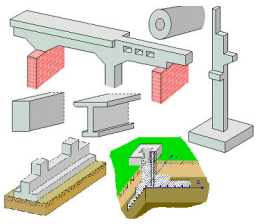
ТЕХСОФТ

Пакет программ для проектирования и расчётов элементов строительных конструкций

Статика-2007



Описание программ

Copyright© 2007 mb AEC Software GmbH
Europaallee 14, 67657 Kaiserslautern

ООО ТЕХСОФТ
117393, Россия, Москва, ул. Архитектора Власова, 49

Тел. (495) 960 22 84
120 11 33
128 96 60

Тел./факс: (495) 960 22 83

Internet: www.tech-soft.ru

E-mail: support@tech-soft.ru

Оглавление

Краткое руководство для пользователя *11*
1. **Назначение** **11**
2. **Ввод исходных данных** **11**
3. **Расчёт и печать результатов** **13**
4. **Создание проектов и управление ими** **13**

200 - Система железобетонных плит *15*
1. **Расчётная схема** **16**
2. **Нагружение** **19**
3. **Определение внутренних силовых факторов** **19**
4. **Расчётные сочетания усилий** **20**
5. **Определение требуемой продольной арматуры** **20**
6. **Определение требуемой поперечной арматуры** **21**
7. **Расчёт на продавливание** **21**
8. **Конструирование** **23**
9. **Расчёт по трещиностойкости** **23**
10. **Расчёт по деформациям** **23**
11. **Вывод результатов** **23**

Литература **24**

300 - Железобетонная балка *25*
1. **Расчётная схема** **26**
2. **Нагружение** **26**
3. **Определение внутренних силовых факторов** **27**
4. **Конструирование продольной арматуры** **28**
5. **Конструирование поперечной арматуры** **28**
6. **Расчеты по предельным состояниям второй группы** **28**
7. **Вывод результатов** **29**

Литература **34**

301 - Железобетонная балка *35*
1. **Расчётная схема** **36**
2. **Нагружение** **36**
3. **Определение внутренних силовых факторов** **38**
4. **Расчет требуемой арматуры** **39**
5. **Конструирование продольной арматуры** **39**
6. **Конструирование поперечной арматуры** **40**

7. Расчеты по предельным состояниям второй группы 40
8. Вывод результатов 40
Литература 47
320 – Стальная балка 48
1. Расчётная схема 49
2. Нагружение 49
3. Определение внутренних силовых факторов 50
4. Расчет на прочность 51
5. Расчет устойчивости плоской формы изгиба балки 51
6. Расчет устойчивости стенки балки 51
7. Вывод результатов 51
Литература 57
406 – Многоярусная колонна общего вида 59
1. Расчетная схема 60
2. Сечения 61
3. Нагрузки 63
4. Расчет 64
5. Конструирование 66
6. Учет несовершенств 67
7. Учет деформаций ползучести 67
8. Учет второстепенных колонн 67
9. Расчет прогибов 68
Литература 70
410 – Одноярусная колонна общего вида 71
1. Расчетная схема 72
2. Сечение 72
3. Нагрузки 74
4. Расчет 75
5. Конструирование 78
Литература 79
415 – Колонна (сейсмика, пульсации ветра) 81
1. Расчетная схема 82
2. Сечение 82
3. Нагрузки 84
4. Расчет 85
5. Конструирование 88

Литература **89**
434 – Подбор продольной арматуры ***91***
1. Сечение **92**
2. Усилия **95**
3. Расчет **95**
4. Конструирование **97**
Литература **99**
436 – Подбор поперечной арматуры ***101***
1. Расчетная схема и нагрузки **102**
2. Расчет на изгиб **102**
3. Расчет на кручение с изгибом **104**
4. Конструирование **106**
Литература **107**
437 – Расчет по трещиностойкости ***109***
1. Сечение **110**
2. Усилия **111**
3. Расчет **112**
4. Конструирование **113**
Литература **115**
440 – Расчет на продавливание ***117***
1. Расчетная схема и нагрузка **118**
2. Расчет по СНиП 2.03.01-84* **118**
3. Расчет по СП 52-101-2003 ..... **119**
4. Расчет по СНБ 5.03.01-02 ..... **119**
5. Конструирование арматуры **121**
6. Конструирование капители **121**
Литература **123**
462 – База колонны ***125***
1. Конструкция **126**
2. Нагрузки **126**
3. Расчет базы **126**
4. Подбор размеров базы **129**
Литература **130**
465 – Подбор сечения стального элемента ***131***
1. Виды сечений **132**
2. Подбор сечения **132**

3. Расчет балки 133
4. Расчет колонны 135
Литература 138
467 - Расчетные длины колонн 139
1. Расчетная схема 140
2. Нагрузки 140
3. Расчет 141
Литература 143
468 - Стальная колонна 145
1. Расчетная схема 146
2. Сечение 146
3. Нагрузки 147
4. Расчет на прочность и устойчивость 148
5. Расчет прогибов 150
Литература 152
500 – Плитный фундамент 153
1. Расчётная схема 154
2. Нагрузки 154
3. Расчет усилий, осадки и давления 155
4. Расчет продольной арматуры 155
5. Расчет поперечной арматуры 156
6. Расчёт на продавливание 156
7. Конструирование продольной арматуры 157
8. Расчёт по трещиностойкости 157
Литература 158
510 - Железобетонная свая 159
1. Грунтовые условия 160
2. Свая 160
3. Нагружение 160
4. Расчёт по несущей способности грунта основания сваи на вертикальную силу 161
5. Расчёт на совместное действие вертикальной и горизонтальной сил и момента 161
6. Вывод результатов 162
Литература 163
515 - Свайный фундамент с плитным ростверком 165
1. Фундамент 166
2. Грунт 167

3. Нагрузки 167
4. Расчет свай и их оснований 168
5. Расчет ростверка 169
6. Расчет осадки и крена фундамента 170
Литература 171
516 - Свайный фундамент с ленточным ростверком 172
1. Фундамент 173
2. Грунт 173
3. Нагрузки 174
4. Расчет свай и их оснований 174
5. Расчет ростверка 176
6. Расчет осадки и крена фундамента 176
Литература 177
520 - Ленточный фундамент 178
1. Расчетная схема 179
2. Нагрузки 180
3. Расчет усилий, осадки и давления 181
4. Расчет и конструирование продольной арматуры 181
5. Расчет и конструирование арматуры в свесах полки 182
6. Расчет и конструирование поперечной арматуры 183
7. Расчет по трещиностойкости 183
8. Нелинейный расчет осадки 184
Литература 185
521 - Ленточный фундамент под стену 187
1. Фундамент 188
2. Нагрузки 188
3. Расчет по прочности 188
4. Расчет по трещиностойкости 189
Литература 190
535 - Отдельный фундамент под железобетонную колонну 191
1. Расчетная схема 192
1.1 Характеристики основания 192
1.2 Характеристики фундамента 192
2. Нагрузки 193
3. Расчет основания, выбор размеров подошвы фундамента 193
4. Выбор размеров фундамента и расчет арматуры 194
5. Вывод результатов 195

5.1 Исходные данные ... 195
5.2 Расчетные сочетания усилий ... 196
5.3 Результаты расчета фундамента ... 196
5.4 Расчет основания ... 198
5.5 Расчет железобетонного фундамента ... 198

Литература ... 200

545 – Подпорная стенка уголкового профиля ... 201

1. Расчетная схема ... 202

2. Нагрузки ... 202

3. Расчет давления грунта ... 203
3.1 Метод Кульманна ... 203
3.2 Давление грунта для проверки устойчивости ... 204
3.3 Давление грунта для конструктивного расчета стены ... 204

4. Проверка устойчивости угловой подпорной стенки ... 204

5. Расчет прочности железобетонной конструкции стенки ... 204

Литература ... 205

570 – Шпунтовая стенка ... 207

1. Расчетная схема ... 208

2. Нагружение ... 208

3. Расчет давления грунта ... 209
3.1 Определение давления грунта по методу Кульмана ... 209
3.1.1 Общие положения по использованию метода Кульмана ... 209
3.1.2 Расчет давления грунта ... 209

4. Расчет усилий в сечениях стенки ... 210
4.1 Методы расчета ... 210
4.2 Определение положения воображаемой опоры ... 210
4.3 Определение дополнительной глубины заделки ... 210
4.4 Вычисление требуемой длины профиля ... 210

5. Проектирование несущих элементов стенки ... 211
5.1 Несущие элементы стенки из стали ... 211
5.2 Стенка из железобетона ... 211

6. Дополнительные расчеты и проверки ... 211

7. Пояснительные чертежи ... 211
7.1 Чертеж расчетной схемы ... 211
7.2 Чертеж нагрузок ... 211
7.3 Чертеж давления грунта ... 212
7.4 Чертеж усилий в сечении ... 212

Литература ... 213

785 – Проверка устойчивости стенки балки ... 215

1. Расчетная схема ... 216

2. Расчет по СНиП II-23-81* ... 216

3. Расчет по СП 53-102-2004 ... 218

Литература **220**

793 – Узел рамы ***221***

1. Конструкция **222**

2. Нагружение **222**

3. Проектирование **223**

3.1 Проверка стенки узла 224
3.2 Проектирование ребер жесткости 227
3.3 Проектирование несущей накладки 229
3.4 Приварка профиля 230

Литература **232**

Краткое руководство для пользователя

1. Назначение

Пакет программ **СТАТИКА2005** предназначен для расчётов и проектирования элементов строительных конструкций. В состав пакета вошли следующие программы: **программа ввода**, **расчётные программы**, программа документирования результатов расчета **Viewer2005** и программа управления проектами **ProjektManager2005**.

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 **Viewer2005** обеспечивает создание документов с результатами расчетов позиций. Она имеет функции просмотра и печати документов, архивирования и пересылки электронной почтой. Предусмотрены возможности вставки рисунков и текста, а также преобразования документа в форматы rtf и pdf для использования в программах Microsoft Word и Adobe Acrobat.

Программа **ProjektManager2005** предназначена для работы с проектами. Она позволяет организовать хранение документов (текстов, чертежей, расчетных позиций) по проектам и обеспечивает управление ими (удаление, копирование, печать, расчет позиций и др.), имеет функции архивирования и работы с электронной почтой, поддерживает работу нескольких пользователей в локальной сети над одним проектом.

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

2. Ввод исходных данных

Для создания новой позиции или открытия существующей позиции используется команда *Новый* или *Открыть* из меню *Позиция***.** При создании новой позиции требуется выбрать расчётную программу. Исходные данные для расчёта задаются в окне *Ввод*. 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 предусмотрены стандартные значения, автоматически появляющиеся при открытии позиции. Стандартные значения выделяются цветом. В полях со стандартными значениями можно вводить данные так же, как и в пустых полях ввода. После удаления значения из поля ввода в это поле записывается стандартное значение. Если необходимо оставить поле пустым, то после удаления значения из поля следует нажать клавиши Ctrl+Enter.

Стандартные значения могут устанавливаться пользователем. Различаются два типа стандартных значений: общие стандартные значения и стандартные значения для проекта (ниже называемые проектными).

Проектные стандартные значения применяются только в рамках данного проекта. Если проектные стандартные значения не определены, то применяются общие стандартные значения. Для создания или изменения стандартных значений следует использовать команду *Новая* или *Открыть* из меню *Позиция*. В появляющемся диалоге следует выбрать тип стандартных значений и номер программы. Ввод стандартных значений производится аналогично вводу значений для расчётной позиции. При этом отображаются только те поля ввода, для которых возможно задание стандартных значений. Для сохранения заданных стандартных значений используется команда *Сохранить* из меню *Позиция*. Следует отметить, что изменение стандартных значений для программы учитывается во всех позициях, рассчитываемых этой программой.

При проведении однотипных расчётов с целью сокращения объёма ввода можно использовать стандартные позиции. Для одной программы можно создать несколько таких позиций. Для копирования данных в новую позицию из стандартной служит команда *Из стандартной позиции* из меню *Позиция*.

Для позиции можно составить комментарии, выводимые в начале и в конце выходного документа. Ввод комментария осуществляется путём двойного щелчка левой кнопкой мыши в полях ввода *Комментарий* или *Пояснение*. В комментарий можно включить готовые тексты и картинки. В качестве комментария можно использовать любой объект (например, документ Microsoft Word, чертеж AutoCAD). Такой комментарий создаётся командой *Объект* из меню *Правка*. Эти комментарии не могут занимать более одной страницы выходного документа. Для удаления такого объекта служит команда *Удалить*.

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

Помимо окна *Ввод*, предусмотрены следующие вспомогательные окна:

- Каталог вопросов
- Текстовая помощь
- Графическая помощь
- Список позиций
- Контрольная графика

Вспомогательными окнами можно управлять с помощью команд из меню *Вид*. В окне *Каталог вопросов* отображается структура ввода. При помощи этого окна можно быстро перейти на требуемое поле ввода. В окне *Текстовая помощь* отображается описание текущего вопроса (параметры, единицы измерения, области допустимых значений, ссылки на пункты норм и др.). В окне *Графическая помощь* отображаются поясняющие рисунки к текущему вопросу, при этом выделяется цветом параметр, соответствующий текущему полю ввода. При помощи окна *Список позиций* можно перейти к другой позиции проекта. Окно *Контрольная графика* предназначено для оперативного графического контроля ввода расчётной схемы и нагрузок. Для всех вспомогательных окон и окна *Ввод* нажатием правой кнопки мыши можно вызвать контекстное меню, содержащее наиболее часто используемые команды.

При вводе некоторых числовых данных можно использовать команду *Вычисления* из меню *Вставить* для ввода 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.

При вводе некоторых числовых данных также можно использовать команду *Компоновка* из меню *Вставить* для ввода арифметического выражения и поясняющего текста. Допускается ввод нескольких выражений, при этом рассчитанные значения будут суммироваться. В выходном документе будут отображены поясняющий текст и арифметические выражения. Предусмотрена возможность принимать нагрузки из результатов расчета других позиций, например, при расчете фундамента принять опорные реакции из позиции с расчетом колонны. Кроме того, нагрузки могут быть приняты из результатов расчета MicroFe2005, а также из базы стандартных нагрузок. Для их ввода в текущее поле ввода служит команда *Передать* из меню *Вставить*. Для задания стандартных нагрузок следует использовать команду *Определить стандартные нагрузки* из меню *Сервис*.

Недоступные для данного поля ввода команды из меню *Вставить* (*Вычисления, Компоновка, Передать*) пассивируются (изображаются серым цветом).

3. Расчёт и печать результатов

Сохранение введенных данных осуществляется командой *Сохранить* из меню *Позиция*. Расчёт выполняется при помощи команды *Расчёт* из меню *Позиция*. Результаты расчёта выводятся программой **Viewer2005** в форме выходного документа. Команда *Печать расчета* из меню *Позиция* позволяет выбрать форму выходного документа. Протокол ввода исходных данных текущей позиции можно получить при помощи команды *Протокол* или *Печать протокола* из меню *Позиция*.

Viewer2005 обладает различными функциональными возможностями. Он позволяет просматривать документы с разным увеличением (меню *Вид*), листать документы (меню *Переход*), менять номера страниц и дату в выходном документе (меню *Сервис*), печатать и архивировать документы, отправлять документы по электронной почте (меню *Документ*). Выходные документы хранятся в отдельных файлах, их можно открыть при помощи команды *Документ открыть* из меню *Документ*. Выделив сразу несколько документов, их можно открыть как единый документ, который может быть напечатан или отправлен по электронной почте. При печати единый документ будет иметь сквозную нумерацию страниц. **Viewer2005** позволяет напечатать документ в компактной форме (2 или 4 страницы документа на одном листе бумаги).

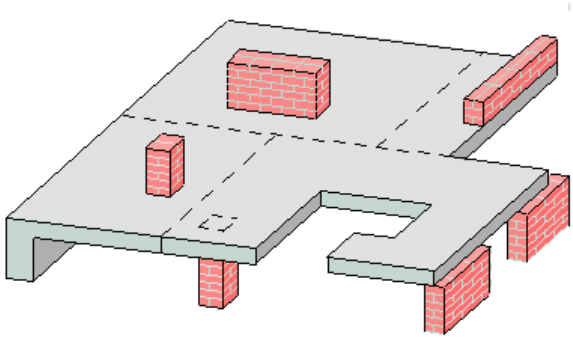
4. Создание проектов и управление ими

Программа **Projektmanager2005** предназначена для работы с проектами, которые представляют собой группы позиций. Каждый проект имеет разделы *Инфо*, *Статика, Документы, Результаты,* а также разделы проектов других расчетных программ пакета Ing+2005. В разделе *Инфо* содержится общая информация о проекте. В разделе *Статика* хранятся расчётные позиции. Раздел *Документы* предназначен для хранения сопутствующих документов проекта (документов Microsoft Word, чертежей AutoCAD и др.), а в разделе *Результаты* хранятся результаты расчета. Проект может быть создан в любой папке файловой системы, за исключением корневого каталога. Проекты могут объединяться в группы. Создавать проекты и группы проектов можно командами из меню *Проект*.

При помощи **Projektmanager2005** можно также создавать, открывать и рассчитывать позиции. Для этого используются команды из меню *Позиция***. Projektmanager2005** даёт возможность провести расчёт сразу нескольких позиций. Для этого необходимо в разделе *Статика* выделить эти позиции и запустить их на расчёт одной командой. **Projektmanager2005** имеет функцию архивирования, функцию работы с электронной почтой, поддерживает работу нескольких пользователей в локальной сети над одним проектом.

При инсталляции пакета *Статика* создаётся группа *Проекты*, содержащая проекты *Пример* и *Другие* с примерами позиций.

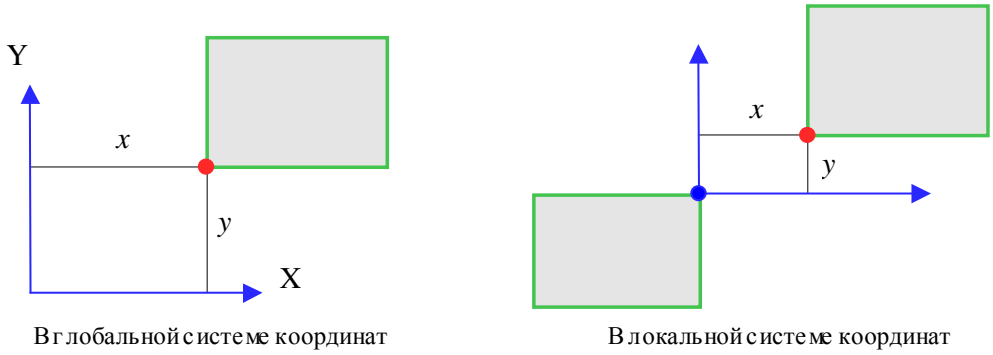
200 - Система железобетонных плит



Программа предназначена для расчёта системы прямоугольных плит по СНиП 2.03.01-84* “Бетонные и железобетонные конструкции” [1], либо по СП 52-101-03 “Железобетонные и бетонные и конструкции” [7], либо по СНБ 5.03.01-02 “Бетонные и железобетонные конструкции” [8]. Возможно задание прямоугольных колонн и отверстий. Нагрузки могут быть как сосредоточенными, так и распределёнными. Статический расчёт проводится методом конечных элементов. Расчётные сочетания усилий определяются согласно СНиП 2.01.07-85 “Нагрузки и воздействия” [2]. После определения требуемой арматуры осуществляется конструирование арматуры. Для подобранной арматуры проводится расчёт по трещиностойкости и по деформациям.

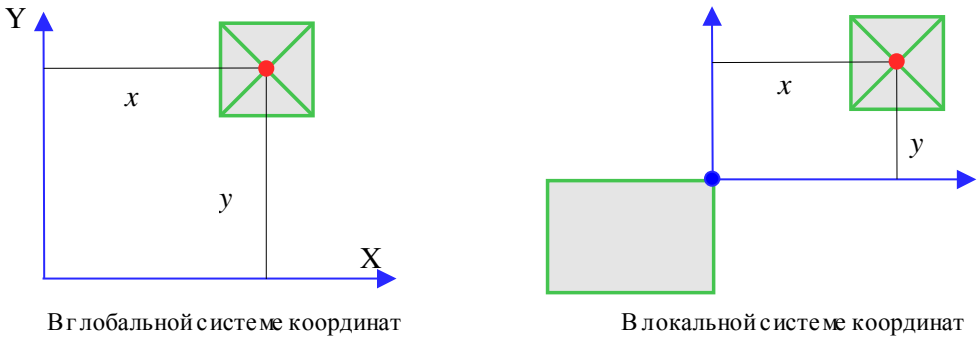
1. Расчётная схема

Расчётная схема представляет собой набор прямоугольных плит. Расположение плит, колонн и отверстий можно задавать как в глобальной, так и в локальной системе координат (рис. 1,2). Локальная система определяется номером плиты и указанием её вершины. Принятые наименования вершин плиты смотрите на рис. 3. При задании расположения плиты или отверстия необходимо вводить координаты левой нижней вершины плиты или отверстия. В случае задания колонны необходимо вводить координаты её центра.



В глобальной системе координат В локальной системе координат

Рис. 1. Пример задания расположения плиты



В глобальной системе координат В локальной системе координат

Рис. 2. Пример задания расположения колонны

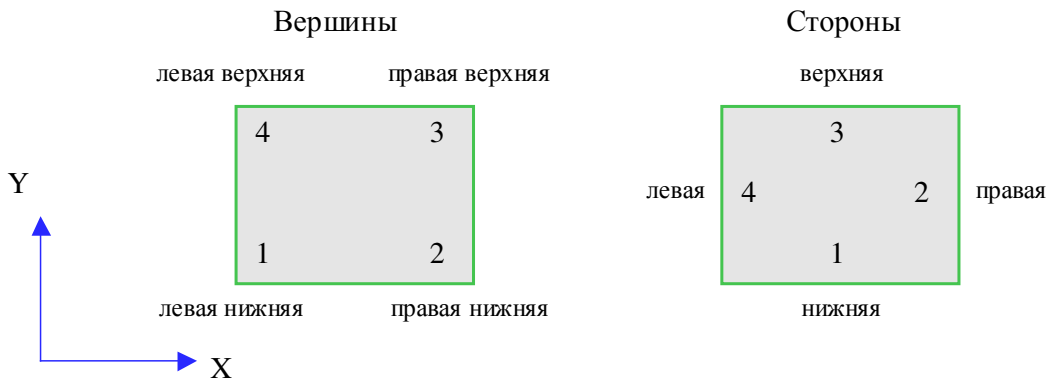


Рис. 3. Система координат. Наименование и нумерация сторон и вершин плиты

Условия закрепления вводятся для каждой стороны плиты. Можно задавать свободное опирание, заделку, свободный край, упругое защемление. Упругое защемление плиты задаётся в процентах. В этом случае жесткость будет рассчитана следующим образом:

$$c = \frac{3Eh^3k}{l(100-k)}$$ [кНм/м],

где	h	-	толщина плиты	[м]
	k	-	степень защемления	[%]
	E	-	модуль упругости материала плиты	[кН/м2]
	l	-	размер плиты в соответствующем направлении	[м]

На отрезках соприкосновения плит (рис.4) по умолчанию принимается условие закрепления V (рис.5). Данное условие может быть изменено ответом на вопрос “Изменить тип соединения соприкасающихся плит”. Если указывается, что соответствующие плиты связаны и опора отсутствует, то принимается условие VI (рис.5). Если же указывается, что плиты не связаны, то на отрезке соприкосновения для каждой из плит сохраняются исходные условия закрепления.

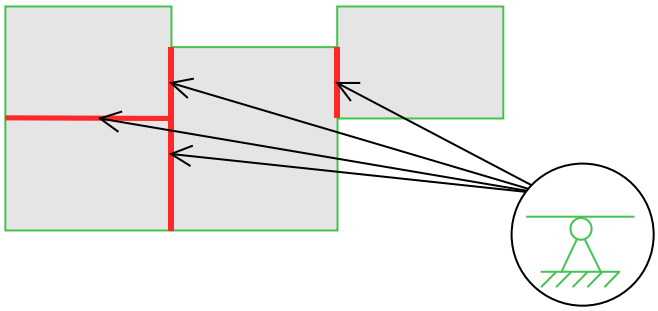


Рис. 4. Отрезки соприкосновения плит

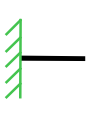
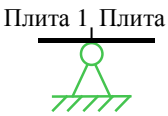
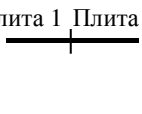
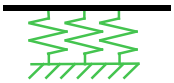
	I свободный край	II свободное опирание	III упругое защемление	IV заделка	V жёсткое соединение плит, опора	VI жёсткое соединение плит
Тип						
Обозначение на рисунках						

Рис. 5. Возможные условия закрепления плит

Учёт колонн в расчётной схеме возможен по одной из следующих моделей:

- упругое основание 
- жёсткая точечная опора в центре колонны
- точечные пружины в центре колонны

Жёсткости соответствующих пружин могут быть рассчитаны по формулам:

упругое основание $c_z = \frac{E}{H}$ [кН/м^3]

пружина в направлении прогиба $c_z = \frac{El_x l_y}{H}$ [кН/м]

пружины в направлениях поворотов $c_{rx} = \frac{El_y{}^3 l_x}{4H}$ $c_{ry} = \frac{El_x{}^3 l_y}{4H}$ [кНм/рад],

где H - высота колонны [м]

E - модуль упругости материала колонны [кН/м^2]

l_x, l_y - размеры колонны [м]

В программе можно вводить стенные проёмы. Расположение стенного проёма определяется номером плиты, стороной, расстоянием до проёма и его длиной (рис 6.). Принятые наименования сторон плиты смотри на рис 3. Учёт стенных проёмов возможен по одной из двух моделей. Первая модель соответствует отсутствию опоры на отрезке стороны плиты. Вторая модель стенного проёма не влияет на условия закрепления плиты и результаты статического расчёта, но для соответствующего отрезка стороны плиты будут отдельно определены и распечатаны опорные реакции.

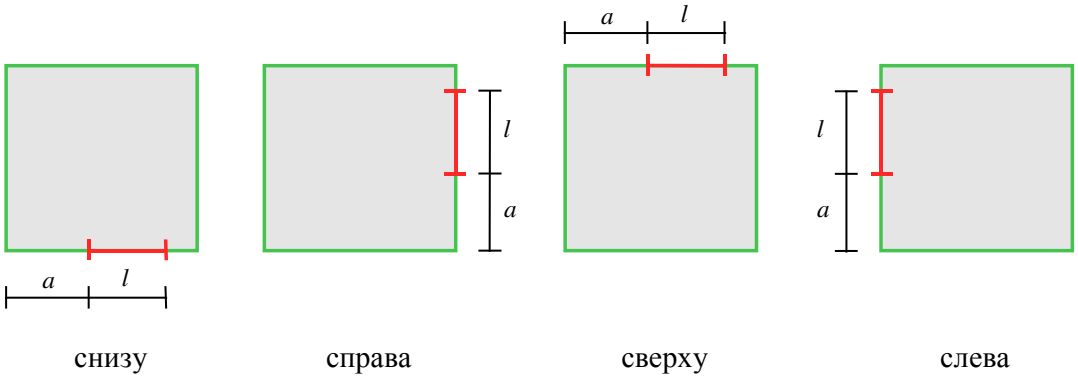


Рис. 6. Задание расположения стенного проёма

2. Нагружение

Нагрузки подразделяются согласно [2] на постоянные, длительные, кратковременные и особые. Возможен ввод до 20 нагрузок. Предусмотрены следующие нагрузки: равномерно распределенные по площади, равномерно распределенные по отрезкам, сосредоточенные нагрузки.

Для полосовых и сосредоточенных нагрузок задаётся прямоугольная область их приложения. Расположение этой области задаётся так же, как и расположение плит и колонн (рис.2,3). Ввод отрезков с краевой нагрузкой и краевыми моментами аналогичен вводу стенных проёмов (рис.6). Для всех нагрузок задаются их нормативные значения.

3. Определение внутренних силовых факторов

В программе решается задача изгиба системы плит методом конечных элементов. При построении КЭ-модели толщина стен не учитывается. Опоры в направлении Z принимаются жёсткими. Колонны и стенные проёмы учитываются в соответствии с выбранными моделями. Полосовые и сосредоточенные нагрузки в зависимости от размеров области приложения учитываются либо как узловые нагрузки, либо как распределенные по соответствующим элементам. Краевая линейная нагрузка и моменты учитываются как узловые нагрузки.

Значение модуля упругости при отсутствии ввода принимается по [1], таблица 18. Введением специального коэффициента учёта кручения можно моделировать мягкие и жёсткие на кручение плиты. Этот коэффициент задаётся в диапазоне {0..1}. Если он равен нулю, то получаем уравнения изгиба с учетом кручения. Если же он равен единице, то кручение не учитывается (M_{xy} равен нулю).

Сетка конечных элементов генерируется автоматически. При помощи задания характерного размера конечного элемента можно управлять генерацией сетки. Если получаемая сетка конечных элементов существенно неравномерна или возникает много «плохих» (узких) элементов, то, изменяя значение характерного шага, можно добиться улучшения сетки. Однако в большинстве случаев «плохая» сетка получается из-за некорректной расчётной схемы (например, если расстояния между задаваемыми элементами расчётной схемы существенно меньше характерного размера элемента).

4. Расчётные сочетания усилий

Расчётные сочетания усилий определяются автоматически согласно [2] с учётом введенных пользователем коэффициентов надежности по нагрузке.

Для временных нагрузок возможен учёт их неблагоприятного распределения по пролётам. Если такой учёт требуется, то соответствующая временная нагрузка разбивается на нагрузки действующие на каждый пролёт и на каждую из них проводится расчёт. При последующем учёте данной временной нагрузки в сочетаниях усилий выбирается наиболее неблагоприятная комбинация нагружений пролётов.

5. Определение требуемой продольной арматуры

Требуемая продольная арматура определяется в каждом узле КЭ-сетки для всех расчётных сочетаний усилий. При расчете на отдельное сочетание усилий учитываются требования по выбору коэффициента условий работы бетона γ_{b2} согласно [1], таблица 15, позиция 2 в зависимости от состава данного сочетания усилий или аналогичные требования [7], [8].

Усилия для расчета верхней арматуры над опорами определяются с учётом ширины опирания плит (рис.7). Программа позволяет либо учитывать рассчитанные моменты над колонной, либо принимать их равными максимальным моментам по границе этой колонны. Данная возможность особенно важна при моделировании колонн точечными опорами.

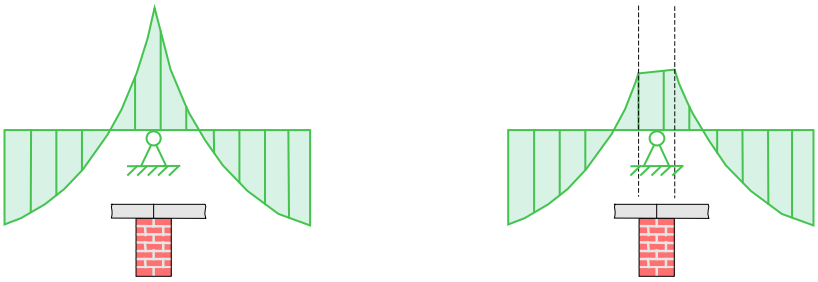
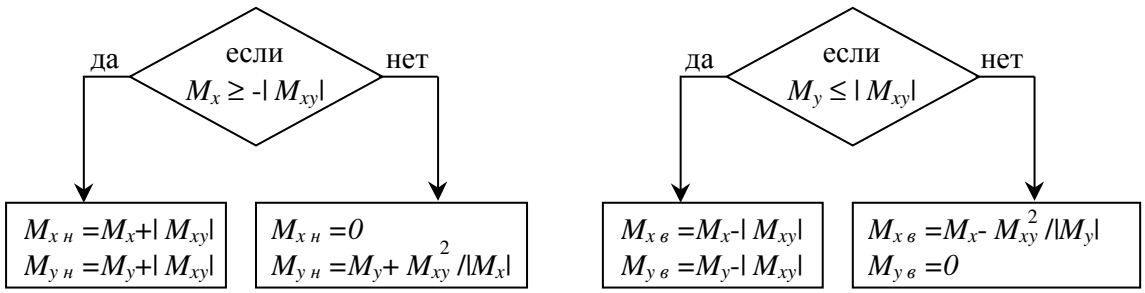


Рис. 7. Учёт ширины опирания при определении моментов

Внутренние усилия, полученные из статического расчёта, включают крутящий момент M_{xy}. В нормах [1], [7], [8] не указывается способ учёта этого момента, поэтому учёт M_{xy} при определении расчётных моментов осуществляется по [5]. На рис.8 показан алгоритм учёта M_{xy} в случае, когда $M_y > M_x$. В случае, когда $M_y < M_x$ учёт крутящего момента аналогичен ($x \leftrightarrow y$).



Нижняя арматура ($M_{x\,н}$, $M_{y\,н}$)

Верхняя арматура ($M_{x\,в}$, $M_{y\,в}$)

Рис. 8. Учёт моментов M_{xy} (случай $M_y > M_x$)

6. Определение требуемой поперечной арматуры

Требуемая поперечная арматура определяется в каждом узле КЭ-сетки на основе расчёта по прочности наклонных сечений на действие поперечной силы. Расчётная поперечная сила в каждом узле вычисляется следующим образом:

$$Q = \sqrt{Q_x^{\,2} + Q_y^{\,2}}$$

Для узлов, находящихся на расстоянии до ближайшей опоры, превышающем $\varphi_{b2} \cdot h_0 / \varphi_{b3}$, в качестве длины проекции опасного наклонного сечения берётся расстояние до ближайшей опоры, в качестве поперечной силы берётся значение Q в данном узле. Для узлов, расположенных вблизи опор, осуществляется поиск опасного наклонного сечения и соответствующего значения Q (принимается, что опасное наклонное сечение начинается у края опоры). Для найденных c и Q осуществляется расчёт поперечной арматуры согласно [1], (75) или [7], (6.66) либо [8], (7.80).

При расчёте поперечной арматуры согласно [1], (84) определяются области, где она не требуется. Согласно [1], (72) определяются области, где несущая способность по наклонной сжатой полосе не может быть обеспечена.

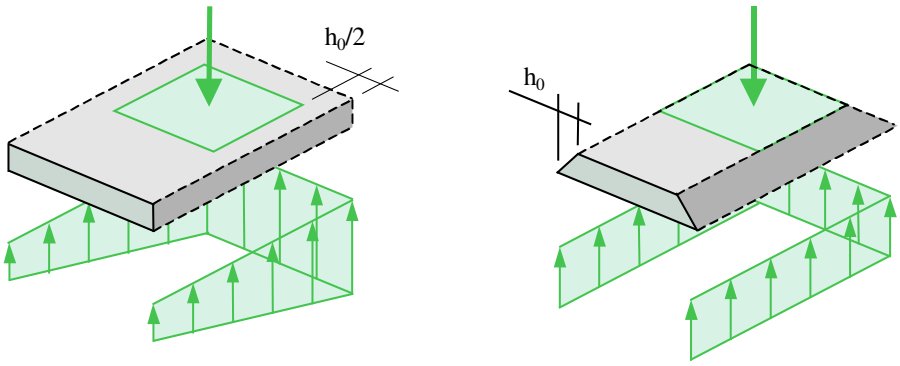
Поперечная арматура в узлах, находящихся внутри области плиты над колонной, принимается равной максимальной арматуре по границе этой области.

7. Расчёт на продавливание

Расчёт на продавливание проводится для колонн и областей приложения сосредоточенной нагрузки в соответствии с требованиями по [1], пункт 3.42. Расчёт на продавливание может производится без учёта или с учётом моментов и эксцентриситетов точки приложения продавливающей силы.

Учёт моментов и эксцентриситетов осуществляется согласно [4]. В этом случае расчёт на продавливание проводится по условному вертикальному сечению, расположенному вокруг опорной площадки на расстоянии $h_0/2$ от неё. Рабочая высота сечения h_0 определяется как среднее арифметическое соответствующих величин по направлениям X и Y. При определении максимальных усилий в условном вертикальном сечении предполагается, что усилия распределены по линейному закону. На участках контура, которые соответствуют свободному краю плиты, усилия полагаются равными нулю (рис.9а). Расчёт на продавливание проводится по максимальному усилию на контуре условного вертикального сечения.

В случае расчёта на продавливание без учёта эксцентриситетов предполагается, что усилия равномерно распределены по периметру u_m, u_m - среднее арифметическое величин периметров малого и большого оснований пирамиды продавливания. Малое основание соответствует площадке действия продавливающей силы, большое основание расположено на расстоянии h_0 от него (рис.9б), что соответствует углу наклона боковых граней, равному 45°.



а) Расчёт с учётом эксцентриситетов (усилия распределены линейно по условному вертикальному сечению)

б) Расчёт без учёта эксцентриситетов (усилия равномерно распределены по периметру um)

Рис. 9. Распределение усилий при расчёте на продавливание

Согласно [1], пункт 3.42 продавливающая сила *F* принимается равной силе, действующей на пирамиду продавливания, за вычетом нагрузок, приложенных к большему основанию пирамиды продавливания и сопротивляющихся продавливанию. При расчёте на продавливание колонн такими нагрузками являются распределённые по плите нагрузки. При расчёте на продавливание для областей приложения сосредоточенных сил такой нагрузкой является реакция упругого основания.

При построении контура пирамиды продавливания возможны два варианта его построения: в виде прямоугольника с углами или со скруглениями (рис.10а). Полученный контур корректируется в том случае, если его часть оказывается вне системы плит. Возможен учет близких к пирамиде продавливания свободных краёв плиты. В этом случае часть контура заменяется линиями, перпендикулярными свободному краю плиты. Такая замена производится тогда, когда полученный контур (без учёта свободного края) отвечает меньшей несущей способности на продавливание (рис.10б). При построении пирамиды продавливания не учитываются рекомендации [1], связанные со стеснённым продавливанием.

В результате расчёта на продавливание определяется требуемая поперечная арматура. Из расчетов на продавливание с основаниями, расположенными на расстояниях, больших h_0, определяется область, внутри которой требуется поперечная арматура.

а) варианты построения большего основания пирамиды продавливания

б) учёт близко расположенного свободного края плиты

Рис. 10. Параметры расчёта на продавливание

При расчете на продавливание по [7], (6.2.46-52) или [8], (7.4.3) для построения контуров продавливания используются аналогичные правила, изложенные в этих нормах.

8. Конструирование

Конструирование нижней и верхней арматуры осуществляется отдельно для каждой плиты.

При конструировании нижней арматуры определяется основная арматура (на всю плиту) и прямоугольные области с дополнительной арматурой. Области с дополнительной арматурой отыскиваются из условия минимума суммарной арматуры. Эти области, как правило, оказываются в местах, где требуемая арматура существенно больше её средних значений по плите. Чаще всего дополнительная арматура получается в областях, где приложены сосредоточенные силы или решение упругой задачи имеет особенности. Дополнительная арматура вычисляется с учётом ее фактического расположения.

При конструировании верхней арматуры определяется прямоугольная область максимальной площади, в которой верхняя арматура не требуется. Вне этого прямоугольника осуществляется подбор арматуры.

9. Расчёт по трещиностойкости

Расчёт по трещиностойкости проводится для подобранной арматуры. Расчёт проводится для 3-й категории требований к трещиностойкости. Ширина раскрытия трещин определяется для направлений *X* и *Y* по отдельности. Учет крутящего момента при расчете по трещиностойкости аналогичен учету при расчёте по прочности (рис.8). Если условия по ширине раскрытия трещин не удовлетворяются, то подбирается арматура, обеспечивающая трещиностойкость сечения.

10. Расчёт по деформациям

Расчёт по деформациям проводится для подобранной арматуры. Нормативные сочетания нагрузок, для которых определяются прогибы, выбираются из множества возможных сочетаний по результатам статического расчёта.

Расчёт по деформациям производится методом конечных элементов для системы ортотропных плит. Жёсткости конечных элементов (различные по разным направлениям и по КЭ) определяются в соответствии [1], (155), (170), или [7], (7.28), (7.29), либо [8], (8.19), (8.29).

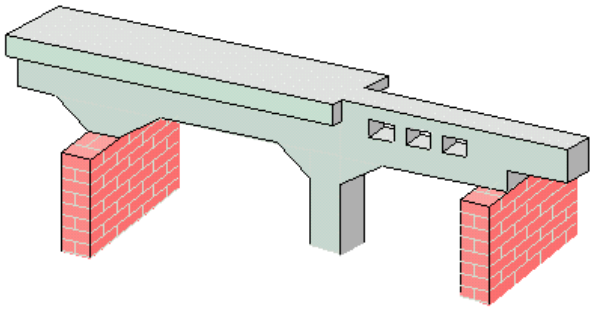
11. Вывод результатов

Вывод результатов расчёта осуществляется в текстовом (табличном) и в графическом виде. В выходном документе предусмотрено графическое изображение расчётной схемы, нагрузок, полей усилий, требуемой и подобранной арматуры. Возможно управление объемом выводимой информации, видом и форматом рисунков.

Литература

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
2. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
3. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84)/ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.
4. Проектирование железобетонных конструкций : Справочное пособие / А.Б.Голышев, В.Я.Бачинский, В.П.Полищук, А.В.Харченко, И.В.Руденко; Под ред. А.Б.Голышева. —К. Будивэльнык, 1985. — 496 с.
5. Eurocode No. 2 : Design of concrete structures, Part 1: General Rules and Rules for Buildings, 1989.
6. Руководство по расчёту статически неопределимых железобетонных конструкций/НИИЖБ Госстроя СССР. - М. : Стройиздат, 1975. – 192 с.
7. СП 52-101-03. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / Госстрой России. – М., 2003.
8. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.

300 - Железобетонная балка



Программа предназначена для проектирования и расчёта многопролетной балки согласно СНиП 2.03.01-84* “Бетонные и железобетонные конструкции” [1], либо по СП 52-101-03 “Железобетонные и бетонные и конструкции” [2], либо по СНБ 5.03.01-02 “Бетонные и железобетонные конструкции” [5]. Возможно задание шарниров, вутов, консолей. Предусмотрен расчёт балки как части ребристой плиты. 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 СНБ 5.03.01-02 “Бетонные и железобетонные конструкции” [5]. Возможен расчет с перераспределением усилий. Продольная и поперечная арматура определяются на основе расчетов по предельным состояниям первой и второй групп. При конструировании продольной арматуры подбираются диаметры продольных стержней и определяются места их обрыва с учётом длин анкеровки. При конструировании поперечной арматуры определяется расположение хомутов.

1. Расчётная схема

Расчётная схема представляет собой многопролетную неразрезную балку с консолями. Максимальное количество пролётов равно 10. Сечение балки может быть прямоугольным или тавровым. Возможно наличие вутов и/или скачков размеров сечения по ширине и по высоте. 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.

Если балка является частью ребристой плиты, то эквивалентная ширина полки рассчитывается согласно пункту 3.16 [1] или 3.2.2.2.2.4 [2] или 7.1.2.7 [5]. Модуль упругости принимается согласно таблице 18 [1] или рассчитывается по формуле (2.1-5) [2] в соответствии с заданным классом бетона по прочности.

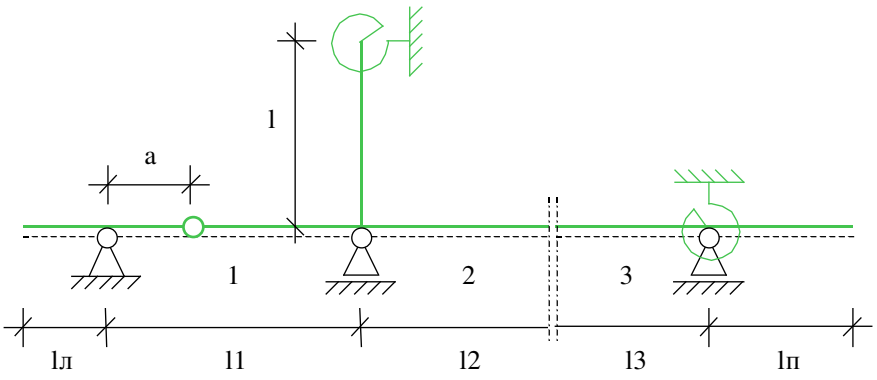


Рис. 1. Пример расчётной схемы

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.

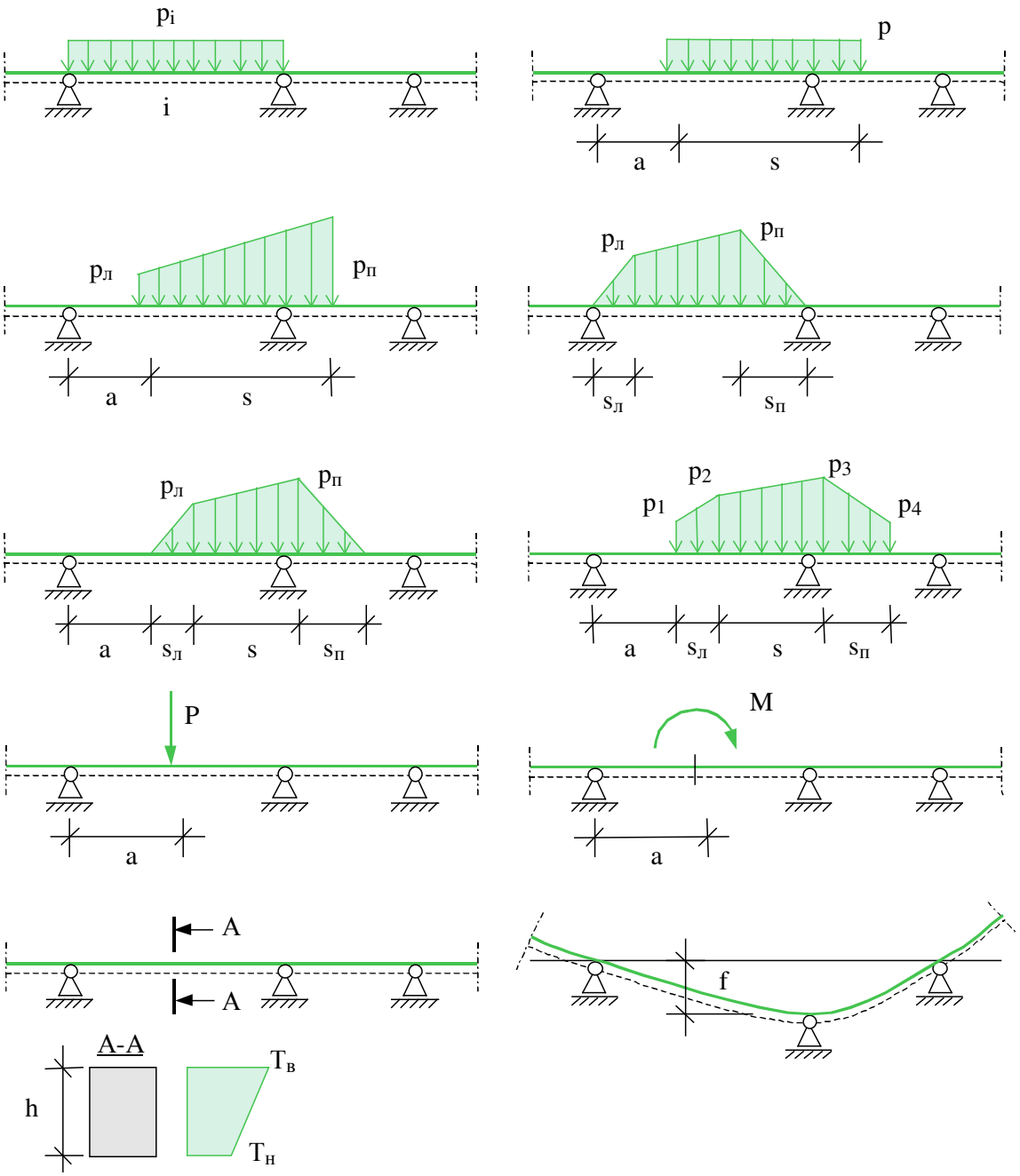


Рис. 2. Виды нагрузок

3. Определение внутренних силовых факторов

Усилия определяются методом начальных параметров отдельно для каждой нагрузки. Для временных нагрузок определяются максимальные и минимальные усилия в каждом сечении и

опорные реакции с учётом неблагоприятного распределения нагрузки по пролётам (если учет необходим).

При обычном линейном расчёте неразрезных балок не учитывается перераспределение усилий вследствие неупругих деформаций бетона и арматуры и образования трещин. Программа позволяет производить перераспределение усилий во внутренних опорах неразрезных балок согласно методу предельного равновесия. Перераспределение происходит путём добавления треугольных эпюр моментов с привлечением двух соседних с опорой пролётов. При перераспределении опорный момент может быть уменьшен не более чем на 30%.

4. Конструирование продольной арматуры

Программа поддерживает три различные формы конструирования арматуры:

- подбор арматуры без ступенчатой раскладки. В этом случае для каждого пролета и для каждой опоры проводится подбор арматуры в соответствии с максимально требуемой площадью арматуры;
- подбор арматуры с попролетной ступенчатой раскладкой. Длины арматурных стержней и их расположение в пролете и над опорой подбираются таким образом, чтобы площадь арматуры во всех сечениях была как можно ближе к требуемой по расчету. При определении длин продольных стержней учитывается длина анкеровки. Ступенчатая раскладка арматуры над опорами или в пролетах происходит независимо. Если в результате расчета на опорах требуется арматура сжатия, то вместо подбора арматуры с попролетной ступенчатой раскладкой следует использовать подбор арматуры со сквозной ступенчатой раскладкой, так как в этом случае нижняя арматура переходит границы пролетов;
- подбор арматуры со сквозной ступенчатой раскладкой. Аналогичен предыдущему с той лишь разницей, что границы пролетов не являются точками обрыва арматурных стержней.

В местах обрыва стержней и приопорных зонах длина арматурных стержней увеличивается на величину, обеспечивающую прочность на действие изгибающего момента по наклонной трещине.

При подборе продольных стержней учитываются все стандартные диаметры (6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32, 36, 40). Предусмотрена возможность задать собственный список диаметров. Для каждого пролета можно задать отдельно для верхней и нижней арматуры максимальное количество стержней, минимальный и максимальный диаметры. При подборе арматуры учитываются требования [1], [2] или [3] по минимальным расстояниям между стержнями.

5. Конструирование поперечной арматуры

Конструирование поперечной арматуры осуществляется на основе расчета наклонных сечений, по предельному состоянию первой группы на действие поперечной силы по наклонной трещине и по предельному состоянию второй группы по образованию и раскрытию трещин, наклонных к продольной оси балки. Определяется площадь поперечной арматуры, требуемая по условиям прочности и трещиностойкости. По заданным диаметрам хомутов, максимальным и минимальным расстояниям между ними подбирается расположение и шаг хомутов.

6. Расчеты по предельным состояниям второй группы

Программа выполняет расчеты по образованию и раскрытию нормальных и наклонных к оси балки трещин, а также расчет прогибов, обусловленных деформациями изгиба и сдвига.

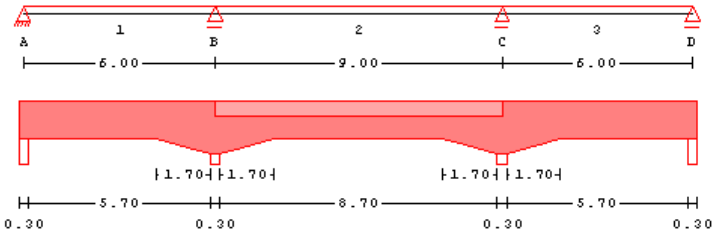
К трещиностойкости балки может быть предъявлено требование недопущения трещин (1-я категория по СНиП 2.03.01-84*), либо требования по ограничению ширины раскрытия трещин. В последнем случае допустимая ширина раскрытия трещин ограничивается либо требованием соответствующих СНиП (3-я категория по СНиП 2.03.01-84*, сохранность арматуры или проницаемость конструкции по СП 52-101-03), либо задается пользователем.

При конструировании продольной арматуры происходит наращивание количества и длин стержней, пока предъявленные требования не будут удовлетворены во всех сечениях балки, за исключением участков непосредственно над опорами, которые не принимаются в расчет. *Если задано перераспределение усилий, то над опорами устанавливается уменьшенное количество арматуры, поэтому в этом случае требования по ограничению ширины раскрытия трещин в приопорных зонах часто не могут быть выполнены.*

7. Вывод результатов

Вывод состоит из следующих частей: расчетная схема, нагрузки, результаты расчета внутренних силовых факторов, расчетные сочетания усилий, результаты расчета требуемой арматуры и конструирование арматуры. Вывод любой из этих шести частей можно разрешать или отменять флажками управления выводом. Помимо вывода числовых значений, предусмотрен вывод графики.

Расчетная схема:



Размеры

Пролёт	l [м]	x [м]	bf [см]	hf [см]	b [см]	h [см]	I [см4]
1	6.00	0.00			24.0	50.0	250000
		4.15			24.0	50.0	250000
		6.00			24.0	70.0	686000
2	9.00	0.00	224.0	20.0	24.0	70.0	1558770
		1.85	224.0	20.0	24.0	50.0	591026
		7.15	224.0	20.0	24.0	50.0	591026
		9.00	224.0	20.0	24.0	70.0	1558770
3	6.00	0.00			24.0	70.0	686000
		1.85			24.0	50.0	250000
		6.00			24.0	50.0	250000

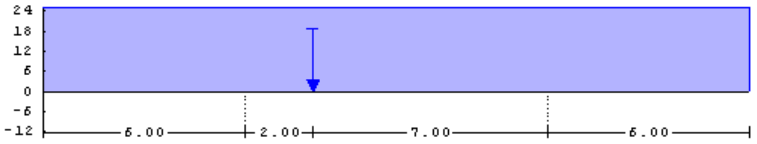
Опоры

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

Здесь выводятся основные геометрические параметры системы: размеры всех пролетов и стоек, характеристики сечений всех пролетов, т.е. ширина “b” и высота “h” сечения, ширина “bf” и толщина “hf” плиты, ширина опор “t”.

Нагрузки:

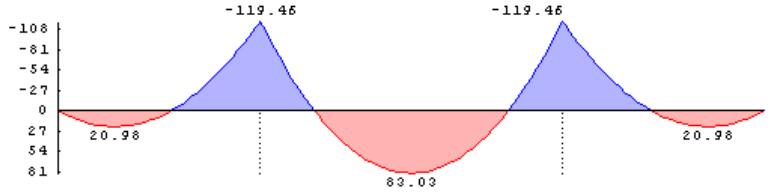
Нагружение 2 постоянные нагрузки



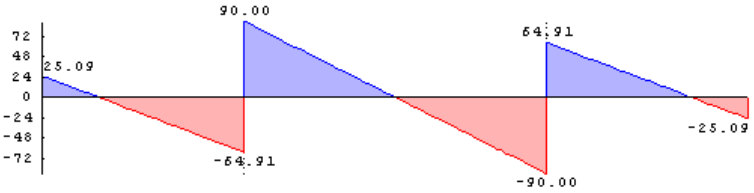
	N.	Пролёт	a [м]	s [м]	рл/Р [кН/м,кН,кНм]	рп/М
Равномерн.	1	1-3			25.00	
Сосредот.	1	2	2.00		125.00	

Внутренние силовые факторы:

Нагружение 1 моменты Mупр [кНм]



Нагружение 1 поперечные силы Qупр [кН]



Нагружение 1

Пролёт	x [м]		max Mупр [кНм]	min Mупр [кНм]	max Qупр [кН]	min Qупр [кН]
1	0.00		0.00	0.00	25.09	25.09
	0.15	o	3.59	3.59	22.84	22.84
	0.62	ho	12.59	12.59	15.80	15.80
	1.67	*	20.98	20.98	0.00	0.00
	5.18	ho	-71.35	-71.35	-52.63	-52.63
	5.85	o	-109.90	-109.90	-62.66	-62.66
	6.00		-119.47	-119.47	-64.91	-64.91
2	0.00		-119.47	-119.47	90.00	90.00
	0.15	o	-106.19	-106.19	87.00	87.00

Для каждого нагружения выводятся характеристические максимальные и минимальные усилия в сечении Mупр 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, на срезе опор (точки помечены “o”), на расстоянии рабочей высоты сечения от среза опор (точки помечены “ho”) и в точках с максимальными значениями внутренних силовых факторов (точки помечены “*”). Объем вывода может быть увеличен пользователем путем задания дополнительных точек.

Вывод расчетных сочетаний усилий аналогичен выводу результатов упругого расчета внутренних силовых факторов.

Результаты расчета требуемой арматуры.

Защитный слой

Пролёт	аз н [мм]	аз в [мм]	аз б [мм]	а н [см]	а в [см]
1	15	20	20	3.1	5.8
2	20	20	20	5.2	5.2
3	15	20	20	3.1	5.2

Пролёт 1

x [м]		max M [кНм]	min M [кНм]	треб.Asн [см2]	треб.Asв [см2]
0.00		0.00	0.00	0.56	0.00
0.15	o	9.45	9.45	0.57	0.00
1.51	*	49.99	49.99	3.11	0.00
4.13		-101.74	-101.74	0.00	7.06
4.17		-105.69	-105.69	0.00	7.31
5.85	o	-364.89	-364.89	0.00	18.82
6.00		-394.05	-394.05	0.00	20.68

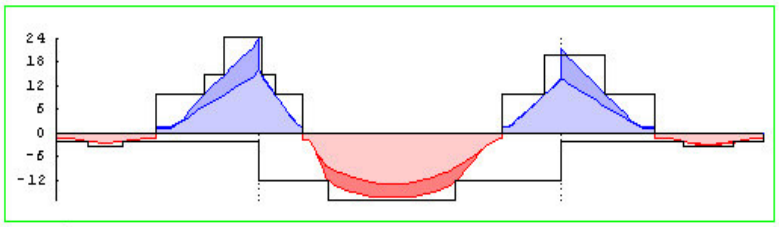
x [м]		c [см]	c0 [см]	Qсж [кН]	Qb [кН]	Q [кН]	Asw/s [см2/м]
0.00						66.3	
0.54	ho	39.3	39.3	410.7	195.6	42.5	
4.13		171.7	128.5	387.5	117.8	115.5	4.11
4.17		151.1	88.9	389.2	64.0	86.7	4.11
5.21	ho	192.8	113.4	496.4	81.6	103.3	4.11
6.00						197.7	

Выводятся толщины защитных слоев “аз” снизу, сверху и сбоку и расстояния до центров тяжести арматурных слоев. В таблице расчета продольной арматуры выводятся значения максимальных моментов и расчетные значения площади арматуры. В таблице расчета наклонных сечений выводятся длина проекции наклонного сечения ”c”, длина проекции опасной трещины ”c0”, предельное значение усилия сжатия по наклонной полосе между трещинами “Qсж”, поперечное усилие, воспринимаемое бетоном “Qb”, максимальное значение поперечной силы “Q” и расчетное значение требуемой арматуры.

Конструирование арматуры:

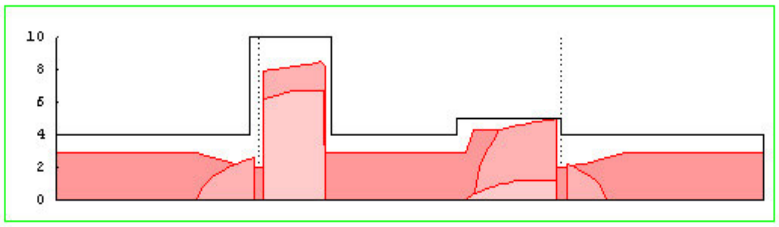
Констр. арматуры
As [см2]
M = 1 :170

Продольная арматура



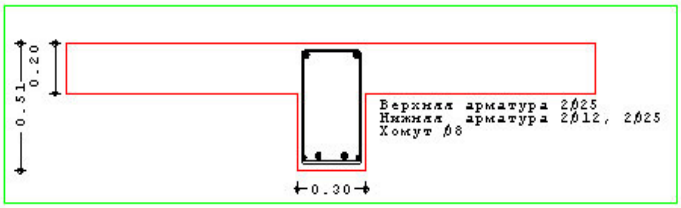
Asw/s [см2/м]
M = 1 :170

Поперечная арматура



Пролет 2
M = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 7.23



Монтажная арматура нижняя n = 2 ds = 12 мм

Продольн. арм.

пролёт опора	тип	кол.	ds [мм]	ряд	Asl [см2]	a [м]	l [м]
1	н	2	12	1	2.26	0.00	21.00
1	н	1	12	1	3.39	0.63	1.65
1	н	4	12	1	7.92	-0.33	6.53
2	н	2	25	1	12.08	-0.37	9.75
2	н	1	25	1	16.99	1.33	5.29
3	н	1	12	1	3.39	3.28	2.18
B	в	2	25	1	9.82	-3.40	5.10
B	в	1	25	1	14.73	-2.32	3.52
B	в	2	25	1	24.54	-1.65	2.70
C	в	2	25	1	9.82	-2.14	5.26
C	в	2	25	1	19.63	-1.17	3.01

Длины приведены с учетом анкеровки

Хомуты

Пролёт	кол. срез.	ds [мм]	s [см]	Asw/s [см2/м]	a [м]	l [м]
1	24 2	8	25	4.02	0.00	5.75
2	24 2	8	10	10.05	-0.25	2.40
2	15 2	8	25	4.02	2.15	3.75
2	15 2	8	20	5.03	5.90	3.00
3	25 2	8	25	4.02	-0.10	6.10

Тип арматуры	d [мм]	длина м	кол.	вес [кН]
стержневая арматура	25	60.45		2.29
стержневая арматура	12	29.93		0.26
хомуты	8		104	

На графиках показаны распределения расчетных значений требуемой арматуры и результаты конструирования. Основная (более светлая) часть эпюры требуемой арматуры соответствует расчету по предельным состояниям первой группы, а более темные добавки – результат расчета по образованию и раскрытию трещин. Схемы армирования сечений выводятся для наиболее нагруженных сечений в пролетах и над опорами, а также в точках, заданных пользователем. В

таблице продольной арматуры приведено количество, диаметры, длины и положение арматурных стержней. В таблице поперечной арматуры приведены диаметр и шаг хомутов, а также начальная координата и протяженность участков с постоянным шагом хомутов. Также приводится сводная таблица расхода арматуры.

Расчет по образованию и раскрытию трещин:

Трещиностойкость Категория требований - 3 acrc1=0.40мм acrc2=0.30мм

Нормальные трещины

Про-лет	x [м]		Образование M [кНм]	Mcrc [кНм]	Продолжительные M [кН*м]	acrc2 [мм]	Непрод. acrc1 [мм]
л.к	0.00		-0.0	0.0	0.0	0.00	0.00
	1.85	o	-100.5	16.8	-100.5	0.27	0.27
	2.00		-117.5	16.8	-117.5	**0.32**	0.32
1	0.00		-117.5	16.8	-117.5	**0.32**	0.32
	0.15	o	-100.7	16.8	-100.7	0.27	0.27
	2.31	*	150.1	16.7	150.1	0.16	0.16
	4.85	o	-194.5	18.3	-194.5	0.21	0.21
	5.00		-230.5	18.3	-230.5	0.25	0.25
2	0.00		-230.5	18.3	-230.5	0.25	0.25

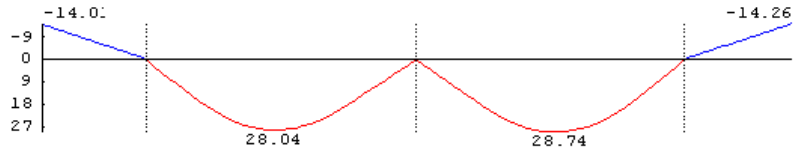
Наклонные трещины

Про-лет	x [м]	Образование Q [кН]	Qb [кН]	Продолжительные Q [кН]	acrc2 [мм]	Непрод. acrc1 [мм]
л.к	0.00	-0.0	106.3			
	1.48h0	-87.0	212.5			
	2.00--	-117.5				
1	0.00--	209.0				
	0.52h0	164.3	210.8			
	4.12ск	-170.1	105.4	-170.1	0.30	0.30
	4.48h0	-201.8	210.8			
	5.00--	-246.5				
2	0.00--	246.5				
	0.52h0	201.8	210.8			
	0.88ск	170.1	105.4	170.1	0.30	0.30
	4.48h0	-164.3	210.8			

В таблицах приведены значения внутренних силовых факторов, вычисленные для расчета продолжительного и непродолжительного раскрытия трещин, соответствующие усилия, необходимые для образования трещин и расчетная ширина их раскрытия в тех сечениях, где действующие усилия превосходят значения начала трещинообразования.

Расчет прогибов:

Прогибы [мм]
M = 1 :115



Пролет	x [м]		M [кНм]	Мдл. [кНм]	100/r [1/m]	w [мм]
л.к	0.00	*	-0.0	-0.0	-0.00	-14.01
	2.00		-80.0	-80.0	-0.82	-0.00
1	0.00		-80.0	-80.0	-0.82	0.00
	2.33	*	150.1	150.1	0.95	28.04
	5.00		-164.0	-164.0	-0.94	0.00
2	0.00		-164.0	-164.0	-0.94	0.00
	2.67	*	150.1	150.1	0.95	28.74
	5.00		-80.0	-80.0	-0.82	0.00
пр.к	0.00	*	-80.0	-80.0	-0.82	-0.00
	2.00		-0.0	-0.0	-0.00	-14.26

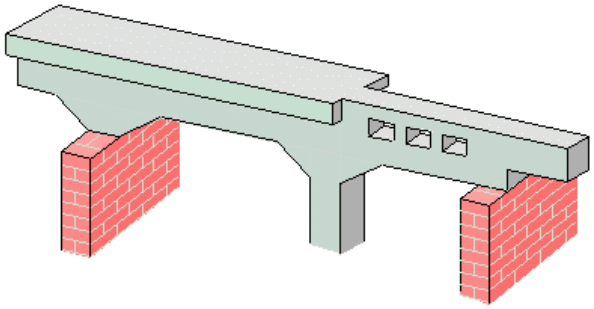
На графике и в таблице приведены расчетные значения прогибов, обусловленных деформациями изгиба и сдвига. Кроме того, в таблице приведены расчетные значения моментов и кривизн.

Литература

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
2. **СП 52-101-03. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / Госстрой России. – М., 2003.**
3. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84)/ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.
5. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
6. Изменение №1 СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск: 2004. – 22 с.

301 - Железобетонная балка

с учетом продольной силы и крутящего момента



Программа предназначена для проектирования и расчёта многопролетной балки согласно СНиП 2.03.01-84* “Бетонные и железобетонные конструкции” [1], либо по СП 52-101-03 “Железобетонные и бетонные и конструкции” [2], либо СНБ 5.03.01-02 “Бетонные и железобетонные конструкции” [5]. Возможно задание шарниров, вутов, консолей. Предусмотрен расчёт балки как части ребристой плиты. Могут задаваться распределённые и сосредоточенные нагрузки, а также температурные воздействия и осадки опор. Для ветровых нагрузок задаются статическая и пульсационные составляющие, а для сейсмических – нагрузки от различных форм колебаний. Учитываются продольные усилия и крутящие моменты, которые задаются в виде внутренних силовых факторов. Расчётные сочетания усилий определяются автоматически согласно СНиП 2.01.07-85 “Нагрузки и воздействия” [3], либо СНБ 5.03.01-02 “Бетонные и железобетонные конструкции” [5]. Продольная и поперечная арматура определяются на основе расчетов по предельным состояниям первой и второй групп. При конструировании продольной арматуры подбираются диаметры продольных стержней и определяются места их обрыва с учётом длин анкеровки. При конструировании поперечной арматуры определяется расположение хомутов.

1. Расчётная схема

Расчётная схема представляет собой многопролетную неразрезную балку с консолями. Максимальное количество пролётов равно 10. Сечение балки может быть прямоугольным или тавровым. Возможно наличие вутов и/или скачков размеров сечения по ширине и по высоте. 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.

Если балка является частью ребристой плиты, то эквивалентная ширина полки рассчитывается согласно пункту 3.16 [1] или 3.2.2.2.2.4 [2] или 7.1.2.7 [5]. Модуль упругости принимается согласно таблице 18 [1] или рассчитывается по формуле (2.1-5) [2] в соответствии с заданным классом бетона по прочности.

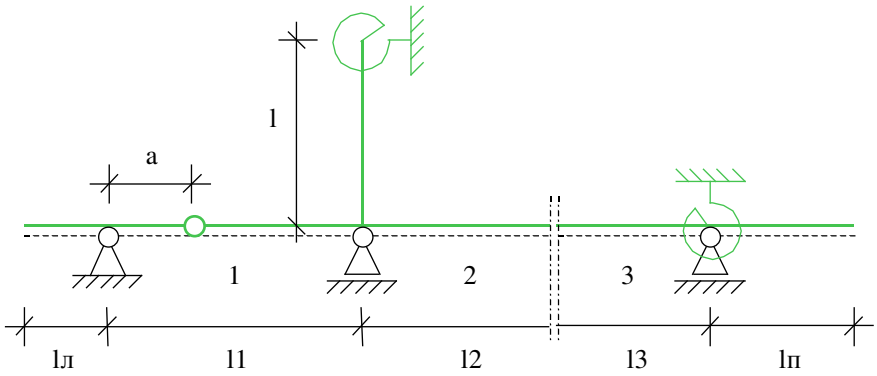


Рис. 1. Пример расчётной схемы

2. Нагружение

Различаются постоянные, длительные, кратковременные и особые нагрузки. Кратковременные нагрузки подразделяются на ветровые и прочие, при этом для ветровых нагрузок вводятся статическая и пульсационные составляющие. Особые нагрузки подразделяются на сейсмические и прочие, при этом для сейсмических нагрузок вводятся компоненты,

соответствующие различным формам колебаний. Возможен учет следующих нагрузок: равномерно распределенных, блочных, трапециевидных, нагрузок на перекрытие, сосредоточенных сил, сосредоточенных моментов, скачка температуры и смещения опор. Продольные силы (N) и крутящие моменты (Мк) вводятся как внутренние силовые факторы отрезками (до 40) трапеций. 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. Кроме того, возможно задание готовых комбинаций нагрузок.

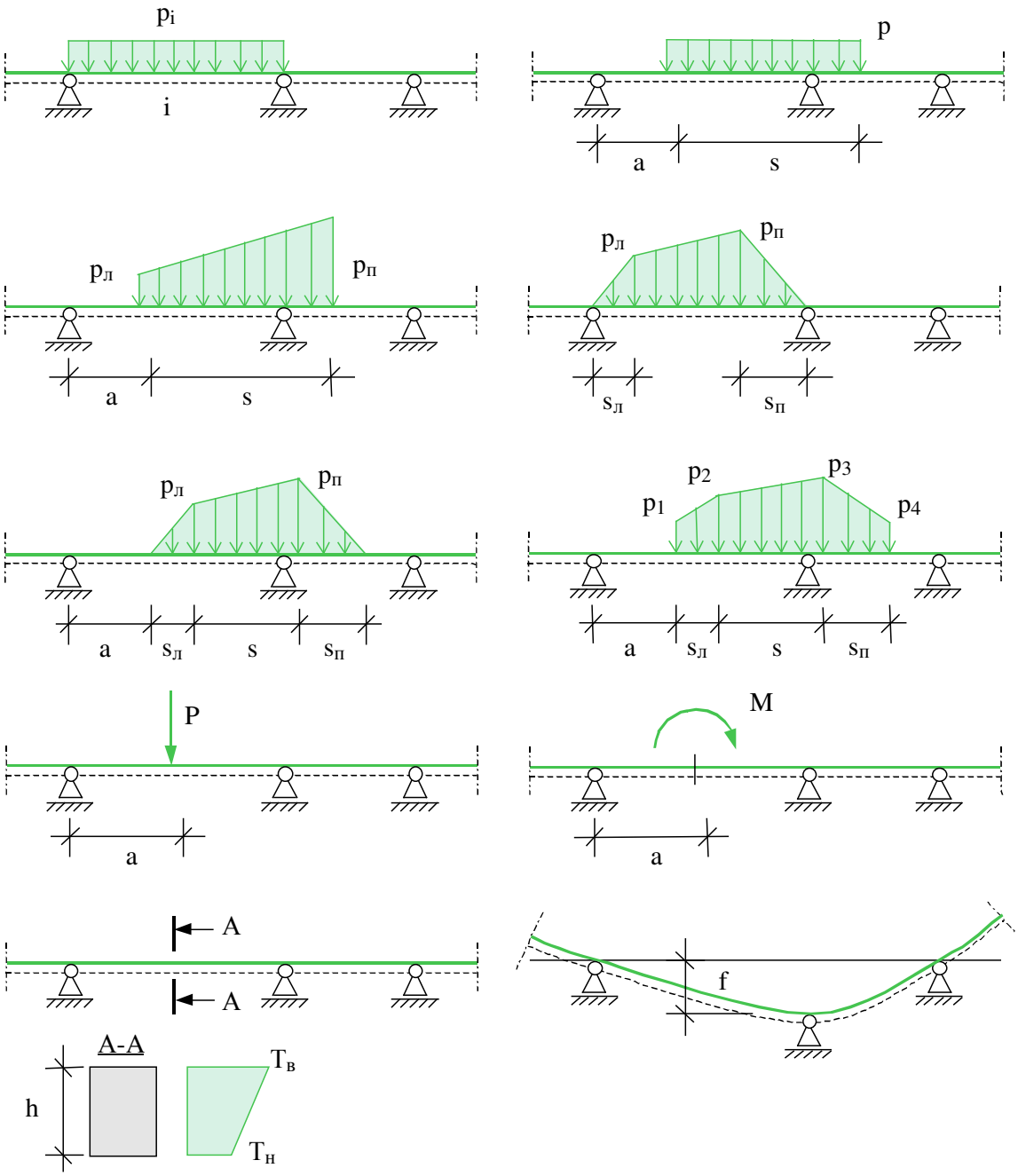


Рис. 2. Виды нагрузок

3. Определение внутренних силовых факторов

Усилия - изгибающий момент (M) и поперечная сила (Q) - определяются методом начальных параметров отдельно для каждой нагрузки. Для временных нагрузок определяются максимальные и минимальные усилия в каждом сечении и опорные реакции с учётом неблагоприятного распределения нагрузки по пролётам (если учет необходим). Для ветровой нагрузки в каждом сечении суммируются усилия от статической составляющей и векторной

суммы пульсационных. Для сейсмической нагрузки усилия в каждом сечении получаются как векторная сумма усилий от различных форм колебаний.

4. Расчет требуемой арматуры

При расчете требуемой продольной арматуры для каждого сечения в координатной плоскости M, N строится выпуклый многоугольник, охватывающий все возможные расчетные сочетания усилий (РСУ), и для вершин этого многоугольника проводятся расчеты требуемой арматуры по выбранным нормам. Затем аналогичный многоугольник строится в пространстве M, Мк, проводится проверка прочности пространственного сечения для схем с расположением сжатой зоны у сжатого и растянутого от изгиба краев сечения и площадь требуемой продольной арматуры увеличивается до необходимой величины.

При расчете требуемой поперечной арматуры для каждого сечения в координатной плоскости Q, N строится выпуклый многоугольник, охватывающий все возможные расчетные сочетания усилий (РСУ), и для вершин этого многоугольника проводятся расчеты требуемой арматуры по выбранным нормам. Затем аналогичный многоугольник строится в пространстве Q, Мк, проводится проверка прочности пространственного сечения для схемы с расположением сжатой зоны у боковой края сечения и площадь требуемой поперечной арматуры увеличивается до необходимой величины.

5. Конструирование продольной арматуры

Программа поддерживает три различные формы конструирования арматуры:

- подбор арматуры без ступенчатой раскладки. В этом случае для каждого пролета и для каждой опоры проводится подбор арматуры в соответствии с максимально требуемой площадью арматуры.
- подбор арматуры с попролетной ступенчатой раскладкой. Длины арматурных стержней и их расположение в пролете и над опорой подбираются таким образом, чтобы площадь арматуры во всех сечениях была как можно ближе к требуемой по расчету. При определении длин продольных стержней учитывается длина анкеровки. Ступенчатая раскладка арматуры над опорами или в пролетах происходит независимо. Если в результате расчета на опорах требуется арматура сжатия, то вместо подбора арматуры с попролетной ступенчатой раскладкой следует использовать подбор арматуры со сквозной ступенчатой раскладкой, так как в этом случае нижняя арматура переходит границы пролетов.
- подбор арматуры со сквозной ступенчатой раскладкой. Аналогичен предыдущему с той лишь разницей, что границы пролетов не являются точками обрыва арматурных стержней.

В местах обрыва стержней и приопорных зонах длина арматурных стержней увеличивается на величину, обеспечивающую прочность на действие изгибающего момента по наклонной трещине.

При подборе продольных стержней учитываются все стандартные диаметры (6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32, 36, 40). Предусмотрена возможность задать собственный список диаметров. Для каждого пролета можно задать отдельно для верхней и нижней арматуры максимальное количество стержней, минимальный и максимальный диаметры. При подборе арматуры учитываются требования [1], [2] или [3] по минимальным расстояниям между стержнями. После подбора арматуры, во всех сечениях проводится повторная проверка на действие крутящего момента по схеме с расположением сжатой зоны у боковой края сечения и,

при необходимости, выводится информация о дополнительной продольной арматуре, расположенной у боковых граней балки.

6. Конструирование поперечной арматуры

Конструирование поперечной арматуры осуществляется на основе расчета наклонных сечений по предельному состоянию первой группы на действие поперечной силы по наклонной трещине и по предельному состоянию второй группы по образованию и раскрытию трещин, наклонных к продольной оси балки. Определяется площадь поперечной арматуры, требуемая по условиям прочности и трещиностойкости. По заданным диаметрам хомутов, максимальным и минимальным расстояниям между ними подбирается расположение и шаг хомутов.

7. Расчеты по предельным состояниям второй группы

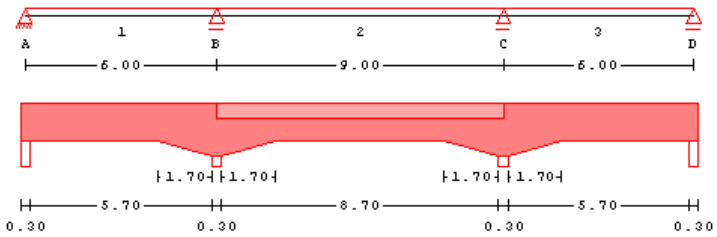
Программа выполняет расчеты по образованию и раскрытию нормальных и наклонных к оси балки трещин, а также расчет прогибов, обусловленных деформациями изгиба и сдвига. К трещиностойкости балки может быть предъявлено требование недопущения трещин (1-я категория по СНиП 2.03.01-84*), либо требования по ограничению ширины раскрытия трещин. В последнем случае допустимая ширина раскрытия трещин ограничивается либо требованием соответствующих СНиП (3-я категория по СНиП 2.03.01-84*, сохранность арматуры или проницаемость конструкции по СП 52-101-03), либо задается пользователем.

При конструировании продольной арматуры происходит наращивание количества и длин стержней, пока предъявленные требования не будут удовлетворены во всех сечениях балки, за исключением участков непосредственно над опорами, которые не принимаются в расчет.

8. Вывод результатов

Вывод состоит из следующих частей: расчетная схема, нагрузки, результаты расчета внутренних силовых факторов, расчетные сочетания усилий, результаты расчета требуемой арматуры и конструирование арматуры. Вывод любой из этих шести частей можно разрешать или отменять флажками управления выводом. Помимо вывода числовых значений предусмотрен и вывод графики.

Расчетная схема:



Размеры

Пролёт	l [м]	x [м]	bf [см]	hf [см]	b [см]	h [см]	I [см4]
1	6.00	0.00			24.0	50.0	250000
		4.15			24.0	50.0	250000
		6.00			24.0	70.0	686000
2	9.00	0.00	224.0	20.0	24.0	70.0	1558770
		1.85	224.0	20.0	24.0	50.0	591026
		7.15	224.0	20.0	24.0	50.0	591026
		9.00	224.0	20.0	24.0	70.0	1558770
3	6.00	0.00			24.0	70.0	686000
		1.85			24.0	50.0	250000
		6.00			24.0	50.0	250000

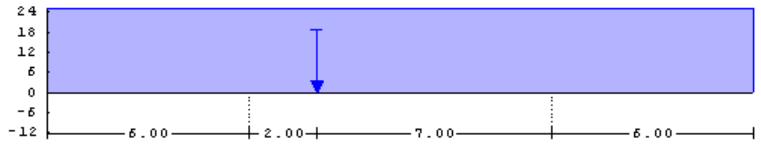
Опоры

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

Здесь выводятся основные геометрические параметры системы: размеры всех пролетов и стоек, характеристики сечений всех пролетов, т.е. ширина “b” и высота “h” сечения, ширина “bf” и толщина “hf” плиты, ширина опор “t”.

Нагрузки:

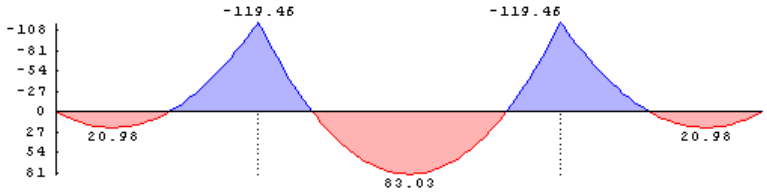
Нагружение 2 постоянные нагрузки



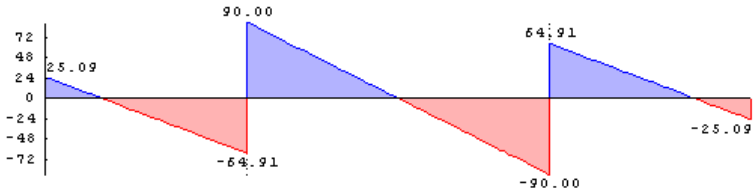
	N.	Пролёт	a [м]	s [м]	рл/P [кН/м,кН]	рп/M [кНм]
Равномерн.	1	1-3			25.00	
Сосредот.	1	2	2.00		125.00	

Внутренние силовые факторы:

Нагружение 1 моменты Mупр [кНм]



Нагружение 1 поперечные силы Qупр [кН]



Нагружение 1

Пролёт	x [м]		max Mупр [кНм]	min Mупр [кНм]	max Qупр [кН]	min Qупр [кН]
1	0.00		0.00	0.00	25.09	25.09
	0.15	o	3.59	3.59	22.84	22.84
	0.62	ho	12.59	12.59	15.80	15.80
	1.67	*	20.98	20.98	0.00	0.00
	5.18	ho	-71.35	-71.35	-52.63	-52.63
	5.85	o	-109.90	-109.90	-62.66	-62.66
	6.00		-119.47	-119.47	-64.91	-64.91
2	0.00		-119.47	-119.47	90.00	90.00
	0.15	o	-106.19	-106.19	87.00	87.00

Для каждого нагружения выводятся характеристические максимальные и минимальные усилия в сечении Mупр 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, на срезе опор (точки помечены “o”), на расстоянии рабочей высоты сечения от среза опор (точки помечены “ho”) и в точках с максимальными значениями внутренних силовых факторов (точки помечены “*”). Объем вывода может быть увеличен пользователем путем задания дополнительных точек.

Если заданы продольные силы и/или крутящие моменты, то они выводятся аналогично.

Вывод расчетных сочетаний усилий аналогичен выводу результатов упругого расчета внутренних силовых факторов.

Результаты расчета требуемой арматуры.

Защитный слой

Пролёт	аз н [мм]	аз в [мм]	аз б [мм]	а н [см]	а в [см]
1	15	20	20	3.1	5.8
2	20	20	20	5.2	5.2
3	15	20	20	3.1	5.2

Пролёт 1

x [м]		max M [кНм]	min M [кНм]	треб.Азн [см2]	треб.Азв [см2]
0.00		0.00	0.00	0.56	0.00
0.15	o	9.45	9.45	0.57	0.00
1.51	*	49.99	49.99	3.11	0.00
4.13		-101.74	-101.74	0.00	7.06
4.17		-105.69	-105.69	0.00	7.31
5.85	o	-364.89	-364.89	0.00	18.82
6.00		-394.05	-394.05	0.00	20.68

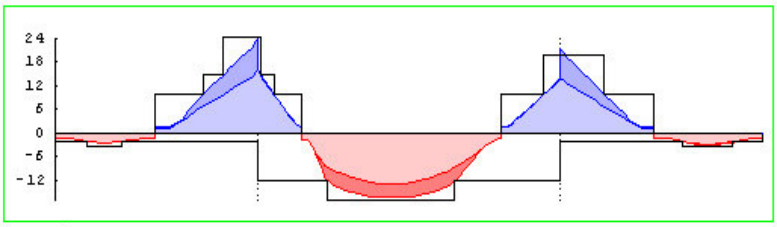
x [м]		c [см]	c0 [см]	Qсж [кН]	Qb [кН]	Q [кН]	Asw/s [см2/м]
0.00						66.3	
0.54	ho	39.3	39.3	410.7	195.6	42.5	
4.13		171.7	128.5	387.5	117.8	115.5	4.11
4.17		151.1	88.9	389.2	64.0	86.7	4.11
5.21	ho	192.8	113.4	496.4	81.6	103.3	4.11
6.00						197.7	

Выводятся толщины защитных слоев “аз” снизу, сверху и сбоку и расстояния до центров тяжести арматурных слоев. В таблице расчета продольной арматуры выводятся значения максимальных моментов и расчетные значения площади арматуры. В таблице расчета наклонных сечений выводятся длина проекции наклонного сечения ”c”, длина проекции опасной трещины ”c0”, предельное значение усилия сжатия по наклонной полосе между трещинами “Qсж”, поперечное усилие, воспринимаемое бетоном “Qb”, максимальное значение поперечной силы “Q” и расчетное значение требуемой арматуры.

Конструирование арматуры:

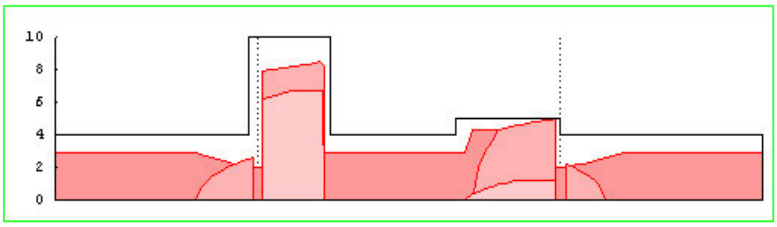
Констр. арматуры
As [см2]
M = 1 :170

Продольная арматура



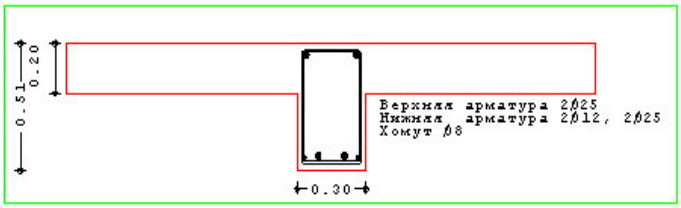
Asw/s [см2/м]
M = 1 :170

Поперечная арматура



Пролет 2
M = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 7.23



Монтажная арматура нижняя n = 2 ds = 12 мм

Продольн. арм.

пролёт тип опора		кол.	ds [мм]	ряд	Asl [см2]	a [м]	l [м]
1	н	2	12	1	2.26	0.00	21.00
1	н	1	12	1	3.39	0.63	1.65
1	н	4	12	1	7.92	-0.33	6.53
2	н	2	25	1	12.08	-0.37	9.75
2	н	1	25	1	16.99	1.33	5.29
3	н	1	12	1	3.39	3.28	2.18
B	в	2	25	1	9.82	-3.40	5.10
B	в	1	25	1	14.73	-2.32	3.52
B	в	2	25	1	24.54	-1.65	2.70
C	в	2	25	1	9.82	-2.14	5.26
C	в	2	25	1	19.63	-1.17	3.01

Длины приведены с учетом анкеровки

Хомуты

Пролёт	кол. срез.	ds [мм]	s [см]	Asw/s [см2/м]	a [м]	l [м]
1	24 2	8	25	4.02	0.00	5.75
2	24 2	8	10	10.05	-0.25	2.40
2	15 2	8	25	4.02	2.15	3.75
2	15 2	8	20	5.03	5.90	3.00
3	25 2	8	25	4.02	-0.10	6.10

Тип арматуры	d [мм]	длина м	кол.	вес [кН]
стержневая арматура	25	60.45		2.29
стержневая арматура	12	29.93		0.26
хомуты	8		104	

На графиках показаны распределения расчетных значений требуемой арматуры и результаты конструирования. Основная (более светлая) часть эпюры требуемой арматуры соответствует расчету по предельным состояниям первой группы, а более темные добавки – результат расчета по образованию и раскрытию трещин. Схемы армирования сечений выводятся для наиболее нагруженных сечений в пролетах и над опорами, а также в точках, заданных пользователем. В таблице продольной арматуры приведено количество, диаметры, длины и положение

арматурных стержней. В таблице поперечной арматуры приведены диаметр и шаг хомутов, а также начальная координата и протяженность участков с постоянным шагом хомутов. Также приводится сводная таблица расхода арматуры.

Расчет по образованию и раскрытию трещин:

Трещиностойкость Категория требований - 3 acrc1=0.40мм acrc2=0.30мм

Нормальные трещины

Про-лет	x [м]		Образование M [кНм]	Mcrc [кНм]	Продолжительные M [кН*м]	acrc2 [мм]	Непрод. acrc1 [мм]
л.к	0.00		-0.0	0.0	0.0	0.00	0.00
	1.85	o	-100.5	16.8	-100.5	0.27	0.27
	2.00		-117.5	16.8	-117.5	**0.32**	0.32
1	0.00		-117.5	16.8	-117.5	**0.32**	0.32
	0.15	o	-100.7	16.8	-100.7	0.27	0.27
	2.31	*	150.1	16.7	150.1	0.16	0.16
	4.85	o	-194.5	18.3	-194.5	0.21	0.21
	5.00		-230.5	18.3	-230.5	0.25	0.25
2	0.00		-230.5	18.3	-230.5	0.25	0.25

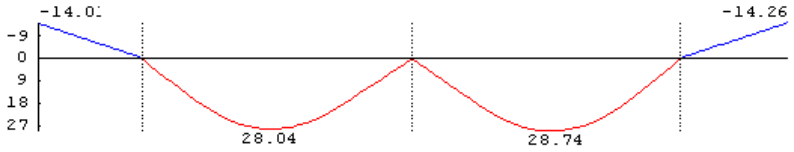
Наклонные трещины

Про-лет	x [м]	Образование Q [кН]	Qb [кН]	Продолжительные Q [кН]	acrc2 [мм]	Непрод. acrc1 [мм]
л.к	0.00	-0.0	106.3			
	1.48h0	-87.0	212.5			
	2.00--	-117.5				
1	0.00--	209.0				
	0.52h0	164.3	210.8			
	4.12ск	-170.1	105.4	-170.1	0.30	0.30
	4.48h0	-201.8	210.8			
	5.00--	-246.5				
2	0.00--	246.5				
	0.52h0	201.8	210.8			
	0.88ск	170.1	105.4	170.1	0.30	0.30
	4.48h0	-164.3	210.8			

В таблицах приведены значения внутренних силовых факторов, вычисленные для расчета продолжительного и непродолжительного раскрытия трещин, соответствующие усилия, необходимые для образования трещин и расчетная ширина их раскрытия в тех сечениях, где действующие усилия превосходят значения начала трещинообразования.

Расчет прогибов:

Прогибы [мм]
M = 1 :115



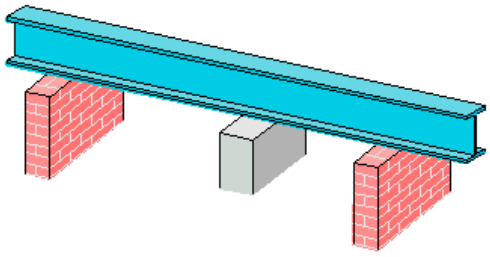
Пролет	x [м]		M [кНм]	Мдл. [кНм]	100/r [1/m]	w [мм]
л.к	0.00	*	-0.0	-0.0	-0.00	-14.01
	2.00		-80.0	-80.0	-0.82	-0.00
1	0.00		-80.0	-80.0	-0.82	0.00
	2.33	*	150.1	150.1	0.95	28.04
	5.00		-164.0	-164.0	-0.94	0.00
2	0.00		-164.0	-164.0	-0.94	0.00
	2.67	*	150.1	150.1	0.95	28.74
	5.00		-80.0	-80.0	-0.82	0.00
пр.к	0.00	*	-80.0	-80.0	-0.82	-0.00
	2.00		-0.0	-0.0	-0.00	-14.26

На графике и в таблице приведены расчетные значения прогибов, обусловленных деформациями изгиба и сдвига. Кроме того, в таблице приведены расчетные значения моментов и кривизн.

Литература

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
2. **СП 52-101-03. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / Госстрой России. – М., 2003.**
3. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84)/ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.
5. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
6. Изменение №1 СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск: 2004. – 22 с.

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]. 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]. 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.

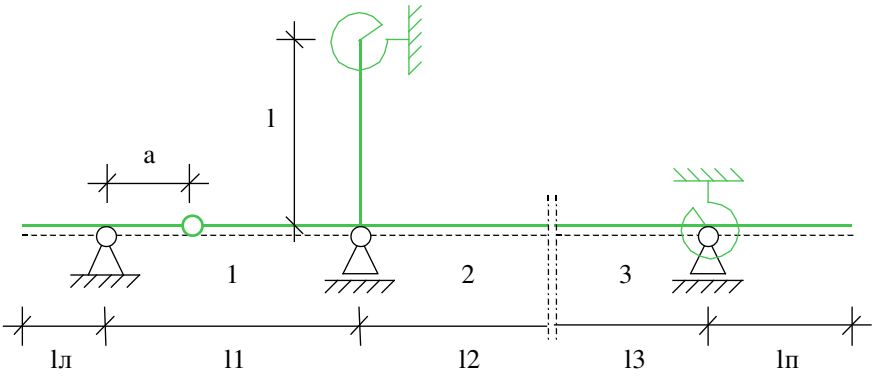


Рис. 1. Пример расчётной схемы

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.

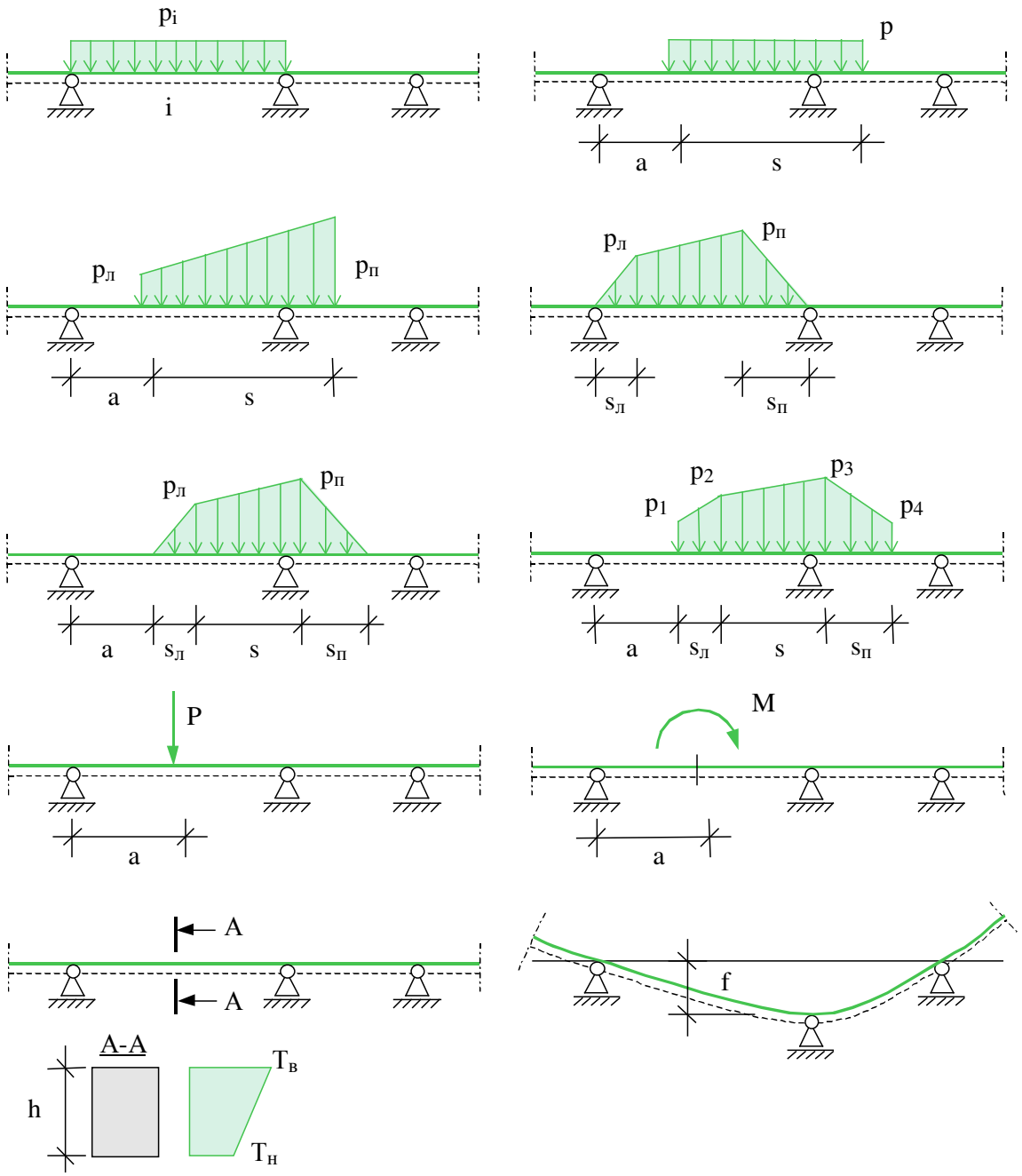


Рис. 2. Виды нагрузок

3. Определение внутренних силовых факторов

Усилия определяются методом начальных параметров отдельно для каждой нагрузки. 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. Далее, в соответствии с правилами СНиП 2.01.07-85 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. 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.

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. 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 двутаврого 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.

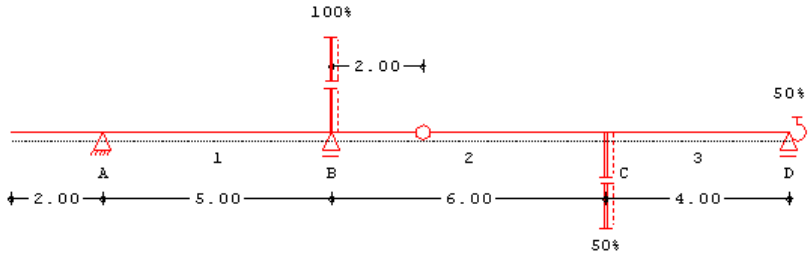
6. Расчет устойчивости стенки балки

Для балки из сварного профиля при условной гибкости стенки $\overline{\lambda}_w >$ 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. 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, 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

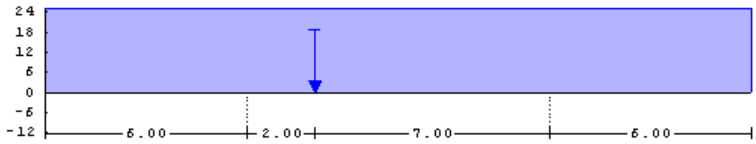
Стойки

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:

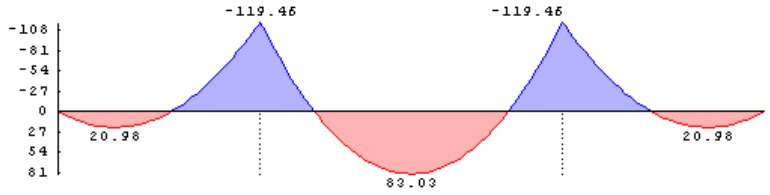
Нагружение 2 постоянные нагрузки



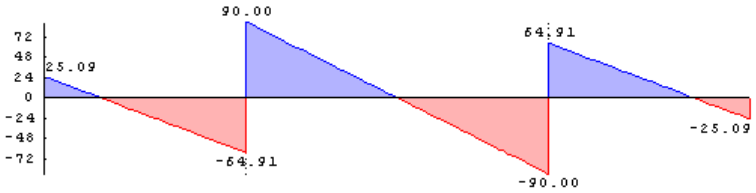
	N.	Пролёт	a [м]	s [м]	рл/P [кН/м,кН,кНм]	рп/M
Равномерн.	1	1-3			25.00	
Сосредот.	1	2	2.00		125.00	

Внутренние силовые факторы:

Нагружение 1 моменты Mупр [кНм]



Нагружение 1 поперечные силы Qупр [кН]



Нагружение 1

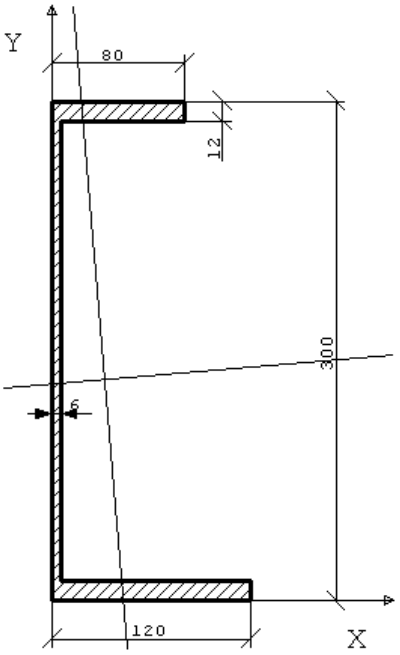
Пролёт	x [м]		max Mупр [кНм]	min Mупр [кНм]	max Qупр [кН]	min Qупр [кН]
1	0.00		0.00	0.00	25.09	25.09
	0.15	o	3.59	3.59	22.84	22.84
	0.62	ho	12.59	12.59	15.80	15.80
	1.67	*	20.98	20.98	0.00	0.00
	5.18	ho	-71.35	-71.35	-52.63	-52.63
	5.85	o	-109.90	-109.90	-62.66	-62.66
	6.00		-119.47	-119.47	-64.91	-64.91
2	0.00		-119.47	-119.47	90.00	90.00
	0.15	o	-106.19	-106.19	87.00	87.00

Для каждого нагружения выводятся характеристические максимальные и минимальные усилия в сечении Mупр 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, на срезе опор (точки помечены “o”), на расстоянии рабочей высоты сечения от среза опор (точки помечены “ho”) и в точках с максимальными значениями внутренних силовых факторов (точки помечены “*”). Объем вывода может быть увеличен пользователем путем задания дополнительных точек.

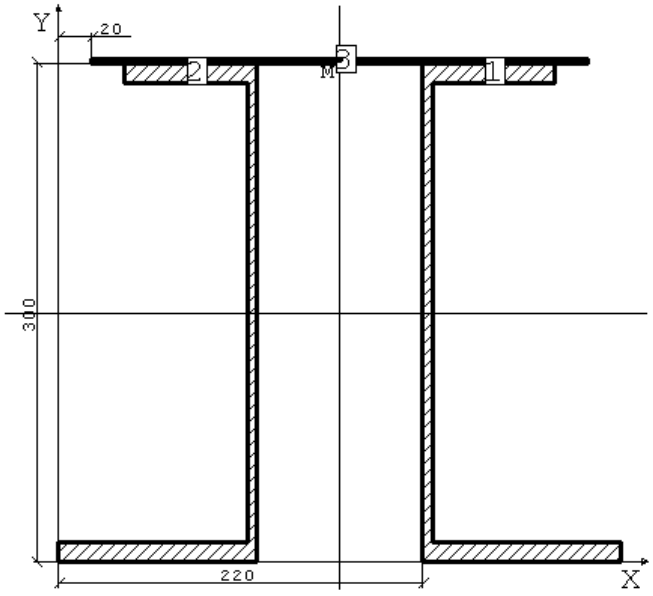
Вывод расчетных сочетаний усилий аналогичен выводу результатов упругого расчета внутренних силовых факторов. Для балок 2-го класса (допускаются ограниченные пластические деформации) выводятся РСУ до и после перераспределения пролетных и опорных моментов.

Сечение балки и его характеристики:

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



Сечение балки
М = 1 : 4

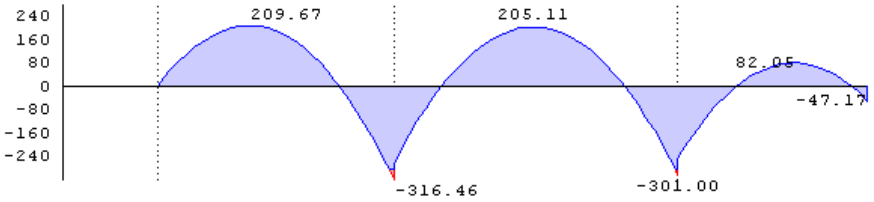


	высота h =	300мм	толщ.стенки tw =	6.0мм	
Верхний пояс	шир.полки b1 =	80мм	толщ.полки t1 =	12.0мм	
	шир.плиты b1p=	300мм	толщ.плиты t1p=	3.0мм	
Нижний пояс	шир.полки b2 =	120мм	толщ.полки t2 =	12.0мм	
	расстояние между швеллерами		d =	100.0мм	
Параметры сечения	площадь A =	90.1см2	мом.инерции Ix =	1.413e4см4	
	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	

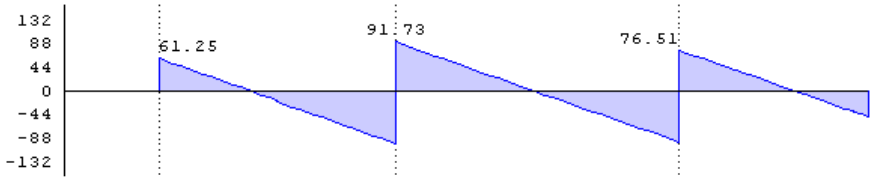
Выводится изображение основного профиля и, если сечение балки состоит из нескольких элементов, то изображение составного сечения. Для расчетного сечения выводятся все геометрические характеристики, необходимые для расчета прочности и устойчивости, а также характеристики материала балки.

Результаты расчета прочности балки:

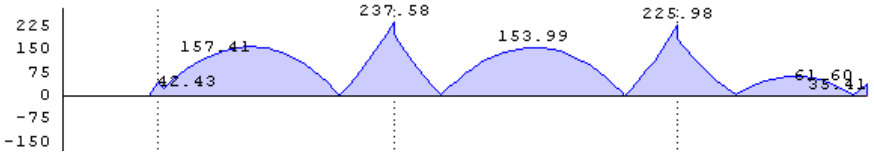
```
Результаты расчета   балки 1-го класса по СП 53-102-2004,  gamma c=0.90
Критическое РСУ       N нагр коэф.     пролеты
                      1    1  1.00        л123

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
```



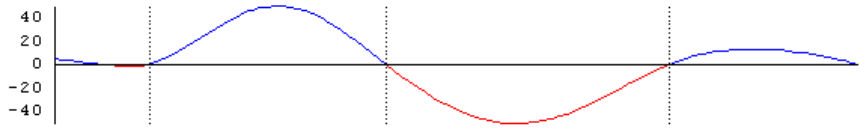

```
                     макс.эквивалентн. напряжения в опоре B при РСУ N 1
                     sigma_x=  273МПа sigma_y=    0МПа  tau_xy=  -78МПа
условие (38)         sigma_экв/(Ry*gamma_c)= 0.84     условие выполнено

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. 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. 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. 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

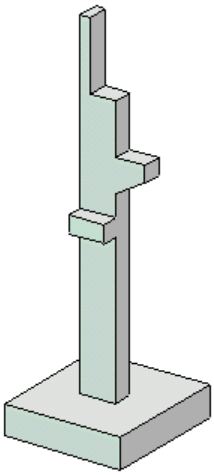
Прол	коор.[м]	кол.	шаг [см]	РСУ	M [кНм]	Q [кН]	F [кН/м]	gamma
1	0.00	9	50	2	75.6	35.8	474.5	0.31
2	2.50	3	56	1	-16.5	-88.3	0.0	0.33
2	4.18	2	41	1	-110.6	-119.2	0.0	0.63
3	0.00	10	56	1	-102.6	112.9	-821.4	0.63
3	5.60	1	40	3	-84.4	-113.4	0.0	0.53
4	0.00	6	56	3	-80.7	88.4	-707.6	0.49
4	3.36	2	32	2	-15.9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

406 – Многоярусная колонна общего вида



Программа предназначена для проектирования статически неопределимой железобетонной колонны общего вида согласно СП 52-101-2003 [1] и СНБ 5.03.01-02 [2], [3]. Усилия в колонне рассчитываются по деформированной схеме с учетом неупругих свойств бетона и арматурной стали. Возможен учет несовершенств колонны, а также учет деформаций ползучести бетона. По найденным усилиям рассчитывается требуемая площадь продольной арматуры и производится конструирование арматуры с учетом требований по толщине защитного слоя бетона. Осуществляется графический вывод сечений с подобранными арматурными стержнями. Предусмотрен расчет прогибов колонны с подобранной арматурой для нормативных нагрузок.

1. Расчетная схема

Расчетная схема колонны представляет собой последовательность стержневых элементов (частей) произвольного сечения (рис.1). Разбиение колонны на части необходимо при наличии различных сечений, а также для подбора арматуры различной площади или различных диаметров на различных частях колонны. Части нумеруются в направлении снизу вверх. Возможно задание до 50 частей. При расчете колонны применяется глобальная система координат xyz, начало которой совпадает с центром тяжести нижнего сечения колонны. Ось x направлена снизу вверх. На каждой части колонны вводится локальная система координат, вертикальная ось которой совпадает с линией центров тяжести сечений данной части, а горизонтальные оси параллельны осям y, z. Учитывается смещение вертикальной оси части колонны по отношению к оси нижерасположенной части. Главные центральные оси сечений могут быть не параллельны осям y, z (например, при несимметричных сечениях).

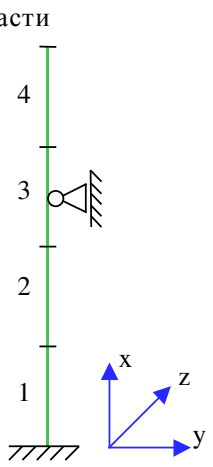


Рис. 1. Расчетная схема

Предполагается, что результирующая вертикальная сила воспринимается в нижней опоре. Условия упругого или абсолютно жесткого закрепления могут задаваться в произвольных точках. Они формулируются для горизонтального перемещения и поворота сечения вокруг горизонтальной оси. Возможен выбор частных расчетных схем, для которых не требуется явно задавать условия закрепления. На рис.6 даны формулы для определения коэффициентов жесткости упругих связей колонны с присоединенными к ней элементами конструкции. Возможен учет податливости основания при помощи коэффициентов жесткости закрепления нижнего края колонны относительно поворотов. Коэффициенты жесткости приближенно определяется по размерам фундаментной плиты и модулю деформации основания.

2. Сечения

На различных частях колонны могут задаваться различные сечения, отличающиеся по форме или по арматуре. Сечение может задаваться как стандартное сечение (прямоугольное, круговое или кольцевое сечение) или как произвольное полигональное сечение (рис.2).

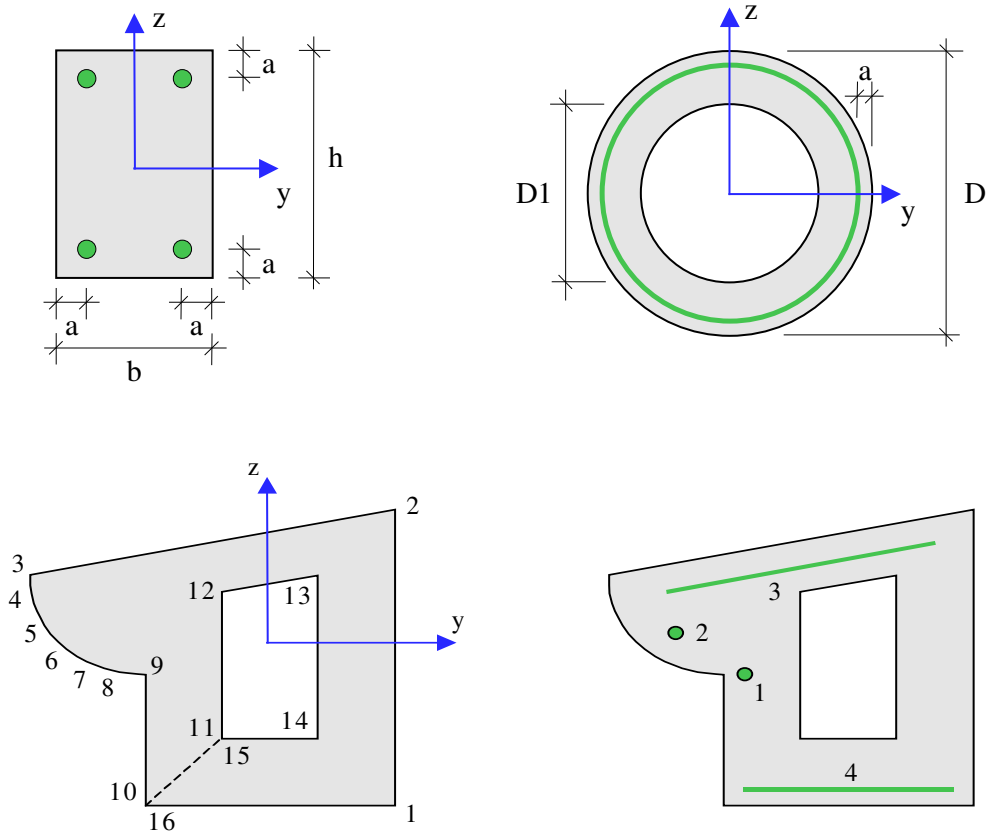


Рис. 2. Сечения

Для прямоугольного сечения возможны следующие схемы армирования A (рис.3): схема с равными площадями арматуры вблизи вершин сечения (A = 0), схема с равномерным распределением площади арматуры вдоль контура сечения (A = 1), схема с равными площадями арматуры вблизи верхней и нижней сторон сечения (A = 2), схема с равными площадями арматуры вблизи левой и правой сторон сечения (A = 3). Для кругового и кольцевого сечений рассматривается схема армирования с равномерным распределением площади арматуры вдоль контура сечения.

Задание произвольного полигонального сечения осуществляется путем ввода координат его вершин. Возможен ввод до 50 вершин. Выбор координатных осей декартовой системы может быть произвольным. Вершины задаются в последовательности, которая соответствует обходу полигона по контуру в определенном направлении. При этом полигональная область должна оставаться по одну сторону (например, слева) от направления обхода. При наличии внутренних полостей в сечении требуется произвести разрезы, позволяющие обойти граничные контуры (внешний и внутренние) так, чтобы область оставалась по одну сторону от направления обхода.

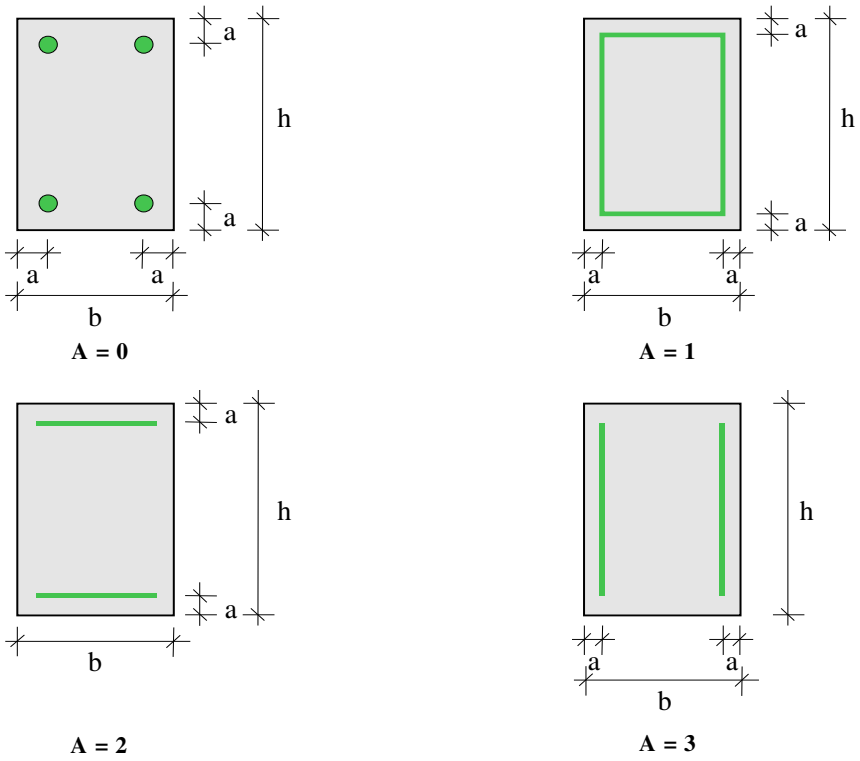


Рис. 3. Схемы армирования прямоугольного сечения

Для полигонального сечения возможны следующие схемы армирования: схема с равными площадями арматуры вблизи вершин внешнего контура сечения (A = 0), схема с равномерным распределением площади арматуры вдоль внешнего контура сечения (A = 1), произвольная схема армирования. Для схем A = 0 и A = 1 необходимые для расчета координаты арматуры определяются автоматически. При A = 0 исключаются из рассмотрения входящие углы (т.е. углы, большие 180 град). Кроме того, проверяется возможность корректного размещения арматурных стержней при наличии близких вершин.

При выборе произвольной схемы армирования требуется задать отрезки (арматурные слои), на которых размещается арматура. Возможен ввод до 50 арматурных слоев. Слои могут иметь произвольную длину и ориентацию. Предполагается, что площадь арматуры равномерно распределена по слою. Если длина слоя равна нулю, то такой слой соответствует «сосредоточенной» площади арматуры. Арматурные слои подразделяются на слои с варьируемой площадью и слои с постоянной площадью (не изменяемой при расчете требуемой арматуры). Для каждого арматурного слоя с варьируемой площадью определяется его доля от общей площади арматуры (при этом слои с постоянной площадью не учитываются). Доля слоя рассчитывается по заданным относительным площадям как $k_i = A_i /(A_1 + A_2 + \mathrm{K})$, где $i = 1,2,\mathrm{K}$; A_1, A_2, K – относительные площади арматурных слоев с варьируемой площадью. Площадь i-го слоя определяется по формуле $A_{si} = k_i \cdot A_{s,tot}$, где $A_{s,tot}$ – общая площадь арматуры (без учета постоянной площади). При помощи расчета отыскивается общая площадь арматуры $A_{s,tot}$, а затем по коэффициентам k_i вычисляются площади арматурных слоев A_{si}.

3. Нагрузки

Возможны следующие нагрузки: сосредоточенные вертикальные и горизонтальные силы, сосредоточенные моменты, распределенные горизонтальные и вертикальные нагрузки, смещения и повороты жестких опор. Возможен автоматический учет собственного веса колонны. 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.

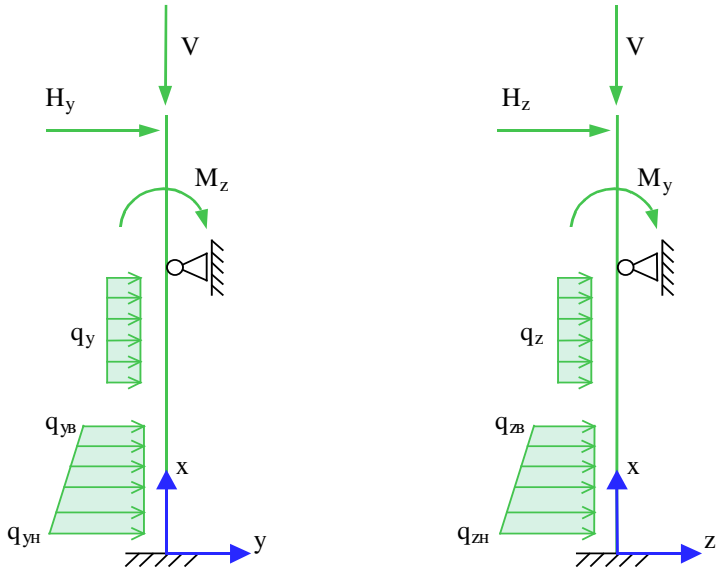


Рис. 4. Положительные направления нагрузок

При расчете по [1] классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» [4]. 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. При учете деформаций ползучести бетона для каждой расчетной комбинации определяется соответствующая комбинация длительно действующих нормативных нагрузок. При этом постоянные и длительные нагрузки входят с полным значением, а кратковременные нагрузки учитываются с коэффициентом длительной части K_l.

При расчете по [2] классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно Приложению А. Нагрузки подразделяются на постоянные, переменные и особые, а комбинации нагрузок - на основные (А.4) и особые (А.5). Частные коэффициенты безопасности γ_F для нагрузок принимаются по таблице А.2. Комбинационные коэффициенты ψ_0, ψ_1, ψ_2 для переменных нагрузок принимаются по таблице А.1. Предусмотрен ввод нестандартных значений $\gamma_F, \psi_0, \psi_1, \psi_2$ для отдельных нагрузок. Комбинирование нагрузок представляет собой генерацию множества основных и особых комбинаций нагрузок с учетом благоприятного и неблагоприятного эффекта от нагрузок, а также возможности доминирования каждой из переменных нагрузок. При учете деформаций ползучести бетона для каждой расчетной комбинации определяется по (А.8) соответствующая практически постоянная комбинация 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.

Для сокращения вычислений и объема выходного документа предусмотрены два метода выбора комбинаций нагрузок, для которых проводится расчет. По первому методу выбираются такие комбинации нагрузок, для которых требуемая площадь арматуры принимает наибольшее значение в одном из сечений колонны. При этом требуемая площадь арматуры определяется без учета нижней границы коэффициента армирования по усилиям, найденным при помощи линейного расчета по деформированной схеме с учетом несовершенств колонны, но без учета ползучести бетона. Необходимые для расчета арматуры расстояния от граней сечения до центров тяжести площадей арматуры определяются по заданным наибольшим диаметрам стержней. По второму методу выбираются такие комбинации нагрузок, для которых усилия или прогибы принимают наибольшие положительные значения (*max*-значения) или наибольшие по модулю отрицательные значения (*min*-значения). Если при выборе комбинаций нагрузок по первому методу требуемая площадь арматуры оказывается равной нулю для всех комбинаций нагрузок, то автоматически осуществляется выбор комбинаций по второму методу.

Возможен ввод готовых расчетных комбинаций нагрузок. Задаваемая как вид нагрузки расчетная комбинация добавляется к множеству сгенерированных основных комбинаций нагрузок. В частности, возможен ввод лишь готовых комбинаций нагрузок. При расчете для готовых комбинаций не производится учет деформаций ползучести. Готовые комбинации не ставятся в расчет прогибов колонны с подобранной арматурой.

4. Расчет

При расчете колонны определяется напряженно-деформированное состояние колонны (расчет усилий) и продольная арматура, требуемая для обеспечения несущей способности нормальных сечений (расчет требуемой арматуры).

Расчет усилий проводится по деформированной схеме. Приращения изгибающих моментов, обусловленные действием вертикальных нагрузок, зависят от прогибов. Если в одной из координатных плоскостей прогиб колонны стеснен или невозможен (например, из-за примыкания стены), то расчет по деформированной схеме в этой плоскости не проводится. Предусмотрены два вида расчета усилий: линейный расчет и нелинейный расчет. Линейный расчет основан на модели линейного деформирования бетона и проводится без учета арматуры. В этом случае кривизна (угловой коэффициент эпюры деформаций) в каждой плоскости изгиба выражается по формуле $\kappa = M/(EI)_b$. Система уравнений продольно-поперечного изгиба является линейной.

В нелинейном расчете кривизны κ_y и κ_z определяются через усилия на основе диаграмм состояния (деформирования) сжатого бетона и арматурной стали. При расчете согласно [1] применяется диаграмма состояния бетона, выбранная при вводе, а при расчете согласно [2] - криволинейная диаграмма. Из-за нелинейного характера зависимости кривизн от усилий система уравнений продольно-поперечного изгиба является нелинейной. Производная кривизны по изгибающему моменту может рассматриваться как величина, обратная к локальной изгибной жесткости колонны. При наличии трещин жесткость колонны в несколько раз меньше жесткости, вычисленной в предположении упругой работы бетона и арматурной стали. Нелинейный расчет проводится при помощи метода итераций. Итерационный процесс

оканчивается тогда, когда относительные приращения моментов, прогибов и площади арматуры становятся менее 1%. Для контроля точности результатов нелинейного расчета усилий выводится итерационная ошибка. В нелинейном расчете кривизны определяются в предположении непродолжительного действия нагрузок. При продолжительном действии нагрузок возникают деформации ползучести бетона. Их влияние учитывается путем введения соответствующих начальных прогибов.

Предусмотрен вывод нагрузок на опоры (они противоположны по знаку реакциям опор). Эти данные могут использоваться при расчете присоединенных к колонне элементов конструкции (в частности, при расчете фундамента). Для контроля результатов предусмотрена проверка равновесия колонны в деформированном состоянии (т.е. с учетом рассчитанных прогибов), находящейся под действием комбинации нагрузок и реакций связей.

Расчет требуемой арматуры проводится на основе нелинейной деформационной модели ([1],п.6.2.21, [2],п.7.1.1.2). При расчете по [1] предусмотрен выбор расчетной диаграммы состояния сжатого бетона. При расчете арматуры согласно [2] по усилиям, полученным в линейной задаче, для сжатого бетона применяется параболически-линейная диаграмма. Предельные усилия определяются как $R(\alpha\lambda f_{ck}/\gamma_c, f_{yk}/\gamma_s)$. При расчете арматуры по усилиям, полученным в нелинейной задаче, применяется криволинейная диаграмма. Предельные усилия определяются как $R(f_{cR}, f_{yR})/\gamma_R$, где $f_{cR}=\alpha\lambda f_{ck}$, $f_{yR}=1.1f_{yk}$, $\gamma_R=1.35$.

Предельные усилия выражаются через действующие усилия по формулам

$$N_u=\gamma_u\cdot N, M_{yu}=\gamma_u\cdot M_y, M_{zu}=\gamma_u\cdot M_z$$

Прочность сечения обеспечена при $\gamma_u\ge 1$. Ошибки при расчете требуемой арматуры выводятся тогда, когда они превышают 1%. Появление информации об ошибках возможно, в частности, при расчете требуемой арматуры в произвольном полигональном сечении, если схема армирования задана некорректно.

Предусмотрен автоматический учет нижней границы коэффициента армирования. Если требуемая площадь арматуры в некотором сечении колонны оказывается меньше площади минимального армирования, то площадь арматуры в этом сечении увеличивается до площади минимального армирования. Нижняя граница коэффициента армирования принимается в зависимости от наибольшего значения гибкости колонны $\lambda_{\max}=\max(\lambda_y,\lambda_z)$ согласно [1],п.8.3.4, [2],п.11.2.2. Гибкость колонны в каждой координатной плоскости вычисляется по формуле $\lambda=l_0\sqrt{A_b/I_b}$, в которой расчетная длина l_0 определяется для случая приложения вертикальной силы на верхнем краю колонны. Расчетная длина l_0 представляется как $l_0=\pi[E_bI_b/(\eta_*N)]^{1/2}$, где η_* – коэффициент критической нагрузки, равный отношению продольной силы при достижении критического состояния к действующей продольной силе *N*. Коэффициент η_* отыскивается путем решения задачи об упругой устойчивости колонны при заданных условиях закрепления. Коэффициент η_* является системной характеристикой колонны.

Возможен расчет требуемой арматуры со ступенчатым распределением. При этом требуемая арматура определяется для каждой части колонны независимо от номера сечения. Требуемая площадь арматуры в общем случае оказывается различной на участках колонны с одинаковым номером сечения. Возможно указать части колонны с одинаковой площадью арматуры. При ступенчатом распределении арматуры, как правило, уменьшается общий объем арматуры в колонне.

Возможна проверка несущей способности колонны при заданной арматуре. Для проведения проверки надо ввести сечения колонны как произвольные полигональные с произвольной схемой армирования. Затем ввести арматурные слои и их площади, указав, что они являются

постоянными. В этом случае производится нелинейный расчет усилий по деформированной схеме и для найденных усилий проверяется несущая способность сечений. Если заданные площади арматуры меньше требуемых, то выводится сообщение «Расчет требуемой арматуры невозможен!».

Для колонны прямоугольного сечения предусмотрен расчет по прочности наклонных сечений с учетом действия продольной силы. Погонная площадь поперечной арматуры A_{sw}/s_w рассчитывается согласно [1],п.6.2.34, [2],пп.7.2.1.1, 7.2.1.2, 7.2.1.5, 7.2.2.7 - 7.2.2.10. Кроме того, проводится проверка прочности на действие поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами. Если условие прочности по наклонной полосе не удовлетворяется, то выводится соответствующее сообщение. При расчете по [2] площадь арматуры, найденная из условия прочности по наклонной трещине, может быть увеличена для того, чтобы выполнялось условие прочности по наклонной полосе. Условие прочности при косом изгибе принимается согласно [6], п.3.39 в виде

$$\left(\frac{Q_y}{Q_{b,y}+Q_{sw,y}}\right)^2+\left(\frac{Q_z}{Q_{b,z}+Q_{sw,z}}\right)^2\le 1$$

5. Конструирование

Конструирование продольной арматуры в сечениях колонны производится с учетом нормативных требований по защитному слою бетона, за исключением случая полигонального сечения с произвольной схемой армирования. Для учета этих требований расчет колонны проводится дважды. Необходимые для расчета расстояния от центров тяжести площадей арматуры до контура сечения первоначально определяются по заданному наибольшему диаметру стержней с учетом диаметра хомута и заданных минимальных толщин защитного слоя бетона для продольной и поперечной арматуры. По результатам первого расчета колонны производится конструирование арматуры и корректируются расстояния от центров тяжести площадей арматуры до контура сечения. Затем проводится повторный расчет колонны и конструирование арматуры. Расстояния от центров тяжести площадей арматуры до контура сечения, для которых при повторном расчете определена требуемая арматура, указываются в выходном документе программы.

При подборе арматурных стержней применяется следующий общий ряд диаметров (в мм): 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32, 36, 40. Арматурные стержни размещаются в сечении с учетом номинальной толщины защитного слоя бетона и номинального расстояния в свету между стержнями. При определении номинальной толщины защитного слоя бетона учитываются заданные минимальные толщины защитного слоя бетона для продольной и поперечной арматуры, диаметр подобранных стержней и диаметр хомута. При этом толщина защитного слоя бетона для хомута принимается кратной 5 мм. В сечении со схемой армирования A = 0 в каждом угле может размещаться один арматурный стержень или (при необходимости) более (3 или 5 арматурных стержней). При расчете требуемой арматуры применяется расстояние от контура сечения до общего центра тяжести группы стержней.

При подборе арматурных стержней учитываются заданные минимальный и максимальный диаметры стержней, максимальное количество стержней в сечении, минимальное расстояние в свету между стержнями. Эти параметры позволяют управлять подбором арматуры. По результатам конструирования осуществляется графический вывод сечений с подобранными арматурными стержнями.

6. Учет несовершенств

Для учета влияния таких несовершенств колонны, как непрямолинейность и невертикальность, предусмотрено задание начальных прогибов по формам потери устойчивости или задание отклонений оси колонны от вертикали. Выбор в качестве формы несовершенства колонны формы потери устойчивости объясняется высокой степенью влияния этой формы при больших вертикальных нагрузках. Для каждой координатной плоскости форма потери устойчивости определяется в рамках теории упругой устойчивости для заданного распределения вертикальных нагрузок. По умолчанию наибольшее значение начального прогиба в каждой плоскости принимается равным случайному эксцентриситету e_a ([1],п.4.2.6, [2],п.7.1.2.11). Возможен ввод наибольшего значения начального прогиба. Выбор наиболее неблагоприятной ориентации начального прогиба (выбор знака наибольшего значения) осуществляется для каждой комбинации нагрузок по отдельности. Если задается значение начального прогиба в конкретной точке, то знак заданного значения учитывается.

Отклонение оси колонны от вертикали представляет собой поворот оси вокруг нижней точки. По умолчанию угол отклонения в каждой координатной плоскости принимается равным 1/600. Возможен ввод угла отклонения. Выбор наиболее неблагоприятного направления отклонения от вертикали (в направлении координатной оси или в противоположном направлении) осуществляется для каждой комбинации нагрузок по отдельности.

Возможен ввод начальных прогибов произвольной формы. В этом случае по заданным значениям начального прогиба строится гладкая интерполяционная сплайн-функция.

7. Учет деформаций ползучести

Деформации ползучести бетона рассчитываются в рамках линейной теории ползучести [5]. Расчет согласно [1] проводится для комбинации длительно действующих нормативных нагрузок при коэффициенте ползучести $\varphi_{b,cr}$, соответствующим классу бетона по прочности и заданной влажности воздуха окружающей среды. Сначала проводится линейный расчет по деформированной схеме с модулем деформации бетона $E_{b,\tau} = E_b/(1+\varphi_{b,cr})$, отвечающим продолжительному действию нагрузок, а затем проводится аналогичный расчет с начальным модулем упругости E_b. В этих расчетах учитываются арматура и несовершенства колонны по формам потери устойчивости, рассчитанным для модуля деформации $E_{b,\tau}$. Прогибы, вызванные ползучестью бетона, определяются как разность прогибов, полученных в двух указанных расчетах: $w_n = w(E_{b,\tau}) - w(E_b)$. Прогибы w_n учитываются в основном расчете колонны как начальные прогибы. Аналогично проводится расчет согласно [2]. При этом в расчет ставятся практически постоянные комбинации нагрузок. Предельное значение коэффициента ползучести $\Phi(\infty, t_0)$ определяется согласно [2], Приложение Б.

8. Учет второстепенных колонн

Под второстепенными колоннами понимаются шарнирно опертые колонны, воспринимающие вертикальную нагрузку, но не сопротивляющиеся горизонтальной нагрузке. Дополнительная нагрузка на основную колонну, обусловленная нагружением присоединенных к ней второстепенных колонн, пропорциональна прогибу основной колонны (рис.5). Она может быть учтена путем введения пружины отрицательной жесткости. Дополнительная нагрузка действует в направлении прогиба основной колонны. При задании вертикальной нагрузки P необходимо учитывать коэффициент надежности по нагрузке.

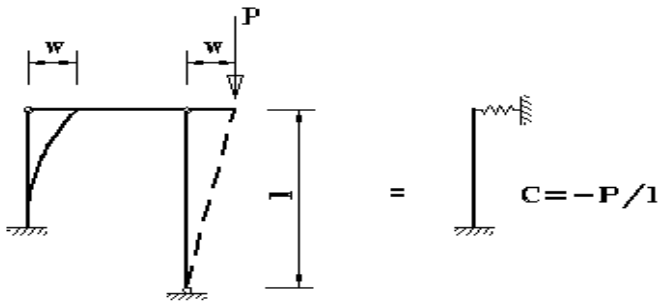


Рис. 5. Учет второстепенной колонны

9. Расчет прогибов

Расчет прогибов колонны относится к расчетам по предельным состояниям второй группы. Он проводится после конструирования арматуры. Прогибы определяются при помощи нелинейного расчета по деформированной схеме, в котором учитываются начальные прогибы и прогибы, вызванные ползучестью бетона. Работа растянутого бетона не учитывается. В расчет ставятся площади сечений подобранных арматурных стержней и координаты центров сечений согласно расположению арматурных стержней на рисунках, выводимых в разделе «Конструирование» выходного документа программы. Расчет по [1] проводится для комбинаций нормативных нагрузок, а расчет по [2] – для практически постоянных комбинаций нагрузок. Если расчет колонны по прочности проводится с выбором комбинаций нагрузок, то для расчета прогибов также производится выбор комбинаций. При этом применяется второй метод выбора комбинаций. В табличной и графической формах выводятся полные прогибы w_y, w_z, включающие прогибы w_{y0}, w_{z0}, которые характеризуют несовершенства колонны, и прогибы w_{yn}, w_{zn}, которые обусловлены ползучестью бетона.

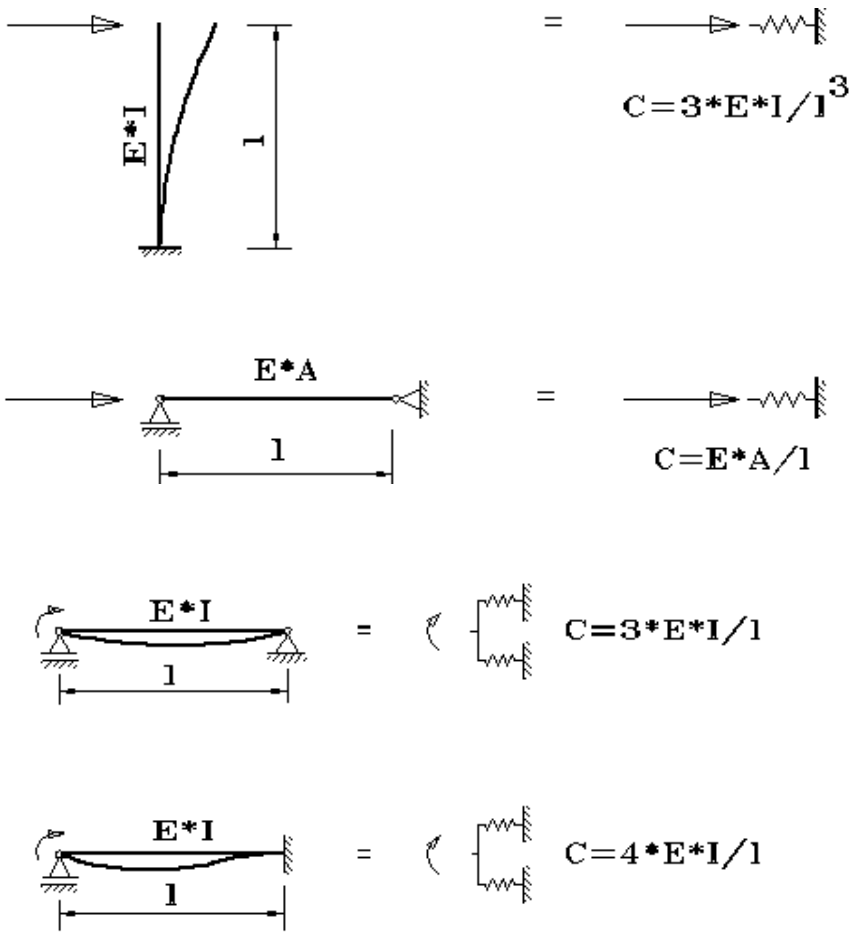
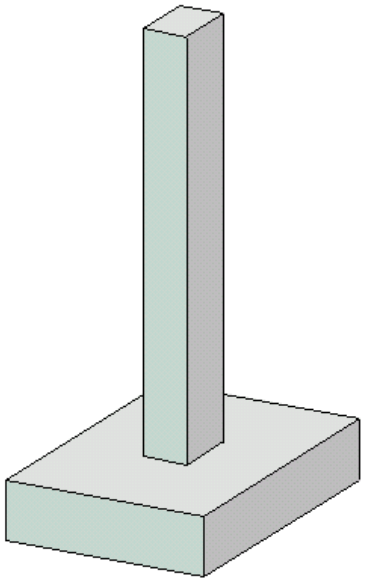


Рис. 6. Коэффициенты жесткости упругих связей

Литература

1. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
2. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
3. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №1 СНБ 5.03.01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2004.
4. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
5. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций / НИИЖБ Госстроя СССР. – М.:Стройиздат,1988. – 120 с.
6. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84)/ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.

410 – Одноярусная колонна общего вида



Программа предназначена для проектирования статически неопределимой одноярусной железобетонной колонны произвольного сечения согласно следующим нормам: СНиП 2.03.01-84* [1], СП 52-101-2003 [2], СНБ 5.03.01-02 [3], [4]. Усилия в колонне определяются при помощи линейного расчета по недеформированной схеме, а влияние прогиба учитывается по методу условных критических сил. Рассчитывается требуемая площадь продольной арматуры и производится конструирование арматуры с учетом требований по толщине защитного слоя бетона. Осуществляется графический вывод сечения с подобранными арматурными стержнями.

1. Расчетная схема

Расчетная схема колонны представляет собой стержневой элемент произвольного сечения, имеющий упругие или абсолютно жесткие закрепления на одном или обоих краях. Условия закрепления формулируются для горизонтального перемещения и поворота сечения вокруг горизонтальной оси. При расчете колонны применяется система координат *xyz*, начало которой совпадает с центром тяжести нижнего сечения колонны. Ось *x* направлена снизу вверх. Главные центральные оси сечения могут быть не параллельны осям *y,z* (например, при несимметричном сечении). Предполагается, что результирующая вертикальная сила воспринимается в нижней опоре. Возможен учет податливости основания при помощи коэффициентов жесткости закрепления нижнего края колонны относительно поворотов. Коэффициенты жесткости приближенно определяются по размерам фундаментной плиты и модулю деформации основания.

2. Сечение

Сечение может задаваться как стандартное сечение (прямоугольное, круговое или кольцевое сечение) или как произвольное полигональное сечение (рис.1). Для прямоугольного сечения возможны следующие схемы армирования A (рис.2): схема с равными площадями арматуры вблизи вершин сечения (A = 0), схема с равномерным распределением площади арматуры вдоль контура сечения (A = 1), схема с равными площадями арматуры вблизи верхней и нижней сторон сечения (A = 2), схема с равными площадями арматуры вблизи левой и правой сторон сечения (A = 3). Для кругового и кольцевого сечений рассматривается схема армирования с равномерным распределением площади арматуры вдоль контура сечения.

Задание произвольного полигонального сечения осуществляется путем ввода координат его вершин. Возможен ввод до 50 вершин. Выбор координатных осей декартовой системы может быть произвольным. Вершины задаются в последовательности, которая соответствует обходу полигона по контуру в определенном направлении. При этом полигональная область должна оставаться по одну сторону (например, слева) от направления обхода. При наличии внутренних полостей в сечении требуется произвести разрезы, позволяющие обойти граничные контуры (внешний и внутренние) так, чтобы область оставалась по одну сторону от направления обхода.

Для полигонального сечения возможны следующие схемы армирования: схема с равными площадями арматуры вблизи вершин внешнего контура сечения (A = 0), схема с равномерным распределением площади арматуры вдоль внешнего контура сечения (A = 1), произвольная схема армирования. Для схем A = 0 и A = 1 необходимые для расчета координаты арматуры определяются автоматически. При A = 0 исключаются из рассмотрения входящие углы (т.е. углы, большие 180 град). Кроме того, проверяется возможность корректного размещения арматурных стержней при наличии близких вершин.

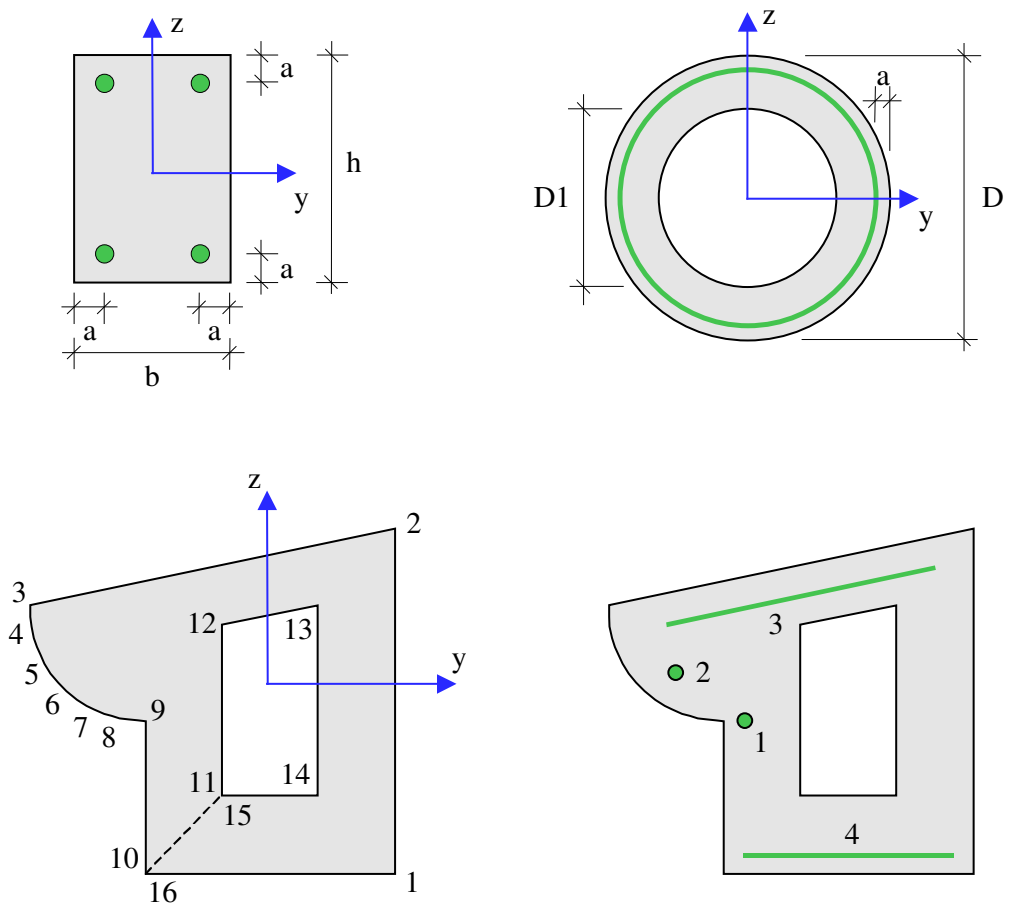


Рис. 1. Сечения

При выборе произвольной схемы армирования требуется задать отрезки (арматурные слои), на которых размещается арматура. Возможен ввод до 50 арматурных слоев. Слои могут иметь произвольную длину и ориентацию. Предполагается, что площадь арматуры равномерно распределена по слою. Если длина слоя равна нулю, то такой слой соответствует «сосредоточенной» площади арматуры. Арматурные слои подразделяются на слои с варьируемой площадью и слои с постоянной площадью (не изменяемой при расчете требуемой арматуры). Для каждого арматурного слоя с варьируемой площадью определяется его доля от общей площади арматуры (при этом слои с постоянной площадью не учитываются). Доля слоя рассчитывается по заданным относительным площадям как $k_i = A_i / (A_1 + A_2 + \ldots)$, где $i = 1, 2, \ldots$; A_1, A_2,… – относительные площади арматурных слоев с варьируемой площадью. Площадь i-го слоя определяется по формуле $A_{si} = k_i \cdot A_{s,tot}$, где $A_{s,tot}$ – общая площадь арматуры (без учета постоянной площади). При помощи расчета отыскивается общая площадь арматуры $A_{s,tot}$, а затем по коэффициентам k_i вычисляются площади арматурных слоев A_{si}.

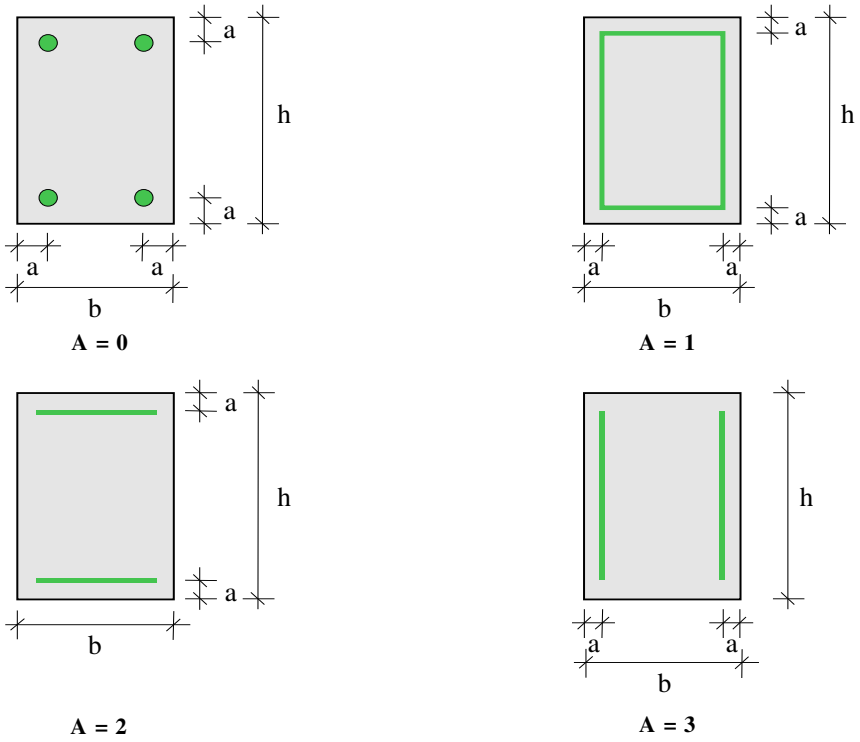


Рис. 2. Схемы армирования прямоугольного сечения

3. Нагрузки

Возможны следующие нагрузки: сосредоточенные вертикальные и горизонтальные силы, сосредоточенные моменты, распределенные горизонтальные и вертикальные нагрузки, смещения и повороты жестких опор. Возможен автоматический учет собственного веса колонны. Положительные направления нагрузок показаны на рис.3. Положительные направления смещений жестких опор совпадают с направлениями координатных осей. Положительные направления поворотов жестких опор совпадают с положительными направлениями моментов. Сосредоточенные и распределенные нагрузки могут прилагаться в произвольных точках колонны.

При расчете по [1] и [2] классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» [5]. 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.

При расчете по [3] классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно Приложению А. Нагрузки подразделяются на постоянные, переменные и особые, а комбинации нагрузок - на основные (А.4) и особые (А.5). Частные коэффициенты безопасности γ_F для нагрузок принимаются по таблице А.2. Комбинационные коэффициенты ψ_0, ψ_1, ψ_2 для переменных нагрузок принимаются по таблице А.1. Предусмотрен ввод нестандартных значений $\gamma_F, \psi_0, \psi_1, \psi_2$ для отдельных нагрузок. Комбинирование нагрузок представляет собой генерацию множества основных и особых комбинаций нагрузок с учетом благоприятного и

неблагоприятного эффекта от нагрузок, а также возможности доминирования каждой из переменных нагрузок.

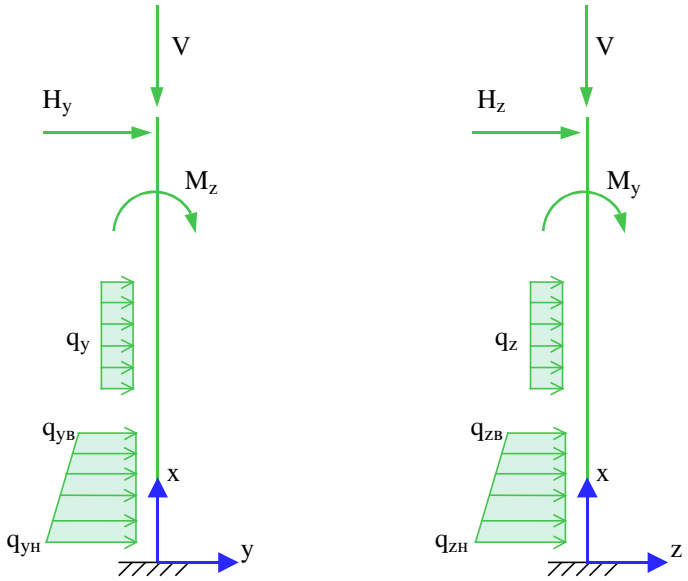


Рис. 3. Положительные направления нагрузок

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.

Для сокращения вычислений и объема выходного документа программы предусмотрен выбор комбинаций нагрузок, для которых проводится расчет. При помощи статического расчета для всех возможных комбинаций нагрузок выбираются такие комбинации, для которых изгибающие моменты (или эксцентриситеты) принимают наибольшие значения.

Возможен ввод готовых расчетных комбинаций нагрузок. Задаваемая как вид нагрузки расчетная комбинация добавляется к множеству сгенерированных основных комбинаций нагрузок. В частности, возможен ввод лишь готовых комбинаций нагрузок.

4. Расчет

Расчет колонны включает расчет усилий и расчет продольной арматуры, требуемой для обеспечения несущей способности нормальных сечений. При расчете усилий учитывается влияние вертикальных нагрузок на изгиб колонны. Приращения изгибающих моментов, обусловленные действием вертикальных нагрузок, зависят от прогибов. Если в одной из координатных плоскостей прогиб колонны стеснен или невозможен (например, из-за примыкания стены), то расчет в этой плоскости проводится без учета влияния прогиба. Расчет усилий основывается на модели линейного деформирования бетона и выполняется по недеформированной схеме без учета арматуры. В каждой координатной плоскости влияние прогиба на величину изгибающего момента учитывается путем умножения найденного момента

M на повышающий коэффициент η. Такой подход называется в [6] (стр.106) способом критических сил. Коэффициент η вычисляется по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$$

где N - продольная сила, N_{cr} - критическая сила, которая определяется согласно [1],п.3.24, [2],п.6.2.16, [3],п.7.1.3.14. Формула для критической силы может быть записана в виде

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^{\,2}}$$

где D - жесткость колонны, l_0 - расчетная длина колонны. При определении D по формулам, приведенным в нормах, приближенно учитываются неупругие свойства бетона, наличие трещин и ползучесть бетона при длительном действии нагрузки. Согласно [1] жесткость вычисляется по формуле

$$D = \frac{6.4}{\pi^2}\left[\frac{E_b I_b}{\varphi_l}\left(\frac{0.11}{0.1 + \delta_e} + 0.1\right) + E_s I_s\right]$$

Здесь E_b, E_s - модули упругости бетона и стали; I_b, I_s - моменты инерции бетонного сечения и площади сечения арматуры относительно центральной оси сечения, $\delta_e = e_0 / h$ - относительный эксцентриситет продольной силы (h - высота сечения в плоскости изгиба), $\varphi_l = 1 + \beta \cdot M_{l1} / M_1$ - параметр, учитывающий длительное действие нагрузки ($\beta = const$). Согласно [3] жесткость вычисляется аналогичным образом. В [2] формула для жесткости имеет вид

$$D = \frac{0.15 E_b I_b}{\varphi_l (0.3 + \delta_e)} + 0.7 E_s I_s$$

Эксцентриситет e_0 определяется относительно центра тяжести приведенного сечения (при несимметричном армировании центры тяжести бетонного и приведенного сечений не совпадают). При определении e_0 учитывается случайный эксцентриситет e_a ([1],п.1.21, [2],п.4.2.6, [3],п.7.1.2.11). Согласно [1] и [2] при расчете статически определимой колонны эксцентриситет e_0 принимается равным $\frac{M}{N} + e_a$, а при расчете статически неопределимой колонны – равным $\frac{M}{N}$, если $\frac{M}{N} \ge e_a$, и равным e_a, если $\frac{M}{N} < e_a$. Согласно [3] эксцентриситет e_0 всегда принимается равным $\frac{M}{N} + e_a$.

Моменты M_1, M_{l1} вычисляются относительно оси тяжести наиболее растянутой (или наименее сжатой) арматуры по усилиям N, M от полной нагрузки и по усилиям N_l, M_l от длительно действующей части нагрузки. При расчете N_l, M_l согласно [1] и [2] в расчет ставятся постоянные и длительные нагрузки, входящие в рассматриваемую комбинацию, а также длительные части кратковременных нагрузок, вычисляемые по заданным при вводе коэффициентам K_l. Согласно [3] N_l, M_l рассчитываются от постоянных нагрузок. В расчете для готовой комбинации нагрузок принимается, что $N_l = 0, M_l = 0$.

Изгибная жесткость D как величина, зависящая от значений момента M через параметры φ_l и e_0, в общем случае изменяется по высоте колонны. Так как D вычисляется с учетом арматуры,

размещенной в сечении, то значения расчетного момента ηM также зависят от площади арматуры. Поэтому требуемая арматура может быть рассчитана только при помощи итераций. На текущем итерационном шаге для найденной площади арматуры вычисляются коэффициенты η_y и η_z, затем определяются расчетные моменты $\eta_y M_y$ и $\eta_z M_z$, действующие в плоскостях Z и Y, а затем вычисляется требуемая площадь арматуры. Далее выполняется следующая итерация. Итерационный процесс оканчивается тогда, когда относительное приращение площади арматуры становится менее 0,1%.

Расчетная длина l_0 в каждой координатной плоскости определяется по формуле $l_0 = \pi[E_b I_b /(\eta_* N)]^{1/2}$, где η_* – коэффициент критической нагрузки, равный отношению продольной силы при достижении критического состояния к действующей продольной силе. Коэффициент η_* отыскивается путем решения задачи об упругой устойчивости колонны при заданных краевых условиях и заданных вертикальных силах. Коэффициент η_* является системной характеристикой колонны. При действии распределенной вертикальной нагрузки или при действии сосредоточенной вертикальной нагрузки в промежуточных сечениях колонны расчетная длина является переменной величиной. В программе предусмотрена возможность ввода l_0. Расчетная длина может приниматься согласно рекомендациям норм ([1],п.3.25, [2],п.6.2.18, [3],п.7.1.3.8).

При расчете колонны согласно [1] требуемая арматура определяется в соответствии с п.3.28*. Расчетное сопротивление бетона при сжатии принимается с коэффициентом условий работы бетона γ_b, который определяется как произведение отдельных коэффициентов γ_{bi} согласно таблице 15. При этом коэффициент γ_{b2}, зависящий от длительности действия нагрузки, определяется для каждой комбинации нагрузок по отдельности. Результирующий коэффициент условий работы с учетом коэффициента γ_{b2} не может быть менее 0,45.

При расчете колонны согласно [2] и [3] требуемая арматура определяется на основе нелинейной деформационной модели ([2],п.6.2.21; [3],п.7.1.1.2). При расчете по [2] предусмотрен выбор расчетной диаграммы состояния сжатого бетона. Расчет требуемой арматуры по [3] проводится при параболически-линейной диаграмме состояния сжатого бетона, применяемой в случае, если усилия определяются путем линейно-упругого расчета (без учета неупругих свойств бетона и арматурной стали).

Предельные усилия выражаются через действующие усилия по формулам

$$N_u = \gamma_u \cdot N, M_{yu} = \gamma_u \cdot M_y, M_{zu} = \gamma_u \cdot M_z$$

Прочность сечения обеспечена при $\gamma_u \geq 1$. Ошибки при расчете требуемой арматуры выводятся тогда, когда они превышают 1%. Появление информации об ошибках возможно, в частности, при расчете требуемой арматуры в произвольном полигональном сечении, если схема армирования задана некорректно.

Предусмотрен автоматический учет нижней границы коэффициента армирования. Если требуемая площадь арматуры оказывается меньше площади минимального армирования, то расчет моментов $\eta_y M_y, \eta_z M_z$, определение предельных усилий N_u, M_{yu}, M_{zu}, а также конструирование арматуры производятся по площади минимального армирования. Нижняя граница коэффициента армирования принимается в зависимости от наибольшего значения гибкости колонны $\lambda_{\max} = \max(\lambda_y, \lambda_z)$ согласно [1],п.5.16, [2],п.8.3.4, [3],п.11.2.2. Гибкость колонны в каждой координатной плоскости вычисляется по формуле $\lambda = l_0 \sqrt{A_b / I_b}$, в которой расчетная длина l_0 определяется для случая приложения вертикальной силы на верхнем краю колонны.

Возможна проверка несущей способности колонны при заданной арматуре. Для проведения проверки надо ввести сечение колонны как произвольное полигональное с произвольной схемой армирования. Затем ввести арматурные слои и их площади, указав, что они являются постоянными. В этом случае производится линейный расчет усилий по недеформированной схеме и определяются расчетные моменты ηM в каждой координатной плоскости, а затем проверяется несущая способность сечения. Если заданная площадь арматуры меньше требуемой, то выводится сообщение «Расчет требуемой арматуры невозможен!».

Для колонны прямоугольного сечения предусмотрен расчет по прочности наклонных сечений с учетом действия продольной силы. Погонная площадь поперечной арматуры A_{sw}/s_w рассчитывается согласно [1],пп.3.31*, 3.32, [2],п.6.2.34, [3],пп.7.2.1.1, 7.2.1.2, 7.2.1.5, 7.2.2.7 - 7.2.2.10. Кроме того, проводится проверка прочности на действие поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами. Если условие прочности по наклонной полосе не удовлетворяется, то выводится соответствующее сообщение. При расчете по [1] и [3] площадь арматуры, найденная из условия прочности по наклонной трещине, может быть увеличена для того, чтобы выполнялось условие прочности по наклонной полосе. Условие прочности при косом изгибе принимается согласно [7], п.3.39 в виде

$$\left(\frac{Q_y}{Q_{b,y}+Q_{sw,y}}\right)^2+\left(\frac{Q_z}{Q_{b,z}+Q_{sw,z}}\right)^2\le 1$$

5. Конструирование

Конструирование продольной арматуры в колонне производится с учетом нормативных требований по защитному слою бетона, за исключением случая полигонального сечения с произвольной схемой армирования. Для учета этих требований расчет колонны проводится дважды. Необходимые для расчета расстояния от центров тяжести площадей арматуры до контура сечения первоначально определяются по заданному наибольшему диаметру стержней с учетом диаметра хомута и заданных минимальных толщин защитного слоя бетона для продольной и поперечной арматуры. По результатам первого расчета колонны производится конструирование арматуры и корректируются расстояния от центров тяжести площадей арматуры до контура сечения. Затем проводится повторный расчет колонны и конструирование арматуры. Расстояния от центров тяжести площадей арматуры до контура сечения, для которых при повторном расчете определена требуемая арматура, указываются в выходном документе программы.

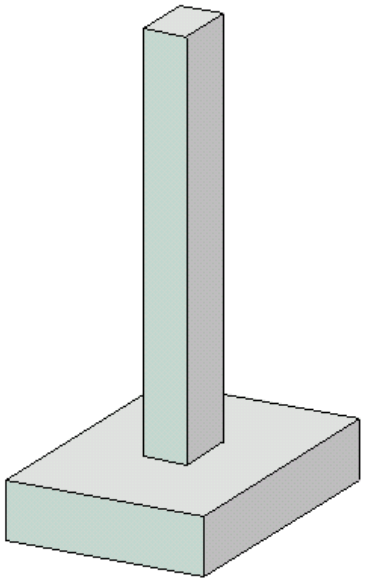
При подборе арматурных стержней применяется следующий общий ряд диаметров (в мм): 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32, 36, 40. Арматурные стержни размещаются в сечении с учетом номинальной толщины защитного слоя бетона и номинального расстояния в свету между стержнями. При определении номинальной толщины защитного слоя бетона учитываются заданные минимальные толщины защитного слоя бетона для продольной и поперечной арматуры, диаметр подобранных стержней и диаметр хомута. При этом толщина защитного слоя бетона для хомута принимается кратной 5 мм. В сечении со схемой армирования А = 0 в каждом угле может размещаться один арматурный стержень или (при необходимости) более (3 или 5 арматурных стержней). При расчете требуемой арматуры применяется расстояние от контура сечения до общего центра тяжести группы стержней.

При подборе арматурных стержней учитываются заданные минимальный и максимальный диаметры стержней, максимальное количество стержней в сечении, минимальное расстояние в свету между стержнями. Эти параметры позволяют управлять подбором арматуры. По результатам конструирования осуществляется графический вывод сечения с подобранными арматурными стержнями.

Литература

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
3. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
4. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №1 СНБ 5.03.01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2004.
5. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
6. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям /А.С.Залесов,Э.Н.Кодыш,Л.Л.Лемыш,И.К.Никитин.– М.: Стройиздат, 1988.-320 с.
7. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84)/ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.

415 – Колонна (сейсмика, пульсации ветра)



Программа предназначена для проектирования статически неопределимой одноярусной железобетонной колонны произвольного сечения согласно следующим нормам: СНиП 2.03.01-84* [1], СП 52-101-2003 [2], СНБ 5.03.01-02 [3], [4]. Программа ориентирована на расчет колонны с учетом сейсмических воздействий и пульсаций ветра. Рассчитывается требуемая площадь продольной арматуры и производится конструирование арматуры с учетом требований по толщине защитного слоя бетона. Осуществляется графический вывод сечения с подобранными арматурными стержнями.

1. Расчетная схема

Расчетная схема колонны представляет собой стержневой элемент произвольного сечения, имеющий упругие или абсолютно жесткие закрепления на одном или обоих краях. Условия закрепления формулируются для горизонтального перемещения и поворота сечения вокруг горизонтальной оси. При расчете колонны применяется система координат *xyz*, начало которой совпадает с центром тяжести нижнего сечения колонны. Ось *x* направлена снизу вверх.

2. Сечение

Сечение может задаваться как стандартное сечение (прямоугольное, круговое или кольцевое сечение) или как произвольное полигональное сечение (рис.1). Для прямоугольного сечения возможны следующие схемы армирования A (рис.2): схема с равными площадями арматуры вблизи вершин сечения (A = 0), схема с равномерным распределением площади арматуры вдоль контура сечения (A = 1), схема с равными площадями арматуры вблизи верхней и нижней сторон сечения (A = 2), схема с равными площадями арматуры вблизи левой и правой сторон сечения (A = 3). Для кругового и кольцевого сечений рассматривается схема армирования с равномерным распределением площади арматуры вдоль контура сечения.

Задание произвольного полигонального сечения осуществляется путем ввода координат его вершин. Возможен ввод до 50 вершин. Выбор координатных осей может быть произвольным. Вершины задаются в последовательности, которая соответствует обходу полигона по контуру в определенном направлении. При этом полигональная область должна оставаться по одну сторону (например, слева) от направления обхода. При наличии внутренних полостей в сечении требуется произвести разрезы, позволяющие обойти граничные контуры (внешний и внутренние) так, чтобы область оставалась по одну сторону от направления обхода.

Для полигонального сечения возможны следующие схемы армирования: схема с равными площадями арматуры вблизи вершин внешнего контура сечения (A = 0), схема с равномерным распределением площади арматуры вдоль внешнего контура сечения (A = 1), произвольная схема армирования. Для схем A = 0 и A = 1 необходимые для расчета координаты арматуры определяются автоматически. При A = 0 исключаются из рассмотрения входящие углы (т.е. углы, большие 180 град). Кроме того, проверяется возможность корректного размещения арматурных стержней при наличии близких вершин.

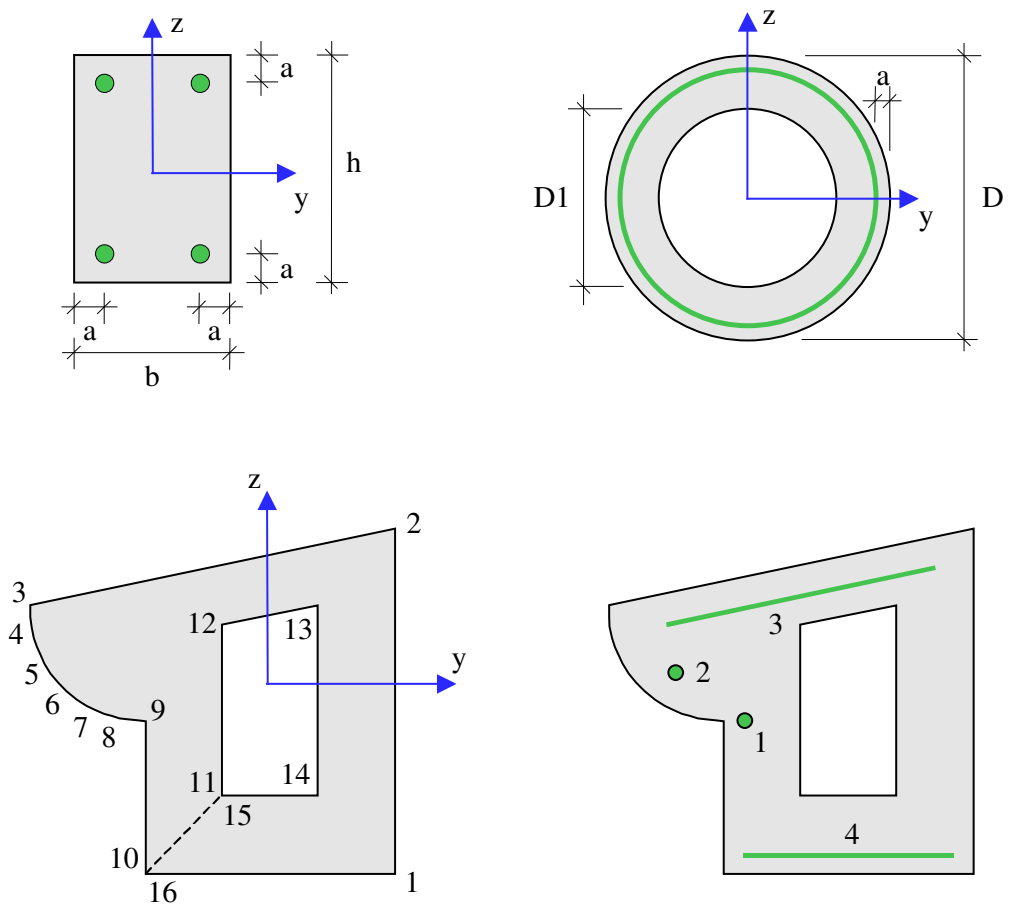


Рис. 1. Сечения

При выборе произвольной схемы армирования требуется задать отрезки (арматурные слои), на которых размещается арматура. Возможен ввод до 50 арматурных слоев. Слои могут иметь произвольную длину и ориентацию. Предполагается, что площадь арматуры равномерно распределена по слою. Если длина слоя равна нулю, то такой слой соответствует «сосредоточенной» площади арматуры. Арматурные слои подразделяются на слои с варьируемой площадью и слои с постоянной площадью (не изменяемой при расчете требуемой арматуры). Для каждого арматурного слоя с варьируемой площадью определяется его доля от общей площади арматуры (при этом слои с постоянной площадью не учитываются). Доля слоя рассчитывается по заданным относительным площадям как $k_i = A_i / (A_1 + A_2 + \ldots)$, где $i = 1, 2, \ldots$; A_1, A_2,… – относительные площади арматурных слоев с варьируемой площадью. Площадь i-го слоя определяется по формуле $A_{si} = k_i \cdot A_{s,tot}$, где $A_{s,tot}$ – общая площадь арматуры (без учета постоянной площади). При помощи расчета отыскивается общая площадь арматуры $A_{s,tot}$, а затем по коэффициентам k_i вычисляются площади арматурных слоев A_{si}.

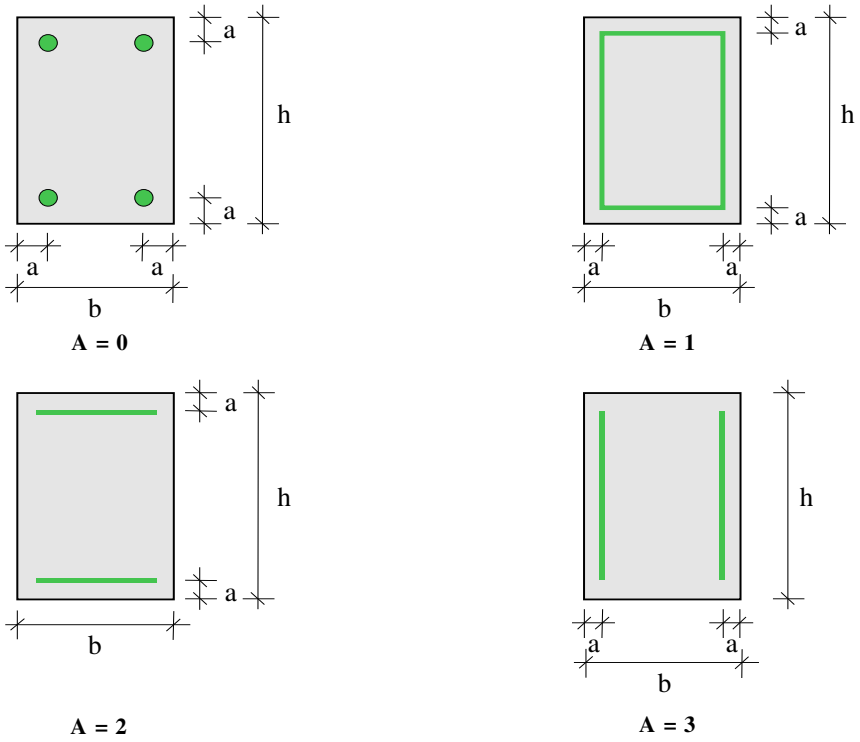


Рис. 2. Схемы армирования прямоугольного сечения

3. Нагрузки

Возможны следующие нагрузки: сосредоточенные вертикальные и горизонтальные силы, сосредоточенные моменты, распределенные горизонтальные и вертикальные нагрузки, смещения и повороты жестких опор. Возможен автоматический учет собственного веса колонны. Положительные направления нагрузок показаны на рис.3. Положительные направления смещений жестких опор совпадают с направлениями координатных осей. Положительные направления поворотов жестких опор совпадают с положительными направлениями моментов. Сосредоточенные и распределенные нагрузки могут прилагаться в произвольных точках колонны.

При расчете по [1] и [2] классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» [5]. 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 расчете по [3] классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно Приложению А. Частные коэффициенты безопасности γ_F для нагрузок принимаются по таблице А.2. Комбинационные коэффициенты ψ_0, ψ_1, ψ_2 для переменных нагрузок принимаются по таблице А.1. Предусмотрен ввод нестандартных значений $\gamma_F, \psi_0, \psi_1, \psi_2$ для отдельных нагрузок. Комбинирование нагрузок представляет собой генерацию множества комбинаций нагрузок с учетом благоприятного и неблагоприятного эффекта от нагрузок, а также возможности доминирования каждой из переменных нагрузок.

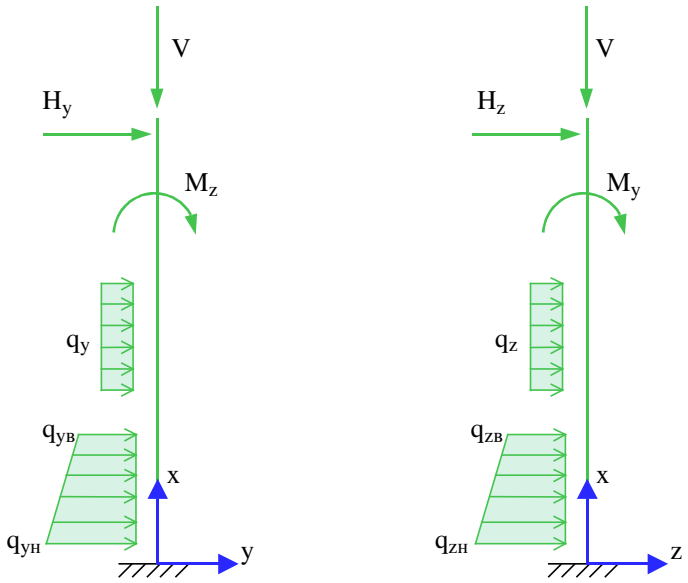


Рис. 3. Положительные направления нагрузок

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). Возможен ввод знакопеременных нагрузок. В этом случае в расчете учитывается как заданная нагрузка, так и нагрузка противоположного знака.

Возможен ввод готовых расчетных комбинаций нагрузок. Задаваемая как вид нагрузки расчетная комбинация добавляется к множеству сгенерированных основных комбинаций нагрузок. В частности, возможен ввод лишь готовых комбинаций нагрузок.

При задании нагружения колонны от действия ветра сначала вводятся нагрузки, обусловленные средней составляющей ветрового давления, а затем – нагрузки, соответствующие разложению пульсационной составляющей по формам колебаний конструкции и определенные при помощи динамического расчета.

4. Расчет

Расчет колонны включает расчет усилий и расчет продольной арматуры, требуемой для обеспечения несущей способности нормальных сечений.

На первом этапе расчета определяются распределения усилий в колонне от отдельных нагрузок. Затем из множества комбинаций нагрузок выбираются такие комбинации, для которых усилия или эксцентриситеты принимают наибольшие значения. В выходном документе программы приводятся результаты расчета для той из выбранных комбинаций нагрузок, для которой требуемая площадь арматуры принимает наибольшее значение.

Усилия в сечениях колонны, обусловленные пульсациями ветра, вычисляются по формуле вида

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} N_i^2}$$

где N_i - усилия, соответствующие i-й форме колебаний конструкции, n – число учитываемых форм колебаний. Вычисленное значение N_p принимается с тем знаком $(+,-)$, который имеет наибольшее по модулю значение N_i. Ветровое нагружение представляется в виде совокупности двух нагружений, для одного из которых усилия принимаются равными $N + N_p$, а для другого – равными $N - N_p$, где N – усилие от средней составляющей ветрового давления.

Усилия от сейсмического воздействия согласно [6] вычисляются аналогичным образом по нагрузкам, соответствующим формам колебаний. Сейсмическая нагрузка всегда принимается знакопеременной.

При определении расчетных изгибающих моментов учитывается влияние прогибов. Если в одной из координатных плоскостей прогиб колонны стеснен или невозможен (например, из-за примыкания стены), то расчет в этой плоскости проводится без учета влияния прогиба.

В каждой координатной плоскости влияние прогиба на величину изгибающего момента учитывается путем умножения найденного момента M на повышающий коэффициент η, который вычисляется по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$$

где N - продольная сила, N_{cr} - критическая сила, которая определяется согласно [1],п.3.24, [2],п.6.2.16, [3],п.7.1.3.14. Формула для критической силы может быть записана в виде

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^{\,2}}$$

где D - жесткость колонны, l_0 - расчетная длина колонны. При определении D по формулам, приведенным в нормах, приближенно учитываются неупругие свойства бетона, наличие трещин и ползучесть бетона при длительном действии нагрузки. Согласно [1] жесткость вычисляется по формуле

$$D = \frac{6.4}{\pi^2}\left[\frac{E_b I_b}{\varphi_l}\left(\frac{0.11}{0.1 + \delta_e} + 0.1\right) + E_s I_s\right]$$

Здесь E_b, E_s - модули упругости бетона и стали; I_b, I_s - моменты инерции бетонного сечения и площади сечения арматуры относительно центральной оси сечения, $\delta_e = e_0 / h$ - относительный эксцентриситет продольной силы (h - высота сечения в плоскости изгиба), $\varphi_l = 1 + \beta \cdot M_{l1} / M_1$ - параметр, учитывающий длительное действие нагрузки ($\beta = const$). Согласно [3] жесткость вычисляется аналогичным образом. В [2] формула для жесткости имеет вид

$$D = \frac{0.15 E_b I_b}{\varphi_l (0.3 + \delta_e)} + 0.7 E_s I_s$$

Эксцентриситет e_0 определяется относительно центра тяжести приведенного сечения (при несимметричном армировании центры тяжести бетонного и приведенного сечений не совпадают). При определении e_0 учитывается случайный эксцентриситет e_a ([1],п.1.21, [2],п.4.2.6, [3],п.7.1.2.11). Согласно [1] и [2] при расчете статически определимой колонны эксцентриситет e_0 принимается равным $\frac{M}{N} + e_a$, а при расчете статически неопределимой

колонны – равным $\frac{M}{N}$, если $\frac{M}{N} \ge e_a$, и равным e_a, если $\frac{M}{N} < e_a$. Согласно [3] эксцентриситет e_0 всегда принимается равным $\frac{M}{N} + e_a$.

Моменты M_1, M_{l1} вычисляются относительно оси тяжести наиболее растянутой (или наименее сжатой) арматуры по усилиям N, M от полной нагрузки и по усилиям N_l, M_l от длительно действующей части нагрузки. При расчете N_l, M_l согласно [1] и [2] в расчет ставятся постоянные и длительные нагрузки, входящие в рассматриваемую комбинацию, а также длительные части кратковременных нагрузок, вычисляемые по заданным при вводе коэффициентам K_l. Согласно [3] N_l, M_l рассчитываются от постоянных нагрузок. В расчете для готовой комбинации нагрузок принимается, что $N_l = 0, M_l = 0$.

Изгибная жесткость D как величина, зависящая от значений момента M через параметры φ_l и e_0, в общем случае изменяется по высоте колонны. Так как D вычисляется с учетом арматуры, размещенной в сечении, то значения расчетного момента ηM также зависят от площади арматуры. Поэтому требуемая арматура может быть рассчитана только при помощи итераций. На текущем итерационном шаге для найденной площади арматуры вычисляются коэффициенты η_y и η_z, затем определяются расчетные моменты $\eta_y M_y$ и $\eta_z M_z$, действующие в плоскостях Z и Y, а затем вычисляется требуемая площадь арматуры. Далее выполняется следующая итерация. Итерационный процесс оканчивается тогда, когда относительное приращение площади арматуры становится менее 0,1%.

При расчете колонны согласно [1] требуемая арматура определяется в соответствии с п.3.28*. Расчетное сопротивление бетона при сжатии принимается с коэффициентом условий работы бетона γ_b, который определяется как произведение отдельных коэффициентов γ_{bi} согласно таблице 15. При этом коэффициент γ_{b2}, зависящий от длительности действия нагрузки, определяется для каждой комбинации нагрузок по отдельности. Результирующий коэффициент условий работы с учетом коэффициента γ_{b2} не может быть менее 0,45.

При расчете колонны согласно [2] и [3] требуемая арматура определяется на основе нелинейной деформационной модели ([2],п.6.2.21; [3],п.7.1.1.2). При расчете по [2] предусмотрен выбор расчетной диаграммы состояния сжатого бетона. Расчет требуемой арматуры по [3] проводится при параболически-линейной диаграмме состояния сжатого бетона, применяемой в случае, если усилия определяются путем линейно-упругого расчета (без учета неупругих свойств бетона и арматурной стали).

Предельные усилия выражаются через действующие усилия по формулам

$N_u = \gamma_u \cdot N, M_{yu} = \gamma_u \cdot M_y, M_{zu} = \gamma_u \cdot M_z$

Прочность сечения обеспечена при $\gamma_u \ge 1$.

Предусмотрен автоматический учет нижней границы коэффициента армирования. Если требуемая площадь арматуры оказывается меньше площади минимального армирования, то расчет моментов $\eta_y M_y, \eta_z M_z$, определение предельных усилий N_u, M_{yu}, M_{zu}, а также конструирование арматуры производятся по площади минимального армирования. Нижняя граница коэффициента армирования принимается в зависимости от наибольшего значения гибкости колонны $\lambda_{\max} = \max(\lambda_y, \lambda_z)$ согласно [1],п.5.16, 2],п.8.3.4, [3],п.11.2.2. Гибкость колонны в каждой координатной плоскости вычисляется по формуле $\lambda = l_0 \sqrt{A_b / I_b}$.

Возможна проверка несущей способности колонны при заданной арматуре. Для проведения проверки надо ввести сечение колонны как произвольное полигональное с произвольной схемой армирования. Затем ввести арматурные слои и их площади, указав, что они являются постоянными. В этом случае производится линейный расчет усилий по недеформированной схеме и определяются расчетные моменты ηM в каждой координатной плоскости, а затем проверяется несущая способность сечения. Если заданная площадь арматуры меньше требуемой, то выводится сообщение «Расчет требуемой арматуры невозможен!».

Для колонны прямоугольного сечения предусмотрен расчет по прочности наклонных сечений с учетом действия продольной силы. Погонная площадь поперечной арматуры A_{sw}/s_w рассчитывается согласно [1],пп.3.31*, 3.32, [2],п.6.2.34, [3],пп.7.2.1.1, 7.2.1.2, 7.2.1.5, 7.2.2.7 - 7.2.2.10. Кроме того, проводится проверка прочности на действие поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами. Если условие прочности по наклонной полосе не удовлетворяется, то выводится соответствующее сообщение. При расчете по [1] и [3] площадь арматуры, найденная из условия прочности по наклонной трещине, может быть увеличена для того, чтобы выполнялось условие прочности по наклонной полосе. Условие прочности при косом изгибе принимается согласно [7], п.3.39 в виде

$$\left(\frac{Q_y}{Q_{b,y}+Q_{sw,y}}\right)^2+\left(\frac{Q_z}{Q_{b,z}+Q_{sw,z}}\right)^2\le 1$$

5. Конструирование

Конструирование продольной арматуры в колонне производится с учетом нормативных требований по защитному слою бетона, за исключением случая полигонального сечения с произвольной схемой армирования. Для учета этих требований расчет колонны проводится дважды. Необходимые для расчета расстояния от центров тяжести площадей арматуры до контура сечения первоначально определяются по заданному наибольшему диаметру стержней с учетом диаметра хомута и заданных минимальных толщин защитного слоя бетона для продольной и поперечной арматуры. По результатам первого расчета колонны производится конструирование арматуры и корректируются расстояния от центров тяжести площадей арматуры до контура сечения. Затем проводится повторный расчет колонны и конструирование арматуры. Расстояния от центров тяжести площадей арматуры до контура сечения, для которых при повторном расчете определена требуемая арматура, указываются в выходном документе программы.

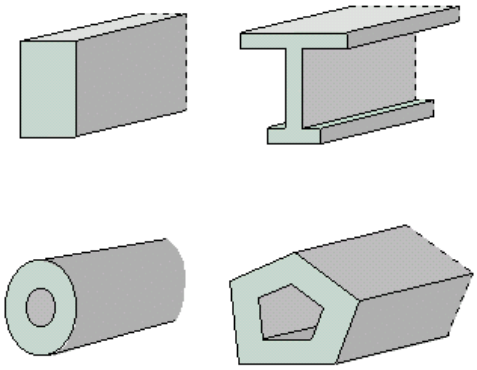
При подборе арматурных стержней применяется следующий общий ряд диаметров (в мм): 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32, 36, 40. Арматурные стержни размещаются в сечении с учетом номинальной толщины защитного слоя бетона и номинального расстояния в свету между стержнями. При определении номинальной толщины защитного слоя бетона учитываются заданные минимальные толщины защитного слоя бетона для продольной и поперечной арматуры, диаметр подобранных стержней и диаметр хомута. При этом толщина защитного слоя бетона для хомута принимается кратной 5 мм. В сечении со схемой армирования A = 0 в каждом угле может размещаться один арматурный стержень или (при необходимости) более (3 или 5 арматурных стержней). При расчете требуемой арматуры применяется расстояние от контура сечения до общего центра тяжести группы стержней.

При подборе арматурных стержней учитываются заданные минимальный и максимальный диаметры стержней, максимальное количество стержней в сечении, минимальное расстояние в свету между стержнями. Эти параметры позволяют управлять подбором арматуры. По результатам конструирования осуществляется графический вывод сечения с подобранными арматурными стержнями.

Литература

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
3. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
4. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №1 СНБ 5.03.01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2004.
5. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
6. СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах/Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2000. – 44 с.
7. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84)/ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.

434 – Подбор продольной арматуры



Программа предназначена для расчёта требуемой продольной арматуры и для проверки несущей способности сечения с имеющейся арматурой, а также для конструирования арматуры в сечении согласно следующим нормам: СНиП 2.03.01-84* [1], СП 52-101-2003 [2], СНБ 5.03.01-02 [3], [4]. По результатам конструирования осуществляется графический вывод сечения с подобранными арматурными стержнями. Предусмотрено построение диаграмм несущей способности сечения. Возможен подбор арматуры в колонне с учетом прогибов.

1. Сечение

Сечения подразделяются на стандартные и произвольные. К стандартным сечениям относятся прямоугольное сечение, тавровое или двутавровое сечение, круговое или кольцевое сечение (рис.1).

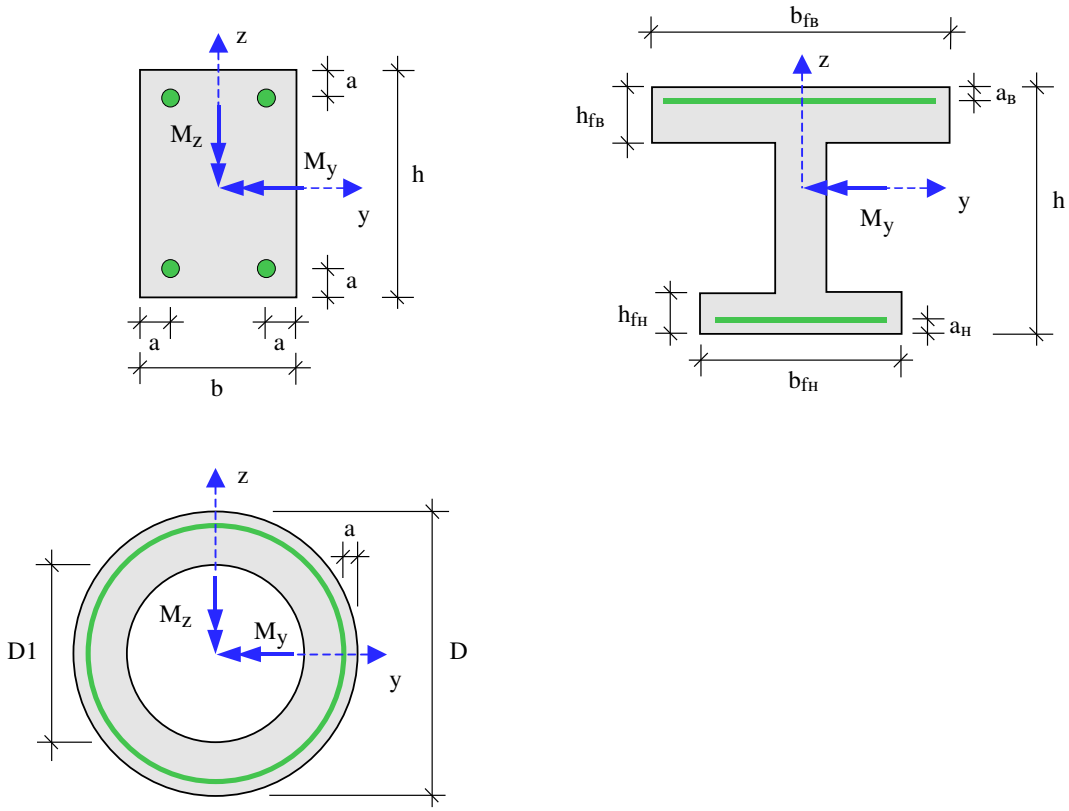


Рис. 1. Стандартные сечения

Для прямоугольного сечения возможны следующие схемы армирования А (рис.2): схема с равными площадями арматуры вблизи вершин сечения (А = 0), схема с равномерным распределением площади арматуры вдоль контура сечения (А = 1), схемы с равными (А = 2) и с различными (А = 3) площадями арматуры вблизи верхней и нижней сторон сечения. Для таврового и двутаврового сечений рассматривается схема армирования А = 3. Для кругового и кольцевого сечений рассматривается схема армирования с равномерным распределением площади арматуры вдоль контура сечения. Для сечения со схемой армирования А = 3 предусмотрены два вида распределения общей площади арматуры по арматурным слоям: свободное распределение и заданное распределение. При свободном распределении арматуры площади арматурных слоев не связаны никаким условием и определяются независимо друг от друга. При заданном распределении арматуры для каждого арматурного слоя определяется его доля от общей площади арматуры. Доля слоя рассчитывается по заданным относительным площадям как $k_i = A_i / (A_н + A_в)$, где $i = н, в$; $A_н$, $A_в$ – относительные площади нижнего и верхнего

арматурных слоев. Площадь *i*-го слоя определяется по формуле $A_{si} = k_i \cdot A_{s,tot}$, где $A_{s,tot}$ – общая площадь арматуры. При помощи расчета отыскивается общая площадь арматуры $A_{s,tot}$, а затем по коэффициентам k_i вычисляются площади арматурных слоев A_{si}.

При подборе арматуры в колонне с учетом прогибов предусмотрено только заданное распределение общей площади арматуры по слоям.

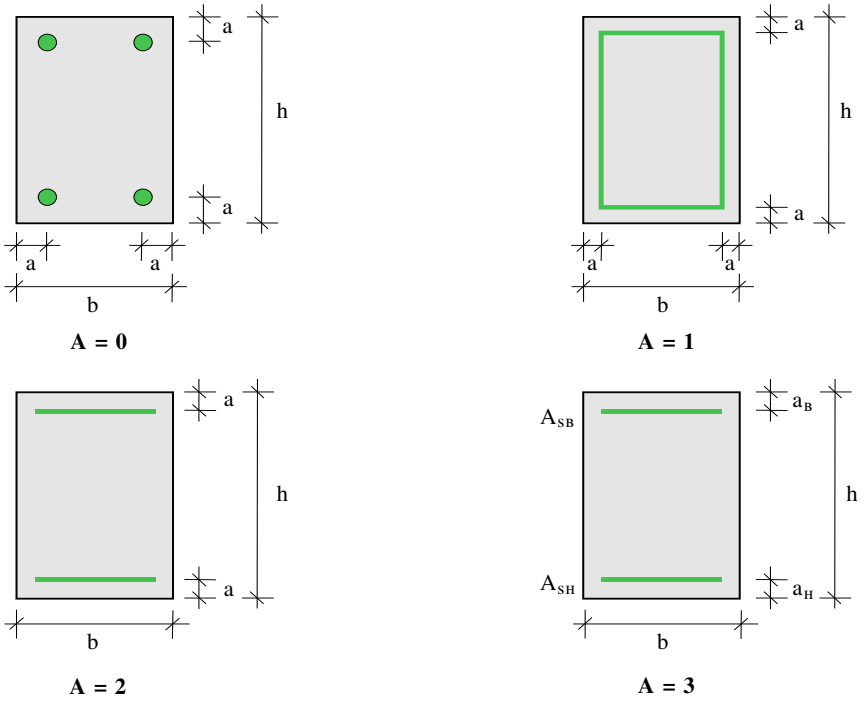


Рис. 2. Схемы армирования прямоугольного сечения

Задание произвольного полигонального сечения осуществляется путем ввода координат его вершин (рис.3). Возможен ввод до 50 вершин. Выбор координатных осей декартовой системы может быть произвольным. Вершины задаются в последовательности, которая соответствует обходу полигона по контуру в определенном направлении. При этом полигональная область должна оставаться по одну сторону (например, слева) от направления обхода. При наличии внутренних полостей в сечении требуется произвести разрезы, позволяющие обойти граничные контуры (внешний и внутренние) так, чтобы область оставалась по одну сторону от направления обхода. Предусмотрен автоматический учет полости прямоугольной формы.

Для полигонального сечения возможны следующие схемы армирования: схема с равными площадями арматуры вблизи вершин внешнего контура сечения (A = 0), схема с равномерным распределением площади арматуры вдоль внешнего контура сечения (A = 1), произвольная схема армирования. Для схем A = 0 и A = 1 необходимые для расчета координаты арматуры определяются автоматически. При A = 0 исключаются из рассмотрения входящие углы (т.е. углы, большие 180 град). Кроме того, проверяется возможность корректного размещения арматурных стержней при наличии близких вершин.

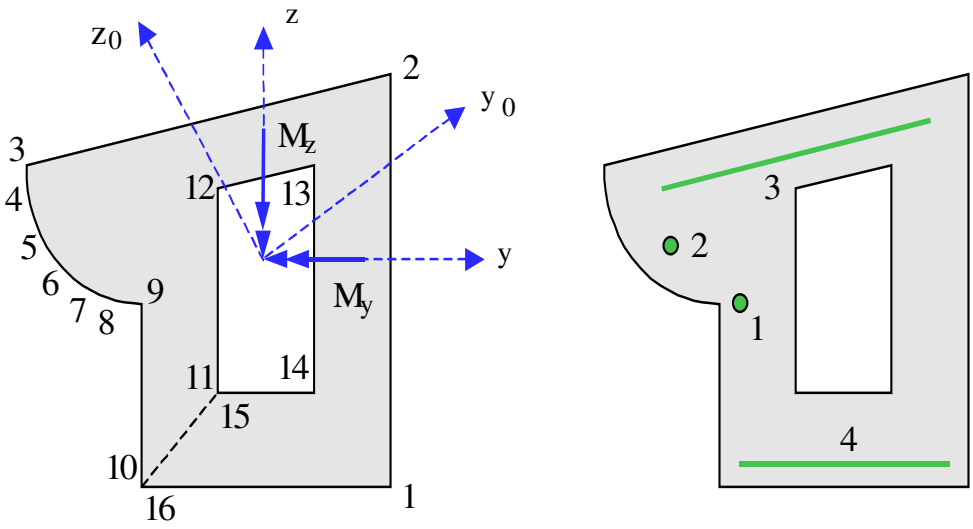


Рис. 3. Произвольное полигональное сечение

При выборе произвольной схемы армирования требуется задать отрезки (арматурные слои), на которых размещается арматура. Возможен ввод до 50 арматурных слоев. Слои могут иметь произвольную длину и ориентацию. Предполагается, что площадь арматуры равномерно распределена по слою. Если длина слоя равна нулю, то такой слой соответствует «сосредоточенной» площади арматуры. Арматурные слои подразделяются на слои с варьируемой площадью и слои с постоянной площадью (не изменяемой при расчете требуемой арматуры). Предусмотрены два вида распределения площади арматуры по арматурным слоям с варьируемой площадью: свободное распределение и заданное распределение.

При свободном распределении арматуры площади различных арматурных слоев могут быть одинаковыми или различными. Арматурные слои с одинаковой площадью образуют одну группу. Группа может состоять из одного слоя. Нумерация групп начинается с единицы. Если для некоторого арматурного слоя группа не указана, то автоматически образуется отдельная группа, состоящая из одного этого слоя. Площади арматуры, соответствующие различным группам, не связаны никаким условием и определяются независимо друг от друга.

При заданном распределении арматуры для каждого арматурного слоя с варьируемой площадью определяется его доля от общей площади арматуры (при этом слои с постоянной площадью не учитываются). Доля слоя рассчитывается по заданным относительным площадям как $k_i = A_i / (A_1 + A_2 + \ldots)$, где $i = 1, 2, \ldots$; A_1, A_2,…– относительные площади арматурных слоев с варьируемой площадью. Площадь i-го слоя определяется по формуле $A_{si} = k_i \cdot A_{s,tot}$, где $A_{s,tot}$ – общая площадь арматуры (без учета постоянной площади). При помощи расчета отыскивается общая площадь арматуры $A_{s,tot}$, а затем по коэффициентам k_i вычисляются площади арматурных слоев A_{si}.

При подборе арматуры в колонне с учетом прогибов предусмотрено только заданное распределение общей площади арматуры по слоям с варьируемой площадью.

При рассмотрении произвольного сечения применяются две системы координат. В одной системе координат задаются вершины и арматурные слои. Другая система координат применяется для задания усилий.

2. Усилия

При расчете стандартного сечения усилия задаются относительно главных центральных осей *y,z*. В случае произвольного сечения усилия задаются либо относительно главных центральных осей сечения y_0, z_0, либо относительно центральных осей *y,z*, которые параллельны координатным осям, выбранным при вводе вершин и арматурных слоев. Принимается, что продольная сила *N* положительна при сжатии. Направления векторов изгибающих моментов M_y, M_z показаны на рис.1 и 3. При действии положительного момента M_y сжатая зона возникает в верхней части сечения, а при действии положительного момента M_z сжатая зона возникает в левой части сечения.

Предполагается, что усилия соответствуют расчетным комбинациям нагрузок, образованным согласно СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» [5] (при расчете по [1] и [2]) или согласно [3], Приложение А.

3. Расчет

Различаются два вида расчета: расчет площади арматуры, требуемой по условию прочности сечения, и проверка несущей способности сечения с заданной площадью арматуры. При расчете требуемой арматуры в зависимости от принятой схемы армирования либо неизвестна только общая площадь арматуры $A_{s,tot}$ при заданном распределении арматуры по слоям, либо неизвестны площади арматурных слоев A_{si} при условии свободного распределении арматуры по слоям. В последнем случае площади арматурных слоев отыскиваются на основе требования минимума общей площади арматуры.

При проверке несущей способности сечения определяется коэффициент надежности по усилиям γ_u, через который предельные усилия выражаются по формулам $N_u = \gamma_u \cdot N$, $M_{yu} = \gamma_u \cdot M_y$, $M_{zu} = \gamma_u \cdot M_z$. Прочность сечения обеспечена при $\gamma_u \geq 1$.

При помощи программы могут решаться следующие задачи: (1) определение требуемой площади арматуры и конструирование арматуры с учетом нормативных требований по толщине защитного слоя бетона, (2) определение требуемой площади арматуры при заданных расстояниях от контура сечения до центров тяжести площадей арматуры, (3) проверка несущей способности сечения и конструирование арматуры, (4) построение диаграмм несущей способности сечения, (5) подбор арматуры в колонне с учетом прогибов.

При решении задачи (1) применяется итерационный алгоритм, позволяющий точно учесть расположение подобранных арматурных стержней. На текущем итерационном шаге расчет требуемой арматуры проводится на основе результатов конструирования арматуры на предыдущем шаге. При конструировании арматуры с учетом заданных значений минимальной толщины защитного слоя бетона для продольной и поперечной арматуры и диаметров подобранных арматурных стержней определяется номинальная толщина защитного слоя бетона. Затем определяются расстояния от контура сечения до центров тяжести площадей арматуры, которые на следующем итерационном шаге ставятся в расчет требуемой арматуры.

Согласно [1] расчет по прочности выполняется в соответствии с п.3.28*. При этом расчет элементов с высокопрочной арматурой классов A-IV, A-V, A-VI, A-VII отличается от расчета элементов с арматурой классов A-I, A-II, A-III, A500C тем, что наряду с формулой (67) применяется формула (68). Кроме того, согласно пункту 3.13* при расчете элементов с высокопрочной арматурой расчетное сопротивление арматуры R_s умножается на коэффициент условий работы $\gamma_{s6} \geq 1$, который определяется по формуле (27).

Согласно [2] расчет по прочности проводится на основе нелинейной деформационной модели в соответствии с п.6.2.21. Предусмотрен выбор расчетной диаграммы состояния сжатого бетона.

Согласно [3] расчет по прочности проводится на основе нелинейной деформационной модели в соответствии с п.7.1.1.2. Предусмотрен выбор одной из двух расчетных диаграмм состояния сжатого бетона. Параболически-линейная диаграмма применяется в том случае, когда усилия определены путем линейно-упругого расчета. Предельные усилия определяются как $R(\alpha\lambda f_{ck}/\gamma_c, f_{yk}/\gamma_s)$. Криволинейная диаграмма применяется при нелинейных расчетах усилий, в которых учитываются неупругие свойства бетона и арматурной стали. Предельные усилия определяются как $R(f_{cR}, f_{yR})/\gamma_R$, где $f_{cR}=\alpha\lambda f_{ck}$, $f_{yR}=1.1f_{yk}$, $\gamma_R=1.35$.

При подборе арматуры в колонне влияние прогиба учитывается путем умножения изгибающего момента M на повышающий коэффициент η. Коэффициент η вычисляется по формуле

$$\eta=\frac{1}{1-\frac{N}{N_{cr}}}$$

где N - продольная сила, N_{cr} - критическая сила, которая определяется согласно [1],п.3.24, [2],п.6.2.16, [3],п.7.1.3.14. Формула для критической силы может быть записана в виде

$$N_{cr}=\frac{\pi^2 D}{l_0^{\,2}}$$

где D - жесткость колонны, l_0 - расчетная длина колонны. Согласно [1] жесткость вычисляется по формуле

$$D=\frac{6.4}{\pi^2}\left[\frac{E_b I_b}{\varphi_l}\left(\frac{0.11}{0.1+\delta_e}+0.1\right)+E_s I_s\right]$$

Здесь E_b, E_s - модули упругости бетона и стали; I_b, I_s - моменты инерции бетонного сечения и площади сечения арматуры относительно центральной оси сечения, $\delta_e=e_0/h$ - относительный эксцентриситет продольной силы (h - высота сечения в плоскости изгиба), $\varphi_l=1+\beta\cdot M_{l1}/M_1$ - параметр, учитывающий длительное действие нагрузки ($\beta=const$). Согласно [3] жесткость вычисляется аналогичным образом. В [2] формула для жесткости имеет вид

$$D=\frac{0.15E_b I_b}{\varphi_l(0.3+\delta_e)}+0.7E_s I_s$$

Эксцентриситет e_0 определяется относительно центра тяжести приведенного сечения (при несимметричном армировании центры тяжести бетонного и приведенного сечений не совпадают). При определении e_0 учитывается случайный эксцентриситет e_a ([1],п.1.21, [2],п.4.2.6, [3],п.7.1.2.11). Согласно [1] и [2] при расчете статически определимой колонны эксцентриситет e_0 принимается равным $\frac{M}{N}+e_a$, а при расчете статически неопределимой колонны – равным $\frac{M}{N}$, если $\frac{M}{N}\ge e_a$, и равным e_a, если $\frac{M}{N}<e_a$. Согласно [3] эксцентриситет e_0 всегда принимается равным $\frac{M}{N}+e_a$.

Моменты M_1, M_{l1} вычисляются относительно оси тяжести наиболее растянутой (или наименее сжатой) арматуры по усилиям N, M от полной нагрузки и по усилиям N_l, M_l от длительно действующей части нагрузки.

Так как жесткость D вычисляется с учетом арматуры в сечении, то расчетный момент ηM также зависит от площади арматуры. Поэтому требуемая арматура может быть рассчитана только при помощи итераций. На текущем итерационном шаге для найденной площади арматуры вычисляются коэффициенты η_y и η_z, затем определяются расчетные моменты $\eta_y M_y$ и $\eta_z M_z$, действующие в плоскостях Z и Y, а затем вычисляется требуемая площадь арматуры. Далее выполняется следующая итерация. Итерационный процесс оканчивается тогда, когда относительное приращение площади арматуры становится менее 0,1%.

4. Конструирование

При подборе арматурных стержней применяется следующий общий ряд диаметров (в мм): 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32, 36, 40. По классам арматурной стали могут выбираться стержни следующих диаметров:

[1]: для A-I d = 6 – 40; для A-II d = 10 – 40; для A-III d = 10 – 40; для A-IV d = 10 – 32; для A-V d = 10 – 32; для A-VI d = 10 – 40; для A-VII d = 10 – 28; для A500C d = 10 – 40;

[2]: для A240 d = 6 – 40; для A300 d = 6 – 40; для A400 d = 6 – 40; для A500 d = 10 – 40; для B500 d = 3 – 12;

[3]: для S240 d = 6 – 40; для S400 d = 6 – 40; для S500 d = 6 – 40.

Арматурные стержни размещаются в сечении с учетом номинальной толщины защитного слоя бетона и номинального расстояния в свету между стержнями. При определении номинальной толщины защитного слоя бетона учитываются заданные минимальные толщины защитного слоя бетона для продольной и поперечной арматуры, диаметр подобранных стержней и диаметр хомута. При этом толщина защитного слоя бетона для хомута принимается кратной 5 мм.

При конструировании учитываются заданные минимальный и максимальный диаметры стержней, максимальное количество стержней, минимальное расстояние в свету между стержнями. Эти параметры позволяют управлять подбором арматуры. Минимальный диаметр стержней может не принадлежать указанному ряду диаметров для выбранного класса арматурной стали. Для схем армирования A = 0, 1, 2 ограничивается количество стержней в сечении, а для схемы армирования A = 3 – количество стержней в одном ряду.

В сечении со схемой армирования A = 0 в каждом угле может размещаться один арматурный стержень или (при необходимости) более (3 или 5 арматурных стержней). При расчете требуемой арматуры применяется расстояние от контура сечения до общего центра тяжести группы стержней.

В сечении со схемой армирования A = 3 на месте каждого арматурного слоя стержни могут размещаться в два ряда. Стержни второго ряда устанавливаются на таком расстоянии от стержней первого ряда, которое равно наибольшему из значений диаметра стержней первого ряда и минимального расстояния в свету между стержнями. При расчете требуемой арматуры применяется расстояние от контура сечения до линии тяжести обоих рядов стержней.

Для таврового (двутаврового) сечения требуется указать одну из двух возможностей размещения арматуры в полке. Арматурные стержни могут размещаться на всей ширине полки. Этот вариант предназначен для расчета балки таврового (двутаврового) сечения. Другая возможность позволяет при подборе стержней учитывать долю арматуры в свесах полки, которая может задаваться от 0% до 100%. При этом стержни размещаются в пределах отрезка, длина которого составляет половину ширины полки. Этот вариант предназначен для расчета балки прямоугольного сечения совместно с плитой перекрытия. Арматурные стержни размещаются в полке в один ряд, а в ребре сечения стержни могут размещаться в два ряда.

Задача конструирования арматуры в произвольном полигональном сечении с произвольной схемой армирования не имеет единственного решения, поэтому предусмотрены два метода

конструирования: подбор стержней одинакового диаметра и подбор минимального количества стержней.

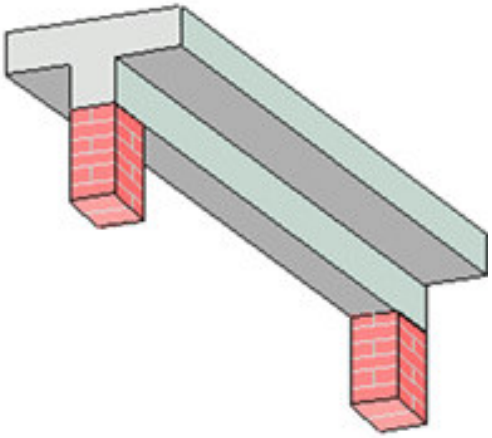
По результатам конструирования осуществляется графический вывод сечения с подобранными арматурными стержнями. В программе предусмотрен контроль корректности размещения арматурных стержней для сечений различных форм. Если корректное размещение стержней невозможно, то выдается предупреждающее сообщение.

В режиме «Полный вывод» проводится дополнительная проверка несущей способности сечения с подобранными арматурными стержнями. При проверке каждый стержень учитывается по отдельности, при этом в расчет ставятся площадь его поперечного сечения и координаты центра тяжести. Для всех расчетных сочетаний усилий вычисляются предельные усилия N_u, M_{yu}, M_{zu} и коэффициент $\gamma_u \geq 1$, по которому можно судить о качестве подбора арматуры. Чем ближе γ_u к единице, тем лучше результат конструирования.

Литература

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
3. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
4. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №1 СНБ 5.03.01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2004.
5. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.

436 – Подбор поперечной арматуры



Программа предназначена для расчета поперечной арматуры, требуемой для обеспечения прочности по наклонным и пространственным сечениям, а также для конструирования хомутов согласно следующим нормам: СНиП 2.03.01-84* [1], СП 52-101-2003 [2], СНБ 5.03.01-02 [3]. По результатам конструирования выводится изображение приопорной части элемента с подобранными хомутами.

1. Расчетная схема и нагрузки

Рассматривается приопорная часть железобетонного элемента постоянного поперечного сечения. В качестве координаты произвольного поперечного сечения применяется расстояние x от опоры. Предусмотрены два вида расчета: расчет на изгиб и расчет на кручение с изгибом. При расчете на изгиб учитывается действие поперечной силы и обеспечивается прочность элемента по наклонным сечениям. При расчете на кручение с изгибом учитывается действие крутящего момента, изгибающего момента, поперечной силы и обеспечивается прочность элемента по пространственным сечениям.

Расчеты проводятся для элемента прямоугольного поперечного сечения шириной b и высотой h. При расчете на изгиб по [1] и [3] допускается задание таврового (двутаврового) сечения для учета сжатой полки при определении несущей способности бетона сжатой зоны.

Для учета обрывов стержней продольной арматуры предусмотрено разбиение приопорной части элемента на участки с различной продольной арматурой. Для каждого участка задаются расстояния от сторон сечения элемента до центров тяжести площадей продольной арматуры. При расчете на кручение с изгибом дополнительно задаются площади арматуры, расположенной у верхней, нижней и боковой сторон сечения. Площадь боковой арматуры определяется как сумма площадей крайних стержней верхней и нижней арматуры. Предполагается, что площади боковой арматуры у левой и правой сторон сечения одинаковы.

При расчете на изгиб задаются изгибающий момент M_o и поперечная сила Q_o, действующие в сечении элемента над гранью опоры. Предусмотрен ввод равномерно распределенной поперечной нагрузки интенсивности q и сосредоточенных поперечных сил Q, действующих на верхней грани элемента. Предполагается, что нагрузки q и Q направлены вертикально вниз. Изгибающий момент и поперечная сила в произвольном поперечном сечении определяются по усилиям в опорном сечении и заданным нагрузкам на основе уравнений равновесия. При этом величина момента M_o принимается отрицательной. Если заданная длина приопорной части элемента больше значения x_0, при котором $Q(x_0)=0$ или Q изменяет знак, то расчет проводится только для $x \le x_0$.

При расчете на кручение с изгибом дополнительно задаются крутящий момент T_o в опорном сечении, равномерно распределенный крутящий момент интенсивности t и сосредоточенные крутящие моменты T. Если заданная длина приопорной части элемента больше значения x_0, при котором $T(x_0)=0$ или T изменяет знак, то расчет проводится только для $x \le x_0$.

При расчете по [1] и [2] усилия в опорном сечении и нагрузки в пролете должны соответствовать расчетной комбинации нагрузок, образованной согласно [4], а при расчете по [3] - согласно [3], Приложение А.

2. Расчет на изгиб

Расчет элемента по прочности проводится согласно [1],пп.3.31*, 3.32, [2],п.6.2.34, [3],пп.7.2.1.1, 7.2.1.2, 7.2.1.5, 7.2.2.7 - 7.2.2.10.

При расчете по [1] и [3] рассматривается множество наклонных сечений, проходящих через линию границы сжатой зоны расчетного поперечного сечения и линию пересечения грани опоры и надопорного поперечного сечения элемента. Наклонное сечение характеризуется длиной проекции c на продольную ось элемента ($c = x$). Для каждого наклонного сечения отыскивается длина проекции c_0 опасной наклонной трещины. Она определяется из условия минимума несущей способности бетона сжатой зоны и поперечной арматуры, пересекающей наклонную трещину, т.е. определяется как такое значение c_0, при котором достигается минимум выражения $Q_b(c_0) + Q_{sw}(c_0)$. При этом учитываются следующие ограничения: $c_0 \le c$, $c_0 \le 2h_0$ и $c_0 \ge h_0$ при $c \ge h_0$ (h_0 - рабочая высота поперечного сечения). Прочность элемента по наклонному сечению обеспечивается при условии $Q \le \min\{Q_b(c_0) + Q_{sw}(c_0)\}$, где Q - поперечная сила в нормальном сечении, находящемся на расстоянии c от опоры ([5],п.3.31). При этом учитывается ограничение $Q_b \ge Q_{b,\min}$. Погонная площадь поперечной арматуры A_{sw} / s_w вычисляется по найденному значению c_0 из выражений $Q_{sw}(c_0) = q_{sw} \cdot c_0$, $q_{sw} = R_{sw} \cdot A_{sw} / s_w$ при условии $q_{sw} \ge q_{sw,\min}$.

При расчете по [2] усилия, воспринимаемые бетоном сжатой зоны и поперечной арматурой, рассматриваются как функции длины проекции c_0 наклонного сечения, проходящего по наклонной трещине: $Q_b = Q_b(c_0), Q_{sw} = Q_{sw}(c_0)$. При этом вводятся ограничения $Q_{b,\min} \le Q_b \le Q_{b,\max}$. Аргумент функции $Q_{sw}(c_0)$ ограничивается неравенствами $h_0 \le c_0 \le 2h_0$. Прочность элемента по наклонному сечению обеспечивается при условии $Q \le \min\{Q_b(c_0) + Q_{sw}(c_0)\}$. Погонная площадь поперечной арматуры A_{sw} / s_w определяется из выражений $Q_{sw}(c_0) = q_{sw} \cdot c_0$, $q_{sw} = R_{sw} \cdot A_{sw} / s_w$.

Верхний предел для шага хомутов $s_{w,\max}$ определяется из условия, согласно которому поперечная сила между хомутами должна полностью восприниматься бетоном сжатой зоны ([5],п.3.29, [2],п.6.2.34).

Наряду с проверкой прочности по наклонной трещине проводится проверка прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами на основе условия $Q \le Q_{\max}$, где $Q_{\max}$ равно правой части условия (72) при расчете по [1], или условия (6.65) при расчете по [2], или условия (7.89) при расчете по [3]. Если это условие не выполняется, то выводится соответствующее сообщение. При расчете по [1] и [3] площадь арматуры, найденная из условия прочности по наклонной трещине, может быть увеличена с целью удовлетворения условия прочности по наклонной полосе.

Производится табличный вывод требуемой погонной площади арматуры A_{sw} / s_w, верхнего предела $s_{w,\max}$ для шага хомутов и длины проекции c_0 опасной наклонной трещины. Предусмотрен вывод графика распределения требуемой погонной площади арматуры на приопорной части элемента. Поскольку при расчете по прочности арматура учитывается на длине c_0, то для каждого расчетного сечения с координатой x производится корректировка распределения площади арматуры на отрезке $[x - c_0, x]$ по условию, согласно которому площадь арматуры на этом отрезке должна быть не меньше, чем в точке x.

Предусмотрен вывод графиков $M(x), Q(x), Q_b(x), Q_{sw}(x), Q_b(x) + Q_{sw}(x)$. С целью визуальной проверки условия прочности $Q \le Q_b + Q_{sw}$ на рисунке с графиком $Q_b(x) + Q_{sw}(x)$ дополнительно изображается график $Q(x)$.

3. Расчет на кручение с изгибом

Расчет элемента по прочности проводится согласно [1],пп.3.36 - 3.38, [2],пп.6.2.36 – 6.2.42, [3],пп.7.3.1.1 - 7.3.1.5. При расчете рассматривается множество поперечных сечений, в которых действуют изгибающий момент M, поперечная сила Q и крутящий момент T. Предусмотрены два вида расчета: расчет по прочности пространственных сечений и расчет по прочности элемента между пространственными сечениями.

При расчете по прочности пространственных сечений рассматриваются три схемы разрушения. Эти схемы отличаются расположением сжатой зоны пространственного сечения. В первой схеме сжатая зона располагается у грани элемента, сжатой от изгиба. Во второй схеме сжатая зона располагается у боковой грани элемента. В третьей схеме сжатая зона располагается у грани элемента, растянутой от изгиба.

Для всех схем разрушения условие прочности пространственных сечений может быть записано в виде

$$T_i \le a_{1i} / c_i + a_{2i} \cdot c_i$$

Здесь i - номер схемы ($i = 1,2,3$), c_i - длина проекции сжатой стороны пространственного сечения на продольную ось элемента, a_{1i} - величина, зависящая от площади A_{si} продольной арматуры, расположенной у растянутой грани, a_{2i} - величина, зависящая от погонной площади A_{swi} / s_{wi} поперечной арматуры, расположенной у растянутой грани, $T_1 = T_3 = T$, $T_2 = T + Qb/2$. Правая часть условия прочности представляет собой функцию от c_i. Предельный крутящий момент T_{0i} равен минимальному значению этой функции. При отыскании длины проекции c_i, для которой достигается минимум, учитываются следующие ограничения:

$$c_i \le 2h_i + b_i$$

$$c_i \le b_i \sqrt{\frac{2}{b_i /(2h_i + b_i)}}$$

Здесь b_i, h_i - размеры проекции пространственного сечения на плоскость, перпендикулярную к оси элемента. Для первой и третьей схем $b_i = b$, $h_i = h$, для второй схемы $b_i = h$, $h_i = b$.

Соотношение между площадями продольной и поперечной арматуры, которые учитываются в расчете по прочности, определяется для каждой схемы разрушения при помощи следующего параметра:

$$\varphi_{wi} = \frac{R_{sw} A_{swi}}{R_s A_{si}} \cdot \frac{b_i}{s_{wi}}$$

Согласно [1] значение φ_{wi} должно быть не меньше, чем

$$\varphi_{wi,\min} = \frac{0.5}{1 + M /(2\varphi_{wi} M_{ui})}$$

и не больше, чем

$$\varphi_{wi,\max} = 1.5(1 - M / M_{ui})$$

В этих формулах для второй схемы слагаемое, содержащее M, полагается равным нулю, а для третьей схемы знак перед M изменяется на обратный.

Предельный изгибающий момент M_{ui} определяется по формуле $M_{ui} = R_s A_{si} (h_{0i} - 0.5x_i)$, где x_i - высота сжатой зоны, выражающаяся по формуле $x_i = (R_s A_{si} - R_{sc} A'_{si}) / (R_b b_i)$. Если

вычисленное значение x_i меньше $2a_i'$, то полагается $x_i = 2a_i'$. Здесь A_{si}' - площадь арматуры в сжатой зоне, a_i' - расстояние от грани сечения до центра тяжести сжатой арматуры.

При $\varphi_{wi} < \varphi_{wi,\min}$ в расчете учитывается площадь продольной арматуры, равная $A_{si} \cdot \varphi_{wi} / \varphi_{wi,\min}$.

Требуемая по расчету поперечная арматура должна быть размещена на длине

$$c_{swi} = \frac{b_i}{2h_i + b_i} c_i$$

Согласно [2] расчет по прочности пространственных сечений при действии только крутящего момента T проводится аналогично на основе условия

$$T \le T_{0i}$$

Здесь i - номер схемы разрушения ($i = 1,2,3$). Принимается, что $\varphi_{wi,\min} = 0.5$ и $\varphi_{wi,\max} = 1.5$.

При совместном действии крутящего момента T и изгибающего момента M условие прочности при $i = 1$ представляется в виде

$$T \le T_{0i} \sqrt{1 - (M / M_0)^2}$$

Предельный изгибающий момент M_0 определяется согласно [2],п.6.2.10 по формуле (6.14).

При совместном действии крутящего момента T и поперечной силы Q условие прочности при $i = 2$ представляется в виде

$$T \le T_{0i} (1 - Q / Q_0)$$

Предельная поперечная сила Q_0 определяется согласно [2],п.6.2.34 в соответствии с формулой (6.70).

Расчет по прочности пространственных сечений согласно [3] аналогичен расчету по [1].

Согласно [1] и [3] предусмотрена замена при $T \le 0.5Qb$ расчета по прочности для второй схемы разрушения на расчет по прочности наклонных сечений при расчетной поперечной силе $Q + 3T / b$.

Наряду с расчетом по прочности пространственных сечений проводится расчет по прочности элемента между пространственными сечениями. Если условие прочности вида $T \le T_{\max}$ при расчете по [1] и [3] или условие прочности вида $T \le T_{\max}(1 - Q / Q_{\max})$ при расчете по [2] не выполняется, то выводится соответствующее сообщение. Здесь $T_{\max} = 0.1 R_b b^2 h$ при расчете по [1], [2] и $T_{\max} = 0.1 \alpha f_{cd} b^2 h$ при расчете по [3], причем $b = \min\{b, h\}$, $Q_{\max} = 0.3 R_b b h_0$. Согласно [1],п.3.37 расчетное сопротивление R_b для бетона класса выше B30 принимается как для бетона класса B30. Согласно [3],п.7.3.1.4 расчетное сопротивление f_{cd} для бетона класса выше C25/30 принимается как для бетона класса C25/30. Коэффициент α принимается согласно [3],п.6.1.5.4.

Расчет по прочности пространственных сечений проводится при заданных площадях продольной арматуры. Если заданная продольная арматура является недостаточной для обеспечения прочности, то выводятся требуемые площади продольной арматуры, найденные совместно с требуемой площадью поперечной арматуры.

Производится табличный вывод требуемой погонной площади поперечной арматуры A_{sw} / s_w и длины c_{sw} отрезка, на котором должна быть размещена поперечная арматура ($c_{sw} = \max c_{swi}$, $i = 1,2,3$). В таблице выводятся значения отношения T / T_u, где T_u правая часть условия прочности, вычисленные для трех схем разрушения. Прочность элемента обеспечена при

$T/T_u \le 1.0$. При замене расчета по второй схеме разрушения на расчет по прочности наклонных сечений соответствующее значение отсутствует. Пропуск значения T/T_u для третьей схемы означает, что при данном изгибающем моменте разрушение по третьей схеме невозможно.

Предусмотрен вывод графика распределения требуемой погонной площади поперечной арматуры на приопорной части элемента. Поскольку при расчете по прочности для i-й схемы разрушения поперечная арматура учитывается на длине c_{swi}, то для каждого расчетного сечения с координатой x производится корректировка распределения площади поперечной арматуры на отрезке $[x-0.5c_{sw}, x+0.5c_{sw}]$ по условию, согласно которому площадь поперечной арматуры на этом отрезке должна быть не меньше, чем в точке x.

Предусмотрен вывод графиков $M(x), Q(x), T(x)$.

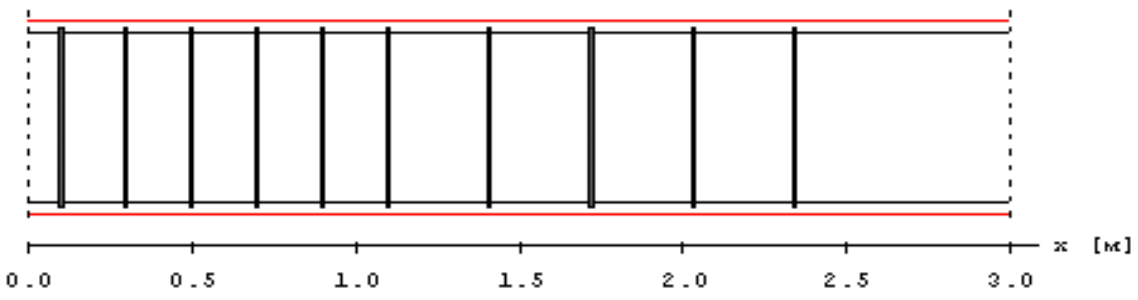
4. Конструирование

При конструировании хомутов применяются следующие данные: диаметр хомутов, максимальный шаг хомутов, приращение шага хомутов, а также расстояние от грани опоры до оси первого хомута. При расчете на изгиб дополнительно задается число ветвей хомута (количество поперечных стержней в нормальном сечении).

Подбор хомутов заключается в определении шага хомутов и длин участков, на которых хомуты устанавливаются с постоянным шагом. Шаг хомутов на первом от опоры участке определяется по наибольшему значению требуемой погонной площади арматуры $(A_{sw}/s_w)_{\max}$. Шаг хомутов ограничивается заданным при вводе максимальным значением шага. При расчете на изгиб шаг хомутов дополнительно ограничивается расчетным верхним пределом $s_{w,\max}$. На втором от опоры участке шаг хомутов может быть принят тем же или, если это возможно, увеличен на заданное приращение шага. Для определения числа хомутов требуется задать расстояние от грани опоры до оси первого хомута. Это расстояние может быть задано равным половине шага или полному шагу хомутов. Иное смещение должно задаваться вводом соответствующего положительного или отрицательного значения. При задании отрицательного смещения первый хомут устанавливается в надопорной части элемента. Абсолютная величина заданного смещения принимается не большей, чем $h/2$.

При задании приращения шага хомутов может быть введено как положительное, так и нулевое или отрицательное значение. В случае ввода отрицательного значения конструирование производится без изменения шага хомутов. При вводе нулевого значения автоматически определяется такое приращение шага, при котором общее число хомутов является минимально возможным.

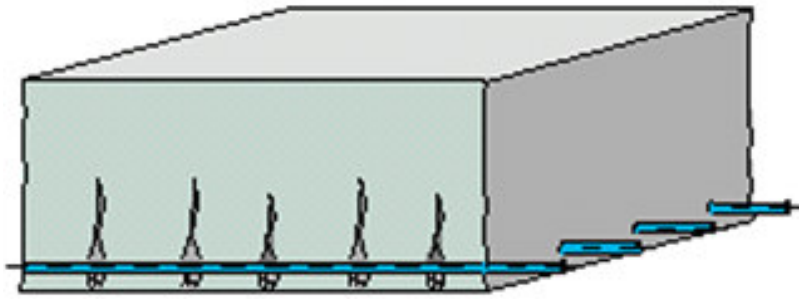
По результатам конструирования выводится изображение приопорного участка элемента с подобранными хомутами.



Литература

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
3. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
4. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) /ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.

437 – Расчет по трещиностойкости



Программа предназначена для расчёта по образованию и раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента, при прямом или косом изгибе согласно следующим нормам: СНиП 2.03.01-84* [1], СП 52-101-2003 [2], СНБ 5.03.01-02 [3], [4]. Продольная арматура либо задается, либо подбирается по усилиям от расчетных нагрузок. Предусмотрено определение арматуры, требуемой для ограничения ширины раскрытия трещин.

1. Сечение

Сечения подразделяются на стандартные и произвольные. К стандартным сечениям относятся прямоугольное сечение, тавровое или двутавровое сечение, круговое или кольцевое сечение (рис.1). Расчет согласно [1] может проводиться для прямоугольного и таврового (двутаврового) сечений, а расчет согласно [2] и [3] – для всех сечений.

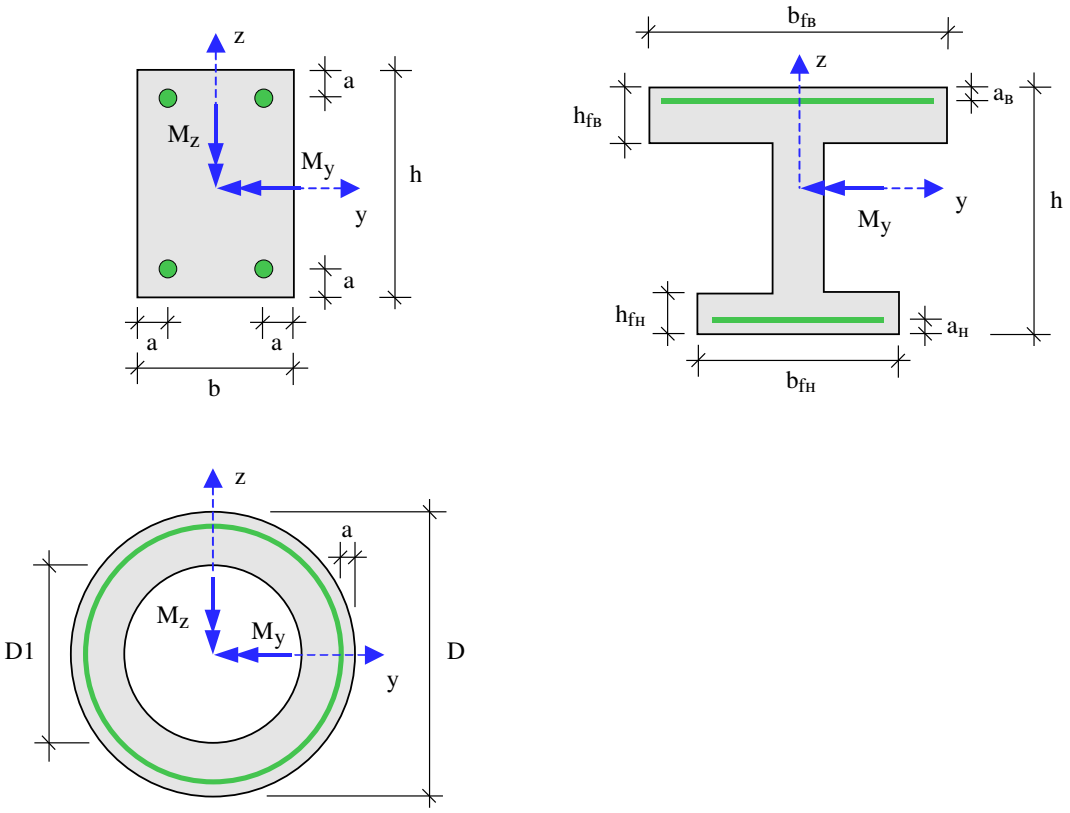


Рис. 1. Стандартные сечения

Для прямоугольного сечения возможны следующие схемы армирования A (рис.2): схема с равными площадями арматуры вблизи вершин сечения (A = 0), схема с равномерным распределением площади арматуры вдоль контура сечения (A = 1), схемы с равными (A = 2) и с различными (A = 3) площадями арматуры вблизи верхней и нижней сторон сечения. Для таврового и двутаврового сечений рассматривается схема армирования A = 3. Для кругового и кольцевого сечений рассматривается схема армирования с равномерным распределением площади арматуры вдоль контура сечения.

Задание произвольного полигонального сечения осуществляется путем ввода координат его вершин (рис.3). Возможен ввод до 50 вершин. Выбор координатных осей декартовой системы может быть произвольным. Вершины задаются в последовательности, которая соответствует обходу полигона по контуру в определенном направлении. При этом полигональная область должна оставаться по одну сторону (например, слева) от направления обхода. При наличии

внутренних полостей в сечении требуется произвести разрезы, позволяющие обойти граничные контуры (внешний и внутренние) так, чтобы область оставалась по одну сторону от направления обхода. Предусмотрен автоматический учет полости прямоугольной формы.

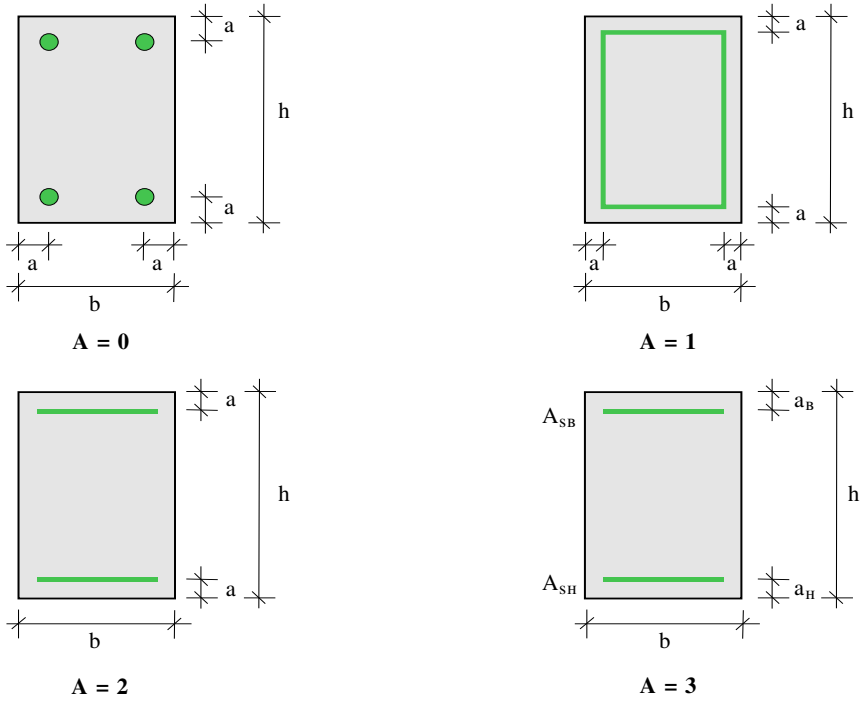


Рис. 2. Схемы армирования прямоугольного сечения

При вводе арматуры в произвольном сечении требуется задать отрезки (арматурные слои), на которых размещается арматура. Возможен ввод до 50 арматурных слоев. Слои могут иметь произвольную длину и ориентацию. Предполагается, что площадь арматуры равномерно распределена по слою. Если длина слоя равна нулю, то такой слой соответствует «сосредоточенной» площади арматуры. Если не предусматривается конструирование арматуры при помощи программы, то для каждого арматурного слоя требуется дополнительно задать диаметр арматурных стержней.

2. Усилия

Продольная сила и изгибающие моменты задаются относительно главных центральных осей y, z бетонного сечения. Принимается, что продольная сила N положительна при сжатии. При действии положительного момента M_y сжатая зона возникает в верхней части сечения, а при действии положительного момента M_z сжатая зона возникает в левой части сечения. При расчете по трещиностойкости согласно [1] и [2] усилия соответствуют комбинациям нормативных нагрузок (γ_f = 1), образованным согласно СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» [5], а при расчете согласно [3] усилия соответствуют практически постоянным комбинациям нагрузок (γ_F = 1), образованным согласно Приложению А. При расчете по [1] и [2] наряду с усилиями от полной нагрузки задаются усилия от длительно действующей части нагрузки.

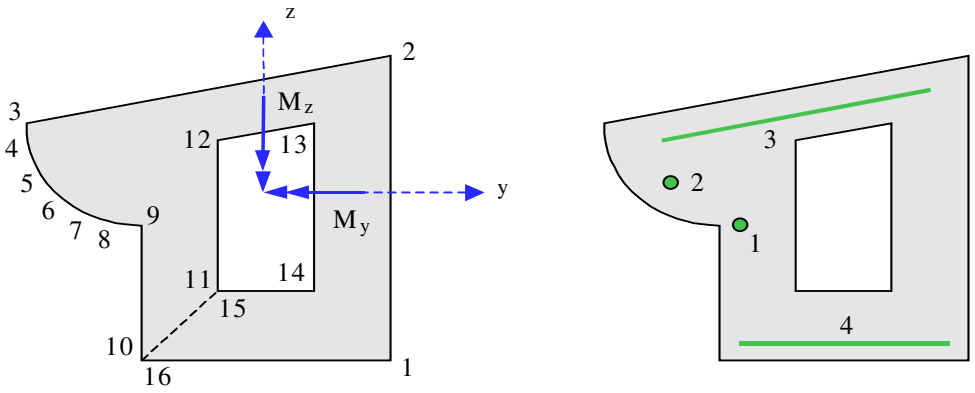


Рис. 3. Произвольное полигональное сечение

3. Расчет

Расчет по образованию и раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента, выполняется согласно [1],пп.4.5, 4.14, [2],пп.7.2.11, 7.2.12, [3],пп.8.2.1.7 – 8.2.1.10. Изгибающие моменты при образовании трещин определяются по предельному состоянию растянутого бетона. При этом учет продольной силы N возможен одним из двух способов. Если продольная сила и изгибающие моменты возникают от действия разных источников нагрузок, то следует положить $N = const$, а если они возникают от действия одного источника нагрузок и возрастают одновременно, то следует положить $e_y = M_y / N = const$ и $e_z = M_z / N = const$.

Расчет согласно [1] проводится при помощи формул, приведенных в [1] и [6]. Предусмотрен вывод промежуточных результатов расчета, при этом применяются обозначения, принятые в нормах.

Расчет согласно [2] проводится на основе нелинейной деформационной модели. Изгибающие моменты $M_{y,crc}$ и $M_{z,crc}$ при образовании трещин, а также напряжения в растянутой арматуре после образования трещин σ_s и $\sigma_{s,crc}$, входящие в формулы (7.13) и (7.22), вычисляются на основе диаграмм состояния бетона и арматурной стали при помощи численного метода. Предусмотрен выбор расчетной диаграммы состояния бетона в сжатой и растянутой зонах сечения. Согласно пп.5.1.22, 5.1.24 применяются диаграммы с деформационными характеристиками, соответствующими непродолжительному действию нагрузки. Площадь сечения растянутого бетона A_{bt} и площадь сечения растянутой арматуры A_s, через которые по формуле (7.21) вычисляется базовое расстояние l_s между трещинами, определяются непосредственно перед образованием трещин. Значение A_{bt} определяется при следующих ограничениях на высоту растянутой зоны: $h_t \geq 2a$, $h_t \leq h/2$, где a – расстояние от наиболее растянутой арматуры до ближайшей грани сечения, h – сумма высот растянутой и сжатой зон сечения, определяемых аналогично [1], стр.37, черт.8. Значение A_s определяется как сумма площадей A_{si} арматурных слоев с учетом средних по слою деформаций растяжения ε_i по формуле $A_s = \sum_i A_{si} \cdot (\varepsilon_i / \varepsilon_{\max})$, где $\varepsilon_{\max}$ – деформация наиболее растянутой арматуры.

Расчет согласно [3] проводится на основе нелинейной деформационной модели. Изгибающие моменты $M_{y,cr}, M_{z,cr}$ при образовании трещин, деформация растянутой арматуры ε_s, напряжения в растянутой арматуре после образования трещин σ_s и σ_{sr} вычисляются на основе диаграмм состояния бетона и арматурной стали при помощи численного метода. Предусмотрен

выбор одной из двух расчетных диаграмм состояния сжатого бетона. Параболически-линейная диаграмма применяется в том случае, когда усилия определены путем линейно-упругого расчета. Криволинейная диаграмма применяется при нелинейных расчетах усилий, в которых учитываются неупругие свойства бетона и арматурной стали. Моменты $M_{y,cr}, M_{z,cr}$ определяется из условия достижения на наиболее растянутой грани сечения напряжения f_{ctm}. При этом состояние растянутого бетона описывается линейной диаграммой, соответствующей модулю упругости E_{cm}. Эффективная площадь растянутой зоны $A_{c,eff}$ определяется при высоте $h_{c,eff} = 2.5a$, которая ограничивается условиями $h_{c,eff} \le h_t / 2$ и $h_{c,eff} \le h / 2$, где h_t - высота растянутой зоны непосредственно перед образованием трещин, h – сумма высот растянутой и сжатой зон сечения.

При расчете по образованию трещин согласно [2] и [3] предусмотрен вывод деформаций и напряжений, а также положения нейтральной линии непосредственно перед образованием трещин.

В случае, когда ширина раскрытия трещин превышает предельно допустимое значение, программа позволяет рассчитать требуемую площадь арматуры. При этом площадь арматуры увеличивается до того значения, при котором удовлетворяются условия по трещиностойкости. Одновременно с увеличением площади арматуры может проводиться конструирование арматуры в сечении.

4. Конструирование

В программе предусмотрена возможность подбора арматурных стержней по заданной площади продольной арматуры. В расчет по трещиностойкости ставятся площади и диаметры подобранных стержней и учитывается их размещение в сечении. При подборе арматурных стержней применяется следующий общий ряд диаметров (в мм): 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32, 36, 40. По классам арматурной стали могут выбираться стержни следующих диаметров:

[1]: для A-I d = 6 – 40; для A-II d = 10 – 40; для A-III d = 10 – 40; для A-IV d = 10 – 32; для A-V d = 10 – 32; для A-VI d = 10 – 40; для A-VII d = 10 – 28; для A500C d = 10 – 40;

[2]: для A240 d = 6 – 40; для A300 d = 6 – 40; для A400 d = 6 – 40; для A500 d = 10 – 40; для B500 d = 3 – 12;

[3]: для S240 d = 6 – 40; для S400 d = 6 – 40; для S500 d = 6 – 40.

Арматурные стержни размещаются в сечении с учетом номинальной толщины защитного слоя бетона и номинального расстояния в свету между стержнями. При определении номинальной толщины защитного слоя бетона учитываются заданные минимальные толщины защитного слоя бетона для продольной и поперечной арматуры, диаметр подобранных стержней и диаметр хомута. При этом толщина защитного слоя бетона для хомута принимается кратной 5 мм.

При конструировании учитываются заданные минимальный и максимальный диаметры стержней, максимальное количество стержней, минимальное расстояние в свету между стержнями. Эти параметры позволяют управлять подбором арматуры. Минимальный диаметр стержней может не принадлежать указанному ряду диаметров для выбранного класса арматурной стали. Для схем армирования A = 0, 1, 2 ограничивается количество стержней в сечении, а для схемы армирования A = 3 – количество стержней в одном ряду.

В сечении со схемой армирования A = 0 в каждом угле может размещаться один арматурный стержень или (при необходимости) более (3 или 5 арматурных стержней). При расчете требуемой арматуры применяется расстояние от контура сечения до общего центра тяжести группы стержней.

В сечении со схемой армирования A = 3 на месте каждого арматурного слоя стержни могут размещаться в два ряда. Стержни второго ряда устанавливаются на таком расстоянии от стержней первого ряда, которое равно наибольшему из значений диаметра стержней первого ряда и минимального расстояния в свету между стержнями. При расчете применяется расстояние от контура сечения до линии тяжести обоих рядов стержней.

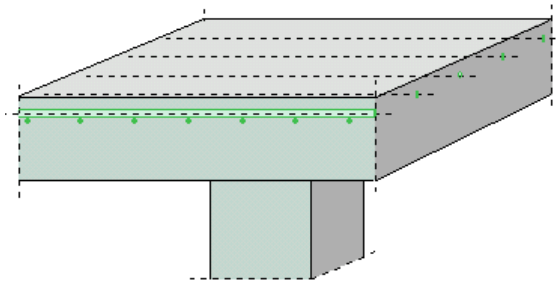
Для таврового (двутаврового) сечения требуется указать одну из двух возможностей размещения арматуры в полке. Арматурные стержни могут размещаться на всей ширине полки. Другая возможность позволяет при подборе стержней учитывать долю арматуры в свесах полки, которая может задаваться от 0% до 100%. При этом стержни размещаются в пределах отрезка, длина которого составляет половину ширины полки. Арматурные стержни размещаются в полке в один ряд, а в ребре сечения стержни могут размещаться в два ряда.

По результатам конструирования осуществляется графический вывод сечения с подобранными арматурными стержнями.

Литература

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
3. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
4. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №1 СНБ 5.03.01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2004.
5. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
6. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) /ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.

440 – Расчет на продавливание



Программа предназначена для расчёта на продавливание плиты, воспринимающей нагрузки от колонн прямоугольного или кругового сечения, согласно следующим нормам: СНиП 2.03.01-84* [1], СП 52-101-2003 [2], СНБ 5.03.01-02 [3]. Предусмотрен учет влияния свободных краев плиты. Если прочность плиты без поперечной арматуры не обеспечена, то производится конструирование арматуры или капители колонны. По результатам конструирования выводится картина размещения хомутов или сечение узла с капителью.

1. Расчетная схема и нагрузка

Рассматривается железобетонная плита толщиной h, опирающаяся на колонну прямоугольного или кругового сечения. В плоскости плиты вводится декартова система координат x, y, начало которой находится в центре сечения колонны. Колонны подразделяются на средние, краевые и угловые. В случае средней колонны влияние свободных (незакрепленных) краев плиты не учитывается. В случае краевой колонны учитывается влияние свободного края плиты, параллельного оси x или оси y. В случае угловой колонны учитывается влияние свободных краев плиты, параллельных осям x и y.

Нагрузка на плиту, действующая в пределах сечения колонны, характеризуется значением результирующей силы F. Неравномерность распределения нагрузки по грузовой площади и, следовательно, неравномерность распределения напряжений в расчетном поперечном сечении плиты при продавливании в расчете по [1] не учитывается. В расчете по [2] предусмотрено задание изгибающих моментов M_x, M_y, действующих в вертикальных плоскостях X, Y, в которых расположены оси x, y соответственно. Согласно [2],6.2.46 при расчете на продавливание следует учитывать только половины сосредоточенных моментов, действующих на плиту. При расчете по [3] неравномерность распределения напряжений в расчетном поперечном сечении плиты учитывается путем увеличения расчетной продавливающей силы в зависимости от расположения колонны относительно краев плиты.

Если расчет на продавливание проводится для фундаментной плиты, то продавливающая сила уменьшается на величину результирующей силы реактивного давления грунта, действующего в пределах расчетной области. Согласно [1] и [2] расчетной областью является нижнее (большее) основание пирамиды продавливания, расположенное на уровне растянутой продольной арматуры. По [3] в качестве расчетной области принимается область, ограниченная критическим контуром.

2. Расчет по СНиП 2.03.01-84*

Расчет плиты на продавливание проводится согласно [1],п.3.42. Условие прочности плиты, армированной хомутами в пределах расчетной области, имеет вид:

$$F \le F_b + 0.8 \cdot F_{sw}$$

Здесь $F_b = \alpha R_{bt} u_m h_0$, $F_{sw} = \sum_1^n R_{sw} A_{sw}$, $R_{sw} = 175$ МПа, α - коэффициент, зависящий от вида бетона, R_{bt} - расчетное сопротивление бетона при растяжении (с учетом коэффициента условий работы бетона γ_b), u_m - среднее значение периметров оснований пирамиды продавливания, $h_0 = (h_{0x} + h_{0y})/2$ - средняя рабочая высота сечения плиты, A_{sw} - площадь сечения одного хомута, n - число хомутов, расположенных в пределах расчетной области.

Прочность плиты без поперечной арматуры проверяется при $F_{sw}=0$. Если прочность не обеспечена, то определяется число хомутов n_0, требуемое для выполнения условия прочности и дополнительного условия $F_{sw}\geq 0.5\cdot F_b$. Если продавливающая нагрузка $F>2F_b$, то прочность плиты нельзя обеспечить путем установки поперечной арматуры. В этом случае необходимо увеличить толщину плиты.

3. Расчет по СП 52-101-2003

Расчет плиты на продавливание проводится согласно [2],пп.6.2.46 – 6.2.52. Условие прочности плиты, армированной хомутами в пределах расчетной области, имеет вид:

$$\frac{F}{F_{b,ult}+F_{sw,ult}}+\frac{M_x}{M_{bx,ult}+M_{sw,x,ult}}+\frac{M_y}{M_{by,ult}+M_{sw,y,ult}}\leq 1$$

Здесь $F_{b,ult}=R_{bt}\cdot u\cdot h_0$, $F_{sw,ult}=0.8\cdot q_{sw}\cdot u$, $M_{bx,ult}=R_{bt}\cdot W_x\cdot h_0$, $M_{sw,x,ult}=0.8\cdot q_{sw}\cdot W_x$, $M_{by,ult}=R_{bt}\cdot W_y\cdot h_0$, $M_{sw,y,ult}=0.8\cdot q_{sw}\cdot W_y$, $q_{sw}=\frac{R_{sw}\cdot A_{sw}}{s_w}$, R_{bt} - расчетное сопротивление бетона при растяжении (с учетом коэффициента условий работы бетона γ_b), $h_0=(h_{0x}+h_{0y})/2$ - средняя рабочая высота сечения плиты, u - периметр расчетного контура, расположенного на расстоянии $h_0/2$ от колонны, R_{sw} - расчетное сопротивление поперечной арматуры, s_w - шаг хомутов вдоль расчетного контура, A_{sw} - суммарная площадь сечений хомутов, расположенных по обе стороны от расчетного контура на расстоянии не более $h_0/2$ в пределах полосы шириной s_w вдоль расчетного контура (как правило, A_{sw} определяется для двух хомутов); W_x, W_y - моменты сопротивления расчетного контура, соответствующие изгибающим моментам M_x, M_y и имеющие размерность квадрата единицы длины.

Прочность плиты без поперечной арматуры проверяется при $F_{sw,ult}=0$, $M_{sw,x,ult}=0$, $M_{sw,y,ult}=0$. Если прочность не обеспечена, то определяется погонная площадь поперечной арматуры A_{sw}/s_w, требуемая для выполнения условия прочности и дополнительного условия $F_{sw,ult}\geq 0.25\cdot F_{b,ult}$. При этом знаменатели трех дробей в условии прочности ограничиваются значениями $2F_{b,ult}$, $2M_{bx,ult}$, $2M_{by,ult}$. Если удовлетворение условия прочности плиты при указанных ограничениях невозможно, то необходимо увеличить толщину плиты.

Согласно 6.2.46 второе и третье слагаемые в условии прочности не могут превосходить первое слагаемое.

4. Расчет по СНБ 5.03.01-02

Расчет плиты на продавливание проводится согласно [3],7.4.3.1 - 7.4.3.12 с учетом [4]. Условие прочности плиты, армированной хомутами, имеет вид

$$v_{Sd}\leq v_{Rd,sy}$$

$$v_{Sd}=\frac{\beta\cdot F}{u}$$

$$v_{Rd,sy}=v_{Rd,c}+\frac{A_{sw}\cdot f_{ywd}}{u}$$ для первого периметра

$$v_{Rd,sy} = v_{Rd,c} + \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot d}{u \cdot s_w}$$ для последующих периметров

$$v_{Rd,c} = 0.15 \cdot k \cdot (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \cdot d \geq 0.5 \cdot f_{ctd} \cdot d$$

Здесь β - коэффициент, учитывающий действие изгибающих моментов ($1 \leq \beta \leq 1.5$), u - периметр криволинейного расчетного контура, $d = (d_x + d_y)/2$ - средняя рабочая высота сечения плиты, s_w - шаг хомутов (расстояние между расчетными контурами), A_{sw} - суммарная площадь сечений хомутов, размещенных по расчетному контуру; $k = 1 + \sqrt{20/d} \leq 2$ ($[d] = $см), $\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0.02$ - среднее значение коэффициента продольного армирования, f_{ck} - нормативное сопротивление бетона при сжатии, $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$ - расчетное сопротивление бетона при растяжении, f_{ctk} - нормативное сопротивление бетона при растяжении, γ_c - коэффициент безопасности для бетона, $f_{ywd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \gamma_{s1}$ - расчетное сопротивление поперечной арматуры ($\gamma_{s1} = 0.8$), f_{yk} - нормативное сопротивление поперечной арматуры, γ_s - коэффициент безопасности для арматуры. При определении расчетного сопротивления поперечной арматуры коэффициент условий работы γ_{s2} не учитывается. Площадь арматуры A_{sw} должна удовлетворять условию $\frac{A_{sw}}{s_w \cdot u} \geq 0.16 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$, где f_{ctm}.- прочность бетона при растяжении, установленная для проектирования конструкций.

Для внешнего контура, удаленного от последнего расчетного контура на расстояние $1.5d$, проверяется следующее условие прочности:

$$v_{Sd} \leq 0.75 v_{Rd,c}$$

Периметр расчетного контура определяется в зависимости от отношения $\alpha = a/b$ большей стороны сечения колонны $a = \max(c_x, c_y)$ к меньшей стороне $b = \min(c_x, c_y)$, а также в зависимости от периметра сечения колонны $u_c = 2(c_x + c_y)$. Если $\alpha \leq 2$ (т.е. сечение не является сильно вытянутым) и $u_c \leq 11d$, то расчетный контур принимается замкнутым и состоящим из отрезков, параллельных сторонам a и b, и дуг окружностей с центром в вершинах сечения колонны. Если $\alpha \leq 2$ и $u_c > 11d$, то площадь приложения нагрузки не является малой и согласно 7.4.3.3 расчет на продавливание не требуется. При $\alpha > 2$ учитывается концентрация напряжений в расчетном поперечном сечении плиты вблизи вершин сечения колонны, поэтому расчетный контур принимается незамкнутым, а длины прямолинейных отрезков, параллельных сторонам a и b, принимаются равными $a_1/2$ и $b_1/2$, где $a_1 = \min(a, 2b, 5.6d - b_1)$, $b_1 = \min(b, 2.8d)$ (см. 7.4.3.4). Следует отметить, что при определении результирующей давления грунта, действующего на фундаментную плиту, уменьшение расчетной области не производится.

Если не выполняется условие (7.161) или (7.162), то прочность плиты нельзя обеспечить путем установки поперечной арматуры. В этом случае необходимо увеличить толщину плиты.

5. Конструирование арматуры

При конструировании поперечной арматуры учитываются результаты расчета требуемой арматуры и конструктивные требования норм, относящиеся к шагу хомутов s_w, расстоянию между колонной и ближайшими к ней хомутами, размеру зоны армирования.

При расчете по [1] и [2] в случае колонны прямоугольного сечения расстояния между соседними хомутами по направлениям x и y принимаются одинаковыми (равномерное армирование). В случае круглой колонны хомуты устанавливаются по направлениям, перпендикулярным к расчетному контуру. Согласно [1],5.29 шаг хомутов должен удовлетворять следующим условиям:

$$s_w \le h/3, \quad s_w \le 20\,\text{см}$$

Размер зоны армирования должен быть не меньше $1.5h$ (h - толщина плиты).

Согласно [2] шаг хомутов должен удовлетворять следующим условиям:

$$s_w \le h_0/3, \quad s_w \le 30\,\text{см}$$

Расстояние между колонной и ближайшими к ней хомутами должно быть не меньше $h_0/3$ и не больше $h_0/2$. Размер зоны армирования должен быть не меньше $1.5h_0$ (h_0 - средняя рабочая высота сечения плиты).

В соответствии с [1],3.42 и [2],6.2.48 производится дополнительный расчет на продавливание для зоны плиты, находящейся за пределами области армирования. При этом в качестве площади приложения нагрузки принимается область армирования. Если условие прочности неармированной плиты не выполняется, то устанавливается дополнительный ряд хомутов и производится повторный расчет для увеличенной площади приложения нагрузки.

При расчете согласно [3] количество расчетных контуров и шаг хомутов ($s_w \le 0.75d$) подбираются по условию минимума общего числа хомутов. Хомуты размещаются равномерно вдоль расчетных контуров. По результатам конструирования арматуры выводится картина размещения хомутов.

6. Конструирование капители

Если по расчету плиты на продавливание требуется поперечная арматура, то для обеспечения прочности неармированной плиты необходимо устройство капители колонны. Программа отыскивает капитель минимального объема среди капителей заданного вида. При конструировании капители предусмотрено округление (до 1см или 5см) высоты капители h_k и ширины свесов капители l_k. Ширина свесов принимается одинаковой по направлениям осей x и y: $l_k = (b_x - c_x)/2 = (b_y - c_y)/2$. Здесь c_x, c_y - размеры сечения колонны, b_x, b_y - ширина капители по направлениям осей x и y.

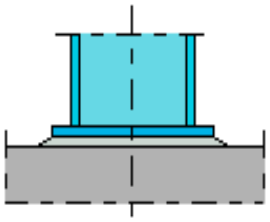
При расчете по [1] и [2] предусмотрены следующие три вида капители: (1) капитель в форме призмы, (2) капитель в форме пирамиды, (3) капитель ломаного очертания. Капитель (3) представляет собой тело, составленное из двух усеченных пирамид. Преимущество этой капители отчетливо проявляется, как правило, при высоком уровне продавливающей нагрузки. В программе предусмотрен автоматический переход к конструированию капители (2), если найденная капитель (3) мало отличается от капители (2). Проверка прочности при наличии капители (1) или (2) производится для двух площадей приложения нагрузки, а при наличии капители (3) – для трех площадей.

При расчете по [3] предусмотрено конструирование капители в форме призмы и капители в форме пирамиды. При $l_k \le 1.5h_k$ проверка прочности производится для одного расчетного контура, находящегося на расстоянии $l_k + 1.5d$ от граней колонны. При $l_k > 1.5h_k$ проверка прочности производится для двух расчетных контуров, удаленных от колонны на расстояния $1.5(h_k + d)$ и $l_k + 1.5d$. По результатам конструирования капители колонны выводится изображение сечения узла в плоскости оси x.

Литература

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
3. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
4. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №1 СНБ 5.03.-01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2004.

462 – База колонны



Программа предназначена для подбора размеров базы стальной колонны двутаврового сечения согласно СНиП II-23-81* [1] или СП 53-102-2004 [2]. Предусмотрена проверка прочности базы заданных размеров. Для определения изгибающих моментов в опорной плите применяется метод конечных элементов.

1. Конструкция

Предусмотрен расчет для двух видов баз колонн: для баз без траверс и для баз с траверсами. 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. При расчете базы без траверс ширина b_y опорной плиты по оси y полагается равной ширине двутавра. Траверсы устанавливаются параллельно оси y.

Предусмотрено 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 без траверс 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 без траверс 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. При проверке прочности базы заданных размеров расстояния до оси анкерного болта задаются в миллиметрах, а при подборе – в диаметрах анкерного болта.

2. Нагрузки

В качестве нагрузок рассматриваются усилия N, M_y, M_z, Q_y, Q_z, действующие в опорном сечении колонны. Для базы с траверсами следует задавать усилия в сечении колонны на уровне высоты траверсы. При прямом изгибе в плоскости наибольшей жесткости сечения колонны задаются момент M_y относительно оси y и поперечная сила Q_z по оси z, а при косом изгибе моменты M_y, M_z и поперечные силы Q_y, Q_z. 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 торца колонны, траверс и опорной плиты.

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 торца колонны, траверс и опорной плиты, проверку прочности траверс, определение требуемого катета сварных швов соединения колонны и траверс.

Расчет отпора фундамента проводится на основе трехлинейной диаграммы деформирования сжатого бетона, представленной в [3]. Предполагается, что опорная плита поворачивается как жесткое целое. Данное предположение оправдано существенным различием деформационных свойств стали для опорной плиты и бетона для фундамента. Применение нелинейной диаграммы деформирования сжатого бетона позволяет корректно определить, при действии моментной нагрузки, 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 для анкерных болтов. Степень затяжки анкерных болтов не учитывается. В выходном документе программы в графической форме приводятся распределения реактивного давления σ_b по краям опорной плиты. При действии моментов может возникать отрыв опорной плиты от фундамента. В зоне отрыва реактивное давление отсутствует. 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 вокруг нейтральной линии.

Расчет наибольшего изгибающего момента в опорной плите может проводиться одним из двух методов: упрощенным методом и методом конечных элементов. Упрощенный метод излагается в методиках по проектированию баз колонн (например, в [4]) и заключается в разбиении опорной плиты на отдельные прямоугольные плиты, опертые или защемленные по некоторым сторонам. Наибольший изгибающий момент в каждой из плит определяется на основе готовых решений задач об изгибе прямоугольных пластин, находящихся под действием равномерно распределенной поперечной нагрузки. Величина нагрузки при расчете отдельных плит принимается равной наибольшему отпору фундамента в пределах плит. Для рассматриваемых конструкций базы используются решения для плиты, опертой по двум сторонам и защемленной по одной стороне, для плиты, защемленной по трем сторонам, для плиты, защемленной по четырем сторонам, и для консольной плиты.

Метод конечных элементов (МКЭ) позволяет получить более точный результат. При помощи МКЭ опорная плита рассчитывается как плита, опертая по средним линиям сечений полок и стенки двутавра и по средним линиям сечений траверс. В качестве нагрузки рассматривается реактивное давление фундамента, которое, в общем случае, существенно неравномерно распределено по площади плиты. При расчете базы без траверс, с анкерами учитывается нагружение опорной плиты сосредоточенными нагрузками от анкерных болтов.

Условие прочности опорной плиты имеет вид

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

где $\sigma_{\max} = \dfrac{6M_{\max}}{t^2}$, $M_{\max}$ - наибольший изгибающий момент в плите, t - толщина плиты, R_{yo} - расчетное сопротивление стали для опорной плиты, γ_c - коэффициент условий работы опорной плиты, принимаемый согласно [1], табл. 6* или [2], табл. 1. Согласно [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 для анкерных болтов. Расчетное сопротивление стали *ВСт3кп2*,

применяемой для анкерных болтов, согласно [1], табл. 60* не зависит от диаметра болта, а согласно [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 торца колонны, траверс и опорной плиты 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 срезу по металлу шва, $R_{wz} = 0.45 R_{un}$ - расчетное сопротивление угловых швов срезу по металлу границы сплавления, R_{un} - временное сопротивление стали. Сталь для колонны и сталь для базы могут быть различными. При проверке прочности по металлу границы сплавления швов соединения колонны и опорной плиты, а также швов соединения колонны и траверс используется меньшее значение R_{wz}. Напряжения τ_f и τ_z вычисляются по формулам вида ([1], 11.5 и [2], 15.1.19)

$$\tau = \sqrt{\tau_{NM}^2 + \tau_Q^2}$$

где τ_{NM} - напряжение от действия усилий N, M_y, M_z; τ_Q - напряжение от действия поперечной силы Q_y или Q_z. Указанные напряжения определяются по формулам

$$\tau_{NM} = N / A + M_y z / I_y + M_z y / I_z$$

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

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

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 τ. 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. Здесь k_f - катет сварного шва. 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} - заданные усилия в расчетном сечении колонны, 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* или [2], табл.35 и не более $1.2t_{\min}$, где $t_{\min}$ - наименьшая из толщин свариваемых элементов. В выходном документе помечаются 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.

При расчете базы с траверсами предусмотрен неучет приварки торца колонны к опорной плите. Тогда учитываются только сварные швы соединения траверс и опорной плиты.

Траверсы рассматриваются как однопролетные балки с консолями. Принимается, что траверса оперта в точках приварки к полкам стержня 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 их действием. Для каждой из двух траверс определяется наибольший изгибающий момент, а затем из двух полученных значений выбирается наибольшее значение $M_{\max}$ и проводится проверка прочности. Условие прочности имеет вид

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

где $\sigma_{\max} = \dfrac{6M_{\max}}{t_t h_t^2}$; t_t, h_t - 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 $l_w \le 85\beta_f k_f$.

Следует отметить, что различие норм [1] и [2] проявляется в значениях коэффициента условий работы опорной плиты, расчетного сопротивления стали для анкерных болтов и минимального катета сварного углового шва.

4. Подбор размеров базы

Размеры опорной плиты b_y, b_z варьируются в рамках заданных предельных размеров $b_{y\max}, b_{z\max}$. Из всех пар b_y, b_z, для которых выполняется условие прочности опорной плиты, выбирается пара, для которой критерий подбора (периметр или площадь плиты) принимает наименьшее значение.

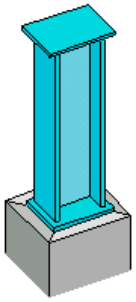
Высота траверсы h_t ограничивается предельной высотой $h_{t\max}$. Принимается наименьшее из значений h_t, для которых выполняются условия прочности траверсы и сварных швов соединения колонны и траверсы.

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. 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. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
4. 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 СНиП II-23-81* [1] или СП 53-102-2004 [2]. 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 (по ГОСТ 12336-66), профиль замкнутый прямоугольный (по ГОСТ 12336-66), труба бесшовная горячекатаная (по ГОСТ 8732-78*), труба электросварная (по ГОСТ 10704-91).

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 (выборка из ГОСТ 19903-74*). 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 6* из [1] или таблице 1 из [2].

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

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

где $\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w l_{ef}}$, $l_{ef} = b_F + 2t_f$ - 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 [1],п.5.25* 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 [1]. 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: $\beta = \sqrt{\dfrac{1-(\tau_z / R_s)^2}{1-0.7(\tau_z / R_s)^2}}$.

Пластический расчет согласно [2],п.10.1.1 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],п.5.15 или [2],п.9.4.1 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.7* или [2],прил.М.

При пластическом расчете согласно [1],п.5.20 или [2],п.9.4.6 для обеспечения общей устойчивости балки необходимо либо непрерывное закрепление сжатого пояса, либо прерывистое закрепление с шагом, ограниченным нормативным значением согласно [1],таблица 8* или [2],таблица 10.

Проверки устойчивости стенки и полок проводятся согласно [1],пп.7.1, 7.2, 7.4, 7.6*, 7.22*, 7.24 или [2],пп.9.5.2, 9.5.3, 9.5.4, 9.5.5, 9.5.14, 9.5.15. Условия проверки устойчивости стенки приводятся к виду

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

Здесь $\overline{\lambda}_w = (h_{ef} / t_w)\sqrt{R_y / E}$ - условная гибкость стенки, h_{ef} - расчетная высота стенки, t_w - толщина стенки, $\overline{\lambda}_{uw}$ - 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 ребер, при котором выполняется условие проверки устойчивости стенки. При этом учитываются требования [1],п.7.10 или [2],п.9.5.9.

Условие проверки устойчивости полки имеет аналогичный вид

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

Здесь $\overline{\lambda}_f = (b_{ef} / t_f)\sqrt{R_y / E}$ - условная гибкость полки, b_{ef} - расчетная ширина свеса полки, t_f - толщина полки, $\overline{\lambda}_{uf}$ - 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. Условие проверки имеет вид

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

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

В программе реализована методика подбора сечения балки, изложенная в [2],Приложение Л. В методике предполагается, что устойчивость балки обеспечена выполнением требований [2],пп.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 6* из [1] или таблице 1 из [2].

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

$$\tau \le 0.5 R_s$$

$$N /(A R_y) > 0.1$$

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],пп.5.3, 5.27* или [2],пп.8.1.3, 10.2.2 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 формулам (8)-(10) из [1] или по формуле (8) из [2]. Коэффициент φ_e определяется на основе таблицы 74 из [1] или таблицы Ж.3 из [2] 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],пп. 5.30, 5.34 или [2],пп.10.2.4, 10.2.9. 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:

$$\frac{N}{c \varphi_z A R_y \gamma_c} \le 1$$

$$\frac{N}{\varphi_{eyz} A R_y \gamma_c} \le 1$$

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] 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],пп.7.14*, 7.16*, 7.23* или [2],пп.8.3.2, 8.3.7, 10.4.2, 10.4.3, 10.4.7. Устойчивость стенки проверяется по условию

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

Здесь $\overline{\lambda}_w = (h_{ef} / t_w)\sqrt{R_y / E}$ - условная гибкость стенки, h_{ef} - расчетная высота стенки, t_w - толщина стенки, $\overline{\lambda}_{uw}$ - 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

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

Здесь $\overline{\lambda}_f = (b_{ef} / t_f)\sqrt{R_y / E}$ - условная гибкость полки, b_{ef} - расчетная ширина свеса полки, t_f - толщина полки, $\overline{\lambda}_{uf}$ - 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 проверках устойчивости стенок и полок двутавров, входящих в состав сварного сечения из двух двутавров, в качестве продольной силы и изгибающего момента, действующего в плоскости стенки, принимаются следующие величины:

$$N_d = N\frac{A_d}{A} + \frac{M_y}{z}$$

$$M_d = \frac{M_z}{2}$$

Здесь A_d - площадь сечения двутавра, z - расстояние между плоскостями наибольшей жесткости двутавров. Расчетная высота стенки h_{ef} равна 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.

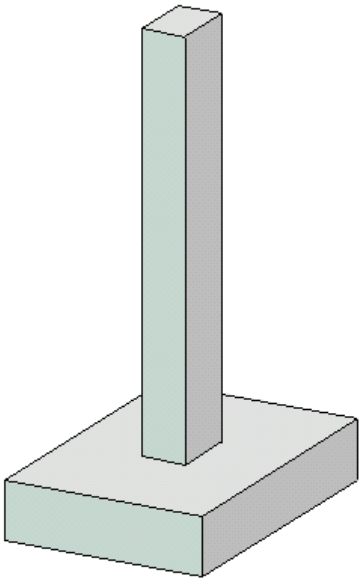
Для сечения из двух двутавров дополнительно проводится проверка устойчивости соединительного листа. Данная проверка в основном аналогична проверке устойчивости стенки колонны двутаврового сечения. Расчетная высота h_{ef} принимается равной ширине соединительного листа $b_л$. В качестве τ по [1],п.7.16* и [2],п.9.5.8 принимается наибольшее касательное напряжение в соединительном листе.

При проверках учитывается, что согласно [1],п.7.21* или [2],п.8.3.3 предельная условная гибкость стенки $\overline{\lambda}_{uw}$ колонны без ребер жесткости ограничивается значением 2.3.

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.

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).

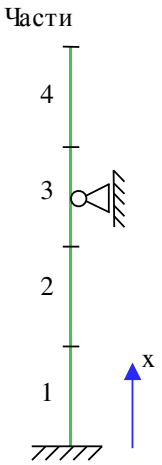


Рис. 1. Расчетная схема

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.

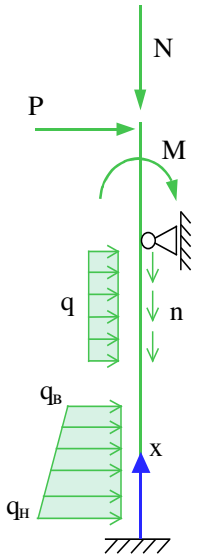


Рис. 2. Положительные направления нагрузок

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.

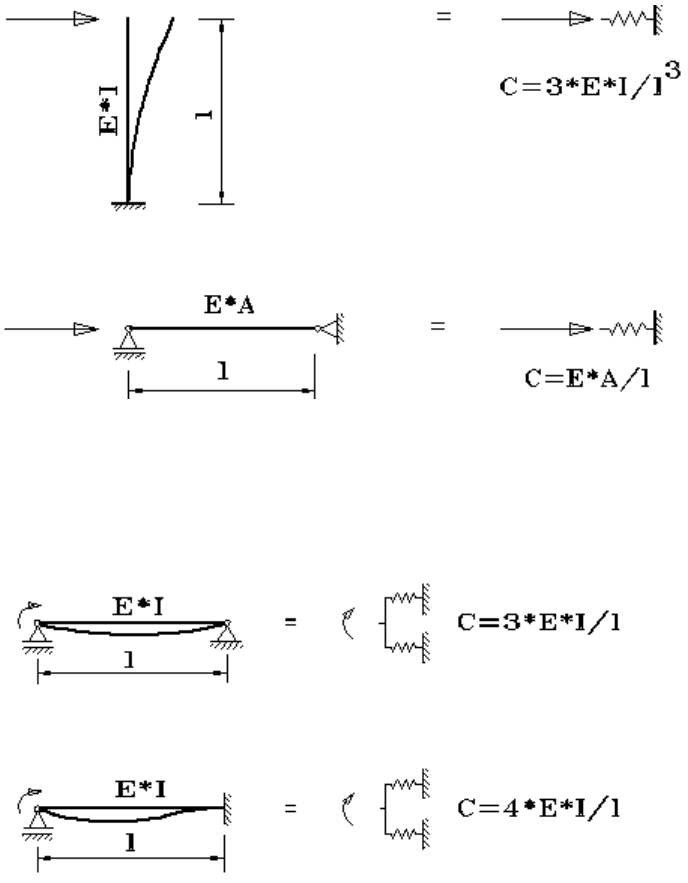


Рис. 3. Коэффициенты жесткости упругих связей

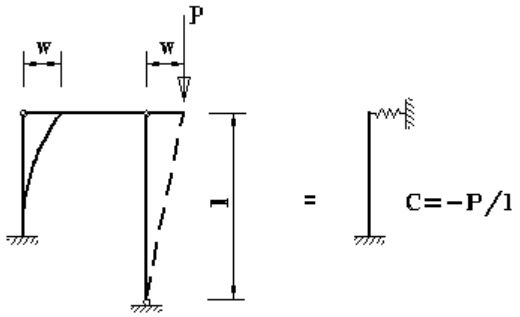
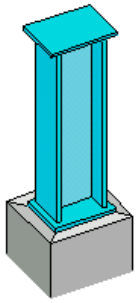


Рис. 4. Учет второстепенной колонны

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 проверки и подбора поперечного сечения стальной сплошной колонны согласно СНиП II-23-81* [1] или СП 53-102-2004 [2]. 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).

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.3 даны формулы для определения коэффициентов жесткости упругих связей колонны с присоединенными к ней элементами конструкции (см.[4], таблица 24). Возможен учет второстепенных шарнирно опертых колонн путем введения пружины отрицательной жесткости (рис.4).

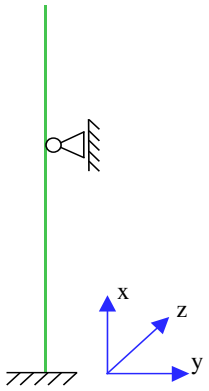


Рис. 1. Расчетная схема

2. Сечение

Возможно задание следующих прокатных профилей: двутавр колонный (по СТО АСЧМ 20-93 или ГОСТ 26020-83), двутавр широкополочный (по СТО АСЧМ 20-93 или ГОСТ 26020-83), двутавр балочный (по СТО АСЧМ 20-93 или ГОСТ 26020-83), двутавр обычный (по ГОСТ 8239-89), профиль замкнутый квадратный (по ГОСТ 12336-66), профиль замкнутый прямоугольный (по ГОСТ 12336-66), труба бесшовная горячекатаная (по ГОСТ 8732-78*), труба электросварная (по ГОСТ 10704-91).

Возможно задание сварного профиля, изготовленного из трех листов.

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.

Ниже приведены номера балочных, колонных и широкополочных двутавров.

По СТО АСЧМ 20-93:

- двутавры балочные: 10Б1, 12Б1, 12Б2, 14Б1, 14Б2, 16Б1, 16Б2, 18Б1, 18Б2, 20Б1, 25Б1, 25Б2, 30Б1, 30Б2, 35Б1, 35Б2, 40Б1, 40Б2, 45Б1, 45Б2, 50Б1, 50Б2, 50Б3, 55Б1, 55Б2, 60Б1, 60Б2, 70БС, 70Б1, 70Б2

- двутавры колонные: 20К1, 20К2, 25К1, 25К2, 25К3, 30К1, 30К2, 30К3, 30К4, 35К1, 35К2, 40К1, 40К2, 40К3, 40К4, 40К5

- двутавры широкополочные: 20Ш1, 25Ш1, 30Ш1, 30Ш2, 35Ш1, 35Ш2, 40Ш1, 40Ш2, 45Ш1, 50Ш1, 50Ш2, 50Ш3, 50Ш4, 60Ш1, 60Ш2, 60Ш3, 60Ш4, 70Ш1, 70Ш2, 70Ш3, 70Ш4, 70Ш5, 80Ш1, 80Ш2, 90Ш1, 90Ш2, 100Ш1, 100Ш2, 100Ш3, 100Ш4

По ГОСТ 26020-83:

- двутавры балочные: 10Б1, 12Б1, 14Б1, 16Б1, 18Б1, 23Б1, 26Б1, 30Б1, 35Б1, 35Б2, 40Б1, 40Б2, 45Б1, 45Б2, 50Б1, 50Б2, 55Б1, 55Б2, 60Б1, 60Б2, 70Б1, 70Б2, 80Б1, 90Б1, 100Б1, 100Б2, 100Б3, 100Б4

- двутавры колонные: 20К1, 20К2, 23К1, 23К2, 26К1, 26К2, 26К3, 30К1, 30К2, 30К3, 35К1, 35К2, 40К1, 40К2, 40К3, 40К4, 40К5

- двутавры широкополочные: 20Ш1, 23Ш1, 26Ш1, 26Ш2, 30Ш1, 30Ш2, 30Ш3, 35Ш1, 35Ш2, 35Ш3, 40Ш1, 40Ш2, 40Ш3, 50Ш1, 50Ш2, 50Ш3, 50Ш4, 60Ш1, 60Ш2, 60Ш3, 60Ш4, 70Ш1, 70Ш2, 70Ш3, 70Ш4, 70Ш5

При подборе сечения сварной колонны толщины стенки и полок являются фиксированными, а высота и ширина профиля – варьируемыми размерами сечения. Высота и ширина ограничиваются заданными минимальными и максимальными значениями ($h_{\min} \le h \le h_{\max}$, $b_{\min} \le b \le b_{\max}$). Сечения, для которых высота и ширина лежат в заданных пределах, рассматриваются в порядке увеличения их площади. Выбирается сечение наименьшей площади, для которого выполняются все проверки по прочности и устойчивости.

3. 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.2. Положительные направления смещений жестких опор совпадают с направлениями координатных осей. Положительные направления поворотов жестких опор совпадают с положительными направлениями моментов.

Согласно СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» [3] 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.

Возможен ввод готовых расчетных комбинаций нагрузок. Задаваемая как вид нагрузки расчетная комбинация добавляется к множеству сгенерированных основных комбинаций нагрузок. В частности, возможен ввод лишь готовых комбинаций нагрузок.

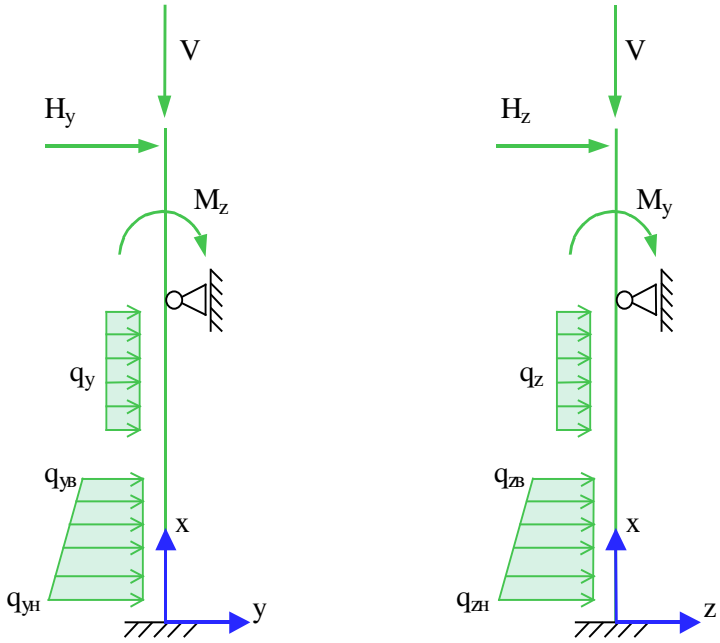


Рис. 2. Положительные направления нагрузок

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 при подборе требуемого профиля расчет усилий производится для каждого проверяемого профиля.

При определении расчетных усилий применяется принцип суперпозиции. Сначала отыскиваются усилия от каждой нагрузки, а затем вычисляются усилия от расчетных комбинаций нагрузок. Проверки по прочности и устойчивости проводятся для сочетаний усилий, выбранных по критериям наибольших значений продольной силы, изгибающих моментов и поперечных сил. Выбор расчетных сочетаний усилий производится для каждого из участков колонны, расположенных между 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

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

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

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

Здесь σ - нормальное напряжение, τ - касательное напряжение, $\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$ - приведенное напряжение, R_y, R_s - расчетные сопротивления стали, γ_c - коэффициент условий работы, который принимается согласно таблице 6* из [1] или таблице 1 из [2].

Расчет с учетом пластических деформаций проводится согласно [1],п.5.25* или [2],п.10.1.1, 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],пп.5.3, 5.27* или [2],пп.8.1.3, 10.2.2 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 формулам (8)-(10) из [1] или по формуле (8) из [2]. Коэффициент φ_e определяется на основе таблицы 74 из [1] или таблицы Ж.3 из [2] 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 предусмотрен расчет на устойчивость для изгибно-крутильной формы потери устойчивости согласно [1],пп. 5.30, 5.34 или [2],пп.10.2.4, 10.2.9.

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] 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 дополнительно проводятся проверки устойчивости стенки и полок согласно [1],пп.7.14*, 7.16*, 7.23* или [2],пп.8.3.2, 8.3.7, 10.4.2, 10.4.3, 10.4.7. Устойчивость стенки проверяется по условию

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

Здесь $\overline{\lambda}_w = (h_{ef}/t_w)\sqrt{R_y/E}$ - условная гибкость стенки, h_{ef} - расчетная высота стенки, t_w - толщина стенки, $\overline{\lambda}_{uw}$ - 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

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

Здесь $\overline{\lambda}_f = (b_{ef}/t_f)\sqrt{R_y/E}$ - условная гибкость полки, b_{ef} - расчетная ширина свеса полки, t_f - толщина полки, $\overline{\lambda}_{uf}$ - 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],п.7.21* или [2],п.8.3.3 предельная условная гибкость стенки $\overline{\lambda}_{uw}$ колонны без ребер жесткости ограничивается значением 2.3.

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.

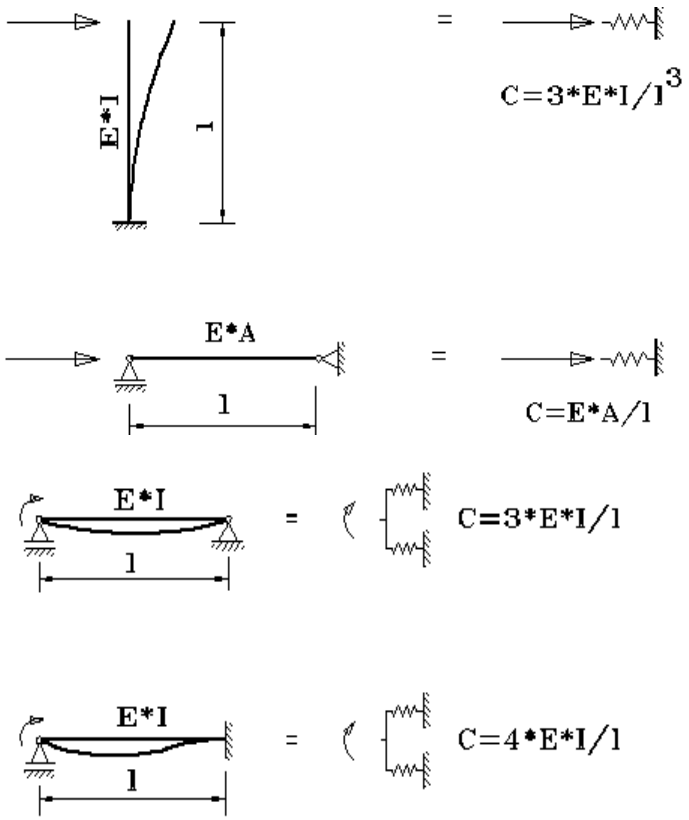


Рис. 3. Коэффициенты жесткости упругих связей

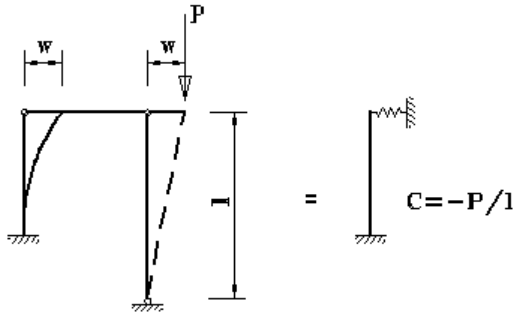


Рис. 4. Учет второстепенной колонны

Литература

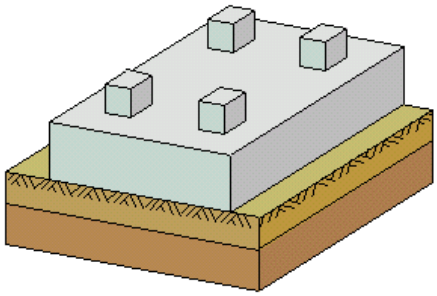
3. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.

4. 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.

500 – Плитный фундамент



Программа предназначена для проектирования плитного фундамента на естественном основании согласно СНиП 2.03.01-84* “Бетонные и железобетонные конструкции” [1] , либо по СП 52-101-03 “Железобетонные и бетонные и конструкции” [5], либо по СНБ 5.03.01-02 “Бетонные и железобетонные конструкции” [6] и СНиП 2.02.01-83*, “Основания зданий и сооружений” [2]. Основание представляется в виде слоистого линейно деформируемого полупространства. При вычислении осадки применяется метод послойного суммирования, изложенный в [2], Приложение 2. Задача о совместном деформировании плиты и основания решается итерационным методом. Расчёт усилий в фундаментной плите проводится на основе линейной постановки при помощи метода конечных элементов. Определяются требуемые площади продольной и поперечной арматуры. Осуществляется конструирование продольной арматуры. Предусмотрен расчёт фундаментной плиты по трещиностойкости.

1. Расчётная схема

Система координат, применяемая при расчете, показана на рис.1. Фундаментная плита в плане может иметь форму прямоугольника или фигуры, полученной из прямоугольника при помощи краевых прямоугольных вырезов.

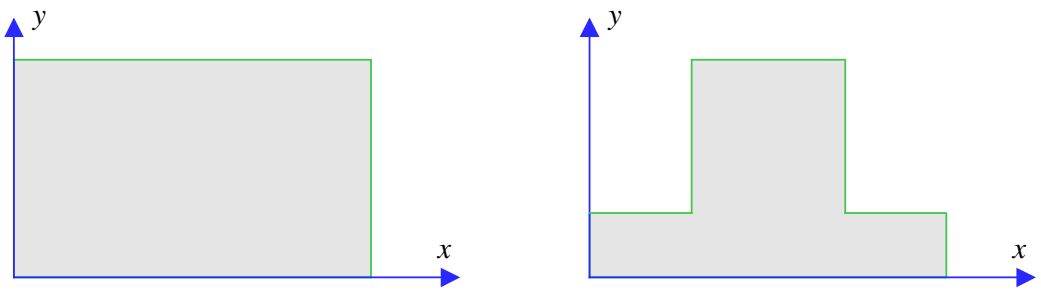


Рис. 1. Система координат

Возможно задание внутренних проёмов в плите. Расположение проёма определяется координатами вершины его левого нижнего угла.

Основание представляется в виде нескольких горизонтальных слоев, каждый из которых характеризуется толщиной и модулем деформации. Слои нумеруются в направлении от подошвы фундамента в глубь основания. Возможно задание до 20 слоев. Суммарная толщина слоев не должна превышать 200м. Предполагается, что ниже последнего заданного слоя находится абсолютно жесткий грунт.

2. Нагрузки

Возможны следующие нагрузки: вертикальные сосредоточенные силы, вертикальные полосовые нагрузки (нагрузки, распределенные по отрезкам), вертикальные равномерно распределенные нагрузки. Заданные сосредоточенные силы автоматически заменяются соответствующими распределёнными нагрузками, действующими в областях с центром в точках приложения сосредоточенных сил. Эта возможность позволяет точнее моделировать передачу нагрузок от колонн. Размеры областей распределения при этом должны равняться размерам колонн. Полосовые нагрузки обрабатываются аналогичным образом. Если полосовые нагрузки передаются от стен, то размеры областей распределения должны равняться размерам стен.

Нагрузки подразделяются согласно СНиП 2.01.07-85 “Нагрузки и воздействия” [3] на постоянные, длительные, кратковременные и особые. Возможен ввод до 20 нагрузок. При

расчете производится генерация множества возможных комбинаций нагрузок с учетом коэффициентов надежности по нагрузке 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 временных (длительных и кратковременных) 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, для нагрузок, которые относятся к длительным нагрузкам, если берутся с пониженным нормативным значением, или относятся к кратковременным нагрузкам, если берутся с полным нормативным значением.

Возможен ввод знакопеременных временных (длительных, кратковременных и особых) нагрузок. В этом случае в расчете учитывается как заданная нагрузка, так и нагрузка противоположного знака.

3. Расчет усилий, осадки и давления

При расчете усилий в плите, осадки фундамента и реактивного давления грунта решается задача о совместном деформировании фундамента и основания. Решение строится при помощи итерационного метода. На текущем итерационном шаге по найденному давлению определяется осадка основания. При вычислении осадки применяется метод послойного суммирования, изложенный в [2], Приложение 2. Затем по давлению и найденной осадке рассчитывается распределение коэффициента постели. Далее решается задача об изгибе фундамента на упругом основании с переменным коэффициентом постели, и отыскиваются усилия в фундаменте и прогиб, а затем рассчитывается соответствующее распределение реактивного давления грунта. При этом возможный отрыв отдельных участков фундамента от основания не учитывается. Далее выполняется следующий итерационный шаг. Итерационный процесс оканчивается тогда, когда относительное приращение осадки становится менее 1%.

Задача об изгибе фундаментной плиты решается методом конечных элементов. Сетка конечных элементов генерируется автоматически. При помощи ввода номинального размера конечных элементов можно получать сетки различной густоты. Сосредоточенные и полосовые нагрузки учитываются в зависимости от размеров области приложения либо как узловые нагрузки, либо как распределенные по соответствующим конечным элементам.

4. Расчет продольной арматуры

Требуемая продольная арматура определяется в каждом узле конечноэлементной сетки для всех расчётных сочетаний усилий. Для каждого из направлений x и y расчет арматуры выполняется согласно [1], пункт 3.28*, либо пп. 6.2.21-6.2.25 [5]. Коэффициент условий работы бетона γ_b принимается как произведение отдельных коэффициентов γ_{bi} согласно [1], таблица 15. При этом коэффициент γ_{b2}, зависящий от длительности действия нагрузки, определяется для каждого сочетания усилий по отдельности. Результирующий коэффициент условий работы с учетом коэффициента γ_{b2} не может быть менее 0,45.

При определении расчетных моментов для направлений x и y необходимо учесть крутящий момент M_{xy}. В [1] и [5] не указывается способ учёта этого момента, поэтому в программе реализованы указания из Еврокода [4]. На рис.2 представлен алгоритм учёта M_{xy} при $M_y>M_x$. Формулы при $M_y<M_x$ получаются путем замены $x \leftrightarrow y$.

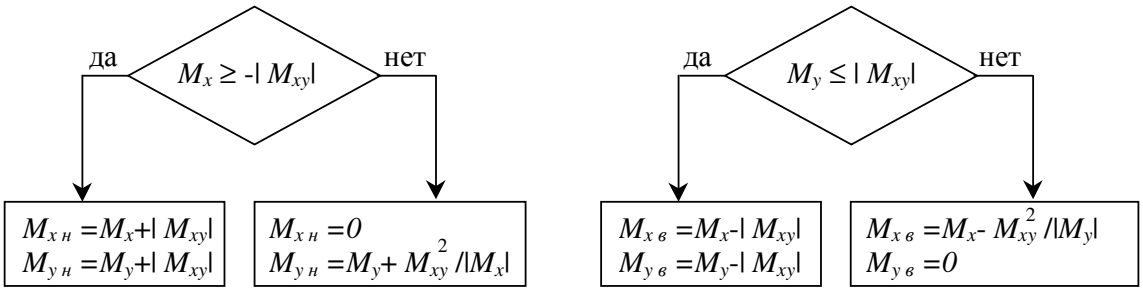


Рис. 2. Определение моментов для расчета продольной арматуры при $M_y > M_x$

5. Расчет поперечной арматуры

Требуемая поперечная арматура определяется в каждом узле конечноэлементной сетки из расчёта по прочности наклонных сечений на действие поперечной силы согласно [1], пп. 3.29, 3.30, 3.31*, 3.32, либо пп. 6.2.34 [5]. В качестве расчетного значения поперечной силы в узле принимается наибольшее значение по всем нормальным сечениям плиты, равное $Q = \sqrt{Q_x^{\,2} + Q_y^{\,2}}$.

По условию (84) [1] либо 6.66 [5] определяются области плиты, в которых поперечная арматура не требуется, а по условию (72) [1] либо 6.65 [5] - области, в которых несущая способность не может быть обеспечена.

6. Расчёт на продавливание

Расчёт на продавливание проводится для областей приложения сосредоточенных сил в соответствии с требованиями [1], пункт 3.42, либо пп. 6.2.46-6.2.51 [5]. Продавливающая сила принимается равной расчётной силе, действующей на пирамиду продавливания, за вычетом отпора грунта. В качестве рабочей высоты сечения h_0 принимается среднее значение по направлениям x и y. При построении пирамиды продавливания учитываются близкие свободные края плиты. В этом случае часть контура заменяется линиями, перпендикулярными к свободному краю плиты. Такая замена производится тогда, когда полученный контур отвечает меньшей несущей способности на продавливание (рис.3). На участках контура, которые соответствуют свободному краю плиты, усилия полагаются равными нулю.

По результатам расчёта на продавливание определяется область, внутри которой требуется поперечная арматура, и выводится максимальная плотность распределения арматуры в см2/м2.

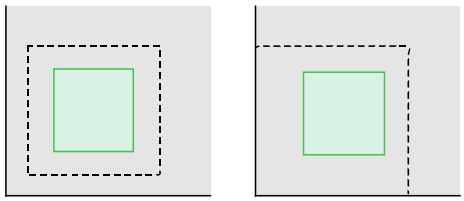


Рис. 3. Учёт близко расположенного свободного края плиты

7. Конструирование продольной арматуры

При конструировании верхней и нижней продольной арматуры подбирается диаметр и шаг арматурных стержней в каждом направлении *x* и *y*.

При подборе арматурных стержней применяется следующий общий ряд диаметров (в мм): 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32, 36, 40. По классам арматурной стали могут выбираться стержни следующих диаметров: для A-I d = 6 – 40; для A-II d = 10 – 40; для A-III d = 10 – 40; для A-IV d = 10 – 32; для A500C d = 10 – 40.

8. Расчёт по трещиностойкости

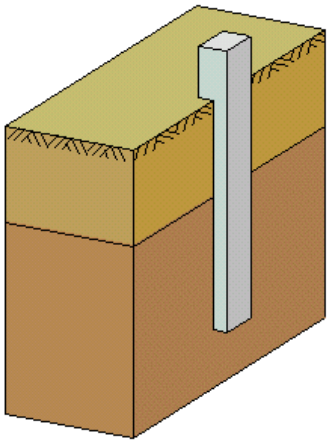
Расчет по трещиностойкости проводится для фундаментной плиты с подобранной продольной арматурой по 3-й категории требований к трещиностойкости (допускается ограниченное по ширине непродолжительное a_{crc1} и продолжительное a_{crc2} раскрытие трещин). Он включает расчет по образованию трещин и (при необходимости) расчет по раскрытию трещин. Расчет по трещиностойкости проводится для направлений *x* и *y* по отдельности. При этом крутящий момент учитывается так же, как при расчёте по прочности. Если условия по ширине раскрытия трещин не удовлетворяются, то подбирается арматура, обеспечивающая трещиностойкость сечения.

При расчете по трещиностойкости используются моменты от сочетаний нормативных (γ_f=1) постоянных, длительных и кратковременных нагрузок и моменты от длительно действующих нагрузок.

Литература

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
2. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений/Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2002. – 48 с.
3. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
4. Eurocode No. 2: Design of concrete structures, Part 1: General Rules and Rules for Buildings, 1989.
5. **СП 52-101-03. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / Госстрой России. – М., 2003.**
5. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.

510 - Железобетонная свая



Программа предназначена для поверочного расчёта железобетонной сваи по несущей способности грунта основания и по прочности материала сваи согласно СНиП 2.02.03-85 “Свайные фундаменты” [1] или СП 50-102-2003 “Проектирование и устройство свайных фундаментов” [6] и СНиП 2.03.01-84* “Бетонные и железобетонные конструкции” [2] или СП 52-101-03. “Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры” [7]. Возможен расчёт как на вертикальную силу, так и на совместное действие вертикальной и горизонтальной сил и момента, при этом расчётные сочетания нагрузок определяются согласно СНиП 2.01.07-85 “Нагрузки и воздействия” [3].

1. Грунтовые условия

В качестве информации по грунтовым условиям необходимо задать толщины слоёв грунта и их характеристики. Допускаются следующие грунты: пылевато-глинистые, песчаные, крупнообломочные, биогенные и скальные. Грунты задаются от уровня природного рельефа. Возможен учёт планировки территории срезкой или подсыпкой. Деформационные и прочностные характеристики грунтов могут быть либо заданы непосредственно, либо автоматически принимаются согласно нормативным документам, при этом характеристики крупнообломочного грунта определяются по свойствам его заполнителя.

2. Свая

Рассматриваются забивные, набивные и буровые сваи. Вид сваи по условию взаимодействия с грунтом (свая-стойка, висячая свая) определяется автоматически. Допускаются сваи сплошного квадратного сечения, квадратного сечения с круглой полостью, сплошные круглые, полые круглые и сваи-оболочки.

3. Нагружение

Нагрузки подразделяются согласно [3] на постоянные, длительные, кратковременные и особые. Сочетания нагрузок для расчётов по I и II группам предельных состояний строятся автоматически. Возможно задание как нагрузок, так и готовых расчётных сочетаний нагрузок.

Для сейсмического воздействия должны задаваться нагрузки, которые соответствуют формам колебаний. Принимается, что сейсмическая нагрузка является знакопеременной. При наличии сейсмического воздействия в расчётном сочетании нагрузок изгибающий момент, продольная сила и боковое давление на грунт вычисляются согласно [4] по формуле:

$$N = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} N_i^2}$$

где N_i - усилия, вызываемые нагрузками, которые соответствуют i-й форме колебаний конструкции, n – число учитываемых форм колебаний. Вычисленное значение N принимается с тем знаком (+ или -), который имеет наибольшее по модулю значение N_i.

Положительные направления нагрузок показаны на рис.1. Если нагрузки не задаются, то производится расчёт только несущей способности сваи на вертикальную силу.

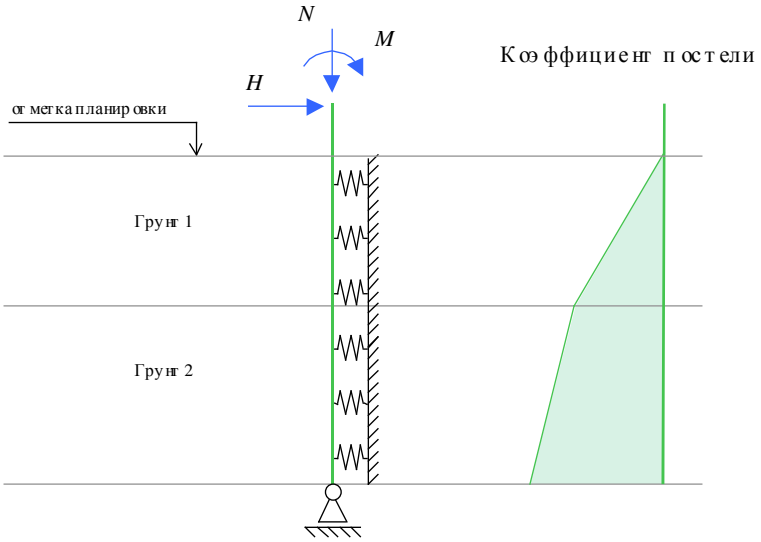


Рис. 1.Расчетная схема для расчёта сваи на совместное действие вертикальной и горизонтальной сил и момента

4. Расчёт по несущей способности грунта основания сваи на вертикальную силу

Расчёт по несущей способности грунта основания сваи на вертикальную силу производится согласно [1], разделы 3, 4. Расчёт проводится на вдавливающую и при необходимости на выдёргивающую нагрузку. Для сочетаний нагрузок, в которые входит сейсмическая нагрузка, учитывается [1], раздел 11. При этом для вычисления расчётной глубины, до которой не учитывается сопротивление грунта на боковой поверхности сваи, используется усреднённый в пределах глубины l_k коэффициент пропорциональности K (см.[5]).

Если в пределах длины погружённой части сваи залегают напластования биогенного грунта (торфа) толщиной более 30 см и планировка территории осуществляется подсыпкой, то учитываются отрицательные силы трения грунта на боковой поверхности сваи согласно [1], пункт 4.12.

5. Расчёт на совместное действие вертикальной и горизонтальной сил и момента

Расчёт на совместное действие вертикальной и горизонтальной сил и момента проводится при расчёте по I и по II группам предельных состояний согласно [1], приложение 1. Грунт, окружающий сваю, рассматривается как линейно-деформируемая среда, характеризуемая кусочно-линейным по глубине коэффициентом постели (рис.1). Образование пластических зон в грунте не допускается (одностадийный расчёт). При расчёте по I группе предельных состояний проверяется устойчивость грунта, окружающего сваю (боковое давление на грунт). При расчёте по II группе предельных состояний определяются горизонтальное перемещение и угол поворота головы сваи. Для квадратной сваи проводится также расчёт по трещиностойкости.

При расчёте по прочности материала сваи учитывается коэффициент условий работы бетона γ_{b2}, зависящий от длительности нагрузки. Возможен учёт влияния прогиба согласно [2], пункт 3.24. В этом случае расчётная длина сваи определяется согласно [1], пункт 3.7. При этом

коэффициент деформации α_ε в случае напластования нескольких грунтов определяется через усреднённый в пределах глубины l_k коэффициент пропорциональности K (см.[5]).

6. Вывод результатов

Вывод результатов расчёта осуществляется в текстовом и в графическом виде. В выходном документе предусмотрено графическое изображение грунтовых условий, сечения сваи, расчетного сопротивления на боковой поверхности сваи, изгибающего момента, бокового давления на грунт и т.д. Возможно управление объемом выводимой информации.

Литература

1. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 48 с.
2. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
3. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
4. СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах/Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2000. – 44 с.
5. Руководство по проектированию свайных фундаментов.- М.: Стройиздат, 1980.- 150 с.
6. СП 50-102-2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов. - М.: ФГУП ЦПП, 2004.
7. СП 52-101-03. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / Госстрой России. – М., 2003.

515 - Свайный фундамент с плитным ростверком

Программа предназначена для проектирования свайного фундамента с плитным ростверком согласно СП 50-102-2003 [1] или СНиП 2.02.03-85 [2]. Предусмотрены следующие расчеты: проверка прочности грунта основания свай, проверка допустимости давления на грунт боковыми поверхностями свай, проверка прочности материала свай, проверка допустимости горизонтального перемещения и угла поворота головы сваи, расчет по образованию и раскрытию трещин, нормальных к оси сваи, расчет на продавливание ростверка без поперечной арматуры, определение осадки и крена условного фундамента.

1. Фундамент

При расчете фундамента с ростверком прямоугольной формы в плане применяется система координат с началом в левом нижнем углу прямоугольника и осями x, y, направленными вдоль его сторон l_x, l_y ($l_{x(y)} \ge 1$ м). Задание плана ростверка произвольной полигональной формы осуществляется путем ввода координат его n вершин ($3 \le n \le 50$). При этом выбор координатных осей x, y может быть произвольным. Вершины задаются в последовательности, которая соответствует обходу полигона по контуру в определенном направлении. При этом полигональная область должна оставаться по одну сторону (например, слева) от направления обхода.

Предполагается, что все сваи фундамента одинаковы. При задании свай указывается тип свай по характеру работы в грунте (висячие сваи или сваи-стойки) и вид свай по способу заглубления в грунт (забивные, набивные или буровые сваи). Забивные сваи могут иметь следующие поперечные сечения: сплошное квадратное, квадратное с круглой полостью, сплошное круглое, круглое полое. В программе рассматриваются набивные сваи сплошного круглого сечения, указанные в [1], 6.4а,б или в [2], 2.4а,б и буровые сваи круглого сплошного или полого сечения, указанные в [1], 6.5а,б или в [2], 2.5а,б.

Для висячих свай задается глубина погружения l ($l \ge 3$ м) нижнего конца свай, отсчитываемая от уровня подошвы ростверка. Глубина погружения забивных свай должна приниматься с учетом требований [1], 8.15 или [2], 7.10. При расчете предполагается, что толщина слоя грунта, принятого за основание под нижние концы свай, является достаточной для применимости формул, по которым определяется сопротивление грунта под нижними концами свай. Глубина погружения l нижнего конца свай-стоек, которая требуется при расчетах свай на выдергивающие и горизонтальные силы, определяется как сумма толщин заданных слоев грунта.

Возможно задание шарнирного или жесткого сопряжения свай с ростверком. Вид сопряжения учитывается при расчете свай на действие горизонтальных сил. При шарнирном сопряжении ненулевыми являются как горизонтальное перемещение, так и угол поворота головы сваи, а при жестком сопряжении отлично от нуля только горизонтальное перемещение головы сваи.

Наряду с определением несущей способности свай при действии вертикальных нагрузок расчетом согласно [1], подразд.7.2 или [2], разд.4, предусмотрено задание несущей способности F_d при сжимающей нагрузке и несущей способности F_{du} при выдергивающей нагрузке, которые определены по результатам полевых исследований согласно [1], подразд.7.3 или [2], разд.5.

При расчете фундамента с прямоугольным ростверком возможны следующие виды размещения свай: (1) равномерное вдоль осей x и y, (2) равномерное вдоль оси x и неравномерное вдоль оси y, (3) неравномерное вдоль оси x и равномерное вдоль оси y, (4) неравномерное. При размещении (1) рассматриваются ряды свай, центры сечений которых лежат на линиях, параллельных осям x и y. Координаты центров сечений свай определяются по заданным числам n_x, n_y свай в соответствующих рядах и расстояниям a_x, a_y от центров крайних свай

рядов до ближайших сторон плана ростверка, перпендикулярных линиям рядов. При размещении (2) рассматриваются ряды свай, линии которых параллельны оси x. Расположение линий рядов определяется по расстоянию a_y до линии первого ряда и расстояниям d_y между линиями смежных рядов. Аналогично рассматривается размещение (3). При размещении (4) каждый ряд свай определяется путем задания координат x_1, y_1 центра сечения первой сваи ряда и координат x_2, y_2 центра сечения последней сваи ряда, а также задания числа n свай в ряду. При $n = 1$ используются только значения x_1, y_1. При расчете фундамента с ростверком произвольной полигональной формы в плане сваи размещаются рядами аналогично (4). В программе контролируется размещение свай в пределах плана ростверка и проверяется требование норм по минимально допустимому расстоянию между осями свай.

2. Грунт

Грунт, расположенный под подошвой ростверка, может состоять из нескольких горизонтальных слоев с различными характеристиками. Слои нумеруются в направлении от подошвы ростверка в глубь основания. Возможно задание до 20 слоев. Нижняя граница последнего из заданных слоев рассматривается как граница несжимаемого грунта.

3. Нагрузки

Возможны следующие нагрузки на фундамент: сосредоточенные нагрузки и нагрузки, распределенные по отрезкам. Сосредоточенная нагрузка состоит из вертикальной силы N, горизонтальных сил H_x, H_y и моментов M_x, M_y, которые приложены в точке x, y на верхней поверхности ростверка. Вертикальная сила положительна, если она действует сверху вниз. Горизонтальная сила положительна, если она действует в положительном направлении соответствующей координатной оси. Положительные направления моментов совпадают с направлениями моментов горизонтальных сил относительно осей координат в плоскости подошвы ростверка. Нагрузка, распределенная на отрезке $[(x_1, y_1), (x_2, y_2)]$, характеризуется погонными значениями вертикальной силы n, горизонтальных сил h_x, h_y и моментов m_x, m_y. В программе контролируется задание нагрузок в пределах плана ростверка.

Классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно [3]. 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).

Возможен ввод знакопеременных нагрузок. В этом случае в расчете учитывается как заданная нагрузка, так и нагрузка противоположного знака.

Проверки по первой группе предельных состояний проводятся для расчетных ($\gamma_f > 1$) основных и особых комбинаций нагрузок, а проверки по второй группе – для нормативных ($\gamma_f = 1$) основных комбинаций.

Предусмотрен учет собственного веса ростверка в комбинации нагрузок. При этом в расчетных комбинациях собственный вес ростверка принимается с заданным коэффициентом надежности. Собственный вес сваи учитывается только при проверке прочности грунта основания свай. При действии сжимающей нагрузки на сваю применяется заданный коэффициент надежности $\gamma_f > 1$, а при действии выдергивающей нагрузки принимается $\gamma_f = 1$.

4. Расчет свай и их оснований

При расчете свай и их оснований по предельным состояниям первой группы проводятся следующие проверки: проверка прочности грунта основания свай при действии на сваи вертикальных сил (сжимающих и выдергивающих), проверка допустимости давления на грунт боковыми поверхностями свай при действии на сваи горизонтальных сил, проверка прочности материала свай при действии на сваи вертикальных и горизонтальных сил. При расчете по предельным состояниям второй группы проводятся следующие проверки: проверка допустимости горизонтального перемещения и угла поворота головы сваи при действии горизонтальных сил, проверка трещиностойкости при действии вертикальных и горизонтальных сил.

Условия проверок представляются в виде:

$$V / V_u \le 1$$

Здесь V - рассчитанное значение силового или деформационного фактора, V_u - его предельное значение. Отношение V / V_u рассматривается как критерий при поиске наиболее опасных комбинаций нагрузок.

При определении вертикальных нагрузок на сваи учитываются моменты горизонтальных сил относительно осей координат, лежащих в плоскости подошвы ростверка. Предполагается, что ростверк является абсолютно жестким и что размеры поперечного сечения свай малы по сравнению с размерами плана ростверка. Указанные предположения согласуются с допущениями [1], 7.1.12 или [2], 3.11.

Горизонтальные нагрузки на сваи определяются в предположении равномерного распределения между всеми сваями горизонтальных нагрузок, действующих на фундамент. Напряженно-деформированное состояние свай и их оснований определяется путем численного решения задачи статики для стержня в упругой среде с кусочно-линейным коэффициентом постели. Краевые условия в верхнем сечении стержня соответствуют заданному виду сопряжения сваи с ростверком. При рассмотрении висячих свай нижний край стержня принимается свободным, а при рассмотрении свай-стоек нижний край принимается закрепленным относительно горизонтального перемещения. Условия на нижнем краю могут иметь значение только в случае коротких свай.

В программе предусмотрено сопоставление результатов численного решения задачи с результатами, полученными по формулам [1], прил.Д или [2], прил.1, которые применимы в случае однородного грунта. При неоднородном грунте сопоставительные расчеты по формулам проводятся для приведенного коэффициента пропорциональности K, вычисляемого по формуле (Д.5) из [1], прил.Д.

Коэффициент η_2, применяемый в условии проверки допустимости давления на грунт боковыми поверхностями свай вычисляется по формулам [1], прил.Д, (Д.17) или [2], прил.1, (35)

$\eta_{2x} = \dfrac{M_{yc} + M_{yt}}{\overline{n} M_{yc} + M_{yt}}$ при изгибе сваи в плоскости оси x

$\eta_{2y} = \dfrac{M_{xc} + M_{xt}}{\overline{n} M_{xc} + M_{xt}}$ при изгибе сваи в плоскости оси y

Здесь M_c и M_t - моменты от постоянных и временных нагрузок, входящих в рассматриваемую комбинацию. Нагрузки учитываются с коэффициентами надежности и коэффициентами сочетаний согласно [3], 1.12. Моменты определяются относительно осей координат, которые лежат в плоскости нижних концов свай. Начало осей совмещается с центром тяжести плана свай. В случае, когда моменты M_c и M_t имеют разные знаки принимается $\eta_2 = 1/\overline{n}$.

Проверка прочности материала свай проводится согласно [4] или [5]. В программе предусмотрен подбор продольной арматуры в сваях по требуемой площади арматуры, определяемой расчетом по прочности для всех комбинаций нагрузок. Расстояние от контура сечения сваи до центров арматурных стержней первоначально определяется по заданному максимальному диаметру стержней и толщине защитного слоя бетона. После вычисления требуемой площади арматуры и подбора стержней уточняется расстояние до центров стержней и расчет повторяется. В случае свай квадратного сечения первоначально подбор проводится для схемы армирования с четырьмя стержнями, расположенными вблизи углов сечения. Если четырех стержней максимального диаметра не достаточно, то проводится подбор для схемы армирования с дополнительными стержнями, расположенными вблизи середин сторон сечения. В случае круглых свай число стержней при подборе арматуры принимается не менее 6.

Предусмотрено определение длины анкеровки стержней в случае, если в голове сваи требуется продольная арматура. При этом требуемая площадь арматуры рассчитывается не только при подборе арматуры, но и при задании арматуры. Однако в последнем случае длина анкеровки выводится, если требуемая площадь арматуры не превышает площади заданной арматуры. Длина анкеровки в общем случае выводится для растянутых и для сжатых стержней.

Расчет по образованию и раскрытию трещин, нормальных к оси сваи, проводится согласно [4], 7.2.11, 7.2.12 или [5], 4.5, 4.14. В случае свай квадратного сечения с полостью или свай круглого сечения расчет по [5] не проводится, так как для этих сечений отсутствуют нормативные указания по расчету. Расчет по трещиностойкости также не проводится, если не выполняются проверки прочности материала свай.

5. Расчет ростверка

Расчет на продавливание ростверка без поперечной арматуры проводится согласно [4], 6.2.46 – 6.2.52. По расположению относительно краев ростверка сваи подразделяются на средние, краевые и угловые. В случае средней сваи влияние краев ростверка не учитывается. В случае краевой сваи учитывается влияние одного ближайшего края, а в случае угловой сваи учитывается влияние двух ближайших смежных краев. В программе производится выбор краевых и угловых свай, для которых проводится расчет на продавливание. Если расстояние от оси некоторой выбранной сваи до осей ближайших к ней свай меньше $h_0 + d$, где h_0 - средняя рабочая высота сечения ростверка, d - размер поперечного сечения свай, то для этой сваи расчет на продавливание не проводится. Условие прочности ростверка без поперечной арматуры имеет вид [4], (6.105)

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_X}{M_{bX,ult}} + \frac{M_Y}{M_{bY,ult}} \le 1$$

Здесь F - продавливающая сила, равная сжимающей нагрузке на сваю; $F_{b,ult} = R_{bt} \cdot u \cdot h_0$ - предельная сила; X, Y - главные центральные оси расчетного контура, расположенного на

расстоянии $h_0/2$ от сваи; M_X, M_Y - моменты силы F относительно осей X, Y; $M_{bX,ult} = R_{bt} \cdot W_X \cdot h_0$ и $M_{bY,ult} = R_{bt} \cdot W_Y \cdot h_0$ - предельные моменты; R_{bt} - расчетное сопротивление бетона при растяжении (с учетом коэффициента условий работы бетона γ_b); u - периметр расчетного контура; W_X, W_Y - моменты сопротивления расчетного контура относительно осей X, Y.

Данное условие преобразуется к виду

$$\frac{|\tau|}{R_{bt}} \le 1$$

Здесь τ - касательное напряжение в расчетном поперечном сечении ([4], 6.2.46), распределенное по линейному закону. Из указаний [4], 6.2.46 следует, что проверка должна производиться с учетом ограничения $|\tau| \le 2\tau_F$, где $\tau_F = \frac{F}{uh_0}$.

6. Расчет осадки и крена фундамента

Расчет осадки проводится для фундамента с висячими сваями и с прямоугольным ростверком при равномерном размещении свай вдоль одной или обеих сторон плана ростверка. В соответствии с [1], 7.4.2 или [2], 6.1 осадка определяется как для условного фундамента на естественном основании согласно [6]. Осадка вычисляется методом послойного суммирования ([6], прил.2, п.1). При этом проверяется, что среднее давление под подошвой фундамента p не превышает расчетного сопротивления грунта основания R, которое определяется по формуле (7).

При определении осадки фундамента нижняя граница сжимаемой толщи принимается на глубине, на которой дополнительное напряжение σ_{zp} равно $0.2\sigma_{zg}$ или $0.1\sigma_{zg}$, где σ_{zg} - напряжение от собственного веса грунта.

Крен условного фундамента определяется по формуле (10) ([6], прил.2). При этом средние в пределах сжимаемой толщи значения модуля деформации и коэффициента Пуассона определяются по формулам (11) и (12).

Литература

1. СП 50-102-2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов / Госстрой России. – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 82 с.
2. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 48 с.
3. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
4. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
5. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
6. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2002. – 48 с.

516 - Свайный фундамент с ленточным ростверком

Программа предназначена для проектирования свайного фундамента с ленточным ростверком согласно СП 50-102-2003 [1] или СНиП 2.02.03-85 [2]. Предусмотрены следующие расчеты: проверка прочности грунта основания свай, проверка допустимости давления на грунт боковыми поверхностями свай, проверка прочности материала свай, проверка допустимости горизонтального перемещения и угла поворота головы сваи, расчет по образованию и раскрытию трещин, нормальных к оси сваи, расчет ростверка по прочности и трещиностойкости, определение осадки и крена условного фундамента.

1. Фундамент

Рассматривается ленточный ростверк прямоугольного поперечного сечения. Предполагается, что все сваи фундамента одинаковы. При задании свай указывается тип свай по характеру работы в грунте (висячие сваи или сваи-стойки) и вид свай по способу заглубления в грунт (забивные, набивные или буровые сваи). Забивные сваи могут иметь следующие поперечные сечения: сплошное квадратное, квадратное с круглой полостью, сплошное круглое, круглое полое. В программе рассматриваются набивные сваи сплошного круглого сечения, указанные в [1], 6.4а,б или в [2], 2.4а,б и буровые сваи круглого сплошного или полого сечения, указанные в [1], 6.5а,б или в [2], 2.5а,б.

Для висячих свай задается глубина погружения l ($l \ge 3$ м) нижнего конца свай, отсчитываемая от уровня подошвы ростверка. Глубина погружения забивных свай должна приниматься с учетом требований [1], 8.15 или [2], 7.10. При расчете предполагается, что толщина слоя грунта, принятого за основание под нижние концы свай, является достаточной для применимости формул, по которым определяется сопротивление грунта под нижними концами свай. Глубина погружения l нижнего конца свай-стоек, которая требуется при расчетах свай на выдергивающие силы, а также на горизонтальные силы и моменты, определяется как сумма толщин заданных слоев грунта.

Возможно задание n рядов свай в продольном направлении ($n = 1,2,3$). При $n > 1$ сваи могут размещаться рядовым или шахматным порядком (вид размещения свай учитывается только при расчете ростверка как многопролетной балки). Расположение свай в ряду характеризуется шагом свай s. При $n > 1$ положение рядов определяется по расстоянию a от грани ростверка до осей крайних свай. В программе проверяется требование норм по минимально допустимому расстоянию между осями свай.

При расчете фундамента с одним рядом свай предполагается, что сопряжение свай с ростверком является жестким. При этом учитывается нагружение свай моментом, действующим в поперечном направлении относительно оси ростверка. При $n > 1$ возможно как жесткое, так и шарнирное сопряжение. Вид сопряжения учитывается при расчете свай на действие горизонтальных сил. При шарнирном сопряжении ненулевыми являются как горизонтальное перемещение, так и угол поворота головы сваи, а при жестком сопряжении отлично от нуля только горизонтальное перемещение головы сваи.

Наряду с определением несущей способности свай при действии вертикальных нагрузок расчетом согласно [1], подразд.7.2 или [2], разд.4, предусмотрено задание несущей способности F_d при сжимающей нагрузке и несущей способности F_{du} при выдергивающей нагрузке, которые определены по результатам полевых исследований согласно [1], подразд.7.3 или [2], разд.5.

2. Грунт

Грунт, расположенный под подошвой ростверка, может состоять из нескольких горизонтальных слоев с различными характеристиками. Слои нумеруются в направлении от

подошвы ростверка в глубь основания. Возможно задание до 20 слоев. Нижняя граница последнего из заданных слоев рассматривается как граница несжимаемого грунта.

3. Нагрузки

Распределенная нагрузка на фундамент характеризуется погонными значениями вертикальной силы N, горизонтальной силы H и момента M. Предполагается, что вертикальная нагрузка N приложена по оси ленты. Горизонтальная сила H направлена перпендикулярно к оси ленты. Момент M определяется относительно оси ленты. Вертикальная сила положительна, если она действует сверху вниз. Положительное направление момента совпадает с направлением момента горизонтальной силы относительно оси в плоскости подошвы ростверка.

Классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно [3]. 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).

Возможен ввод знакопеременных нагрузок. В этом случае в расчете учитывается как заданная нагрузка, так и нагрузка противоположного знака.

Проверки по первой группе предельных состояний проводятся для расчетных ($\gamma_f > 1$) основных и особых комбинаций нагрузок, а проверки по второй группе – для нормативных ($\gamma_f = 1$) основных комбинаций.

Предусмотрен учет собственного веса ростверка в комбинации нагрузок. При этом в расчетных комбинациях собственный вес ростверка принимается с заданным коэффициентом надежности. Собственный вес сваи учитывается только при проверке прочности грунта основания свай. При действии сжимающей нагрузки на сваю применяется заданный коэффициент надежности $\gamma_f > 1$, а при действии выдергивающей нагрузки принимается $\gamma_f = 1$.

4. Расчет свай и их оснований

При расчете свай и их оснований по предельным состояниям первой группы проводятся следующие проверки: проверка прочности грунта основания свай при действии на сваи вертикальных сил (сжимающих и выдергивающих), проверка допустимости давления на грунт боковыми поверхностями свай при действии на сваи горизонтальных сил и моментов, проверка прочности материала свай при действии на сваи вертикальных сил, горизонтальных сил и моментов. При расчете по предельным состояниям второй группы проводятся следующие проверки: проверка допустимости горизонтального перемещения и угла поворота головы сваи при действии горизонтальных сил и моментов, проверка трещиностойкости при действии вертикальных сил, горизонтальных сил и моментов.

Условия проверок представляются в виде

$$V / V_u \le 1$$

Здесь V - рассчитанное значение силового или деформационного фактора, V_u - его предельное значение. Отношение V/V_u рассматривается как критерий при поиске наиболее опасных комбинаций нагрузок.

При определении вертикальных нагрузок на сваи учитываются моменты горизонтальных сил относительно оси, лежащей в плоскости подошвы ростверка. Предполагается, что ростверк является абсолютно жестким в поперечном направлении. В случае фундамента с несколькими рядами свай предполагается, что размеры поперечного сечения свай малы по сравнению с шириной поперечного сечения ростверка. Указанные предположения согласуются с допущениями [1], 7.1.12 или [2], 3.11.

Горизонтальные нагрузки на сваи определяются в предположении равномерного распределения между всеми сваями горизонтальных нагрузок, действующих на фундамент. Напряженно-деформированное состояние свай и их оснований определяется путем численного решения задачи статики для стержня в упругой среде с кусочно-линейным коэффициентом постели. Краевые условия в верхнем сечении стержня соответствуют заданному виду сопряжения сваи с ростверком. При рассмотрении висячих свай нижний край стержня принимается свободным, а при рассмотрении свай-стоек нижний край принимается закрепленным относительно горизонтального перемещения. Условия на нижнем краю могут иметь значение только в случае коротких свай.

Коэффициент η_2, применяемый в условии проверки допустимости давления на грунт боковыми поверхностями свай вычисляется по формулам [1], прил.Д, (Д.17) или [2], прил.1, (35)

$$\eta_2 = \frac{M_c + M_t}{\overline{n} M_c + M_t}$$

Здесь M_c и M_t - моменты от постоянных и временных нагрузок, входящих в рассматриваемую комбинацию. Нагрузки учитываются с коэффициентами надежности и коэффициентами сочетаний согласно [3], 1.12. Моменты определяются относительно оси, лежащей в плоскости нижних концов свай. В случае, когда моменты M_c и M_t имеют разные знаки принимается $\eta_2 = 1/\overline{n}$.

Проверка прочности материала свай проводится согласно [4] или [5]. В программе предусмотрен подбор продольной арматуры в сваях по требуемой площади арматуры, определяемой расчетом по прочности для всех комбинаций нагрузок. Расстояние от контура сечения сваи до центров арматурных стержней первоначально определяется по заданному максимальному диаметру стержней и толщине защитного слоя бетона. После вычисления требуемой площади арматуры и подбора стержней уточняется расстояние до центров стержней и расчет повторяется. В случае свай квадратного сечения первоначально подбор проводится для схемы армирования с четырьмя стержнями, расположенными вблизи углов сечения. Если четырех стержней максимального диаметра не достаточно, то проводится подбор для схемы армирования с дополнительными стержнями, расположенными вблизи середин сторон сечения. В случае круглых свай число стержней при подборе арматуры принимается не менее 6.

Предусмотрено определение длины анкеровки стержней в случае, если в голове сваи требуется продольная арматура. При этом требуемая площадь арматуры рассчитывается не только при подборе арматуры, но и при задании арматуры. Однако в последнем случае длина анкеровки выводится, если требуемая площадь арматуры не превышает площади заданной арматуры. Длина анкеровки в общем случае выводится для растянутых и для сжатых стержней.

Расчет по образованию и раскрытию трещин, нормальных к продольной оси сваи, проводится согласно [4], 7.2.11, 7.2.12 или [5], 4.5, 4.14. В случае свай квадратного сечения с полостью или свай круглого сечения расчет по [5] не проводится, так как для этих сечений отсутствуют нормативные указания по расчету. Расчет по трещиностойкости также не проводится, если не выполняются проверки прочности материала свай.

5. Расчет ростверка

Ростверк рассматривается как многопролетная балка с опорами конечной ширины. В случае фундамента с одним рядом свай или с несколькими рядами и рядовом порядке размещения расстояние между центрами опор принимается равным шагу свай в ряду. При шахматном порядке размещения это расстояние принимается равным половине шага свай.

Расчеты по прочности и по трещиностойкости ростверка проводятся согласно [4] или [5]. В программе предусмотрен подбор верхней и нижней продольной арматуры в ростверке по требуемым площадям арматуры A_sв и A_sн, определяемым расчетом по прочности для всех комбинаций нагрузок. Расстояния aв и aн от контура поперечного сечения ростверка до центров стержней верхней и нижней арматуры первоначально определяются по заданным максимальным диаметрам стержней и толщинам защитного слоя бетона. После вычисления требуемых площадей арматуры и подбора стержней уточняются расстояния до центров стержней верхней и нижней арматуры и расчет повторяется. Проверка прочности ростверка проводится по условиям

$$M_{po} / M_{ru-} \le 1$$

$$M_{pn} / M_{ru+} \le 1$$

Здесь M_{po}, M_{pn} - изгибающие моменты на краю опоры и в середине пролета, M_{ru+}, M_{ru-} - предельные моменты при растянутой нижней и верхней арматуре.

6. Расчет осадки и крена фундамента

Расчет осадки проводится для фундамента с висячими сваями. В соответствии с [1], 7.4.2 или [2], 6.1 осадка определяется как для условного фундамента на естественном основании согласно [6]. Осадка вычисляется методом послойного суммирования ([6], прил.2, п.1). При этом проверяется условие, что среднее давление под подошвой фундамента p не превышает расчетного сопротивления грунта основания R, которое определяется по формуле (7).

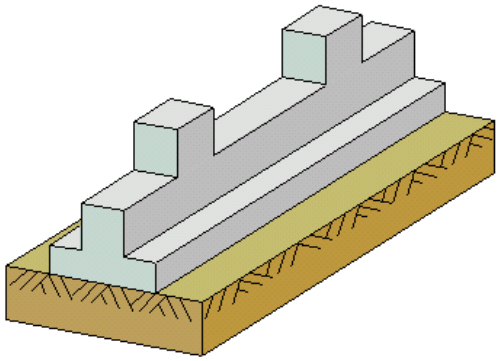
При определении осадки фундамента нижняя граница сжимаемой толщи принимается на глубине, на которой дополнительное напряжение σ_{zp} равно $0.2\sigma_{zg}$ или $0.1\sigma_{zg}$, где σ_{zg} - напряжение от собственного веса грунта.

Крен условного фундамента определяется по формуле (10) ([6], прил.2). При этом средние в пределах сжимаемой толщи значения модуля деформации и коэффициента Пуассона определяются по формулам (11) и (12).

Литература

1. СП 50-102-2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов / Госстрой России. – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 82 с.
2. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 48 с.
4. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
4. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
5. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
6. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2002. – 48 с.

520 - Ленточный фундамент



Программа предназначена для проектирования ленточного фундамента под колонны согласно следующим нормам: СНиП 2.03.01-84* [1], СП 52-101-2003 [2], СНБ 5.03.01-02 [3]. Осадка фундамента определяется согласно СНиП 2.02.01-83* [4]. Реактивное давление грунта рассчитывается с учетом совместного деформирования фундамента и основания. Учитывается возможность отрыва частей фундамента от основания. Определяется требуемая площадь арматуры и производится конструирование арматуры в сечении. По результатам конструирования осуществляется графический вывод сечений с подобранными арматурными стержнями. Проводится расчет фундамента по трещиностойкости. Предусмотрен нелинейный расчет осадки фундамента с учетом неупругих свойств железобетона и наличия трещин.

1. Расчетная схема

Расчетная схема фундамента представляет собой последовательность балочных элементов (частей) прямоугольного или таврового сечения с полкой по низу (рис.1). Возможен ввод полки переменной толщины. На различных частях фундамента могут задаваться различные сечения. Разбиение фундамента на части необходимо, если сечение фундамента ступенчато изменяется по длине фундамента. При постоянном сечении разбиение фундамента на части позволяет провести независимый подбор арматуры на отдельных частях фундамента. Части нумеруются в направлении от левого края фундамента к правому краю. Возможно задание до 20 частей. При расчете применяется координатная ось x с началом в крайнем левом сечении фундамента. Положение колонны определяется координатой центра сечения колонны $x_к$. Разбиение фундамента на части должно производиться так, чтобы колонны располагались в пределах одной части.

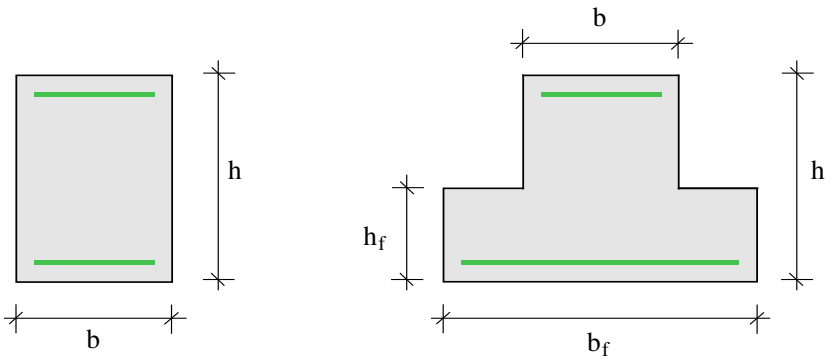


Рис. 1. Сечения

Основание может состоять из нескольких горизонтальных слоев, каждый из которых характеризуется толщиной h_i и модулем деформации E_i. Слои нумеруются в направлении от подошвы фундамента в глубь основания. Возможно задание до 20 слоев. Нижняя граница последнего из заданных слоев должна совпадать или с границей сжимаемой толщи основания, или с границей скальной породы. При вводе суммарная толщина слоев не должна превышать 200 м.

Задача о совместном деформировании фундамента и основания относится к классу пространственных контактных задач. При ее решении предполагается, что перемещение точек подошвы фундамента и реактивное давление грунта постоянны по ширине фундамента b (или b_f). Учитывается, что на участках отрыва фундамента от основания реактивное давление равно нулю. Увеличение жесткости участков фундамента непосредственно под колоннами в программе не учитывается. Влияние повышенной жесткости подколонных участков может

быть оценено при помощи расчета, в котором фундамент разбивается на части, и сечения подколонных частей фундамента принимаются с увеличенной высотой.

2. Нагрузки

Нагрузка, передаваемая от каждой колонны на фундамент, задается в виде сосредоточенной вертикальной силы и сосредоточенного момента (рис.2). Предполагается, что сосредоточенная сила приложена в центре сечения колонны. При расчете, заданные сила и момент заменяются статически эквивалентными распределенными нагрузками, действующими на участке $[x_k - h_k/2, x_k + h_k/2]$, где h_k - высота сечения колонны. Возможен учет равномерно распределенных вертикальных нагрузок, действующих по всей длине фундамента или по его части.

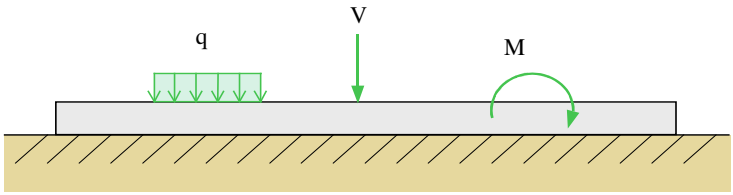


Рис. 2. Положительные направления нагрузок

При расчете по [1] и [2] классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» [5]. 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.

При расчете по [3] классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно Приложению А. Нагрузки подразделяются на постоянные, переменные и особые, а комбинации нагрузок - на основные (А.4) и особые (А.5). Частные коэффициенты безопасности γ_F для нагрузок принимаются по таблице А.2. Комбинационные коэффициенты ψ_0, ψ_1, ψ_2 для переменных нагрузок принимаются по таблице А.1. Предусмотрен ввод нестандартных значений $\gamma_F, \psi_0, \psi_1, \psi_2$ для отдельных нагрузок. Комбинирование нагрузок представляет собой генерацию множества основных и особых комбинаций нагрузок с учетом благоприятного и неблагоприятного эффекта от нагрузок, а также возможности доминирования каждой из переменных 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.

Для сокращения вычислений предусмотрен выбор среди всех возможных комбинаций нагрузок таких комбинаций, для которых усилия, осадка и давление принимают наибольшие значения при решении упрощенной задачи, в которой рассматривается винклеровское основание с постоянным коэффициентом постели и не учитывается отрыв фундамента от основания.

Следует отметить, что численные результаты упрощенной задачи отличаются от результатов, полученных с учетом переменности коэффициента постели и отрыва фундамента от основания. При задании равномерно распределенных нагрузок выбор комбинаций не производится, так как возможен пропуск существенных комбинаций.

Возможен ввод готовых расчетных комбинаций нагрузок. Задаваемая как вид нагрузки расчетная комбинация добавляется к множеству сгенерированных основных комбинаций нагрузок. В частности, возможен ввод лишь готовых комбинаций нагрузок. Готовые комбинации ставятся только в расчет по прочности.

3. Расчет усилий, осадки и давления

При расчете усилий в фундаменте, осадки фундамента и реактивного давления грунта решается задача о совместном деформировании фундамента и основания. Решение строится при помощи метода итераций. На текущем итерационном шаге по найденному давлению вычисляется осадка основания. При этом применяется интегральное представление сжимающих напряжений $\sigma_z(x,y,z)$ в грунте через давление по области контакта на границе полупространства и метод послойного суммирования, изложенный в [4], Приложение 2, согласно которому осадка вычисляется по формуле $w(x) = \beta \sum_i \int_{h_i} \frac{\sigma_z(x,0,z)}{E_i} dz$, где $\beta = 0{,}8$.

Затем по давлению и найденной осадке рассчитывается распределение коэффициента постели по длине фундамента. Далее решается задача об изгибе фундамента на упругом основании с переменным коэффициентом постели, и отыскиваются внутренние усилия в фундаменте и прогиб, а затем рассчитывается соответствующее распределение реактивного давления грунта. Если возникает отрыв отдельных участков фундамента от основания, то на этих участках реактивное давление полагается равным нулю (при наличии отрыва фундамента задача носит нелинейный характер). Далее выполняется следующий итерационный шаг. Итерационный процесс оканчивается тогда, когда относительные приращения изгибающего момента и прогиба фундамента становятся менее 1%.

При решении задачи об изгибе фундамента предполагается, что бетон и арматурная сталь деформируются по линейному закону. Расчет фундамента производится дважды. Площадь требуемой арматуры, вычисленная при первом расчете фундамента, учитывается при определении изгибной жесткости фундамента во втором расчете. В выходном документе программы изгибная жесткость бетонного сечения (без учета арматуры) имеет обозначение D_b, а жесткость приведенного сечения - D_{bs}. Отметим, что при несимметричном армировании центр тяжести приведенного сечения не совпадает с центром тяжести бетонного сечения. В рассматриваемой задаче увеличение изгибной жесткости фундамента при учете арматуры приводит к увеличению изгибающего момента. Результаты расчета выводятся в табличной и графической формах. Следует учитывать, что при положительном изгибающем моменте растянута верхняя часть сечения, а при отрицательном – нижняя. При построении эпюры значения изгибающего момента откладываются со стороны растянутой зоны и, следовательно, верхняя часть эпюры соответствует положительному моменту, а нижняя часть – отрицательному моменту.

4. Расчет и конструирование продольной арматуры

Площади продольной арматуры рассчитываются из условия прочности нормальных сечений. При этом подколонные участки фундамента не рассматриваются, так как напряженное состояние на этих участках существенно отличается от изгибного напряженного состояния, и прочность обеспечивается при более низком армировании, чем на соседних участках.

При расчете фундамента согласно [1] требуемая арматура определяется в соответствии с п.3.28*. Расчетное сопротивление бетона при сжатии принимается с коэффициентом условий работы бетона γ_b, который определяется как произведение отдельных коэффициентов γ_{bi} согласно таблице 15. При этом коэффициент γ_{b2}, зависящий от длительности действия нагрузки, определяется для каждой комбинации нагрузок по отдельности. Результирующий коэффициент условий работы с учетом коэффициента γ_{b2} не может быть менее 0,45.

При расчете фундамента согласно [2] и [3] требуемая арматура определяется на основе нелинейной деформационной модели ([2],п.6.2.21, [3],п.7.1.1.2). При расчете по [2] предусмотрен выбор расчетной диаграммы состояния сжатого бетона. Расчет требуемой арматуры по [3] проводится при параболически-линейной диаграмме состояния сжатого бетона, применяемой в случае, если усилия определяются путем линейно-упругого расчета (без учета неупругих свойств железобетона и наличия трещин).

Необходимые для расчета расстояния от центров тяжести площадей арматуры до граней сечения первоначально определяются по заданному наибольшему диаметру стержней с учетом заданной толщины защитного слоя бетона. По результатам расчета производится конструирование арматуры, и корректируются расстояния от центров тяжести площадей арматуры до граней сечения. Затем проводится повторный расчет и конструирование арматуры. Расстояния от центров тяжести площадей арматуры до граней сечения, для которых при повторном расчете определена требуемая продольная арматура, указываются в выходном документе программы.

При наличии полки производится подбор арматуры поперечного направления. При обычном расположении арматуры толщина защитного слоя для нижней продольной арматуры определяется из условия плотного ее расположения над арматурой поперечного направления. При ином расположении арматуры задаются по отдельности толщины защитного слоя для нижней продольной арматуры и для арматуры поперечного направления.

При подборе арматурных стержней применяется следующий общий ряд диаметров (в мм): 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32, 36, 40. Арматурные стержни размещаются в сечении с учетом толщины защитного слоя бетона и номинального расстояния в свету между стержнями.

При подборе арматурных стержней учитываются заданные минимальный и максимальный диаметры стержней, максимальное количество стержней в одном ряду, минимальное расстояние в свету между стержнями. При подборе стержней в тавровом сечении учитывается заданная доля (от 0% до 100%) продольной арматуры в свесах полки. Эти параметры позволяют управлять подбором арматуры. По результатам конструирования осуществляется графический вывод сечений с подобранными арматурными стержнями.

5. Расчет и конструирование арматуры в свесах полки

Рассматривается нагружение свеса полки равномерно распределенным давлением грунта. В качестве расчетного сечения принимается сечение шириной 1м в плоскости грани ребра. Расчетный изгибающий момент [кНм/м] и расчетная поперечная сила [кН/м] определяются по формулам:

$$M = \frac{pc^2}{2}$$

$$Q = pc$$

где c - свес полки, p - наибольшее по длине фундамента давление грунта. При подборе арматуры учитываются минимальный и максимальный диаметры стержней, минимальное и максимальное значение шага стержней, а также минимальное значение коэффициента

армирования, который определяется как отношение площади арматуры к эффективной площади сечения, равной произведению ширины сечения (1м) на рабочую высоту сечения.

Расчет на действие поперечной силы проводится по условию обеспечения несущей способности расчетного сечения без хомутов.

6. Расчет и конструирование поперечной арматуры

Погонная площадь поперечной арматуры A_{sw}/s_w рассчитывается из условия прочности наклонных сечений на действие поперечной силы по наклонной трещине. Расчет производится согласно [1],пп.3.31*, 3.32, [2],п.6.2.34, [3],пп.7.2.1.1, 7.2.1.2, 7.2.1.5, 7.2.2.7 - 7.2.2.10. Кроме того, проводится проверка прочности на действие поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами. Если условие прочности по наклонной полосе не удовлетворяется, то выводится соответствующее сообщение. При расчете по [1] и [3] площадь арматуры, найденная из условия прочности по наклонной трещине, может быть увеличена для того, чтобы выполнялось условие прочности по наклонной полосе.

Расчет по прочности наклонных сечений проводится как для балки, опирающейся на колонны. Если по расчету требуется поперечная арматура, то производится табличный вывод значений требуемой погонной площади арматуры и верхнего предела для шага хомутов, а также выводится график распределения требуемой погонной площади арматуры по всей длине фундамента. Верхний предел для шага хомутов рассчитывается из условия, согласно которому поперечная сила между хомутами должна полностью восприниматься бетоном сжатой зоны.

При подборе хомутов применяются следующие данные: диаметр хомута, число ветвей хомута (количество поперечных стержней в нормальном сечении), максимальный шаг хомутов, приращение шага хомутов, а также расстояние от грани колонны до оси первого хомута. Подбор хомутов заключается в определении шага хомутов и длин участков фундамента вблизи колонн, на которых хомуты устанавливаются с постоянным шагом. Шаг хомутов на первом от колонны участке определяется по наибольшему значению требуемой погонной площади арматуры. Шаг хомутов ограничивается заданным максимальным значением и расчетным верхним пределом. На втором от колонны участке шаг хомутов может быть принят тем же или, если это возможно, увеличен на заданное приращение шага. Для определения числа хомутов требуется задать расстояние от грани колонны до оси первого хомута. Это расстояние может быть задано равным половине шага или полному шагу хомутов. Иное смещение должно задаваться вводом соответствующего положительного значения. По результатам подбора хомутов выводится график распределения погонной площади арматуры на участках, примыкающих к колоннам. При графическом выводе длина участков увеличивается на половину шага.

7. Расчет по трещиностойкости

Расчет по образованию и раскрытию трещин, нормальных к продольной оси фундамента, проводится после конструирования арматуры. Расчет выполняется согласно [1],пп.4.5, 4.14, [2],пп.7.2.11, 7.2.12, [3],пп.8.2.1.7 – 8.2.1.10. При определении изгибающих моментов при помощи расчета усилий учитывается подобранная арматура.

Расчет по [1] и [2] проводится для изгибающих моментов от комбинаций нормативных нагрузок (γ_f = 1). При расчете с выбором комбинаций выбираются такие комбинации, для которых изгибающий момент M от постоянных, длительных и кратковременных нагрузок и изгибающий момент M_l от длительно действующих нагрузок достигают наибольших по модулю значений. Моменты M и M_l определяются при помощи отдельных расчетов усилий.

Расчет согласно [1] выполняется по 3-й категории требований к трещиностойкости (допускается ограниченное по ширине непродолжительное a_{crc1} и продолжительное a_{crc2} раскрытие трещин) на основе формул, приведенных в [1] и [6].

Расчет согласно [2] проводится с использованием нелинейной деформационной модели. Момент M_{crc} при образовании трещин, а также напряжения σ_s и $\sigma_{s,crc}$, входящие в формулы (7.13) и (7.22), вычисляются на основе диаграмм состояния бетона и арматурной стали при помощи численного метода. Площадь сечения растянутого бетона A_{bt} и площадь сечения растянутой арматуры A_s, через которые по формуле (7.21) вычисляется базовое расстояние l_s между трещинами, определяются по моменту M_{crc} непосредственно перед образованием трещин. Значение A_{bt} определяется при следующих ограничениях на высоту растянутой зоны: $h_t \geq 2a$, $h_t \leq h/2$, где a – расстояние от центра тяжести площади растянутой арматуры до ближайшей грани сечения.

Расчет по трещиностойкости согласно [3] проводится для изгибающих моментов от практически постоянных комбинаций нагрузок ($\gamma_F = 1$) с использованием нелинейной деформационной модели. Момент M_{cr} при образовании трещин, деформация растянутой арматуры ε_s, напряжения в растянутой арматуре после образования трещин σ_s и σ_{sr} вычисляются на основе параболически-линейной диаграммы состояния сжатого бетона и диаграммы арматурной стали при помощи численного метода. Момент M_{cr} определяется из условия достижения на растянутой грани сечения напряжения f_{ctm}. При этом состояние растянутого бетона описывается линейной диаграммой, соответствующей модулю упругости E_{cm}.Эффективная площадь растянутой зоны $A_{c,eff}$ определяется при высоте $h_{c,eff} = 2.5a$, которая ограничивается условиями $h_{c,eff} \leq h_t / 2$ и $h_{c,eff} \leq h / 2$, где h_t - высота растянутой зоны непосредственно перед образованием трещин.

8. Нелинейный расчет осадки

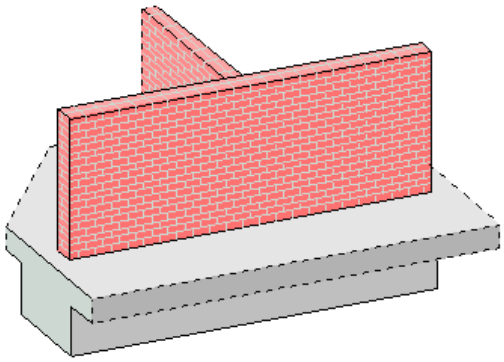
При нелинейном расчете осадки учитываются нелинейные свойства железобетона и наличие трещин. При изгибе фундамента распределение продольной деформации по высоте сечения определяется кривизной, величина которой зависит от изгибающего момента. При расчете согласно [1] кривизна вычисляется по формулам (155), (160) и (170). При этом учитывается длительность действия нагрузки, влияющая на величину деформаций ползучести. При расчете согласно [2],7.3.16 кривизна определяется на основе нелинейной деформационной модели. При этом применяются диаграммы деформирования сжатого и растянутого бетона при непродолжительном и продолжительном действии нагрузки. Значения изгибающего момента от длительно действующих нагрузок определяются при помощи отдельного нелинейного расчета для длительно действующих нагрузок. Нелинейный расчет усилий в фундаменте проводится при помощи метода итераций. Итерационный процесс оканчивается тогда, когда относительные приращения изгибающего момента и прогиба становятся менее 1%.

На участках с трещинами в растянутой зоне жесткость фундамента значительно ниже, чем на участках без трещин. Распределение осадки по длине фундамента, полученное при нелинейном расчете, может существенно отличаться от распределения осадки, найденного без учета неупругих свойств железобетона и наличия трещин.

Литература

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
3. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
4. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2002. – 48 с.
5. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
6. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) /ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.

521 - Ленточный фундамент под стену



Программа предназначена для проектирования железобетонного ленточного фундамента под стену согласно следующим нормам: СНиП 2.03.01-84* [1], СП 52-101-2003 [2], СНБ 5.03.01-02 [3]. Предусмотрен подбор сечения фундамента, удовлетворяющего требованиям по прочности, жесткости и трещиностойкости.

1. Фундамент

Возможны следующие виды сечений фундамента: прямоугольное, трапециевидное, ступенчатое. При расчете рассматривается нагружение консоли фундамента реактивным давлением грунта, действующим по подошве фундамента. Консоль выделяется продольным сечением фундамента в плоскости грани стены. Реактивное давление грунта основания определяется в предположении линейного распределения давления по подошве фундамента. Данное предположение оправдано, если отношение вылета консоли к высоте фундамента не превосходит значения 2. При действии только вертикальной нагрузки реактивное давление постоянно по ширине подошвы, а при наличии моментной нагрузки оно является переменным. При этом возможен отрыв края фундамента от основания. В зоне отрыва реактивное давление грунта отсутствует. В этом случае для безотрывной работы фундамента требуется увеличить ширину подошвы. При подборе сечения могут быть заданы минимальные размеры сечения. Приращение размеров сечения производится с заданным шагом.

2. Нагрузки

Нагрузки, передаваемые от стены на фундамент, задаются в виде распределенных вертикальных сил в кН/м и распределенных моментов сил в кНм/м.

При расчете по [1] и [2] классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» [4]. 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.

При расчете по [3] классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно Приложению А. Нагрузки подразделяются на постоянные, переменные и особые, а комбинации нагрузок - на основные (А.4) и особые (А.5). Частные коэффициенты безопасности γ_F для нагрузок принимаются по таблице А.2. Комбинационные коэффициенты ψ_0, ψ_1, ψ_2 для переменных нагрузок принимаются по таблице А.1. Предусмотрен ввод нестандартных значений $\gamma_F, \psi_0, \psi_1, \psi_2$ для отдельных нагрузок. Комбинирование нагрузок представляет собой генерацию множества основных и особых комбинаций нагрузок с учетом благоприятного и неблагоприятного эффекта от нагрузок, а также возможности доминирования каждой из переменных нагрузок.

Предусмотрен учет собственного веса фундамента как постоянной нагрузки. При подборе сечения величина этой нагрузки варьируется вместе с размерами сечения.

3. Расчет по прочности

Расчет на действие изгибающего момента проводится в расчетном продольном сечении под гранью стены, имеющем ширину 1 м. По изгибающим моментам от комбинаций расчетных нагрузок определяется требуемая площадь арматуры поперечного направления. Согласно [1] требуемая арматура определяется в соответствии с п.3.28*. Расчетное сопротивление бетона

при сжатии принимается с коэффициентом условий работы бетона γ_b, который определяется как произведение отдельных коэффициентов γ_{bi} согласно таблице 15. При этом коэффициент γ_{b2}, зависящий от длительности действия нагрузки, определяется для каждой комбинации нагрузок по отдельности. При расчете согласно [2] и [3] требуемая арматура определяется на основе нелинейной деформационной модели ([2],п.6.2.21, [3],п.7.1.1.2). При расчете по [2] применяется трехлинейная диаграмма состояния сжатого бетона, а при расчете по [3] - параболически-линейная диаграмма. При подборе арматуры учитываются минимальный и максимальный диаметры стержней, минимальное и максимальное значение шага стержней, а также минимальное значение коэффициента армирования, который определяется как отношение площади арматуры к эффективной площади сечения, равной произведению ширины сечения (1 м) на рабочую высоту сечения.

Расчет на действие поперечной силы проводится по условию обеспечения несущей способности расчетного сечения без хомутов.

При рассмотрении фундамента ступенчатого сечения производятся дополнительные расчеты по прочности консоли нижней ступени. При этом в качестве расчетного сечения рассматривается продольное сечение фундамента под боковой гранью верхней ступени.

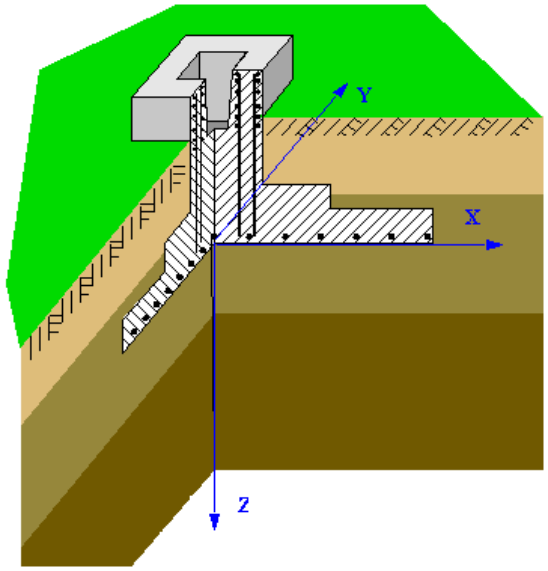
4. Расчет по трещиностойкости

Расчет по образованию и ширине раскрытия трещин выполняется согласно [1],пп.4.5, 4.14, [2],пп.7.2.11, 7.2.12, [3],пп.8.2.1.7 – 8.2.1.10. Расчет по [1] и [2] проводится для изгибающих моментов от комбинаций нормативных нагрузок (γ_f = 1). Расчет согласно [2] проводится с использованием нелинейной деформационной модели. Расчет по трещиностойкости согласно [3] проводится для изгибающих моментов от практически постоянных комбинаций нагрузок (γ_F = 1) с использованием нелинейной деформационной модели. Предусмотрено увеличение площади арматуры, если ширина раскрытия трещин превышает предельно допустимое значение.

Литература

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
3. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
7. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.

535 - Отдельный фундамент под железобетонную колонну



Программа предназначена для проектирования отдельного фундамента под железобетонную колонну согласно СП 52-101-03 [1] или СНиП 2.03.01-84* [2] или СНБ 5.03.01-02 [6] “Бетонные и железобетонные конструкции” [2] и СНиП 2.02.01-83* “Основания зданий и сооружений” [3]. Предусмотрено два типа сопряжения колонны с фундаментом: монолитное и заделка колонны в стакан.

1. Расчетная схема

Расчет фундамента состоит из двух частей. Сначала определяются размеры подошвы исходя из расчетов основания по деформациям и несущей способности, а затем рассчитываются геометрические параметры и арматура фундамента.

1.1 Характеристики основания

Характеристики основания задаются по слоям. Каждый слой задается координатой его верхней границы, отсчитываемой от подошвы фундамента. Отрицательная координата задает слой, лежащий выше подошвы, последний введенный слой считается распространяющимся до бесконечности.

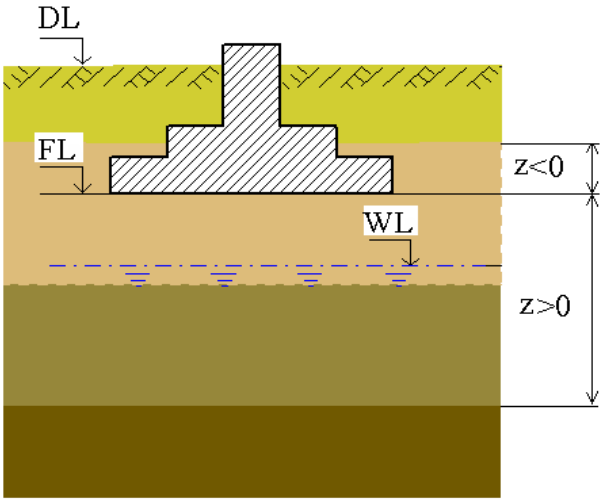


Рис. 1. Схема задания характеристик основания

Для каждого слоя должны быть заданы: удельный вес, модуль деформации, угол внутреннего трения и удельное сцепление. Расчетное сопротивление грунта для каждого слоя может быть либо задано непосредственно, либо вычислено в программе по пп. 2.41, 2.47 [3]. В последнем случае необходимо дополнительно задать тип грунта в каждом слое. Допускаются следующие типы грунтов: пылевато-глинистые, песчаные, крупнообломочные и скальные.

1.2 Характеристики фундамента

Исходными данными для расчета фундамента являются его геометрические характеристики и классы бетона и стали продольной и поперечной арматуры. Заданные геометрические характеристики – размеры подошвы, толщина плиты, размеры ступенек и подколонника – рассматриваются как минимальные, если заданы соответствующие приращения или как неизменяемые при нулевых приращениях.

2. Нагрузки

Вертикальная сила N, горизонтальные силы Qx, Qy и моменты Mx, My передаются на фундамент в центре сечения колонны на уровне верхнего обреза фундамента. Положительные направления сил и векторов моментов соответствуют направлениям осей координат.

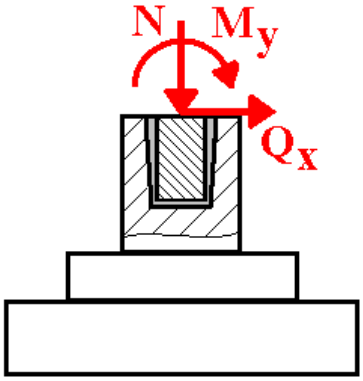


Рис. 2. Схема приложения нагрузок

При расчете по СП 52-101-03 [1] или СНиП 2.03.01-84* [2] нагрузки подразделяются согласно СНиП 2.01.07-85 “Нагрузки и воздействия” [4] на постоянные, длительные, кратковременные и особые, а при расчете по СНБ 5.03.01-02 [6] – согласно Приложению А. Сочетания нагрузок для всех расчётов строятся автоматически. Возможно задание как нагрузок, так и готовых расчётных сочетаний нагрузок.

Для сейсмического воздействия и динамической составляющей ветровой нагрузки должны задаваться нагрузки, которые соответствуют формам колебаний. Принимается, что эти нагрузки являются знакопеременными. При наличии таких воздействий в расчётном сочетании усилий моменты и силы вычисляются согласно [5] по формуле

$$N = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} N_i^2}$$

где N_i - усилия, вызываемые нагрузками, которые соответствуют i-й форме колебаний конструкции, n – число учитываемых форм колебаний. Вычисленное значение N принимается с тем знаком (+ или -), который имеет наибольшее по модулю значение N_i.

3. Расчет основания, выбор размеров подошвы фундамента

Расчет основания по несущей способности проводится для всех возможных основных и особых сочетаний нагрузок. Сначала производится расчет основания по несущей способности по пп. 2.58 – 2.62 [3] с размерами подошвы, заданными пользователем. При наличии под подошвой фундамента нескольких слоев нескальных грунтов угол внутреннего трения и удельное сцепление осредняются по обертывающей поверхностей скольжения, а удельный вес – по объему внутри нее (рис. 3).

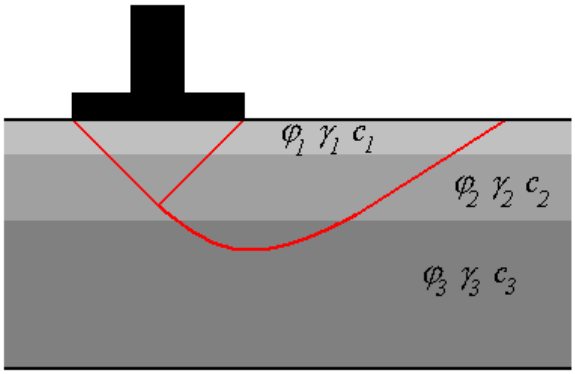


Рис. 3. Область осреднения характеристик грунта

Если заданы приращения размеров подошвы и не выполнено условие (11) [3], то программа увеличивает площадь подошвы, пока несущая способность основания не станет достаточной.

Далее программа проводит расчет основания по деформациям для всех возможных основных сочетаний нагрузок. При этом на первом этапе проверяются требования пп. 2.41, 2.47 – 2.49 [3] и, если для какого-нибудь сочетания нагрузок среднее давление под подошвой превышает расчетное сопротивление грунта, программа увеличивает размеры подошвы фундамента. Затем производится расчет деформаций основания по формулам и таблицам приложения 2 [3]. При этом, выбор расчетной схемы производится в соответствии с п. 2.40 [3], а глубина сжимаемой толщи при использовании схемы линейно-деформируемого полупространства принимается равной 6b (b – меньший размер подошвы), но не менее величины, вычисленной по п. 6 приложения 2 [3]. При превышении допустимой осадки и/или крена фундамента производится пошаговое увеличение размеров подошвы.

4. Выбор размеров фундамента и расчет арматуры

Толщина плиты фундамента определяется из расчета на продавливание таким образом, чтобы требования п. 3.42 [2] **или 3.2.6.2 [1]** или 7.4.3 [6] удовлетворялись без установки поперечной арматуры, но не меньше заданного пользователем значения. Размеры подколонника, заданные пользователем, могут быть увеличены, если это требуется для обеспечения прочности сечений, наклонных к плоскости плиты, и заданы соответствующие приращения размеров. Затем с целью уменьшения объема плита делится на две или три ступеньки, размеры которых рассчитываются исходя из требований прочности на продавливание и обеспечения прочности наклонных сечений без установки поперечной арматуры.

Требуемая арматура плиты определяется исходя из расчетов ее по **[1] или [2]** или [6] как изгибаемого элемента по предельным состояниям первой и второй групп. Расчеты проводятся раздельно на изгиб в плоскостях XZ и YZ для всех возможных основных и особых сочетаний усилий. При этом реактивное давление грунта на подошву определяется с учетом возможного ее отрыва от основания и без учета веса плиты и грунта над ней. Расчет проводится для нескольких сечений: в центре плиты и по граням ступенек. Для рассчитанных значений требуемой по условиям прочности арматуры подбирается диаметр и шаг расположения арматурных стержней.

Расчет поперечной арматуры стакана проводится в предположении линейного распределения контактного давления по длине заделанной части колонны (рис. 4).

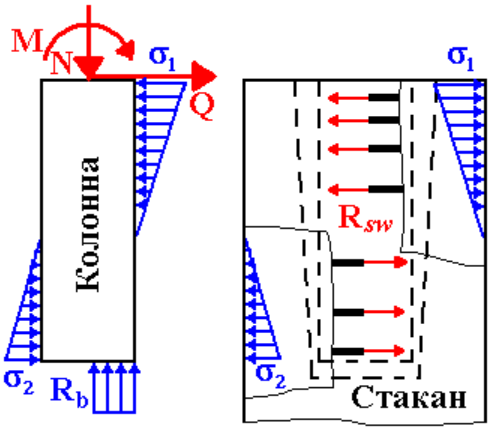


Рис. 4. Расчет поперечной арматуры стакана

Диаметр и расположение хомутов подбираются так, чтобы в предельном состоянии усилия в них R_{sw} уравновешивали давление колонны на стенки стакана. Расчет проводится на все возможные основные и особые сочетания усилий.

Продольная арматура стакана рассчитывается для двух сечений: коробчатого сечения на уровне дна стакана и прямоугольного сечения в месте соединения подколонника с плитой. Расчеты проводятся для всех возможных основных и особых сочетаний усилий с симметричным армированием стакана в каждой плоскости изгиба. Для максимальных рассчитанных значений требуемой арматуры подбираются диаметр и шаги расположения арматурных стержней.

Косвенная арматура подколонника рассчитывается по п. 3.41 [2] или 3.2.5.3 [1] или 7.4.1 [6] для всех возможных основных и особых сочетаний усилий. Для максимального значения требуемой арматуры подбираются параметры арматурных сеток (диаметр и шаг), а также количество сеток и расстояние между ними.

При некоторых сочетаниях нагрузок в плите могут возникать изгибающие моменты противоположного знака, т.е. растягивающие верхние волокна. В этом случае производится проверка несущей способности бетонного сечения плиты по п. 3.8 [2] и, при недостаточной прочности бетонного сечения, производится расчет и подбор арматуры верхней части плиты.

5. Вывод результатов

5.1 Исходные данные

Выводятся заданные пользователем начальные размеры фундамента, нагрузки и характеристики грунтов основания.

Данные для расчета

Размеры

Объект	размеры по X и по Y [см]		высота/глубина h/dc [см]
плита	100.0	100.0	30.0
подколонник	90.0	90.0	170.0
колонна	40.0	40.0	80.0

Высота фундамента от подошвы 200.0 см

Нагрузки

N	Нагрузка.		N [кН]	Mx [кН*м]	My [кН*м]	Qx [кН]	Qy [кН]
1	Постоянная		2000.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	Длительная		2000.0	10.0	10.0	13.0	0.0
3	Ветер стат.		200.0	5.0	0.0	0.0	0.0
	дин.	1	200.0	5.0	0.0	0.0	0.0
		2	15.0	0.0	7.0	0.0	0.0
		3	12.0	0.0	3.0	0.0	0.0
4	Сейсмич.	1	100.0	60.0	20.0	8.0	30.0
		2	20.0	30.0	7.0	3.0	15.0
		3	30.0	10.0	5.0	2.0	7.0

Грунт

нормативные значения характеристик по слоям.

тип	z [м]	g [кН/м3]	E [МПа]	fi [град]	c/Rc [кПа]	IL
Крупн.обл.	-2.00	20.00	40.00	28.00	25.00	0.30
Песчаный	3.00	17.00	20.00	20.00	20.00	0.50
Песчаный	3.50	20.00	20.00	23.00	18.00	0.50

5.2 Расчетные сочетания усилий

Расчеты в программе проводятся для всех возможных сочетаний усилий, но в разделе “РСУ” выводятся силовые факторы и коэффициенты только для тех расчетных сочетаний усилий, которые оказались существенными для какого-либо из расчетов, проведенных программой.

РСУ

Усилия и моменты

расчетные сочетания усилий по СНиП 2.01.07-85.
для опасных РСУ на высоте H от подошвы фундамента.

N	Тип РСУ	табл. коэф.	N [кН]	Mx [кН*м]	My [кН*м]	Qx [кН]	Qy [кН]
1	тр.кр.	1	4097.5	14.0	16.6	12.4	0.0
2	тр.дл.	2	4000.0	10.0	10.0	13.0	0.0
3	основ.	3	4200.0	10.0	10.0	13.0	0.0
4	основ.	4	4376.5	15.8	19.4	12.4	0.0
5	особая	5	3686.3	75.8	29.8	19.2	34.3

Наиболее опасные сочетания усилий

Наг-руж.	Коэффициенты расчетных сочетаний усилий 1	2	3	4	5	6	7	8
1	1.00	1.00	1.10	1.10	0.99			
2	0.95	1.00	1.00	0.95	0.80			
3	0.90	0.90	0.00	1.26	0.00			
4	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00			

5.3 Результаты расчета фундамента

В этом разделе в табличной форме и в виде эскиза приводятся вычисленные на различных этапах расчета размеры плиты и подколонника.

Результаты расчета

геометрических характеристик фундамента.

Объект	размеры по X и по Y [см]		высота h [см]
плита 1	270.0	270.0	30.0
плита 2	168.0	168.0	12.0
плита 3	124.0	124.0	12.0
плита 4	270.0	30.0	0.0
подколонник	90.0	90.0	146.0

Схема фундамента вид сбоку
М = 1 :23

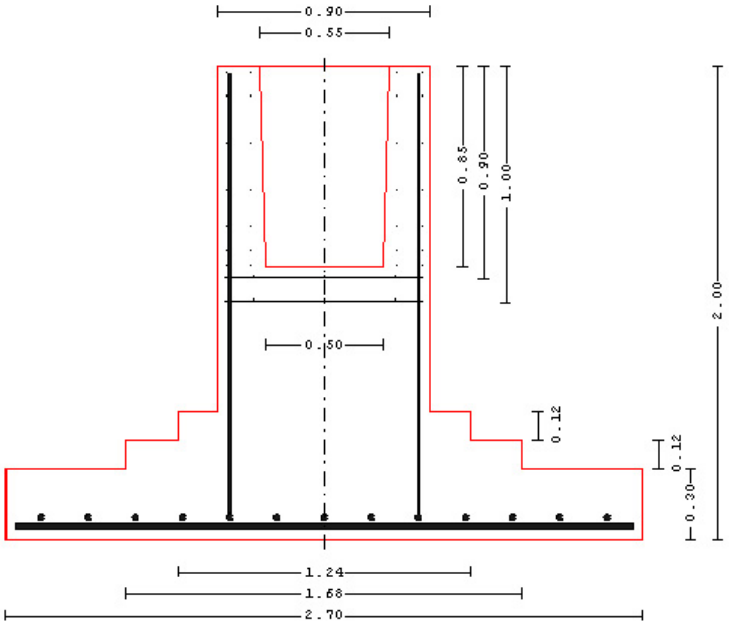
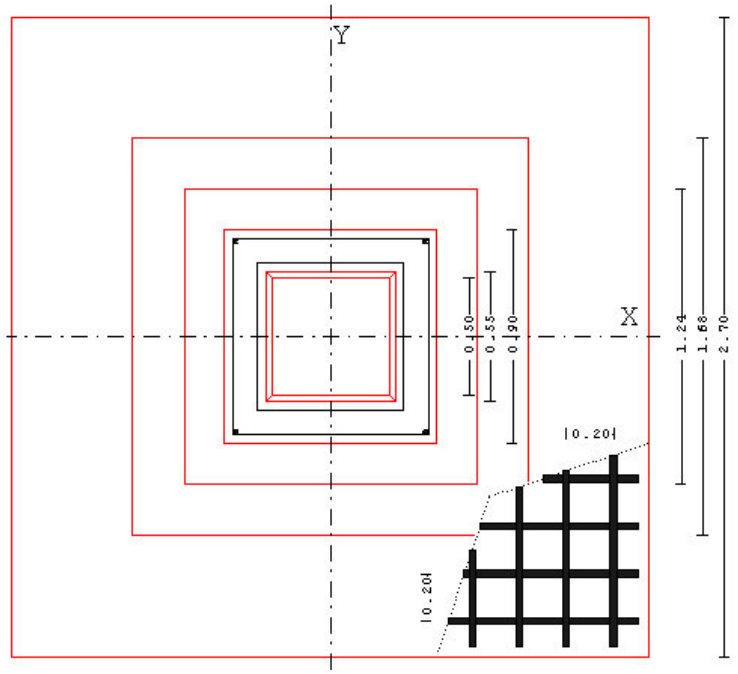


Схема фундамента вид сверху
М = 1 :23



5.4 Расчет основания

Приводятся результаты расчета основания по деформациям и несущей способности

Расчет основания	по СНиП 2.02.01-83*
Расчет по деформациям	Схема линейно деформируемого полупространства. Наибольшая осадка достигается при РСУ N 4. Среднее давление под подошвой p=640.3 кПа Краевое давление вдоль оси y py=646.3 кПа Краевое давление вдоль оси x px=645.2 кПа Давление в угловой точке pxy=651.1 кПа Расчетное сопротивление грунта по 2.41 R=537.4 кПа Сопротивление грунта с учетом 2.47 R=644.9 кПа Осадка фундамента s=4.4 см < su=10.0 см Наибольший крен достигается при РСУ N 4, Крен фундамента i=0.0001 < iu=0.0050
Расчет по несущей способности	Наиболее опасным по устойчивости является РСУ N 5. Макс. глубина поверхности скольжения zm=2.94 м Сила предельного сопротивления грунта Nu=5646 кПа

5.5 Расчет железобетонного фундамента

В этом разделе приводятся результаты расчета плиты фундамента на продавливание, расчетов продольной, поперечной и косвенной арматуры, а также проверки ширины раскрытия трещин.

Продавливание. Расчет на продавливание по СНиП 52-01-03.
Тяжелый бетон. Класс прочности B15.

Плита	РСУ	Lx [м]	Ly [м]	Ab [м2]	Wbx [м3]	Wby [м3]	r
1	1	3.977	3.022	2.051	3.432	0.000	0.90
2	1	2.208	2.243	4.584	3.496	3.304	0.95
3	1	1.698	1.673	5.291	3.008	2.935	0.94

Расчет арматуры по СНиП 52-01-03, с использованием трехлинейной диаграммы состояния бетона.

Арматура плиты
Класс арматурной стали: A500

Нижняя арматура

Ось прутка	Коорд. [м]	РСУ	Mизг [кН*м]	h [см]	As [см2]	d [мм]	n
X	1.86	1	71.0	25.8	11.1		
X	0.84	1	1101.9	52.8	49.4		
X	0.00	1	2856.2	79.8	85.4	25	22
Y	1.39	1	338.7	23.3	35.8		
Y	0.87	1	963.0	50.3	45.1		
Y	0.00	1	2700.0	77.3	83.3	25	22

Нижние прутки ориентированы по оси X.

Верхняя арматура и проверка плиты на действие оЯратного момента.

Плита	Ось	РСУ	Mизг [кН*м]	Rbt*Wpl [кН*м]	As [см2]	n	d [мм]	s [мм]
1	Y	4	338.44	85.05	26.53	22	14	200
1	X	4	419.02	83.31	33.41	22	14	200
2	Y	4	338.44	433.42				
2	X	4	419.02	339.16	16.72	15	12	300
3	Y	4	338.44	398.25				
3	X	4	419.02	365.78	11.22	11	12	400

Поперечная арматура стакана

Класс арматурной стали: A300

Ось	Z [см]	РСУ	p [кН/м]	As/s [см2/м]	s [мм]	d [мм]	n
X	4.2	3	3966.9	184.5	40	16	4
X	8.2	3	2784.1	129.5	50	16	4
X	13.2	3	2062.8	95.9	50	16	4
X	18.2	3	1341.5	62.4	100	16	4
X	28.2	3	101.0	4.7	100	16	4
X	38.2	3	1543.5	71.8	50	16	4
X	43.2	3	2264.8	105.3	50	16	4
X	48.2	3	2986.0	138.9	40	16	4
X	52.2	3	3563.0	165.7	40	16	4
X	56.2	3	3966.9	184.5	40	16	4

Координата Z принимается от верхнего края стакана.

Косвенная арматура подколонника. Класс арматурной стали: A300

НаиЯолее опасное РСУ N 1. 2 сетки с шагом 100мм.

Сетки из прутков диаметром 10мм, с шагом 100мм.

Продольная арматура подколонника. Класс арматурной стали: A500

НаиЯолее опасное РСУ N1 . Диаметр прутков 14мм.

28 прутков с шагом по оси X 100мм, по оси Y 100мм.

Трещиностойкость

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается из условия оЯеспечения сохранности арматуры acrc1=0.40мм acrc2=0.30мм

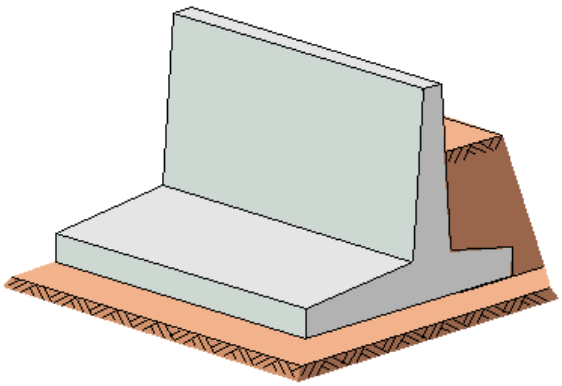
Плита

Ось	Коорд. [м]	РСУ 2	РСУ 1	Мизг2 [кН*м]	Мизг1 [см2]	Mcrc [кН*м]	acrc2 [мм]	acrc1 [мм]
X	1.86	2	1	42.6	71.0	165.3	0.00	0.00
X	0.84	2	1	658.2	1101.9	547.4	0.06	0.14
X	0.00	2	1	1698.6	2856.2	1127.8	0.14	0.29
Y	1.39	2	1	196.4	338.7	151.4	0.05	0.11
Y	0.87	2	1	558.6	963.0	529.7	0.04	0.12
Y	0.00	2	1	1566.0	2700.0	1108.0	0.12	0.27

Литература

1. СП 52-101-03. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / Госстрой России. – М., 2003.
2. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
3. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений/Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2002. – 48 с.
4. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
5. СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах/Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2000. – 44 с.
6. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
7. Изменение №1 СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск: 2004. – 22 с.

545 – Подпорная стенка уголкового профиля



Программа рассчитывает и проектирует железобетонную подпорную стенку уголкового профиля с консолями и без консолей для слоистого грунта, наклонной местности за подпорной стенкой и произвольного уровня грунтовых вод. В качестве нагрузки допускается ввод равномерно распределенных на отрезке и сосредоточенных нагрузок на поверхность, нагрузок от фундаментов и нагрузок, приложенных к верху стенки (V, H, M). Расчет устойчивости положения стенки производится на основании СНиП 2.02.01-83* и СНиП 2.09.03-85. Расчет требуемой арматуры осуществляется балки согласно СНиП 2.03.01-84* “Бетонные и железобетонные конструкции” , либо по СП 52-101-03 “Железобетонные и бетонные и конструкции”, либо по СНБ 5.03.01-02 “Бетонные и железобетонные конструкции”.

1. Расчетная схема

Подпорную стенку можно рассчитывать с консолями и без них. Консоли могут иметь различную высоту стенки на срезе и на стыке со стенкой. Можно задать наклон подошвы подпорной стенки β. Вертикальные грани стенки также могут быть наклонными как с лицевой стороны α', так и с тыльной α. Поверхность за подпорной стенкой может иметь произвольный наклон. Можно предусмотреть до 10 слоев грунта с различными характеристиками. Уровень грунтовых вод по разные стороны стенки можно задать различным.

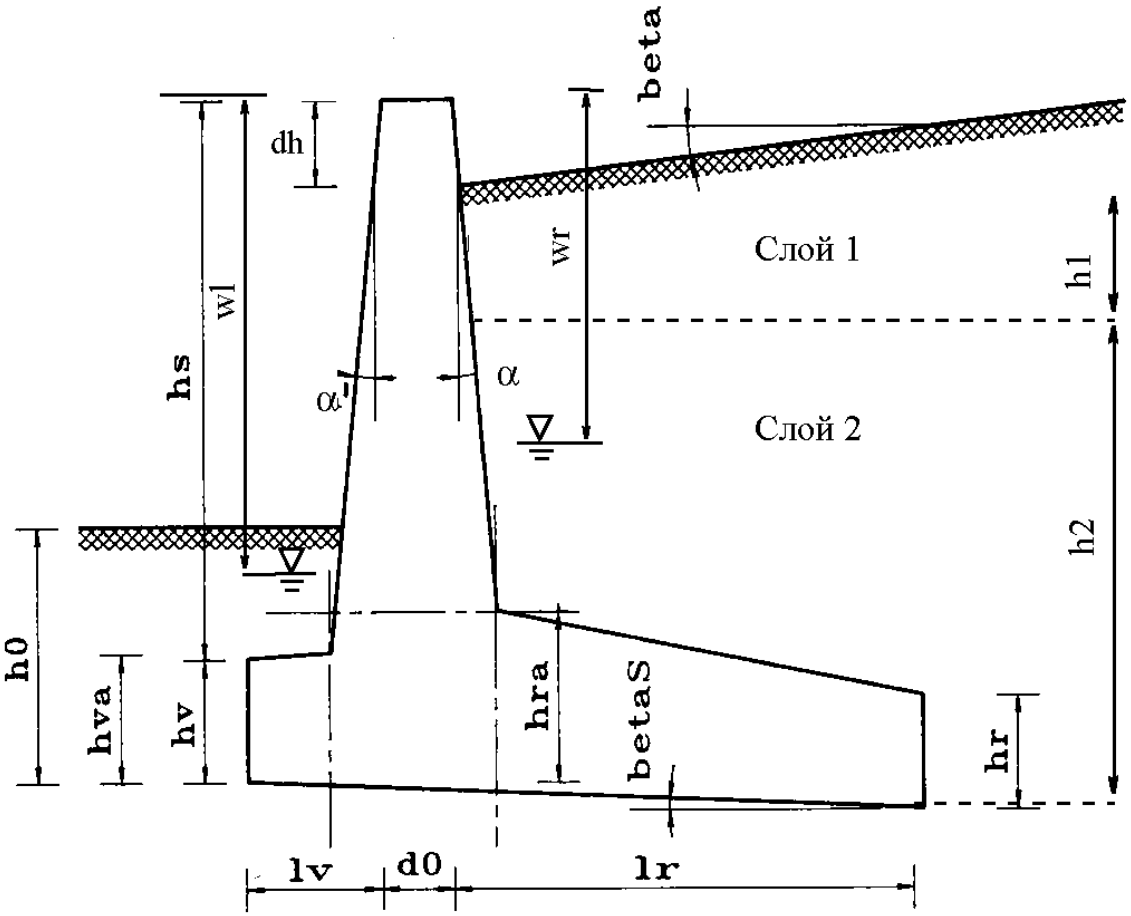


Рисунок 1: Расчетная схема

2. Нагрузки

Все нагрузки относятся к фрагменту стены шириной 1 м.

Максимальное суммарное количество нагрузок одного типа во всех нагружениях – 5.

Можно задавать нагрузки следующих типов:

- равномерно распределенные нагрузки на поверхность с лицевой и тыльной стороны;
- блочные нагрузки на поверхность с лицевой и тыльной стороны;
- сосредоточенные нагрузки на поверхность с лицевой и тыльной стороны;
- нагрузки от фундамента;
- нагрузки, приложенные к верхней части стенки.

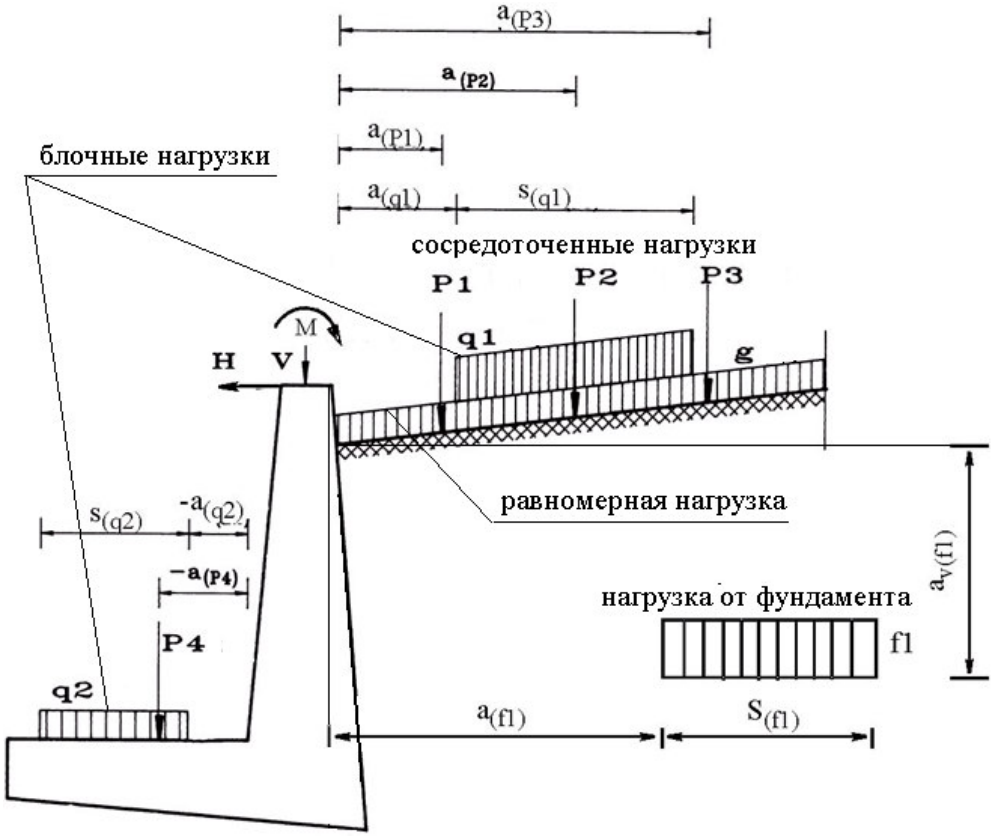


Рисунок 2: Нагрузки

3. Расчет давления грунта

3.1 Метод Кульманна

Расчет давления грунта происходит по так называемому расширенному методу Кульмана. Используется метод Кульмана с плоской поверхностью скольжения. Для многослойных грунтов при использовании общей поверхности скольжения для искомого определяющего давления грунта применяется приближенное решение, содержащее необходимую для практических целей точность обычных статических расчетов грунта. Для каждого слоя путем вариации углов поверхностей скольжения вычисляется определяющая сила давления грунта в центре и по краям области. При вариации углов поверхностей скольжения исследуются все принудительные поверхности скольжения, возникающие от нагрузок (начальной и конечной точек приложения нагрузок). Благодаря чему между данными принудительными поверхностями скольжения получаются участки непрерывных эпюр силы давления грунта по

Кульману. Последующее суммирование сил давления на участках позволяет точно рассчитать определяющее значение общего давления грунта.

Эпюра сил давления грунта в области каждого слоя характеризуется тремя значениями. Путем дифференцирования мы получаем в пределах слоя линейную эпюру давления грунта. При необходимости получить более подробную эпюру давления грунта можно разделить слой на несколько слоев, имеющих одинаковые характеристики грунта.

3.2 Давление грунта для проверки устойчивости

При наличии у подпорной стенки задней консоли со стороны засыпки возникает клиновидная призма скольжения с вершиной у среза консоли. Варьируя углы наклона первой и второй поверхностей скольжения, можно определить наиболее опасные их значения и определяющее активное общее давление грунта.

3.3 Давление грунта для конструктивного расчета стены

Для определения изгибающих моментов в стенке и расчета требуемой арматуры необходимо знать давление грунта на вертикальную полку. Оно определяется как активное давление грунта на наклонную стенку по методу Кульмана с плоскими поверхностями скольжения.

4. Проверка устойчивости угловой подпорной стенки

Программа выполняет следующие проверки устойчивости стенки:

- проверка эксцентриситета *равнодействующей* приложенных к стенке сил; в зависимости от заданного пользователем значения она должна находится не далее 1/3 или 1/6 от середины подошвы;
- проверка стенки на опрокидывание путем сравнения опрокидывающего момента относительно нижней угловой точки передней консоли с удерживающим моментом;
- проверка несущей способности основания стенки по СНиП 2.02.01-83*;
- проверка устойчивости положения стенки против сдвига по СНиП 2.09.03-85;
- проверка устойчивости массива грунта со стенкой на глубинный сдвиг по круглоцилиндрической поверхности скольжения.

При невыполнении одной из перечисленных проверок, все размеры, для которых пользователем заданы приращения, пошагово увеличиваются до достижения положительного результата.

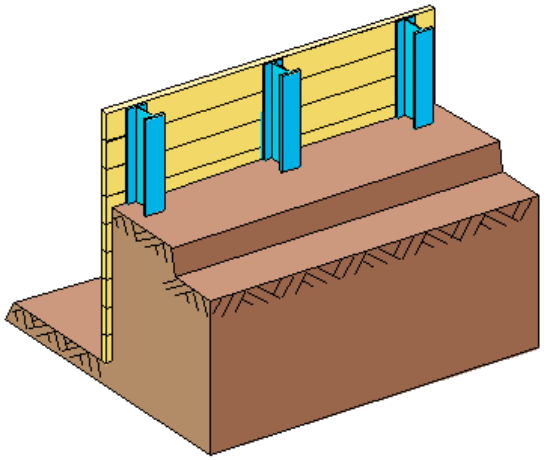
5. Расчет прочности железобетонной конструкции стенки

Исходя из действующих на стенку усилий, в программе рассчитываются внутренние силовые факторы (изгибающие моменты, продольные и поперечные силы) в ряде сечений по высоте стенки и в местах стыка консолей со стенкой. Далее согласно СП 52-101-03 или СНиП 2.03.01-84* или СНБ 5.03.01-02 вычисляются значения требуемой продольной и поперечной арматуры.

Литература

1. СП 52-101-03. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / Госстрой России. – М., 2003.
2. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
8. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений/Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2002. – 48 с.
9. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
10. СНиП 2.09.03-85. Сооружения промышленных предприятий/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 102 с.
11. Снитко Н.К. Статическое и динамическое давление грунтов и расчет подпорных стенок/Строииздат. – Л.: 1970. -207с.
12. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции/Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск: 2003. – 139 с.
13. Изменение №1 СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции/Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск: 2004. – 22 с.

570 – Шпунтовая стенка

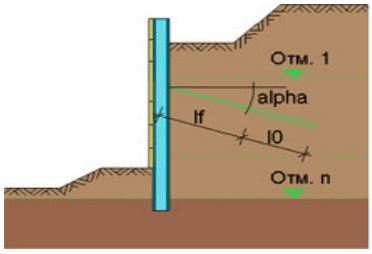


Программа предназначена для проектирования и расчёта шпунтовой стенки свободно защемленной или заделанной в грунте с возможностью установки анкеров.

В качестве нагрузок, кроме давления грунта могут быть заданы различные нагрузки на поверхность грунта и на саму стенку. Рассчитывается глубина заделки стенки в грунте, а параметры анкеров могут быть заданы пользователем, либо рассчитаны программой. В качестве материала несущих элементов стенки используются прокатные металлические профили: двутавры, трубы и специальные шпунтовые профили, либо железобетон. В последнем случае рассчитывается требуемая арматура согласно СНиП 2.03.01-84* “Бетонные и железобетонные конструкции” [1], либо по **СП 52-101-03** “Железобетонные и бетонные и конструкции” [2], либо по СНБ 5.03.01-02 “Бетонные и железобетонные конструкции” [3] и подбираются диаметр и шаг расположения прутков.

1. Расчетная схема

Программа рассчитывает и проектирует шпунтовую стенку с максимум 5 анкерами и условиями свободного опирания или полного защемления стенки в грунте. Рельеф поверхности грунта можно определить при помощи максимум 10 точек. Угол наклона поверхности грунта может варьироваться от -90° до +90°. Можно задать откос у основания стенки в котловане. Грунт может быть задан горизонтальными слоями (возможен учет до 10 слоев). Они могут располагаться произвольно по высоте. На высоте заданного уровня грунтовых вод производится автоматическое деление соответствующих слоев. Программа рассматривает систему до максимальной глубины, которая по умолчанию составляет глубину котлована, умноженную на 2.5. пользователь может самостоятельно увеличить данную область. Слои, расположенные глубже, обрезаются, или нижняя граница последнего слоя удлиняется до данной предельной глубины.



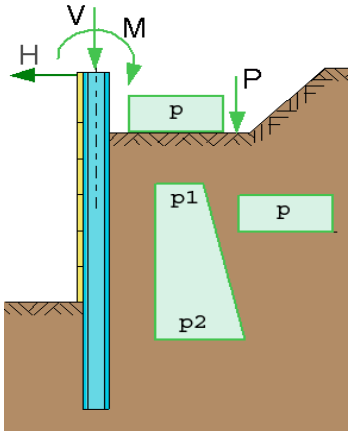
Система и входные данные имеют принципиально следующую ориентацию:

- слева от стенки расположен котлован,
- справа от стенки расположена поверхность примыкающей местности.

2. Нагружение

В качестве нагрузки задается расчетное сочетание усилий (РСУ) на грунт и стенку. При этом можно задавать:

- блоковые (равномерно распределенные на участке) нагрузки на поверхность справа от стенки;
- ленточные нагрузки на поверхность справа от стенки;
- сосредоточенные нагрузки (H, V, M), приложенные к верхней части стенки;
- нагрузки от фундамента (заглубленные блоковые нагрузки);
- дополнительные произвольные распределенные нагрузки на стенку.



Давление грунта на стенку может быть задано как активное давление в предельном состоянии, или как давление покоя, либо промежуточное значение.

3. Расчет давления грунта

3.1 Определение давления грунта по методу Кульмана

3.1.1 Общие положения по использованию метода Кульмана

Расчет давления грунта происходит по так называемому расширенному методу Кульмана. Используется метод Кульмана с плоской поверхностью скольжения. Для многослойных грунтов при использовании общей поверхности скольжения для искомого определяющего давления грунта применяется приближенное решение, содержащее необходимую для практических целей точность обычных статических расчетов грунта. Необходимо учитывать границы применения метода с плоской поверхностью скольжения для расчета сопротивления грунта. Для шпунтовых стенок они составляют: при отрицательном угле трения о стенку $-2/3*\varphi \leq \delta_p \leq 0$, $\varphi \leq 35°$ и ß $\leq 0°$ при положительном угле трения о стенку $+\varphi \geq \delta p \geq 0°$ следует использовать исключительно ß $\geq 0°$.

При мягких связных слоях всегда следует устанавливать $\delta_p = 0$.

3.1.2 Расчет давления грунта

Программа, варьируя угол поверхности скольжения, определяет для каждого слоя грунта общее давление грунта в центре области и на границах. Эти значения содержат части от собственного веса грунта (включая сцепление) и от внешних нагрузок. В выводе, помимо соответствующего угла наклона поверхности скольжения эти части представлены отдельно. Для сопротивления грунта рассчитанные значения общего давления грунта уже делятся на соответствующий коэффициент безопасности.

При варьировании углов поверхности скольжения исследуются все вынужденные поверхности скольжения, возникающие от углов рельефа местности и полосовых нагрузок (начальные и конечные точки нагрузок). Таким образом, мы получаем непрерывные частичные фрагменты линии давления грунта Кульмана, которые можно использовать далее. Данный подход позволяет надежно вычислить определяющее значение общего давления грунта. Таким образом, распределение общего давления грунта характеризуется в каждой области тремя значениями. Путем дифференцирования мы получаем эпюру давления грунта. Внутри каждой области слоя данная эпюра является линейной. Если необходимо получить более подробную эпюру давления грунта, то это можно сделать путем деления толщи на несколько слоев, имеющих идентичные характеристики грунта.

4. Расчет усилий в сечениях стенки

4.1 Методы расчета

В основе расчета усилий в сечениях лежат методы Якоби и Блюма. До воображаемой опоры в грунте на стенку действует результирующее давление грунта. В случае «полного защемления» стенки в грунте возникает опорная реакция грунта - эквивалентная сила С. Чтобы эта эквивалентная сила С возникла, стену следует продлить за пределы воображаемой опоры.

Для расчета усилий в сечениях используется метод начальных параметров. Величины внутренних силовых факторов выводятся на границах слоев, в точках крепления анкеров, в воображаемой опоре и на высоте прочих изменений эпюры давления грунта. Дополнительно выводятся максимальные значения.

4.2 Определение положения воображаемой опоры

Положение воображаемой опоры связано с определенными краевыми условиями в ней: «полное защемление» или «свободное опирание». Теоретически требуемая длина стенки определяется так, чтобы выполнялось принятое условие опирания. В некоторых случаях для этого требуются итерации, выполняемые программой.

4.3 Определение дополнительной глубины заделки

Полученная в результате расчета реакция воображаемой опоры С представляет собой в действительности силу, распределенную по поверхности стенки. Чтобы она возникла, стенку следует продлить за пределы воображаемой опоры, то есть имеющееся в области защемления сопротивление грунта должно иметь величину силы С. Программа определяет сопротивление грунта справа от стены по методу Кульмана. Из распределения и величины сопротивления грунта, использованного с коэффициентом безопасности, и полученной из расчета усилий в сечениях величины силы С рассчитывается дополнительная глубина заделки. Данный подход соответствует формуле Лакнера.

4.4 Вычисление требуемой длины профиля

Для каждого типа опирания определяется и выводится требуемая длина профиля. При этом отдельные части распределяются следующим образом:

$$\text{треб. } L = H + u + x + dx$$

где:
- H: верхняя часть стены до котлована
- u: от дна котлована до нулевой точки нагрузки
- x: от нулевой точки нагрузки до воображаемой опоры
- dx: дополнительная глубина заделки

5. Проектирование несущих элементов стенки

5.1 Несущие элементы стенки из стали

В качестве стальных несущих элементов стенки могут быть выбраны либо стальные сваи, расположенные на некотором расстоянии друг от друга, либо стенка может быть выполнена из сцепленных между собой специальных шпунтовых профилей. В первом случае для свай могут быть использованы двутавры по ГОСТ 8239-89, ГОСТ 26020-83, СТО АСЧМ 20-93 или трубы по ГОСТ 8732-78*, ГОСТ 10704-91. Могут также быть выбраны профили других типов и марок из поставляемой базы профилей, либо характеристики профиля могут быть заданы в программе отдельно. В качестве шпунтовых профилей в программе предусмотрены профили ШП-1, ШК-1 - ГОСТ 4781-85 и шпунты Ларсена Л-4, Л-5, Л-7, Л-5У - ТУ 14-102-147-93.

Проверка прочности производится на достижение нормальными, касательными или эквивалентными напряжениями соответствующего расчетного сопротивления по пределу текучести.

5.2 Стенка из железобетона

Для стенки из железобетона при заданной толщине производится расчет арматуры с учетом требований трещиностойкости по СНиП 2.03.01-84*, СНиП 52-01-03 или СНБ 5.03.01-02. Для рассчитанной арматуры выполняется подбор диаметра и шага расположения прутков.

6. Дополнительные расчеты и проверки

Дополнительно проводится расчет длины анкерной тяги, если она не задана и проверка устойчивости заанкеренной части грунта на глубинный сдвиг при поступательном движении грунта и стенки. Кроме того, проводится проверка устойчивости стенки и массива грунта на сдвиг по круглоцилиндрической поверхности скольжения.

7. Пояснительные чертежи

Для наглядного изображения исходных данных и результатов расчета программа выводит четыре пояснительных чертежа.

Предусмотрена возможность отключения одного или всех чертежей.

7.1 Чертеж расчетной схемы

Изображается заданная поверхность грунта, подошва котлована с откосом (если имеется), все необходимые для расчета слои грунта, уровень грунтовых вод, а также положение и наклон анкеров.

7.2 Чертеж нагрузок

Изображаются заданные нагрузки.

7.3 Чертеж давления грунта

Изображается пассивная и активная составляющие давления грунта. На чертеже видны и отдельные части давления грунта (eagh, eaph, eawh и epgh), из которых состоит результирующее давление.

7.4 Чертеж усилий в сечении

Для каждого типа заделки стенки в грунте изображается прогиб w, эпюры моментов и поперечных сил.

Литература

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
2. СП 52-101-03. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / Госстрой России. – М., 2003.
3. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.

14. Изменение №1 СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск: 2004. – 22 с.

785 – Проверка устойчивости стенки балки

Программа предназначена для проверки устойчивости стенки балки согласно СНиП II-23-81* [1] или СП 53-102-2004 [2]. 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],п.7.2* или [2],п.9.5.2 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],п.5.13 или [2],п.9.2.2 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 [1],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* из [1]. Приведенные формулы применимы при условной гибкости стенки $\overline{\lambda}_w \le 6$. Первая из приведенных формул применяется, если нет локальной нагрузки или если локальная нагрузка приложена к растянутому поясу.

Критическое напряжение τ_{cr} вычисляется по формуле

$$\tau_{cr} = 10.3\left(1+\frac{0.76}{\mu^2}\right)\frac{R_s}{\overline{\lambda}_{ef}{}^2}$$

Критическое напряжение σ_{cr} при $\sigma_{loc} = 0$ вычисляется по формуле

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\overline{\lambda}_w{}^2}$$

Здесь $\overline{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t}\sqrt{\frac{R_y}{E}}$, $\overline{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t}\sqrt{\frac{R_y}{E}}$, $d = \min(a, h_{ef})$, 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 из [1] 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 $\overline{\lambda}_{ef} = \frac{a}{h_{ef}}\overline{\lambda}_w$, а при $a > h_{ef}$ - $\overline{\lambda}_{ef} = \overline{\lambda}_w$.

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 из [1] в зависимости от a/h_{ef} и δ. Предельное значение $\left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma}\right)_{\lim}$ принимается по таблице 24 из [1] в зависимости от a/h_{ef} и δ.

Критическое напряжение $\sigma_{loc,cr}$ определяется по формуле:

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 R_y}{\overline{\lambda}_a{}^2}$$

Здесь $\overline{\lambda}_a = \frac{a}{t}\sqrt{\frac{R_y}{E}}$, c_1 - коэффициент, который принимается по таблице 23 из [1] 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 $\overline{\lambda}_a$ 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 $\overline{\lambda}_a$ 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 [1],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 [1],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

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

где $\overline{\lambda}_{uw} = \left(\frac{h_{ef}}{t}\right)_u \sqrt{\frac{R_y}{E}}$.

Случай $|\sigma_{x,раст}| < \sigma_{x,сжим}$ и $\sigma_{loc} \ne 0$ в [1] не рассматривается. Поэтому проверка устойчивости в этом случае проводится по методике DIN 18800 [3], 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 [3], так как в [1] отсутствует методика расчета для случая полностью сжатой стенки балки (при $\alpha < 1$).

3. Расчет по СП 53-102-2004

Методика проверки [2] принципиально не отличается от методики [1]. Здесь приводятся только отличительные особенности расчета. В случае $\sigma_{x,раст} = -\sigma_{x,сжим}$ согласно [2],п.9.5.3 проверка устойчивости проводится по формуле (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 из [2]. 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 13 из [2] в зависимости от a/h_{ef} и $\rho=1.04\frac{l_{ef}}{h_{ef}}$ (l_{ef} - длина распределения напряжения σ_{loc}), c_2 - коэффициент, который принимается по таблице 14 из [2] в зависимости от a/h_{ef} и δ.

При $\sigma_{loc}\ne 0$ и $\frac{a}{h_{ef}}>0.8$ 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 $\frac{a}{h_{ef}}\le 1.33$ и равное $0.67h_{ef}$ при $\frac{a}{h_{ef}}>1.33$. Вторая проверка проводится для фактического значения a. При этом коэффициент c_{cr} принимается по таблице 15 из [2]. В выходном документе программы приводится результат решающей проверки.

В случае $\left|\sigma_{x,раст}\right|>\sigma_{x,сжим}$ расчет согласно [2],п.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 $\left|\sigma_{x,раст}\right|<\sigma_{x,сжим}$ расчет возможен только при условии $\sigma_{loc}=0$. Проверка проводится согласно [2],п.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 $\alpha=(\sigma_{x,сжим}-\sigma_{x,раст})/\sigma_{x,сжим}$, $\beta=\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{x,сжим}}\frac{\tau}{\tau_{cr}}$. При определении σ_{cr} коэффициент c_{cr} принимается по таблице 16 в зависимости от α. При этом $1\le\alpha<2$.

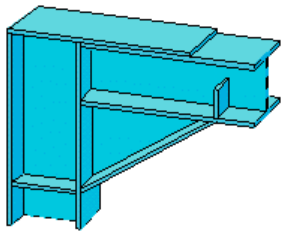
Случай $\left|\sigma_{x,раст}\right|<\sigma_{x,сжим}$ и $\sigma_{loc}\ne 0$ в [2] не рассматривается. Поэтому проверка устойчивости в этом случае проводится по методике DIN 18800 [3].

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 [3], так как в [2] отсутствует методика расчета для случая полностью сжатой стенки балки (при $\alpha<1$).

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. DIN 18800, Teil 3. Stahlbauten: Stabilitatsfalle, Plattenbeulen (11.90).

793 – Узел рамы



Программа предназначена для проектирования полностью сварного, жесткого на изгиб соединения ригеля и стойки согласно СНиП II-23-81* “Стальные конструкции” [1]. Профили ригеля и стойки выбираются из сортамента горячекатанных двутавров по СТО АСЧМ 20-93 или по ГОСТ 26020-83. По результатам проектирования выводится чертеж соединения и спецификация.

1. Конструкция

Программа специализирована для проектирования Г-образных узлов рам с горизонтальным или наклонным ригелем (угол наклона $0 \le \alpha \le 45^{\circ}$) и Т-образных узлов рам. Конструкция узла определяется следующими характеристиками: типом узла (Г-узел или Т-узел), расположением ригеля относительно стойки (ригель лежит на стойке или ригель пристыкован к стойке) и дополнительно для Г-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).

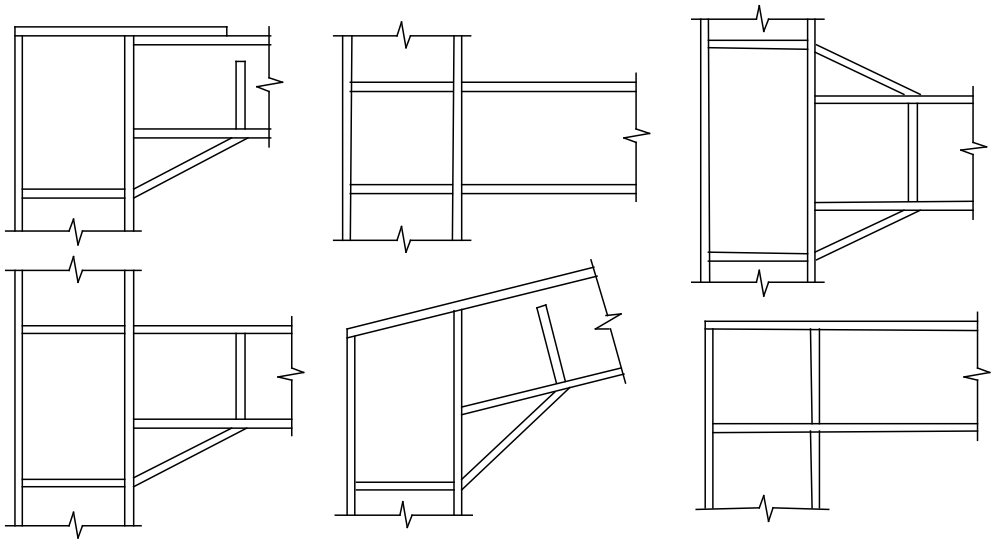


Рис. 1. Примеры конструкции узла

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: р – ригель, с – стойка, в – сверху, н – снизу, л – слева, п – справа. Предусмотрен ввод вертикальной и горизонтальной узловых сил V и H, а также равномерно распределенных нагрузок q_p и q_c на ригель и стойку.

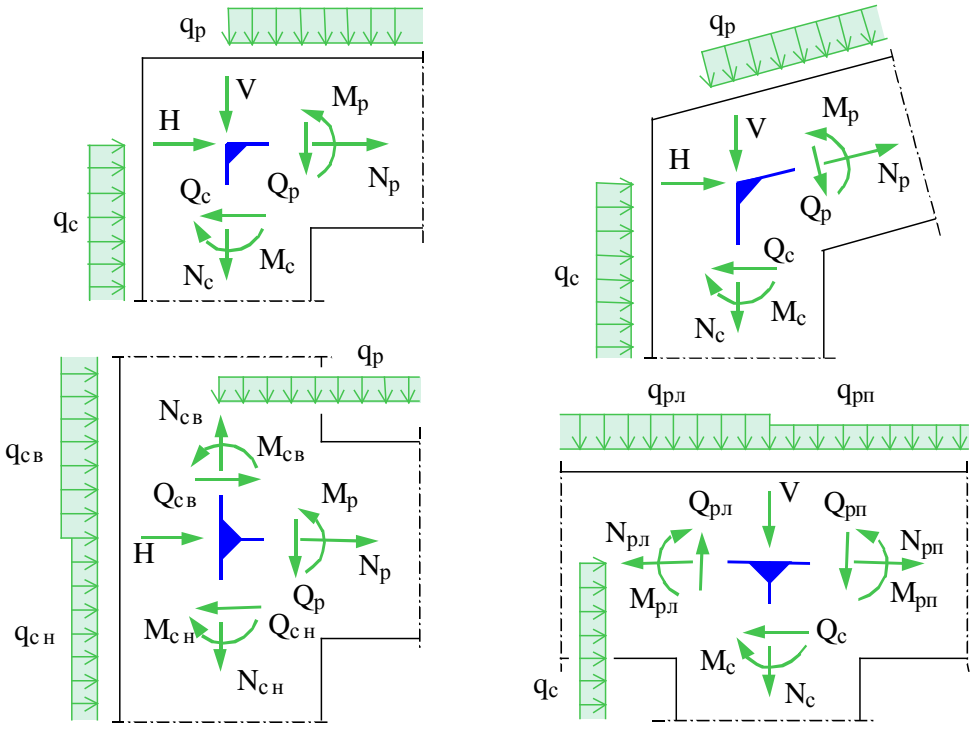


Рис. 2. Положительные направления нагрузок

Для контроля введенных нагрузок в программе предусмотрена проверка несущей способности сечений ригеля и стойки. Проверка проводится в следующих сечениях узла: в сечениях 1-1 и 2-2 на рис.3a, в сечениях 2-2 и 3-3 на рис.3b, 3c, 3d. Если проверка не выполняется, то выводится необходимая информация и программа завершает работу. 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

Проектирование проводится согласно [1], пп. 11.2*, 11.3*, 11.5*, 12.8. Возможно задание как нормированной стали, так и ненормированной, для которой требуется задать расчетное сопротивление по пределу текучести R_y, а также расчетные сопротивления угловых швов по металлу шва R_{wf} и по металлу границы сплавления R_{wz}. Сварные соединения с угловыми швами (см.п.11.2*) 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 $\beta_f R_{wf} > \beta_z R_{wz}$ (см. п.11-2*). При проектировании деталей узла (ребра жесткости, несущей накладки, листа усиления стенки узла) применяется следующий ряд толщин: 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40 мм. Если при вводе задается минимальная толщина детали, то она добавляется в этот ряд. Если для заданной толщины не обеспечивается несущая способность детали, то подбирается одно из последующих значений указанного ряда толщин. При проектировании в надлежащих случаях применяется округление размеров до 5мм. В выходном документе программы принята следующая форма вывода результатов проверки:

$$\sigma/[\sigma] \le 1$$

где σ - действующее напряжение, $[\sigma]$ - допускаемое напряжение.

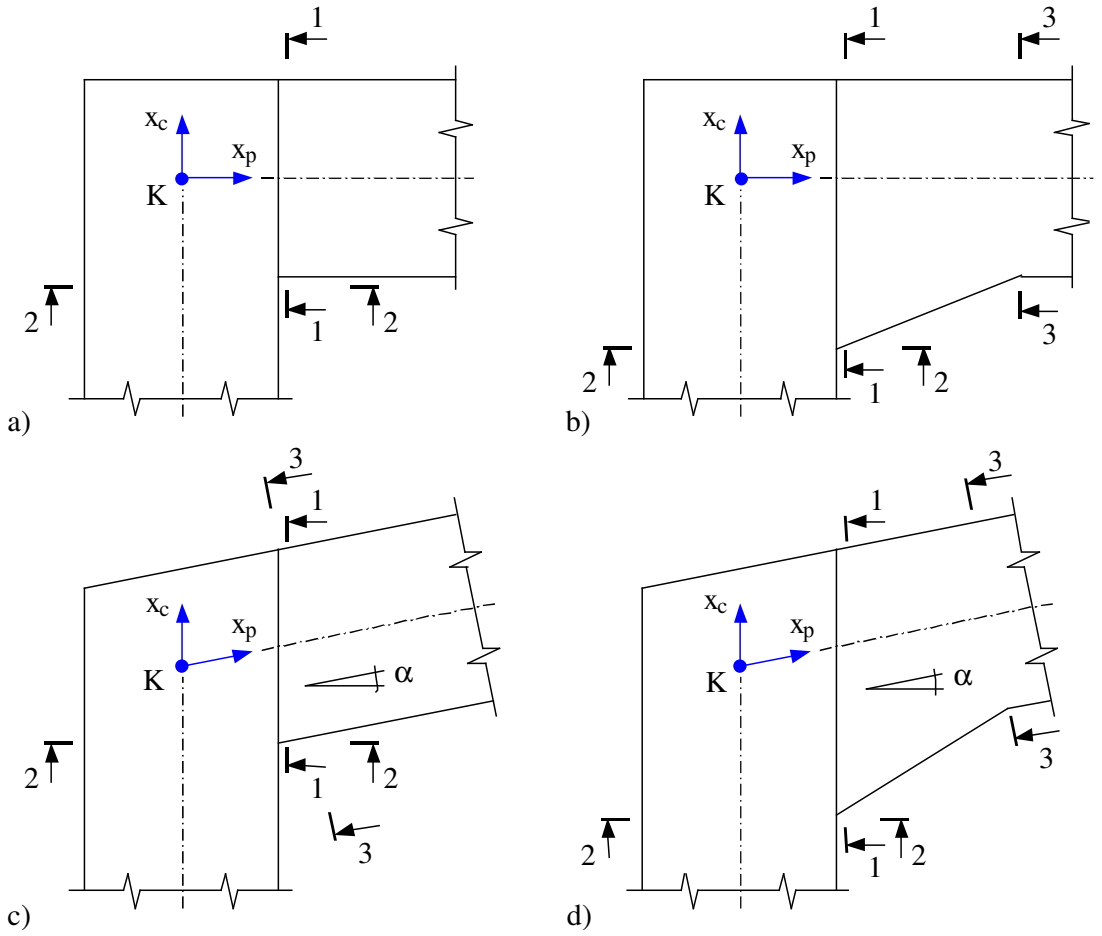


Рис. 3. Сечения узла

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 следующим образом:

$$N = N_K$$
$$M = M_K + Q_K x - qx^2/2$$
$$Q = Q_K - qx$$

Здесь x – координата соответствующего краевого сечения.

При проектировании узла с наклонным ригелем используются значения горизонтальной силы N_n и вертикальной силы Q_n в вертикальном сечении (сечение 1-1 на рис.3c, 3d), которые определяются по следующим формулам:

$$N_n = N\cos\alpha + Q\sin\alpha$$
$$Q_n = Q\cos\alpha - N\sin\alpha$$

Силы в полках или их нормальные 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:

$$N_Z = N/2 + |M|/h_F$$
$$N_D = N/2 - |M|/h_F$$

Здесь 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_n. При неравных расстояниях от оси профиля до середин полок (сечение 1-1 на рис.3b, 3d) применяются следующие формулы:

$$N_Z = (Nh_D + |M|)/h_F$$
$$N_D = (Nh_Z - |M|)/h_F$$

Здесь 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_n.

Для наклонной полки действующая в ней сила определяется как $N_{Zn} = N_Z/\cos\beta$ или $N_{Dn} = N_D/\cos\beta$, 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 модели и стенки узла отыскиваются силы, действующие на концах стержней, и касательные силы T_i, действующие на краевых сторонах стенки узла. Затем вычисляются удельные касательные силы $t_i = T_i/l_i$, где l_i - длина стороны, $i = в, н, л, п$. При этом предполагается, что касательные напряжения равномерно распределены по сторонам стенки узла. Данное предположение оправдывается тем обстоятельством, что при достижении пластического состояния происходит выравнивание напряжений. По формуле $\tau_{\max} = m\underset{i}{a}x(t_i/s)$, 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.

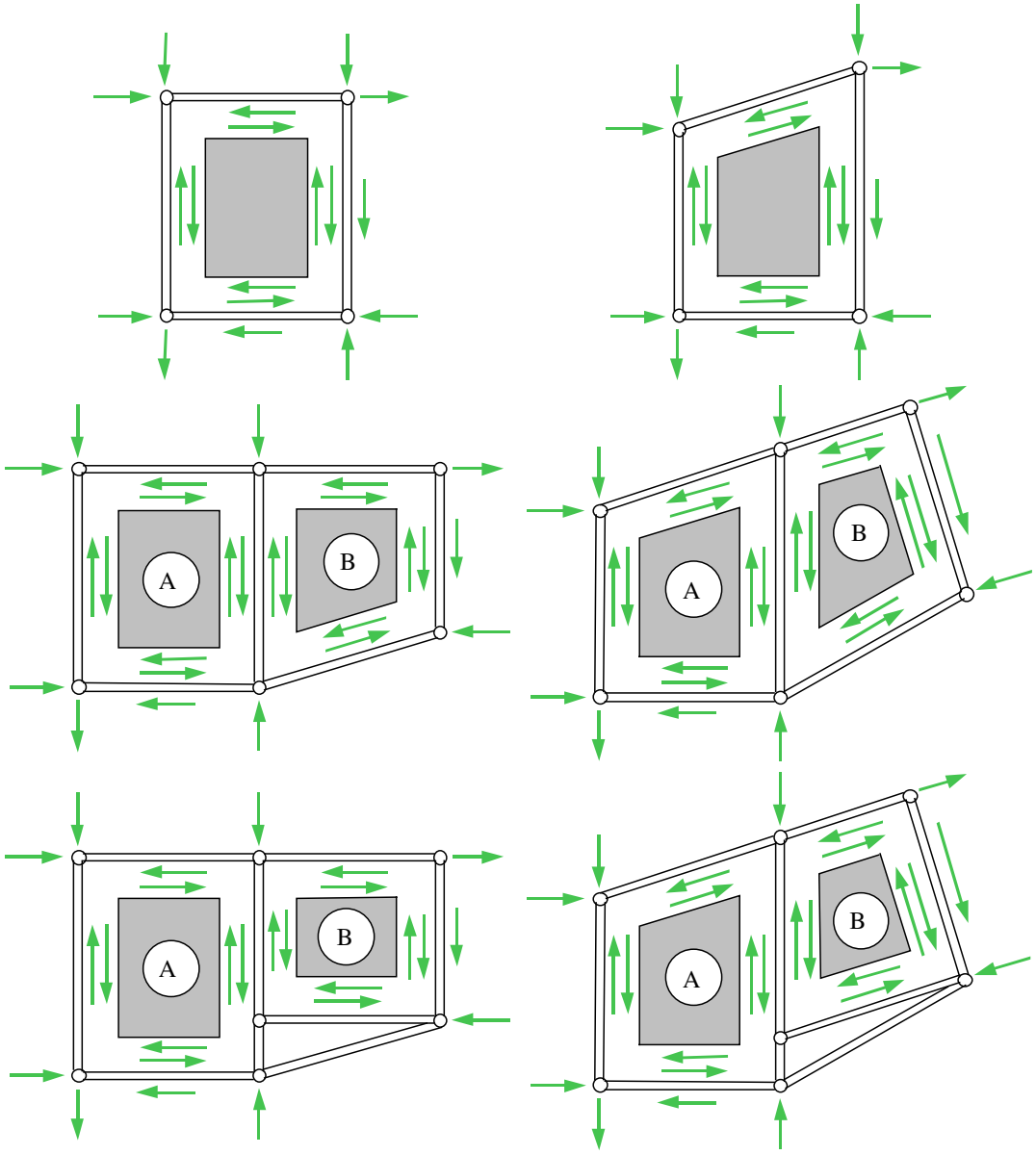


Рис. 4. Расчётные модели

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 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

$$\tau = \frac{T}{l(s+t)}$$

$$\sigma_w = \frac{Tt}{la(s+t)}$$

Здесь t - толщина листа усиления, a - расчетная толщина сварного шва.

В программе при выводе катетов сварных швов листа усиления стенки применяются следующие обозначения: kfп – катет шва соединения с полкой, kfc – катет шва соединения со стенкой, kfв – катет верхнего шва, kfл – 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 ¼ h_n, ½ h_n, ¾ h_n, h_n и определяется из расчета . На рис.5a, 5b представлено нагружение ребра при двустороннем и трехстороннем присоединении.

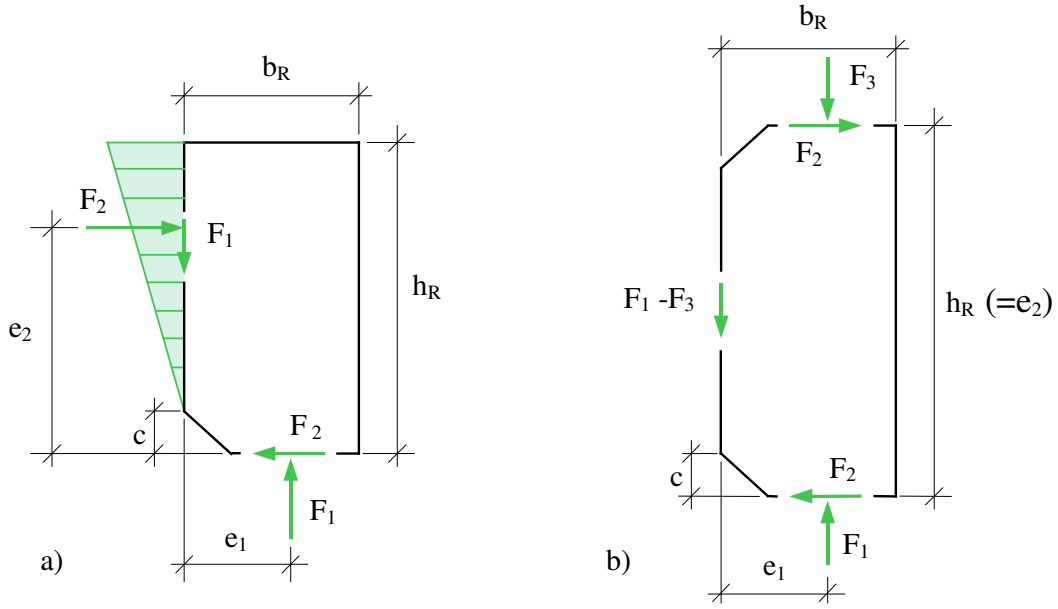


Рис. 5. Нагружение ребра

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 по формуле (в случае узла без усиления стенки)

$$F_1 = \frac{F}{2b_R + s}(b_R - c)$$

Здесь b_R - ширина ребра, s - толщина стенки, c - размер скоса 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

$$\sigma_{w,v,1} = \frac{\sqrt{F_1^2 + F_2^2}}{2(b_R - c)a}$$

$$\sigma_{w,v,2} = \frac{|F_1 - F_3|}{2(h_R - 2c)a}$$

$$\sigma_{w,v,3} = \frac{\sqrt{F_2^2 + F_3^2}}{2(b_R - c)a}$$

При наличии усиления стенки узла часть силы F воспринимается листом усиления. Отметим, что 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: kfпл – катет шва между ребром и полкой слева, kfпп – катет шва между ребром и полкой справа, kfпв – катет шва между ребром и полкой сверху, kfпн – катет шва между ребром и полкой снизу, kfc – катет шва между ребром и стенкой.

3.3 Проектирование несущей накладки

Конструкция Г-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

$$F = \frac{-M + N_n h_D}{h_F \cos\alpha}$$

где h_D - расстояние от оси профиля до середины сжатой полки. При этом предполагается, что $F\cos\alpha - N_n \geq 0$. Накладка также может нагружаться составляющей узловой силы. В этом случае указанная сила F обозначается как F_n (или $F_н$), а сила от узловой нагрузки – как $F_л$ (или $F_в$). Индексы $n, н, л, в$ соответствуют указанию положения: справа, снизу, слева, сверху. Сварные швы соединения со стенкой рассчитываются в предположении, что касательная сила $T_c = F_n + F_л$ (или $T_c = F_н + F_в$) воспринимается только этими сварными швами. При этом согласно [1], п.12.8 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: kfc – катет шва между накладкой и стенкой, kfп – 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 ul (или uв).

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_n и изгибающий момент M следующим образом:

$$\sigma_w(z) = \frac{N_n(zS_y - I_y) - M(S_y - zA)}{S_y^2 - AI_y}$$

Здесь 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

$$\sigma_w(z) = \frac{N_n}{A} - \frac{M}{I_y} z$$

При определении геометрических характеристик сечения сварных швов применяются расчетные толщины сварных швов.

Касательные напряжения определяются через поперечную силу Q_n или касательную силу T по формуле вида

$$\tau_w = \frac{|Q_n|}{A_c}$$

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.

На рис.6 изображены сварные швы верхней (или левой) полки для различных конструкций узла.

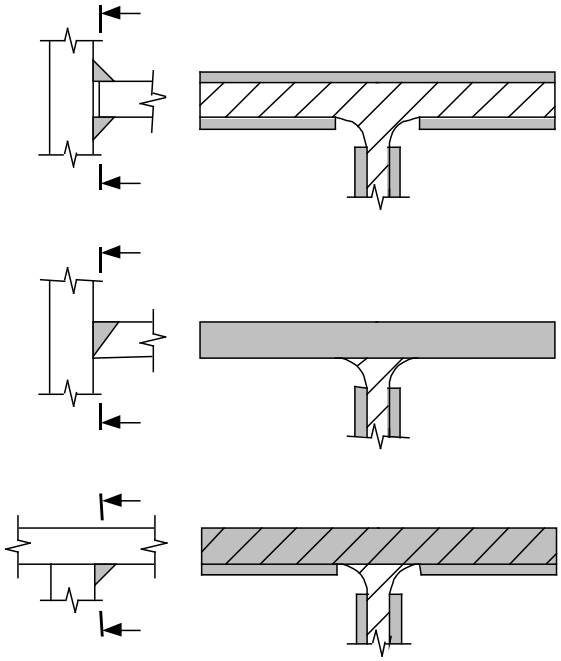


Рис. 6. Виды швов

Литература

1. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.