина стенки пояса,

d_b - высота профиля элемента решётки,

d - ширина профиля элемента решётки,

t_d - толщина стенки элемента решётки,

A - площадь поперечного сечения пояса,

A_d - площадь поперечного сечения элемента решётки,

R_y - расчетное сопротивление стали пояса,

R_{yd} - расчётное сопротивление стали элемента решётки,

b - длина участка линии пересечения примыкающего элемента с поясом,

g - половина расстояния между смежными стенками элементов решётки или стенкой раскоса и опорным ребром,

α - угол наклона оси раскоса относительно оси пояса,

N - абсолютное значение продольной силы в элементе решётки,

M - абсолютное значение изгибающего момента в элементе решётки в сечении, примыкающем к поясу,

$f = (D - d)/2$,

γ_c - коэффициент условий работы,

γ_d - коэффициент, равный 1.2 или 1.0 соответственно при растяжении или сжатии элемента решётки,

k_f - катет сварных швов, прикрепляющих элементы решётки к поясу,

R_{wf} - расчётное сопротивление металла сварных швов,

β_f - коэффициент для расчета углового шва по металлу шва.

Литература

1. СП 294.1325800.2017: Конструкции стальные. Правила проектирования. – Минстрой России, 2017.
2. ГОСТ 30245-2003: Профили стальные гнутые замкнутые сварные квадратные и прямоугольные для строительных конструкций.