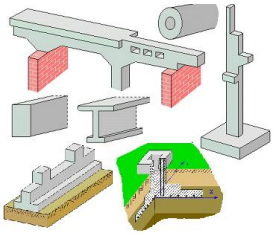
Пакет программ для проектирования и расчётов железобетонных элементов строительных конструкций
Статика-2025



Описание программ

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

Оглавление

Оглавление *3*
Краткое руководство для пользователя *12*
1. **Назначение** **12**
2. **Ввод исходных данных** **12**
3. **Расчёт и печать результатов** **13**
4. **Создание проектов и управление ими** **13**
200 - Система железобетонных плит *14*
1. **Расчётная схема** **15**
2. **Нагружение** **18**
3. **Определение внутренних силовых факторов** **18**
4. **Расчётные сочетания усилий** **19**
5. **Определение требуемой продольной арматуры** **19**
6. **Определение требуемой поперечной арматуры** **20**
7. **Расчёт на продавливание** **20**
8. **Конструирование** **22**
9. **Расчёт по трещиностойкости** **22**
10. **Расчёт по деформациям** **22**
11. **Вывод результатов** **22**
Литература **23**
201 - Система железобетонных плит (MSZ EN 1992) *24*
1. **Конструкция** **26**
2. **Нагрузки** **27**
3. **Определение внутренних силовых факторов** **30**
4. **Определение требуемой продольной арматуры** **55**
5. **Определение требуемой поперечной арматуры** **61**
6. **Конструирование** **62**
7. **Расчёт по трещиностойкости** **65**
8. **Расчёт по деформациям** **67**
270 – Проектирование капителей и банкеток *69*
1. **Расчетная схема и нагрузка** **70**
2. **Расчет по СП 63.13330.2018 и СП 52-101-2003** **71**
3. **Расчет по СНиП 2.03.01-84*** **73**
4. **Расчет по СНБ 5.03.01-02** **73**
Литература **76**

271 – Расчет на продавливание стеной *77*
1. **Расчетная схема и нагрузка** **79**
2. **Расчет** **80**
3. **Конструирование арматуры** **81**
Литература **83**
272 – Проектирование капителей и банкеток (MSZ EN 1992) *84*
1. **Расчетная схема и нагрузка** **85**
2. **Расчет** **86**
Литература **89**
273 – Проектирование капителей и банкеток (ТКП EN 1992) *90*
1. **Расчетная схема и нагрузка** **91**
2. **Расчет** **92**
Литература **95**
300 - Железобетонная балка *96*
1. **Расчётная схема** **97**
2. **Нагружение** **97**
3. **Определение внутренних силовых факторов** **98**
4. **Конструирование продольной арматуры** **99**
5. **Конструирование поперечной арматуры** **99**
6. **Расчеты по предельным состояниям второй группы** **99**
7. **Вывод результатов** **100**
Литература **105**
301 - Железобетонная балка (с учетом продольной силы и крутящего момента) *106*
1. **Расчётная схема** **107**
2. **Нагружение** **107**
3. **Определение внутренних силовых факторов** **109**
4. **Расчет требуемой арматуры** **109**
5. **Конструирование продольной арматуры** **109**
6. **Конструирование поперечной арматуры** **110**
7. **Расчеты по предельным состояниям второй группы** **110**
8. **Вывод результатов** **110**
Литература **116**
304 - Железобетонная балка (Еврокод 2) *117*
1. **Расчётная схема** **118**
2. **Нагружение** **118**
3. **Определение внутренних силовых факторов** **119**

4. Расчет требуемой арматуры 120
5. Конструирование продольной арматуры 120
6. Конструирование поперечной арматуры 120
7. Расчеты по предельным состояниям по эксплуатационной пригодности 121
8. Вывод результатов 121
Литература 127
305 - Железобетонная балка (MSZ EN) 128
1. Расчётная схема 129
2. Нагружение 130
3. Определение внутренних силовых факторов 131
4. Конструирование арматуры 137
5. Расчёт по трещиностойкости 144
6. Расчёт по деформациям 145
309 - Конструирование арматуры железобетонной балки 146
1. Конструирование арматуры 147
315 – Многопустотная плита 151
1. Расчётная схема и нагрузки 152
2. Расчёт 152
Литература 154
351 – Расчет короткой железобетонной консоли 155
1. Расчётная схема консоли 156
2. Расчёт и подбор продольной арматуры 157
3. Расчёт и подбор поперечной арматуры 157
Литература 159
400 – Расчет на сдвиг полки тавра (MSZ EN 1992) 160
1. Определение напряжения сдвига 161
2. Проверка прочности 162
Литература 163
401 – Подбор поперечной арматуры (MSZ EN 1992) 164
1. Расчет на изгиб 165
1.1 Расчетная схема и нагрузки 165
1.2 Расчет 165
1.3 Конструирование 167
2. Расчет на кручение 168
Литература 170
402 – Расчет по трещиностойкости (MSZ EN 1992) 171
1. Сечение и усилия 172

2. Определение усилий при образовании трещин **172**
3. Расчет ширины раскрытия трещин **172**
Литература **174**
403 – Подбор поперечной арматуры (Еврокод 2) ***175***
1. Расчетная схема и нагрузки **176**
2. Расчет **176**
3. Конструирование **178**
Литература **180**
404 – Расчет по трещиностойкости (Еврокод 2) ***181***
1. Сечение **182**
2. Усилия **182**
3. Расчет ширины раскрытия трещин **182**
Литература **184**
405 – Железобетонная колонна (Еврокод 2) ***185***
1. Расчетная схема **186**
2. Сечения **187**
3. Нагрузки **189**
4. Нелинейный расчет **190**
5. Упрощенный расчет **191**
6. Конструирование **192**
7. Учет несовершенств **193**
8. Учет деформаций ползучести **193**
9. Учет податливости основания **193**
10. Учет второстепенных колонн **194**
Литература **195**
406 – Многоярусная колонна общего вида ***196***
1. Расчетная схема **197**
2. Сечения **198**
3. Нагрузки **200**
4. Расчет по недеформированной схеме **201**
5. Расчет по деформированной схеме **203**
6. Конструирование **205**
7. Учет несовершенств **206**
8. Учет деформаций ползучести **206**
9. Учет второстепенных колонн **206**
10. Расчет прогибов **207**

Литература **209**

408 – Железобетонная колонна (MSZ EN 1992) ***210***

1. Расчетная схема **211**

2. Сечения **212**

3. Нагрузки **214**

4. Нелинейный расчет **215**

5. Упрощенный расчет **216**

6. Конструирование **217**

7. Учет несовершенств **218**

8. Учет деформаций ползучести **218**

9. Учет податливости основания **218**

10. Учет второстепенных колонн **219**

Литература **220**

409 - Конструирование арматуры в колонне ***221***

1. Сечение **222**

2. Данные для подбора арматуры **222**

3. Выбранные стержни **222**

410 – Одноярусная колонна общего вида ***223***

1. Расчетная схема **224**

2. Сечение **224**

3. Нагрузки **226**

4. Расчет **227**

5. Конструирование **230**

Литература **231**

413 – Расчет железобетонной колонны ***232***

1. Расчетная схема **233**

2. Сечения **233**

3. Нагрузки **235**

4. Расчет по недеформированной схеме **236**

5. Расчет по деформированной схеме **237**

6. Учет несовершенств **238**

7. Учет деформаций ползучести **238**

8. Учет второстепенных колонн **239**

Литература **240**

415 – Колонна (сейсмика, пульсации ветра) ***241***

1. Расчетная схема **242**

2. Сечение **242**
3. Нагрузки **244**
4. Расчет **245**
5. Конструирование **248**
Литература **249**
420 – Группа колонн ***250***
1. Колонны и нагрузки **251**
2. Расчет **251**
3. Конструирование **252**
Литература **253**
421 – Расчет бетонного элемента ***254***
1. Сечения и усилия **255**
2. Расчет **255**
Литература **259**
422 – Усиление наклонных сечений ж/б балки композитной арматурой ***260***
1. Балка и нагрузки **261**
2. Расчёт **261**
Литература **263**
423 – Усиление ж/б колонны композитной арматурой ***264***
1. Расчётная схема и нагрузки **265**
2. Расчёт **266**
Литература **269**
428 – Усиление ж/б элемента композитной арматурой ***270***
1. Сечения и усилия **271**
2. Расчет **271**
Литература **273**
429 – Усиление ж/б балки композитной арматурой ***274***
1. Расчётная схема и нагрузки **275**
2. Расчет **276**
Литература **278**
430 – Сечение с композитной арматурой ***279***
1. Сечение **280**
2. Усилия **281**
3. Расчет **281**
Литература **283**
431 – Плита с композитной арматурой ***284***

1. Расчет по прочности **285**
2. Расчет по трещиностойкости **286**
3. Конструирование **286**
Литература **287**
432 – Подбор продольной арматуры (MSZ EN 1992) ***288***
1. Сечение **289**
2. Усилия **291**
3. Расчет **291**
4. Конструирование **293**
Литература **295**
433 – Подбор продольной арматуры (Еврокод 2) ***296***
1. Сечение **297**
2. Усилия **299**
3. Расчет **299**
4. Конструирование **301**
Литература **303**
434 – Подбор продольной арматуры ***304***
1. Сечение **305**
2. Усилия **308**
3. Расчет **308**
4. Конструирование **310**
Литература **312**
435 – Подбор продольной арматуры в плитах и стенах ***313***
1. Расчет **314**
2. Конструирование **317**
Литература **318**
436– Подбор поперечной арматуры ***319***
1. Расчетная схема и нагрузки **320**
2. Расчет на изгиб **320**
3. Расчет на кручение с изгибом **321**
4. Конструирование **324**
Литература **325**
437 – Расчет по прочности и трещиностойкости ***326***
1. Сечение **327**
2. Усилия **328**
3. Расчет **329**

4. Конструирование **330**
Литература **332**
438 – Преднапряженный элемент ***333***
1. Сечение и усилия **334**
2. Предварительное напряжение **335**
3. Определение предельного изгибающего момента в стадии эксплуатации **335**
4. Расчет по трещиностойкости **335**
5. Вывод зависимости «кривизна-момент» **336**
Литература **337**
440 – Расчет на продавливание ***338***
1. Расчетная схема и нагрузка **339**
2. Расчет по СП 63.13330.2018 и СП 52-101-2003 ..... **339**
3. Расчет по СНиП 2.03.01-84* **342**
4. Расчет по СНБ 5.03.01-02 ..... **343**
5. Конструирование арматуры **344**
Литература **346**
441 – Расчет на продавливание (ТКП EN 1992) ***347***
1. Расчетная схема и нагрузка **348**
2. Расчет **349**
3. Конструирование арматуры **352**
Литература **354**
442 – Расчет на продавливание (MSZ EN 1992) ***355***
1. Расчетная схема и нагрузка **356**
2. Расчет **357**
3. Конструирование арматуры **360**
Литература **362**
444 – Закладная деталь ***363***
1. Закладная деталь **364**
2. Расчет закладной детали **364**
Литература **365**
445 – Расчет на местное сжатие ***366***
1. Расчет по СНиП 2.03.01-84* **367**
2. Расчет по СП 63.13330.2018 и СП 52-101-2003 ..... **369**
3. Расчет по СНБ 5.03.01-02 ..... **370**
4. Конструирование арматуры **371**
Литература **372**

671 – Предельные диаграммы железобетонного сечения ***373***

1. Сечение **374**

2. Усилия **375**

3. Расчет **376**

4. Построение диаграмм **376**

Литература **377**

Краткое руководство для пользователя

1. Назначение

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

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

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

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

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

2. Ввод исходных данных

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

3. Расчёт и печать результатов

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

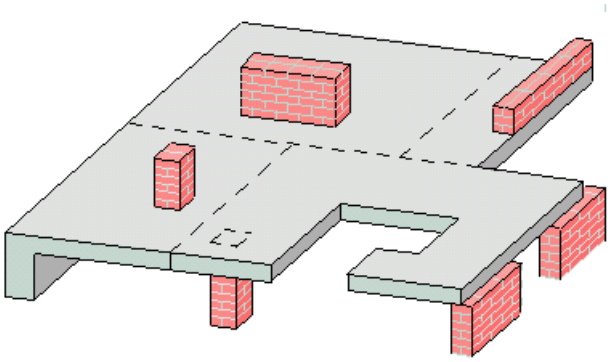
Результаты расчёта выводятся в программу документирования результатов расчета **Viewe**r или на принтер. Результаты расчета проекта формируются как единый документ, который может быть напечатан или отправлен по электронной почте. При печати, единый документ будет иметь сквозную нумерацию страниц. Также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

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

4. Создание проектов и управление ими

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

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 “Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры” [7], либо по СП 63.13330.2018 “Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения” [9], 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.

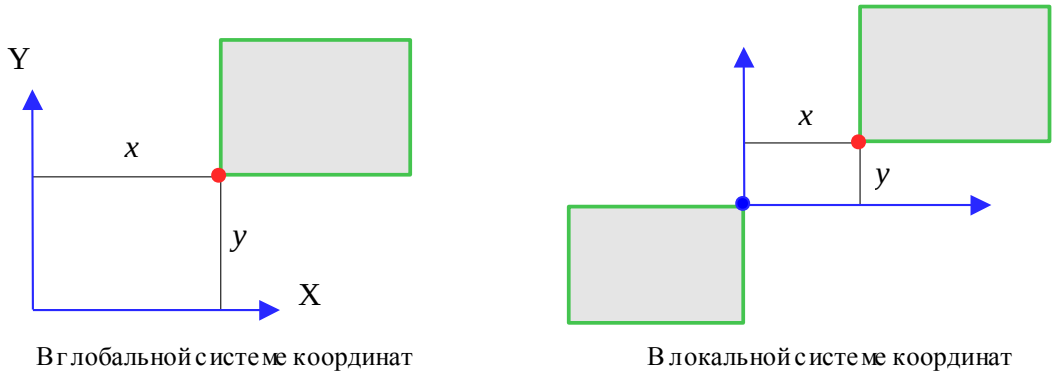


Рис. 1. Пример задания расположения плиты

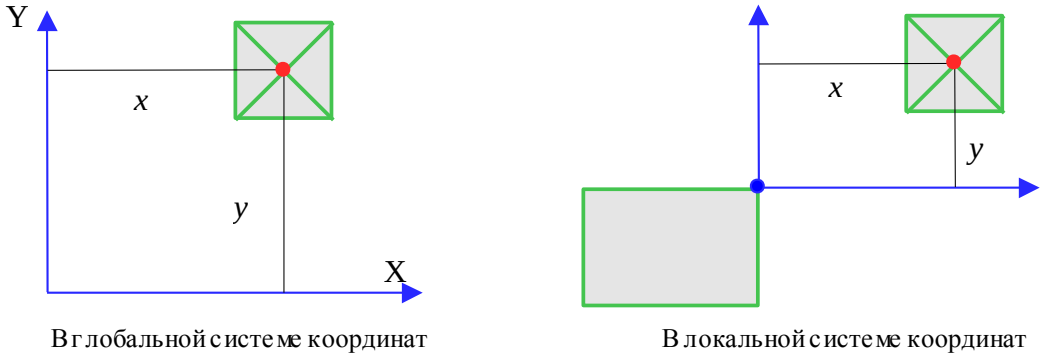


Рис. 2. Пример задания расположения колонны

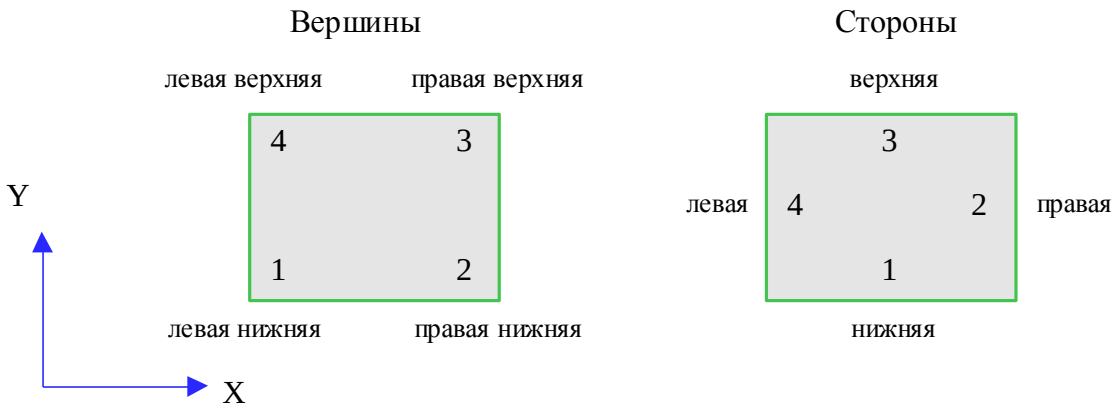


Рис. 3. Система координат. Наименование и нумерация сторон и вершин плиты

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:

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

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.

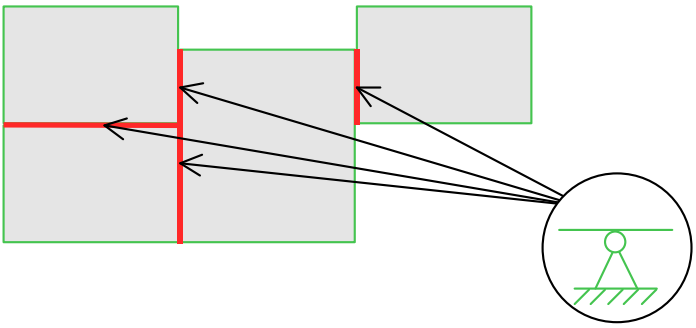


Рис. 4. Отрезки соприкосновения плит

	I свободный край	II свободное опирание	III упругое защемление	IV заделка	V жёсткое соединение плит, опора	VI жёсткое соединение плит
Тип					Плита 1 Плита 2	Плита 1 Плита 2
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 $c_z = \dfrac{E}{H}$ [кН/м^3]

пружина в направлении прогиба $c_z = \dfrac{E l_x l_y}{H}$ [кН/м]

пружины в направлениях поворотов $c_{rx} = \dfrac{E l_y^3 l_x}{4H}$ $c_{ry} = \dfrac{E l_x^3 l_y}{4H}$ [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 приведены 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.

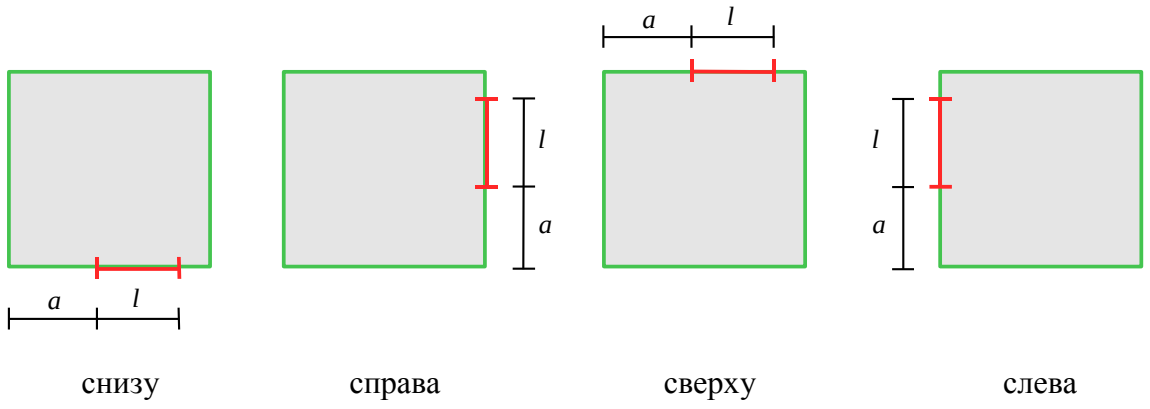


Рис. 6. Задание расположения стенного проёма

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.

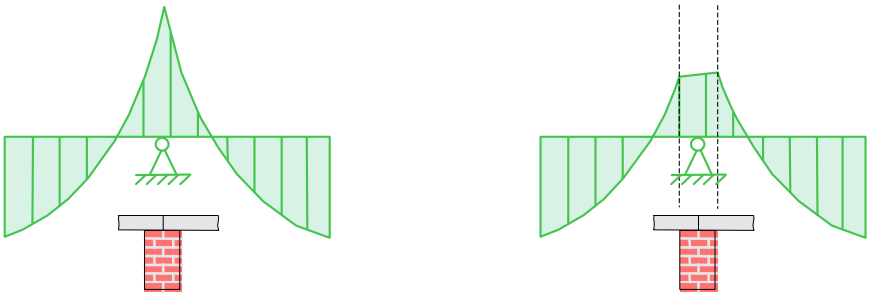


Рис. 7. Учёт ширины опирания при определении моментов

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 ($x \leftrightarrow y$).

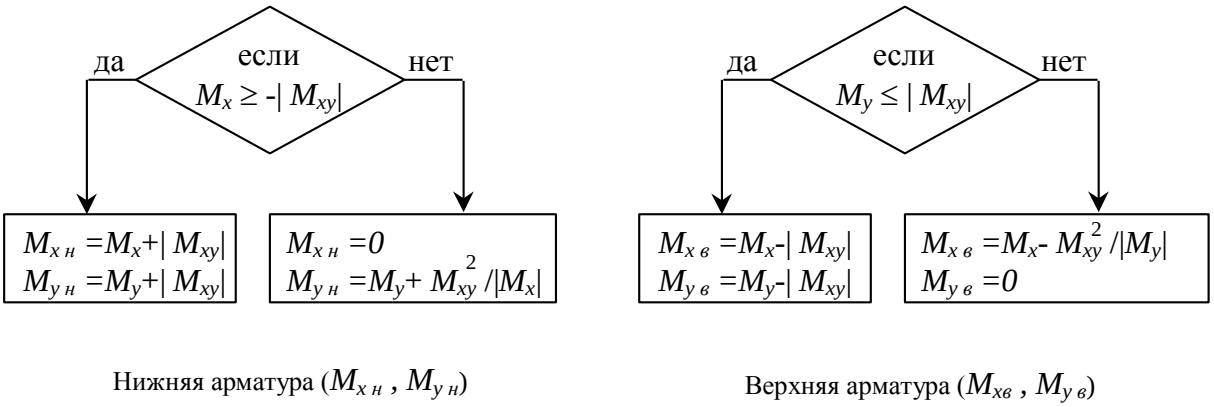


Рис. 8. Учёт моментов M_{xy} (случай $M_y > M_x$)

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.

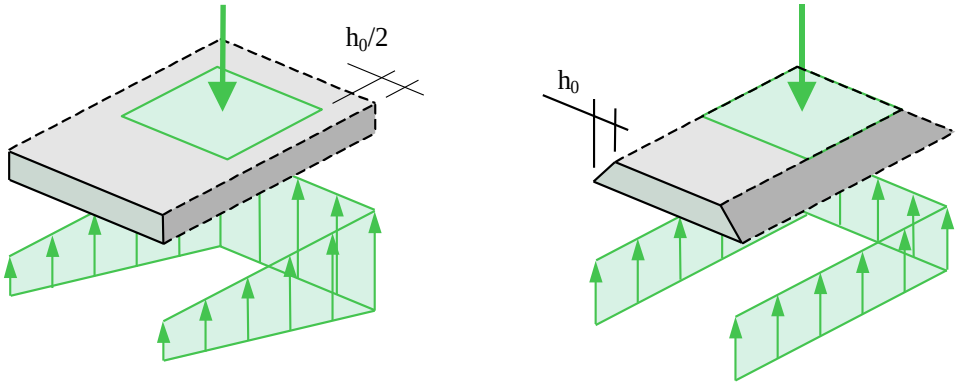
Поперечная арматура в узлах, находящихся внутри области плиты над колонной, принимается равной максимальной арматуре по границе этой области.

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 производиться 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 с [1], (155), (170), или [7], (7.28), (7.29), либо [8], (8.19), (8.29).

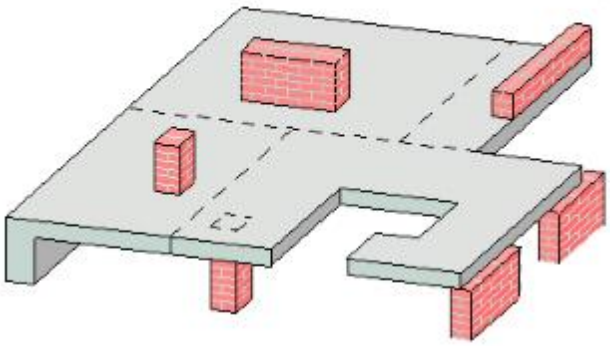
11. Вывод результатов

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.
9. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».

201 - Система железобетонных плит (MSZ EN 1992)



Программа предназначена для расчёта системы прямоугольных железобетонных плит по нормам Венгрии MSZ EN 1992-1-1.

Возможно задание прямоугольных колонн и вырезов.

Нагрузки могут быть как сосредоточенными, так и распределёнными по плоскости и/или по линии.

Статический расчёт проводится методом конечных элементов.

Расчётные сочетания усилий определяются согласно MSZ EN 1990:2011.

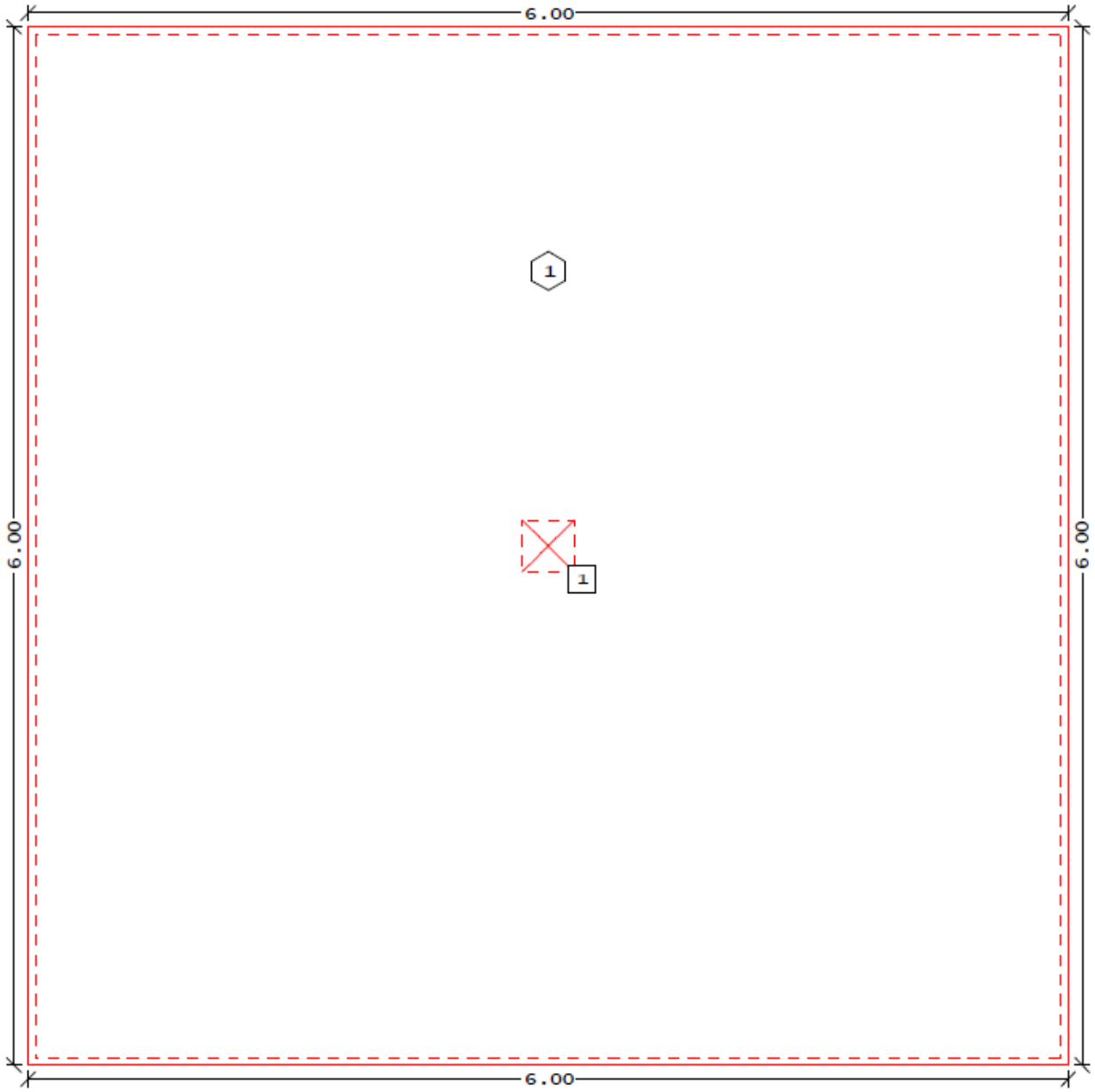
Расчёт требуемой арматуры и конструирование арматуры осуществляется по условиям прочности. Для подобранной арматуры проводится расчёт ширины раскрытия трещин и определение прогибов.

1. Конструкция

Design scheme

Design scheme

M = 1 :40



Plates

N	Sizes lx[m]	Sizes ly[m]	Thickness [cm]	Coordinates x[m]	Coordinates y[m]
1	6.00	6.00	20.0	0.00	0.00

Support conditions

N plate	Support width [cm] B	R	T	L	bracing of sides[-,%] B	R	T	L
1	30.0	30.0	30.0	30.0	0	0	0	0

Designations : B - bottom, R - right,
T - top, L - left

Bracing of plate: -1 - Free edge
0 - simple support
100 - clamping

Columns

N	lx [cm]	ly [cm]	x [m]	y [m]	P	V	M	Stiffness
1	30.0	30.0	3.00	3.00	1	1	1	5.000e+06

x, y - column center coordinates raised relative to the vertex (V) of the plate (P)

Model of column (M):

1 - elastic base over the entire area of the column (stiffness in kN/m3)

2 - rigid point support in the center column

3 - point spring in the center column (stiffness in kN/m and kNm respectively)

Caps of columns

N column	Kind	lx [cm]	ly [cm]	h [cm]
1	smooth	50.0	50.0	30.0

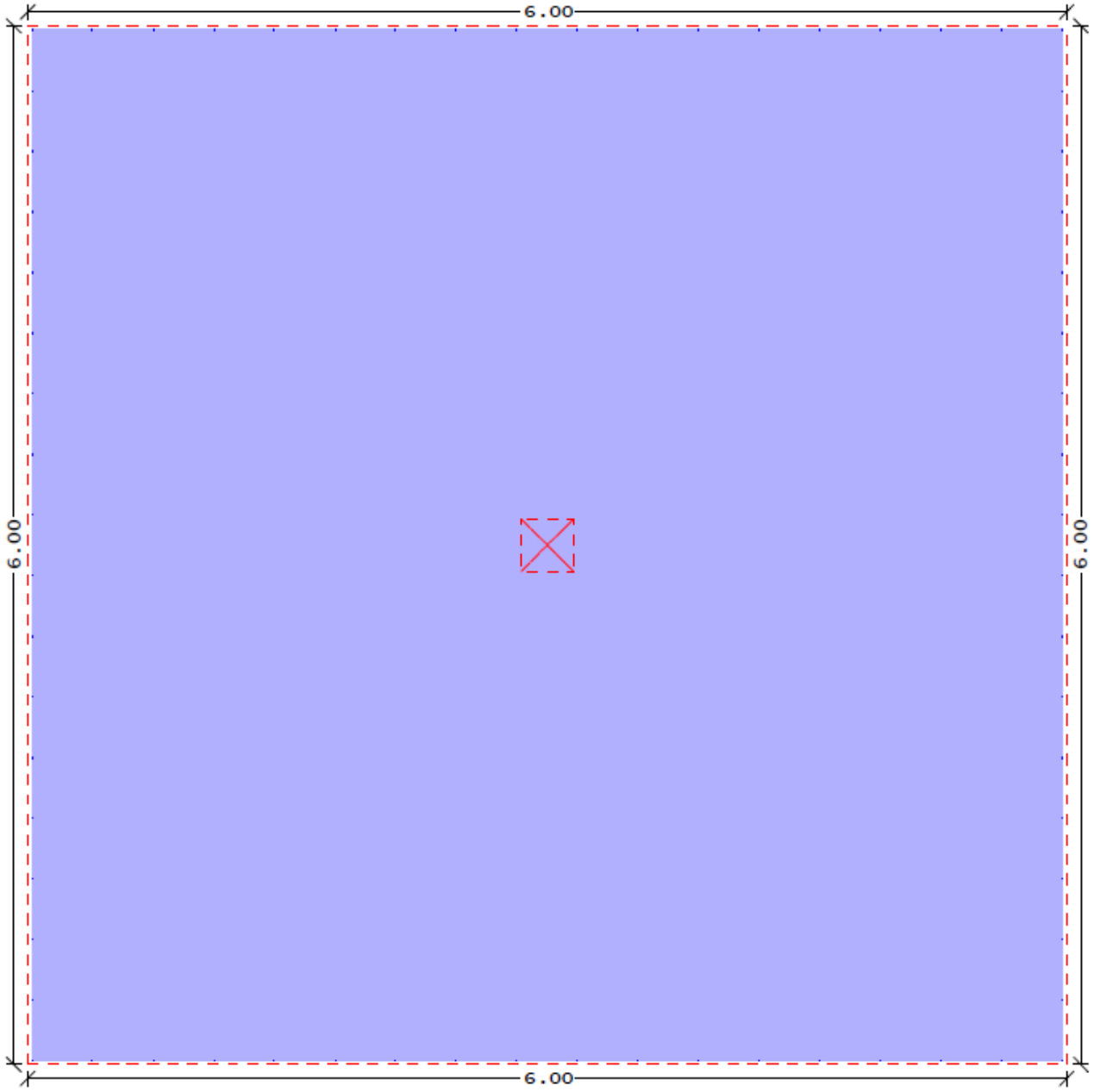
2. Нагрузки

Loads

N	Kind	Comb. factor	γf	Distribution on fields	P[kN]
1	Постоянное воздей		1.35	Fixed	180.00
2	Категория E: скла	1.00 0.90 0.80	1.50	Unfavorab.	720.00

P - total load

Load N 1
M = 1 :40



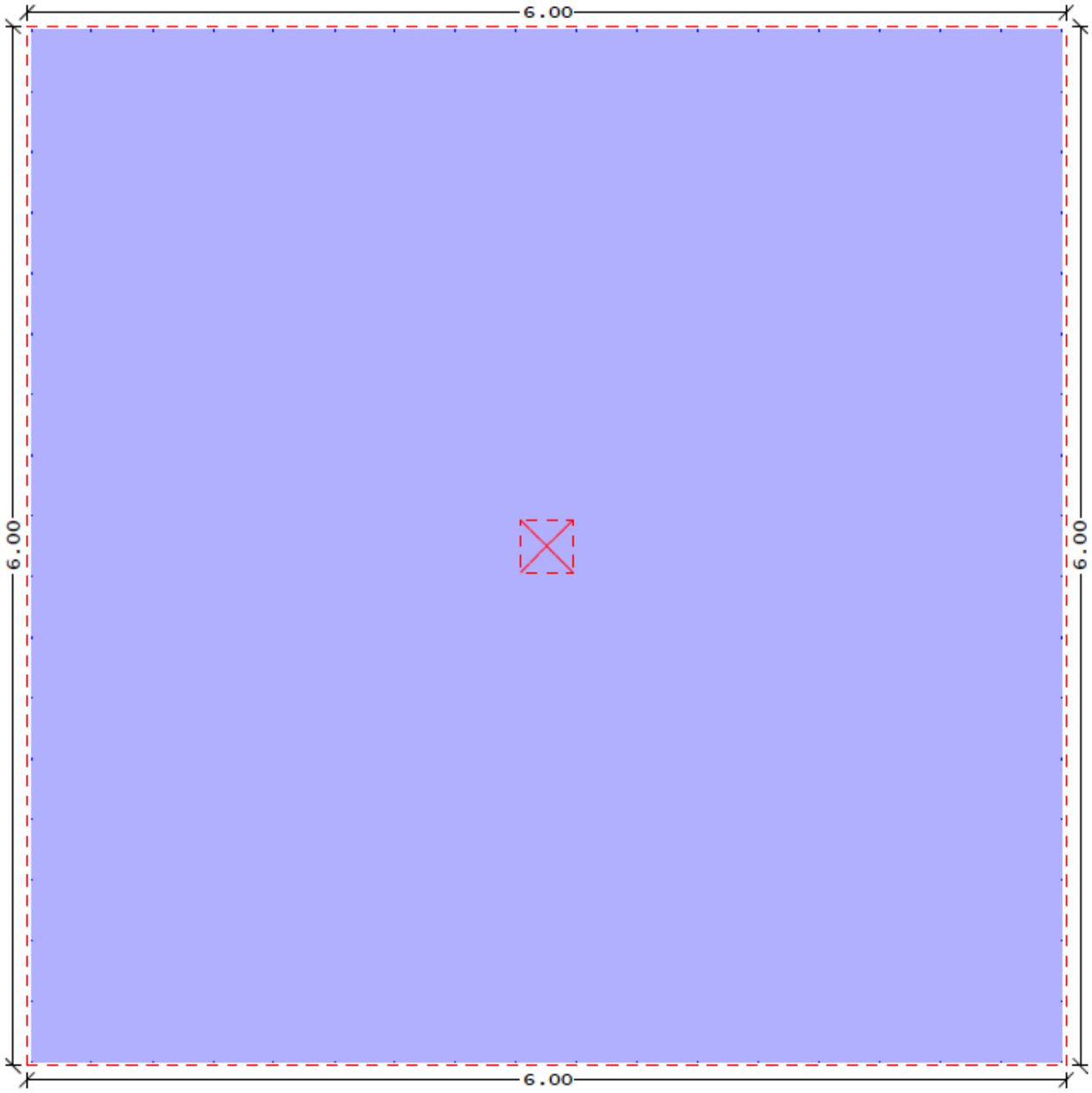
Uniform load [kPa]

5.00

Uniform load

N plate	p [kPa]
1	5.00

Load N 2 1.00 0.90 0.80
M = 1 :40



Uniform load [kPa]

20.00

Uniform load

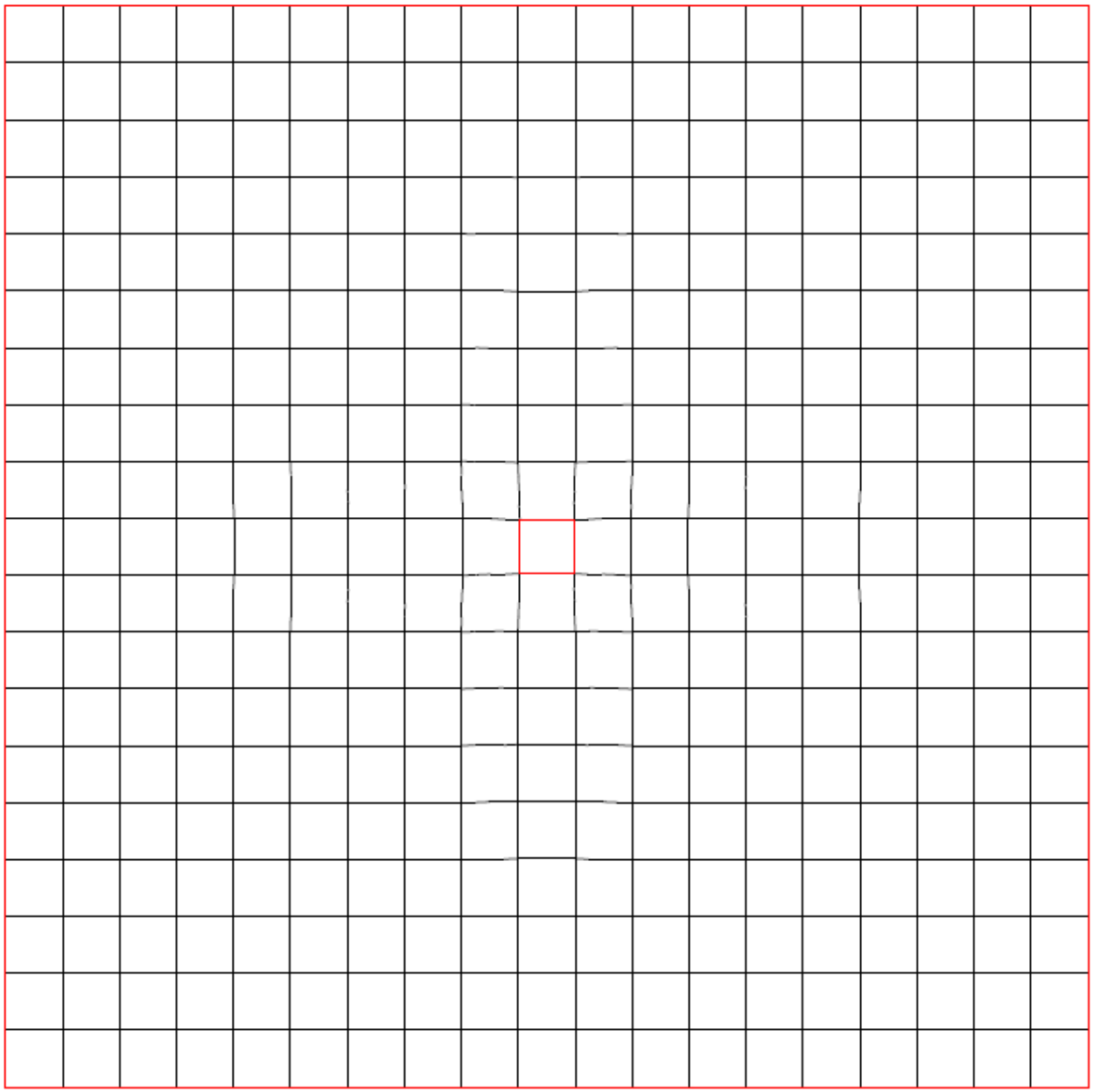
N plate	p [kPa]
1	20.00

3. Определение внутренних силовых факторов

Internal forces

from every load
(finite element method calculation)

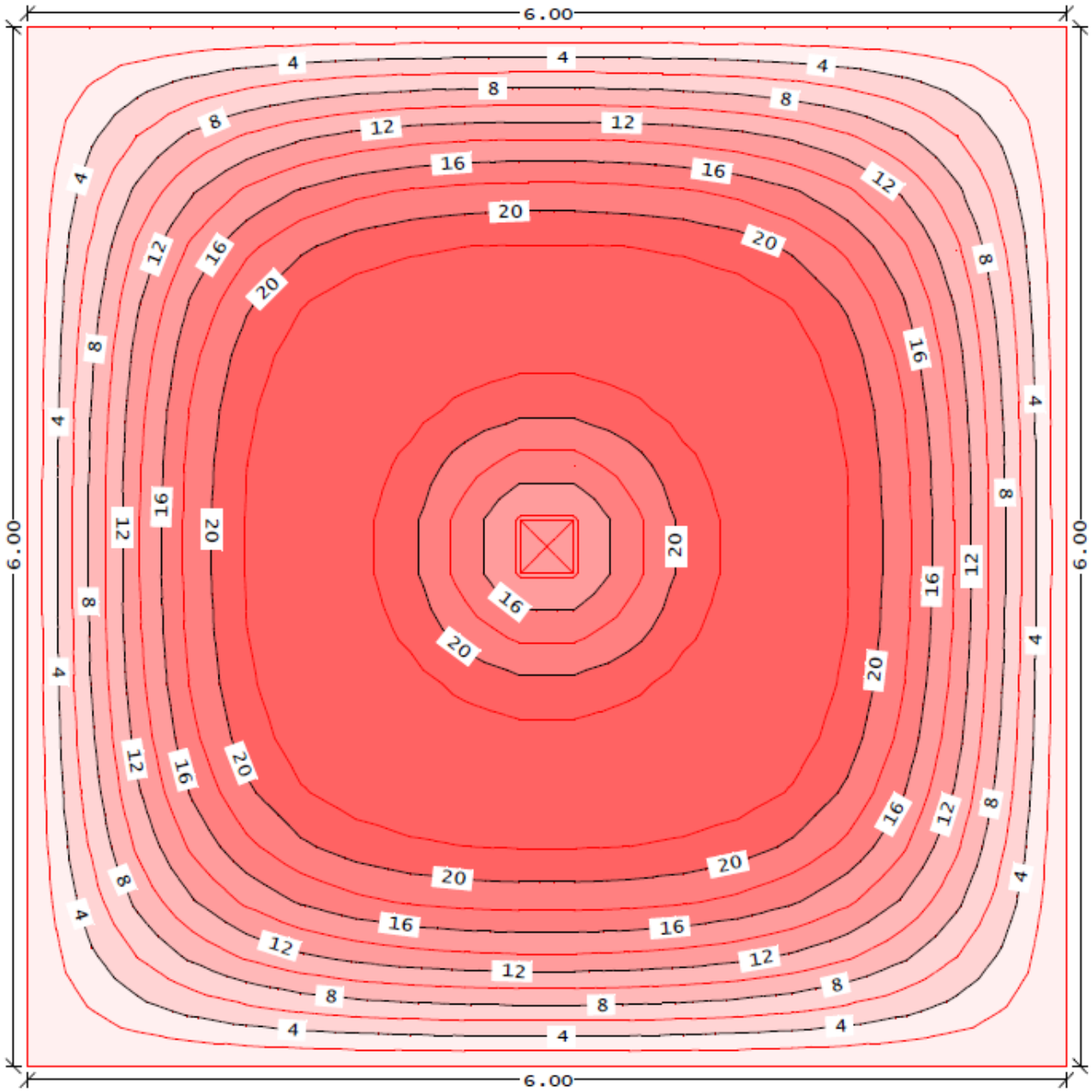
Fe-grid
M = 1 :40



The charact. size of the mesh l = 0.30 m

Elastic modulus E_{cm} = 31000 MPa
Poisson's ratio ν = 0.20
Factor for torsion 0.5

Load N 1
Deflections [mm]
M = 1 :40



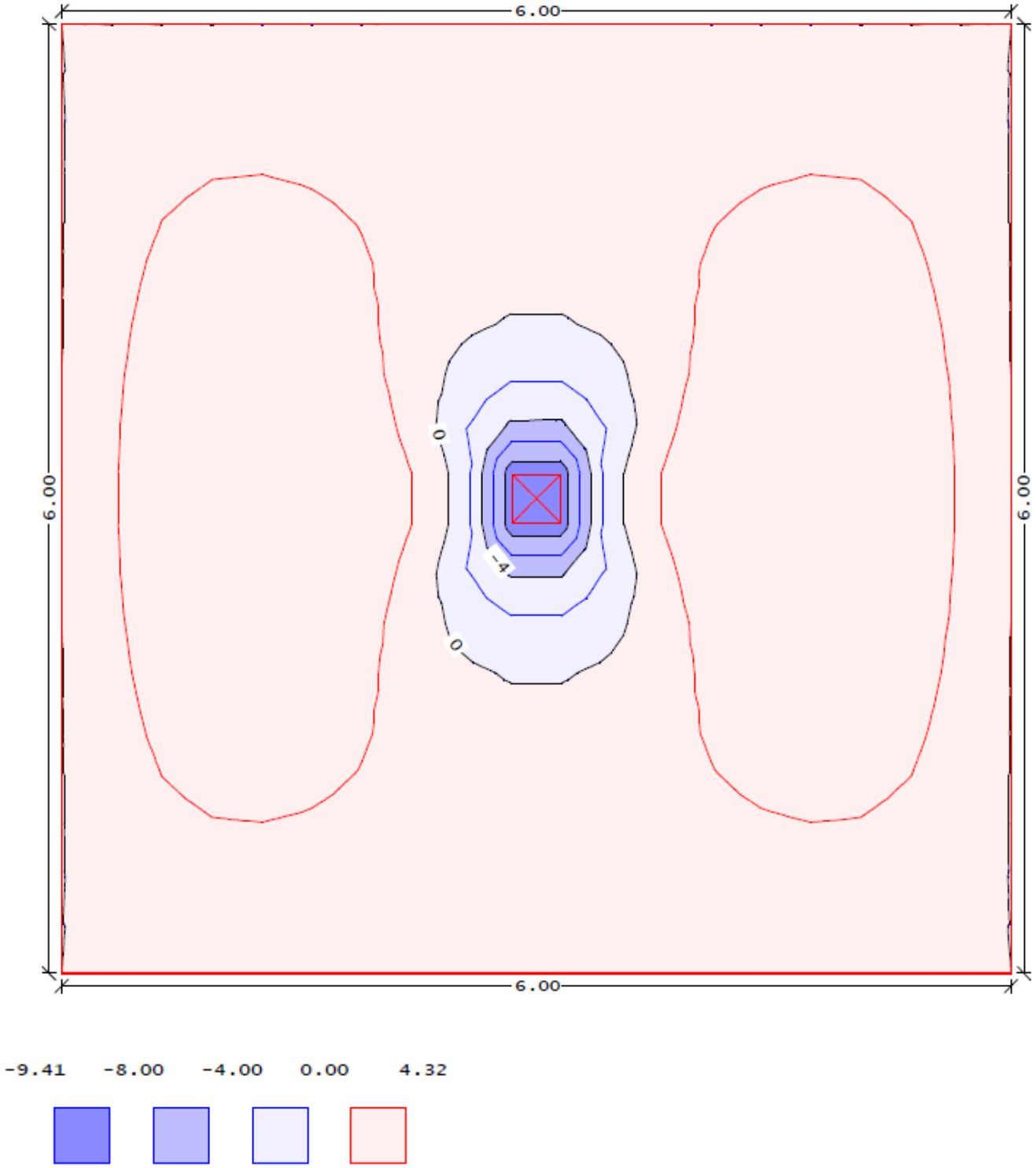
All values are multiplied by 100

0.0	4.0	8.0	12.0	16.0	20.0	23.8

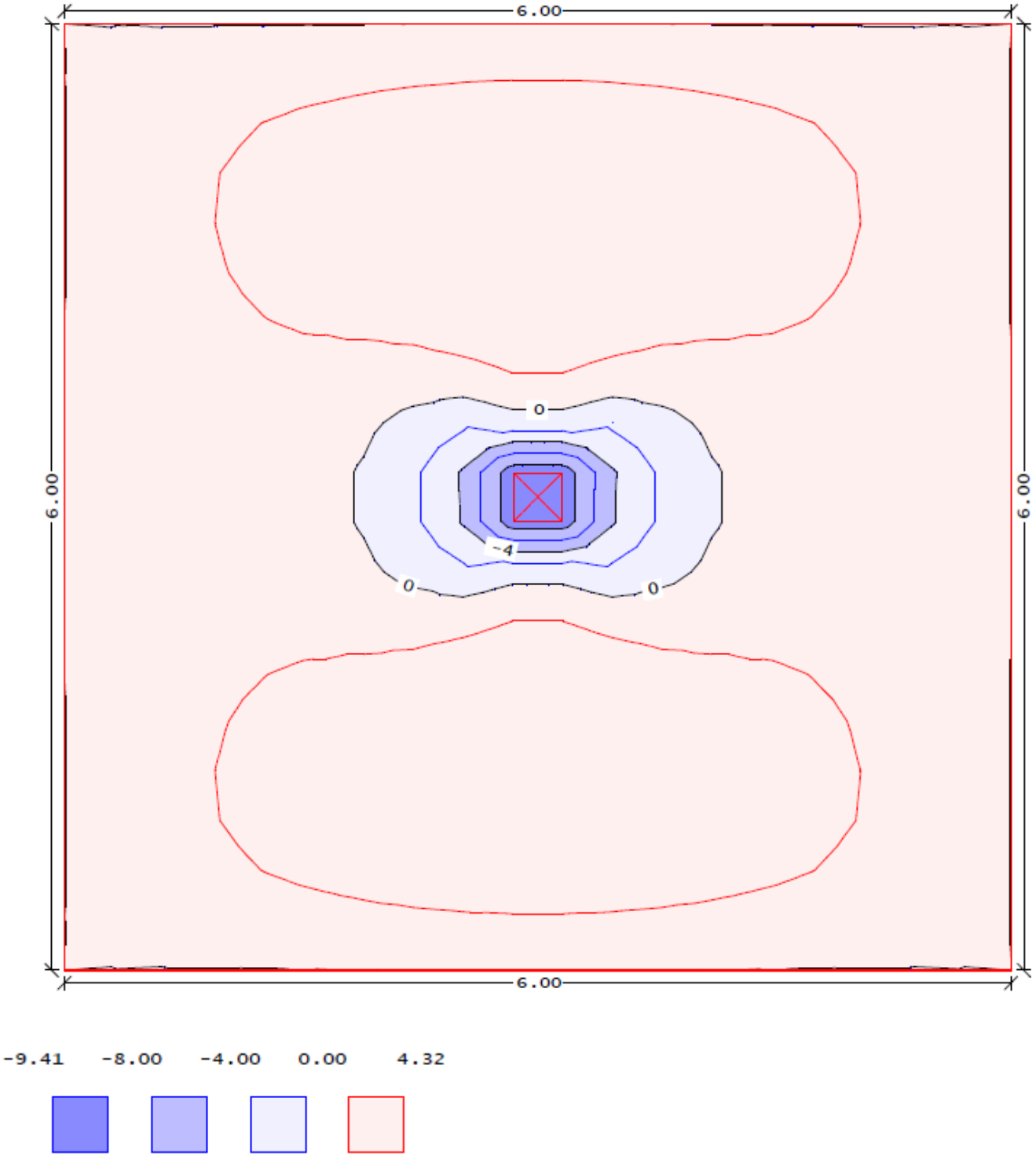
Deflections

№ plate	w [mm]
1	0.24

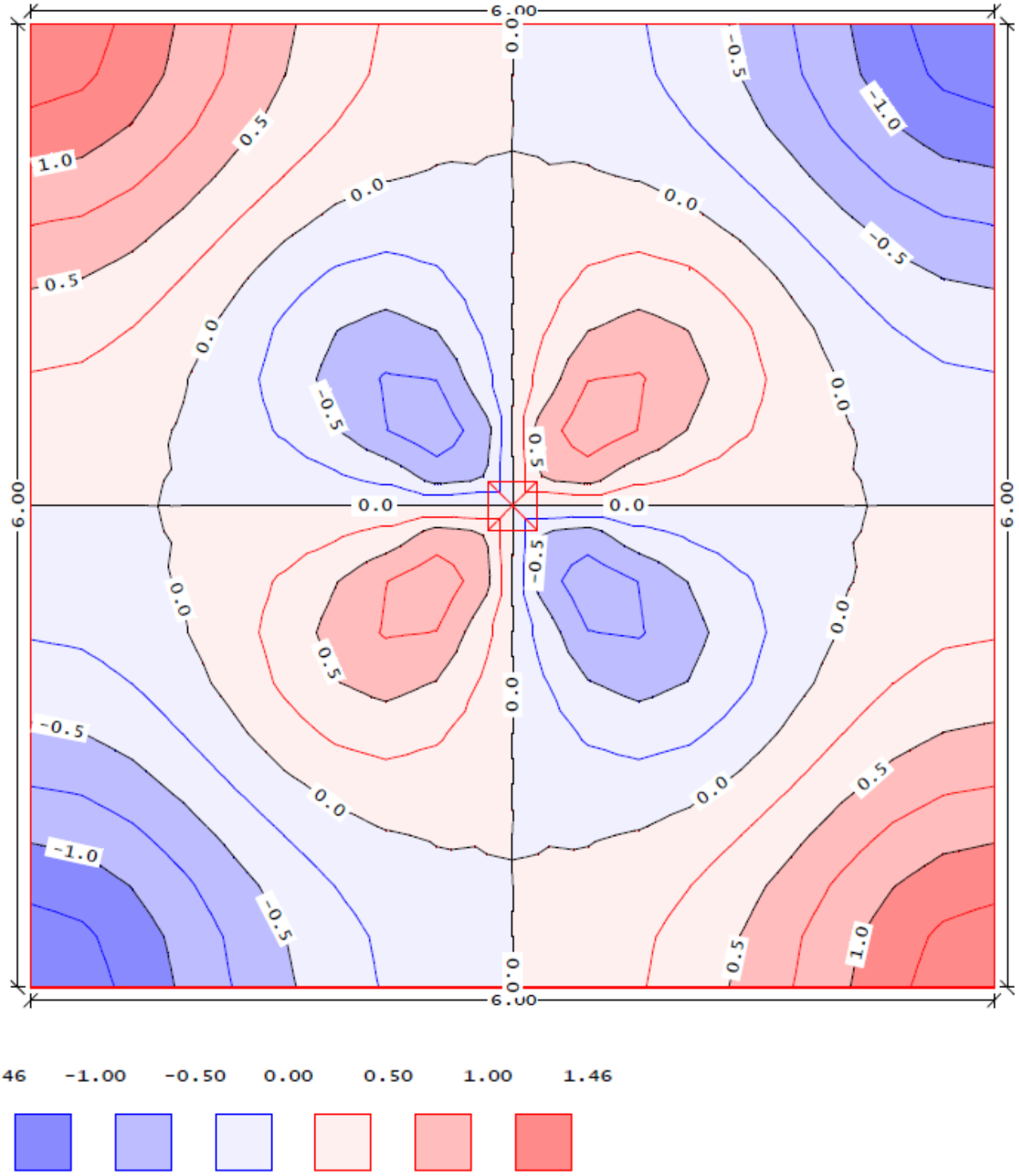
Moments Mx [kNm/m]
M = 1 :40



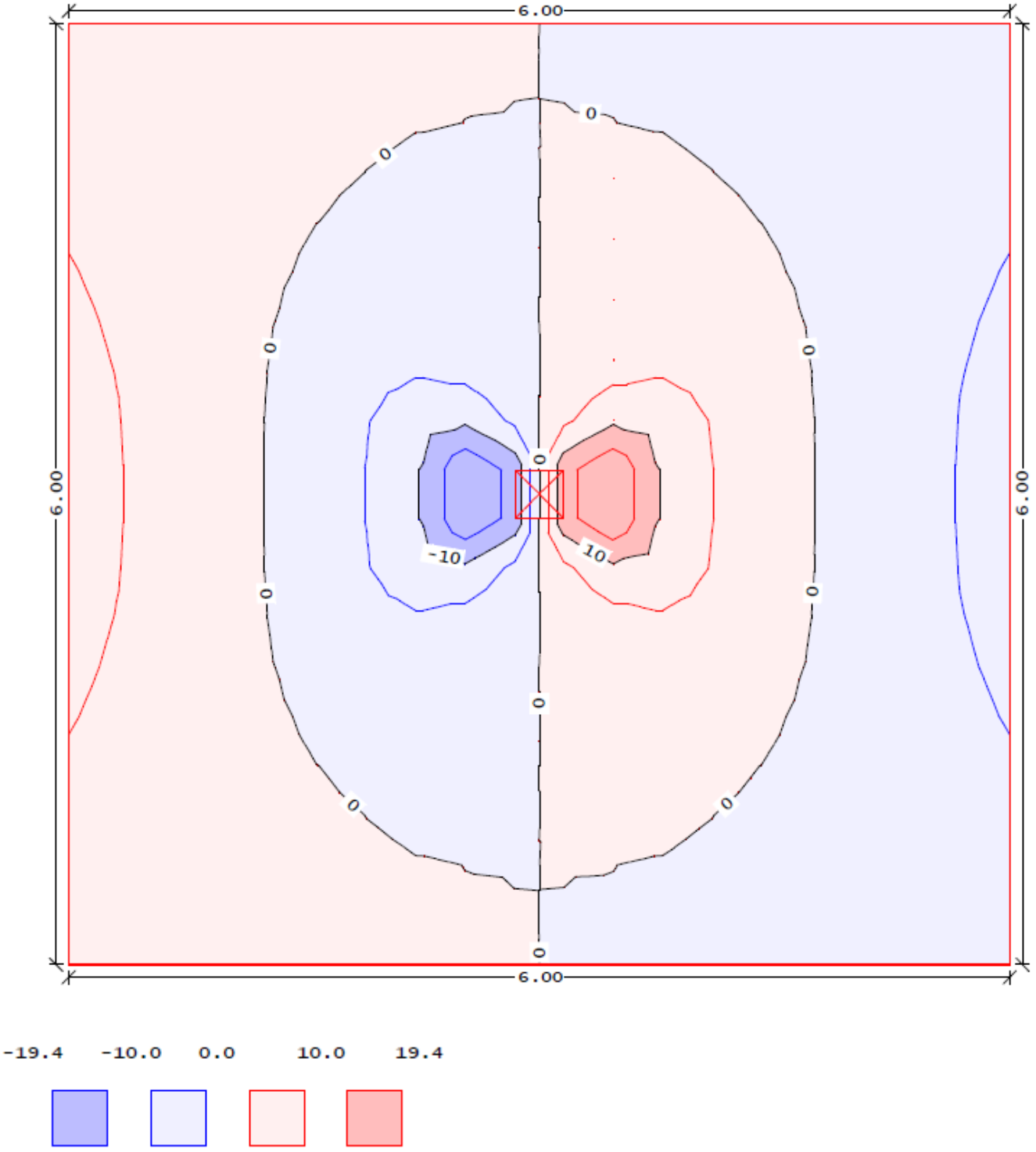
Moments My [kNm/m]
M = 1 :40



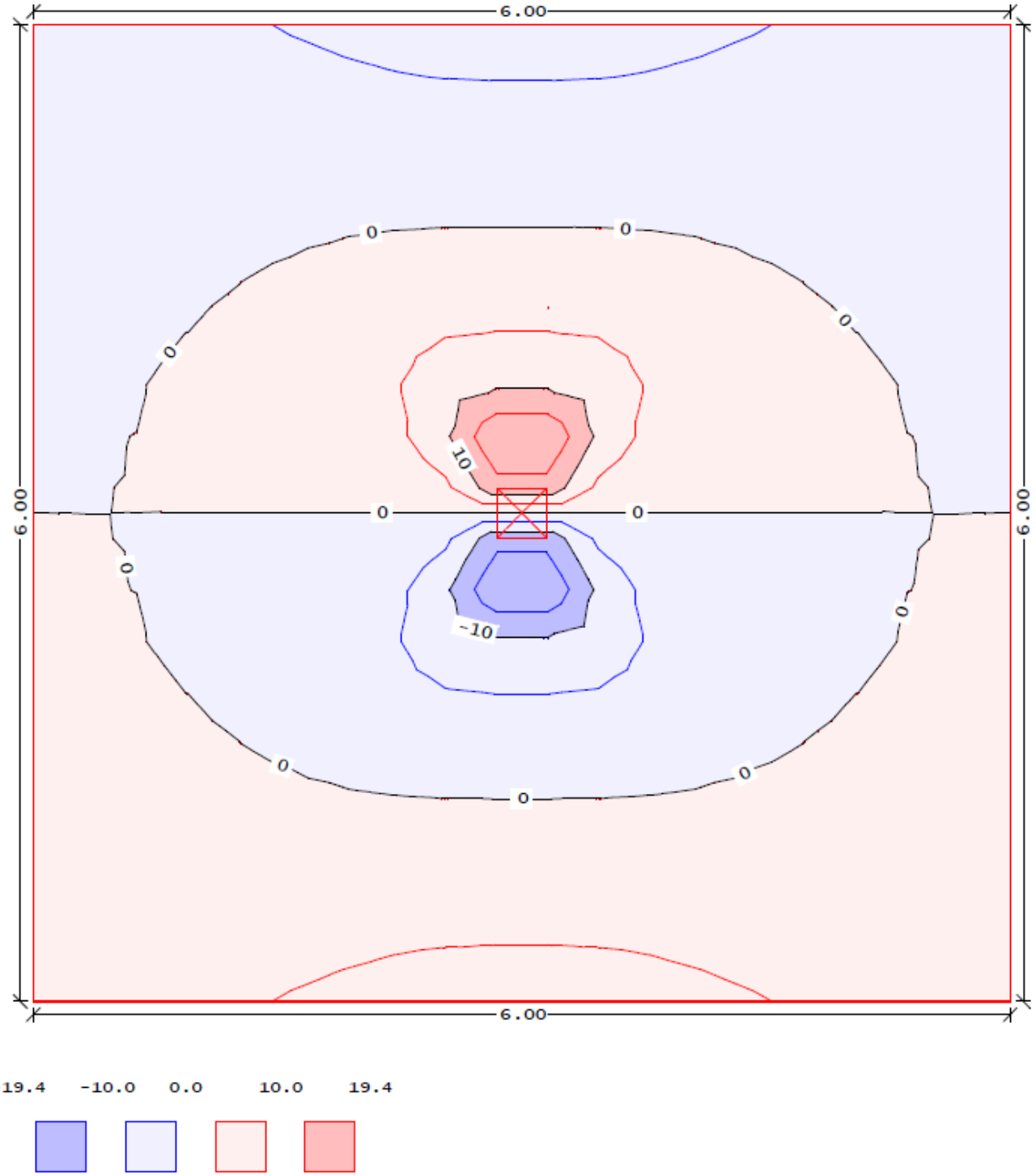
Moments Mxy [kNm/m]
M = 1 :40



Shear forces Qx [kN/m]
M = 1 :40



Shear forces Qy [kN/m]
M = 1 :40



Support reactions

№ plate	Side	a [m]	l [m]	q [kN/m]
1	Bottom	0.00	6.00	5.05
	Right	0.00	6.00	5.05
	Top	0.00	6.00	5.05
	Left	0.00	6.00	5.05

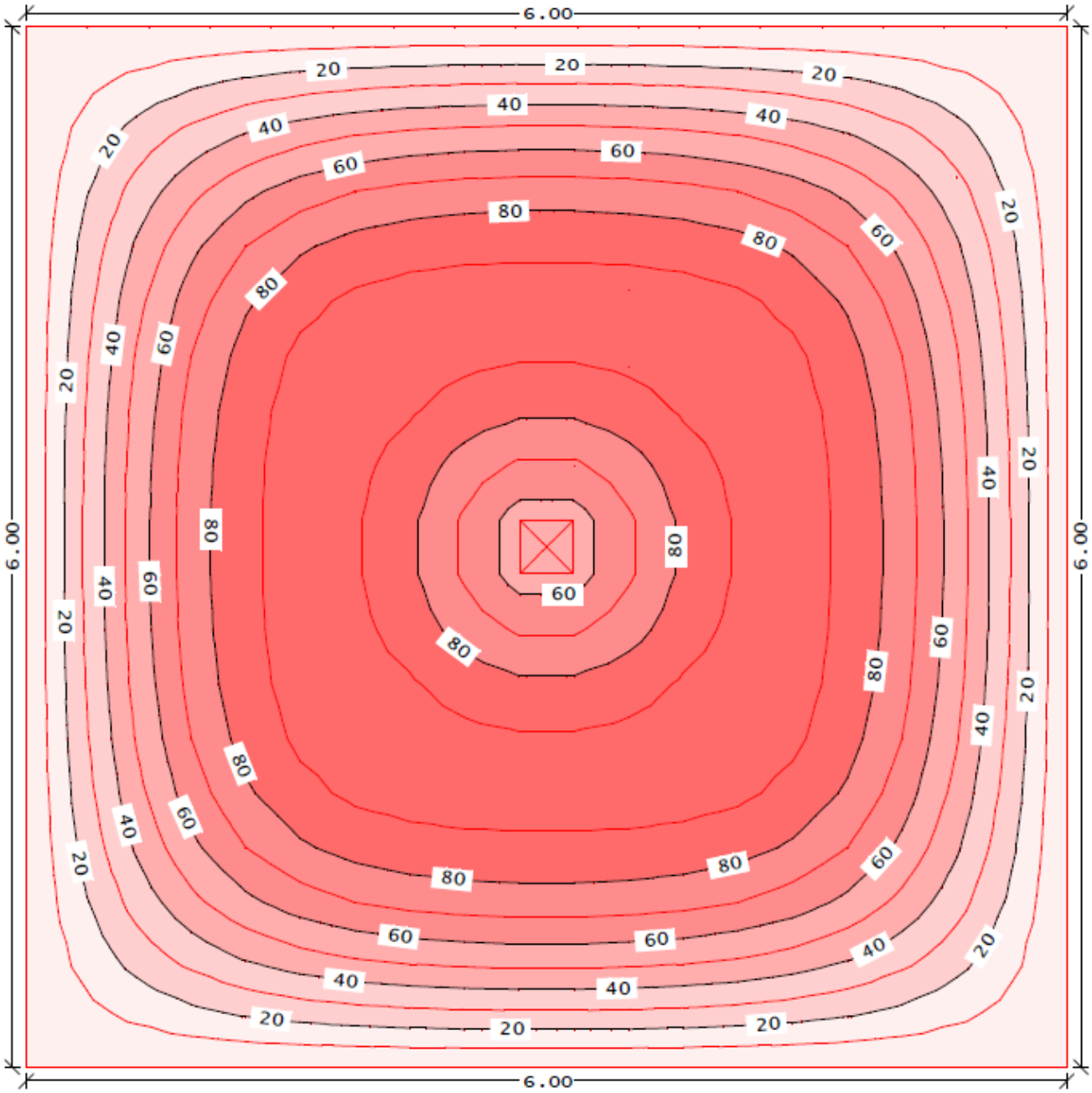
Support reactions
at columns

№	Q [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
1	58.83	0.00	-0.00

The sum of all support reactions Q = 180.0 kN

Load N 2
Deflections
M = 1 :40

1.00 0.90 0.80
[mm]



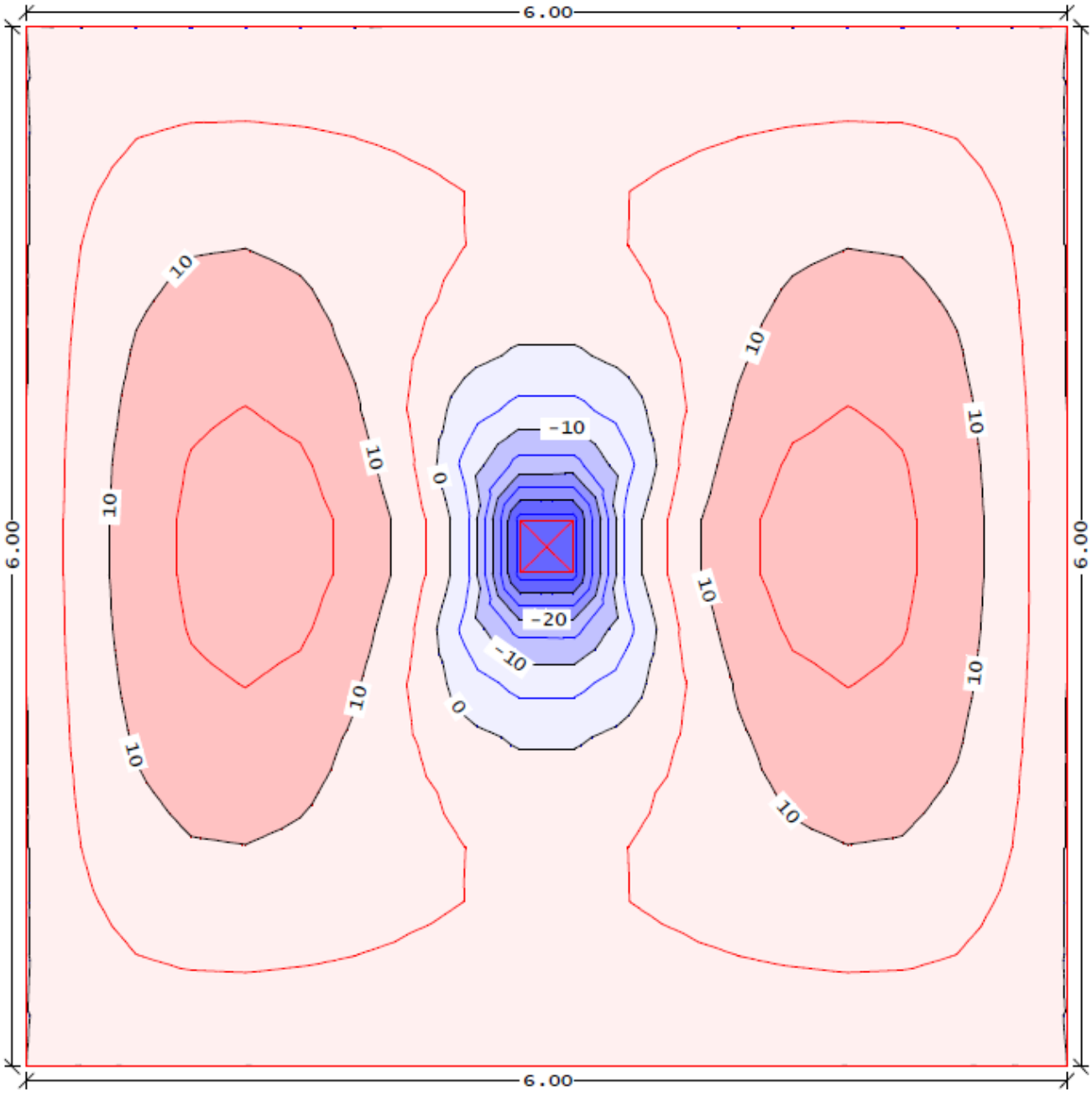
All values are multiplied by 100

0.0 20.0 40.0 60.0 80.0 95.1

Deflections

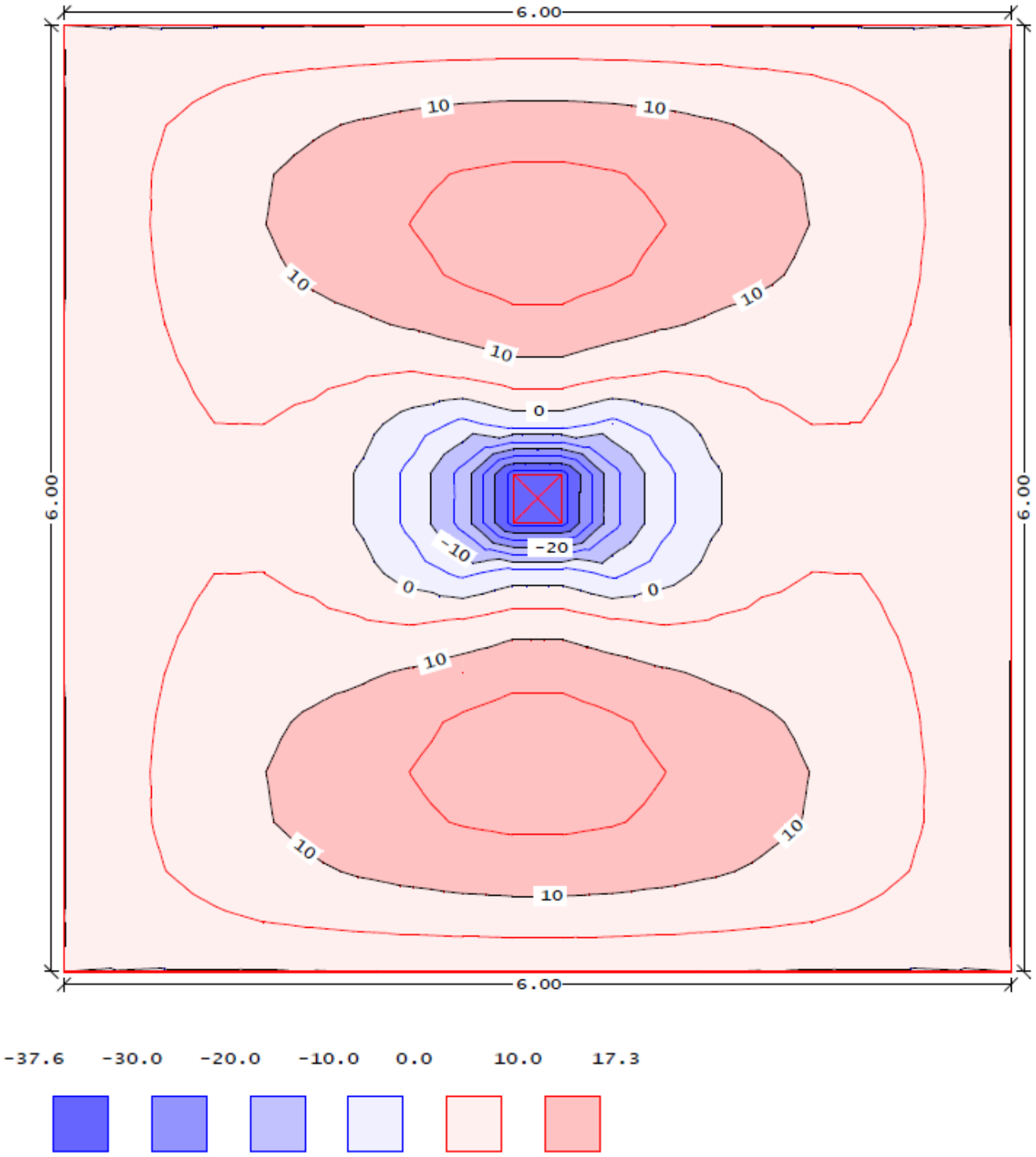
№ plate	w [mm]
1	0.95

Moments Mx [kNm/m]
M = 1 :40

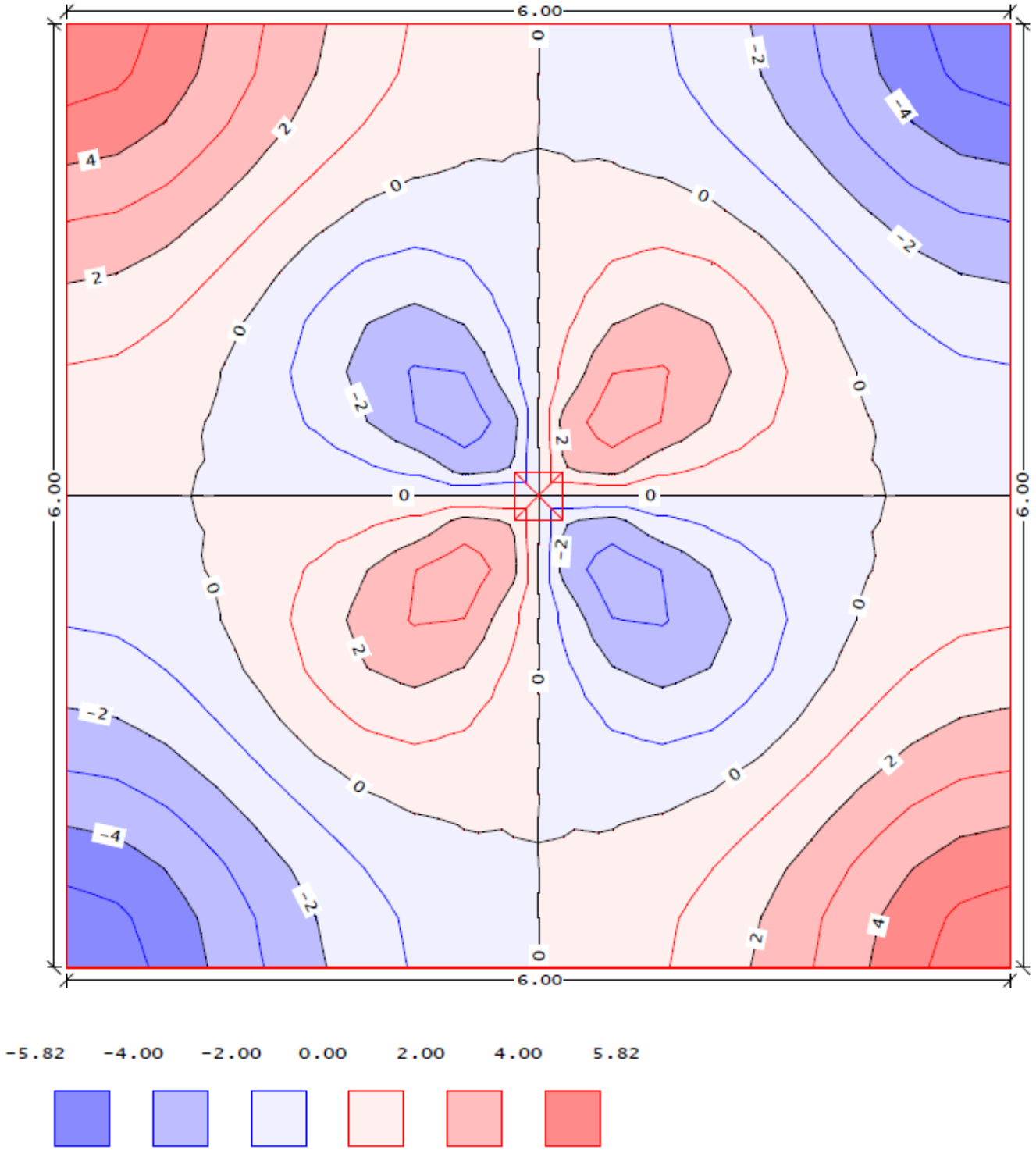


-37.6 -30.0 -20.0 -10.0 0.0 10.0 17.3

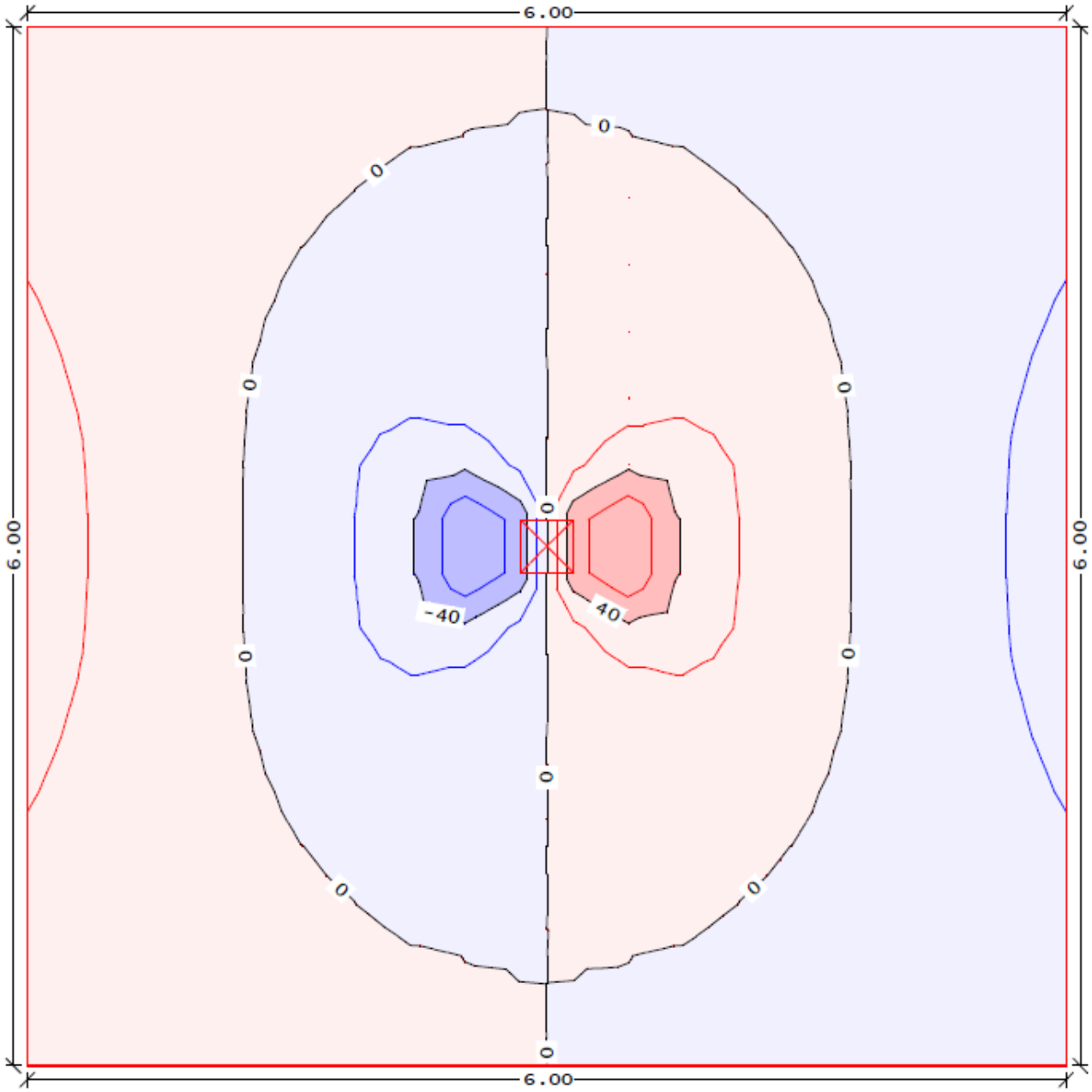
Moments My [kNm/m]
M = 1 :40



Moments Mxy [kNm/m]
M = 1 :40

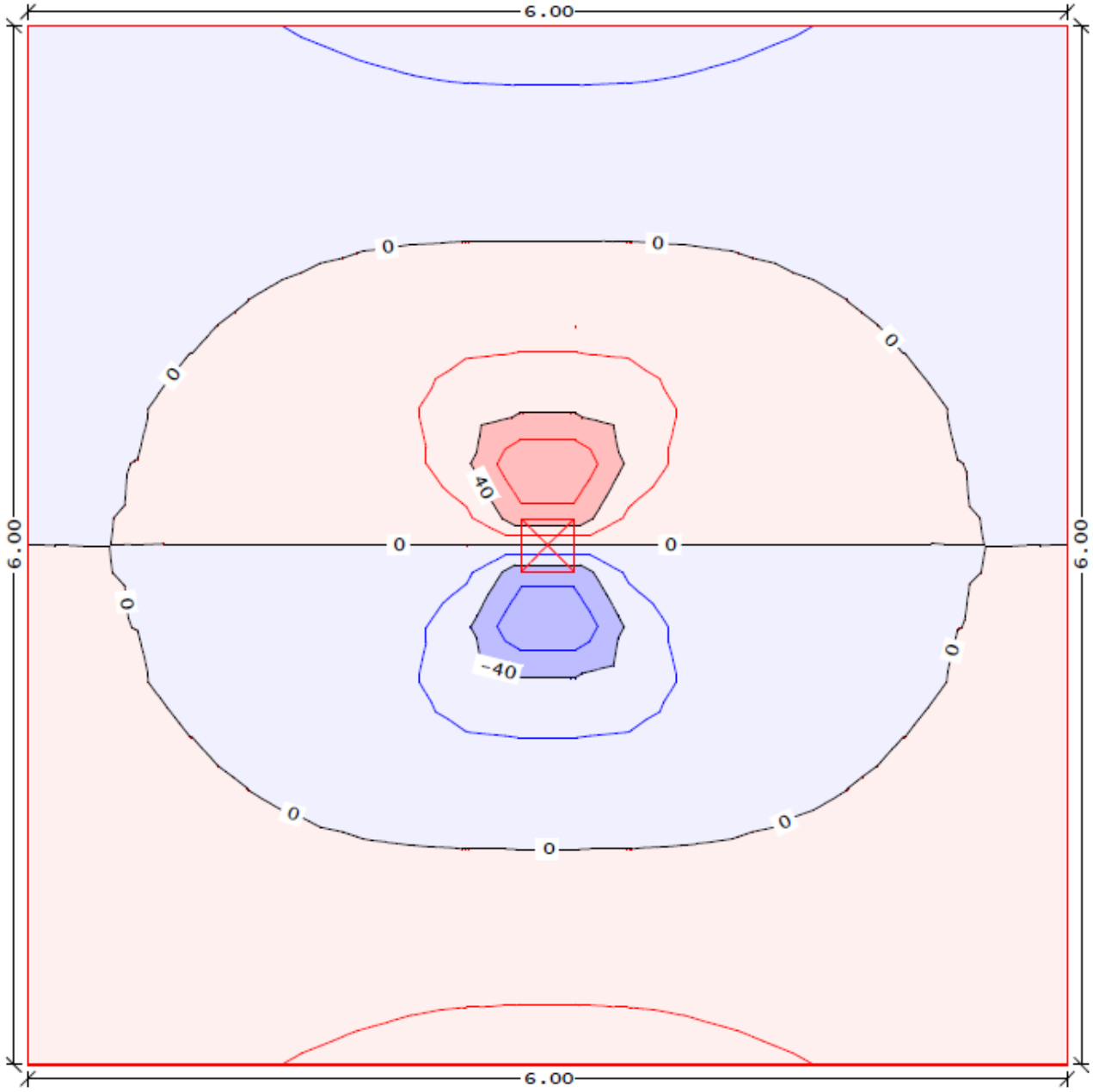


Shear forces Qx [kN/m]
M = 1 :40



-77.5 -40.0 0.0 40.0 77.6

Shear forces Qy [kN/m]
M = 1 :40



-77.5 -40.0 0.0 40.0 77.6

Support reactions

№ plate	Side	a [m]	l [m]	q [kN/m]
1	Bottom	0.00	6.00	20.19
	Right	0.00	6.00	20.19
	Top	0.00	6.00	20.19
	Left	0.00	6.00	20.19

Support reactions at columns

№	Q [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
1	235.33	0.00	-0.00

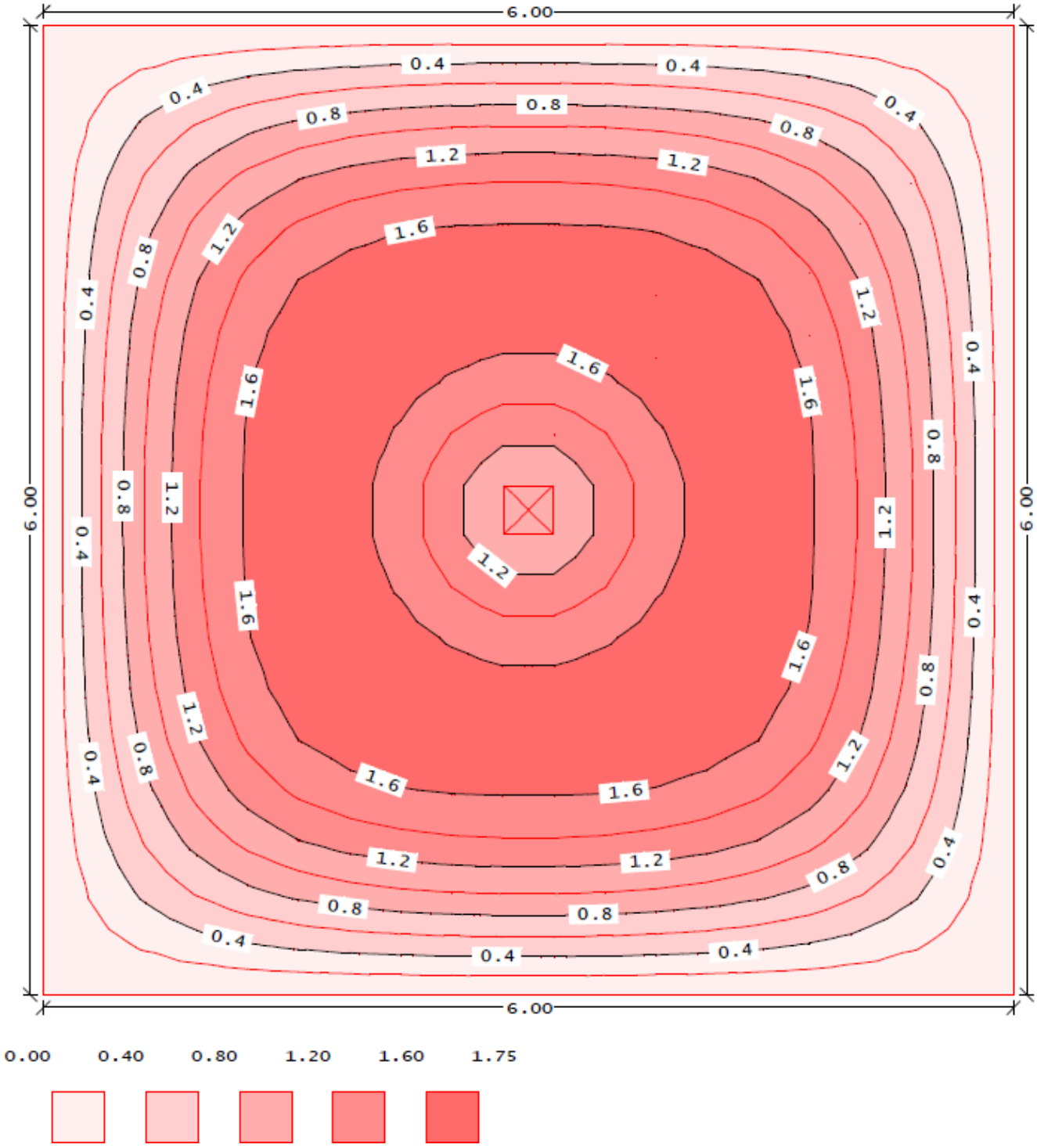
The sum of all support reactions Q = 720.0 kN

Combinat. of loads
Factor
Combination

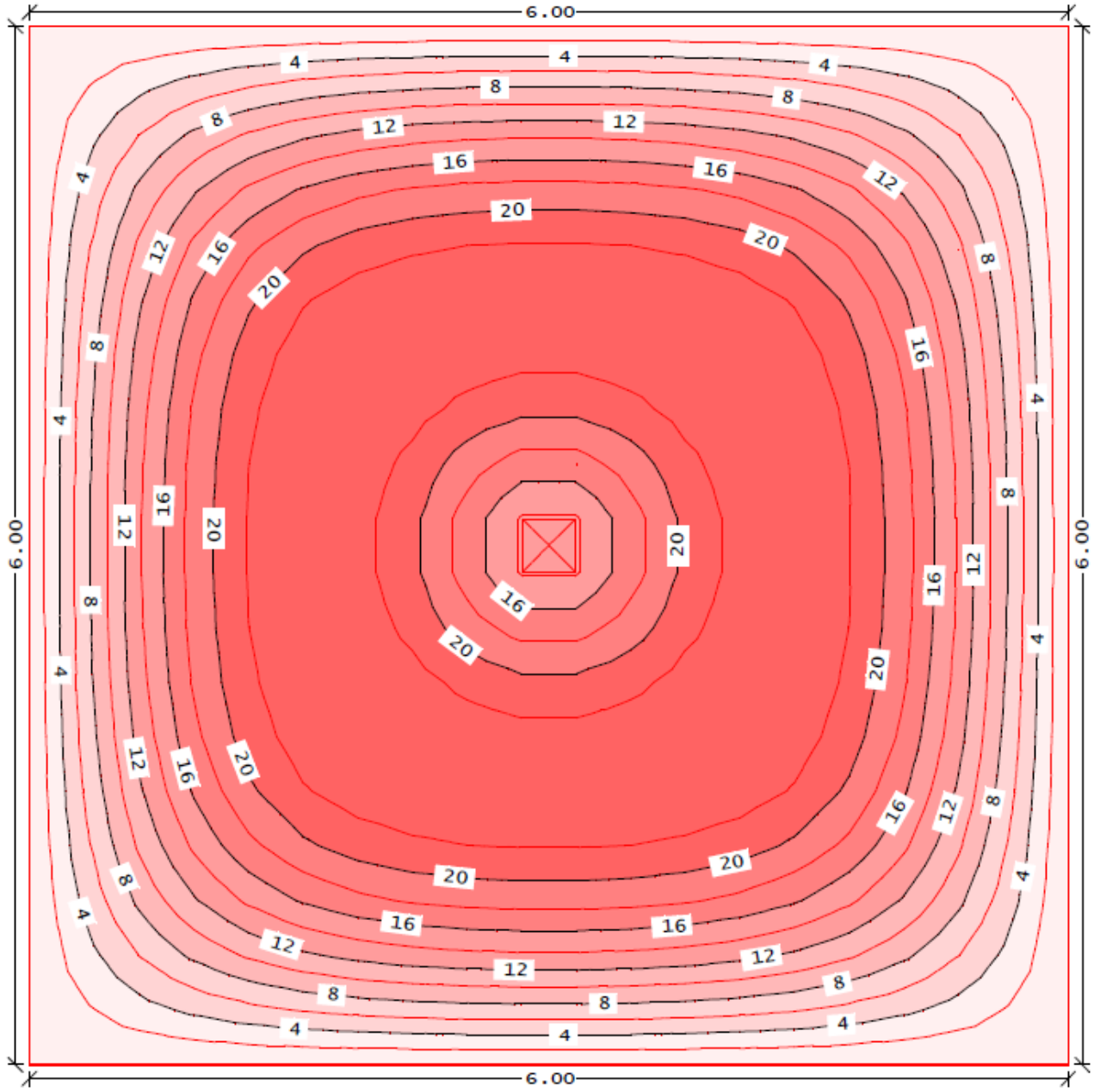
according to p. 6.4.3 MSZ EN 1990:2011.
for reliability differentiation $K_{F\,I}$ = 1.00
of actions by formula (6.10) EN 1990

Deflections
M = 1 :40

(maximal values) [mm]



Deflections (minimal values) [mm]
M = 1 :40



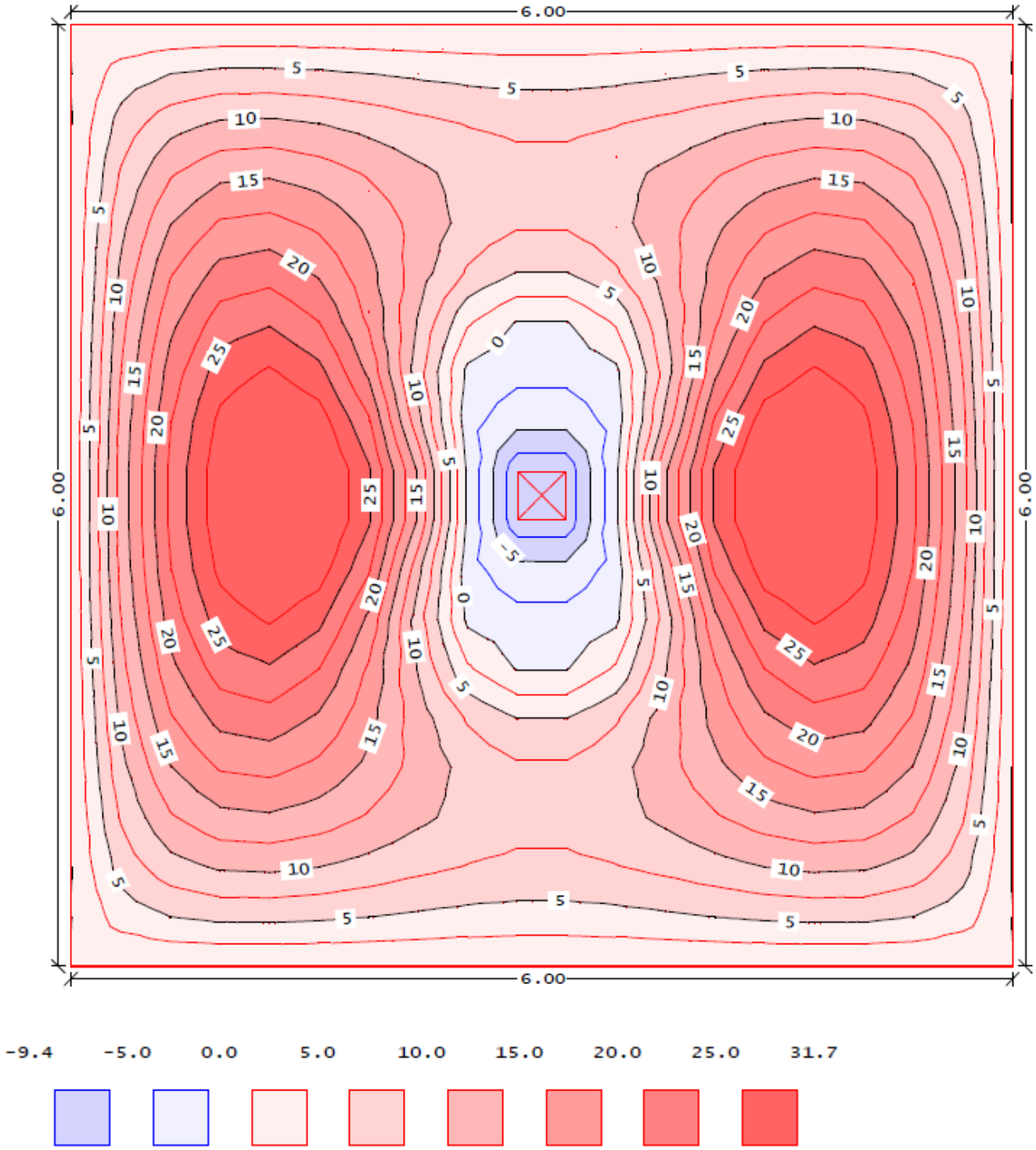
All values are multiplied by 100

0.0 4.0 8.0 12.0 16.0 20.0 23.8

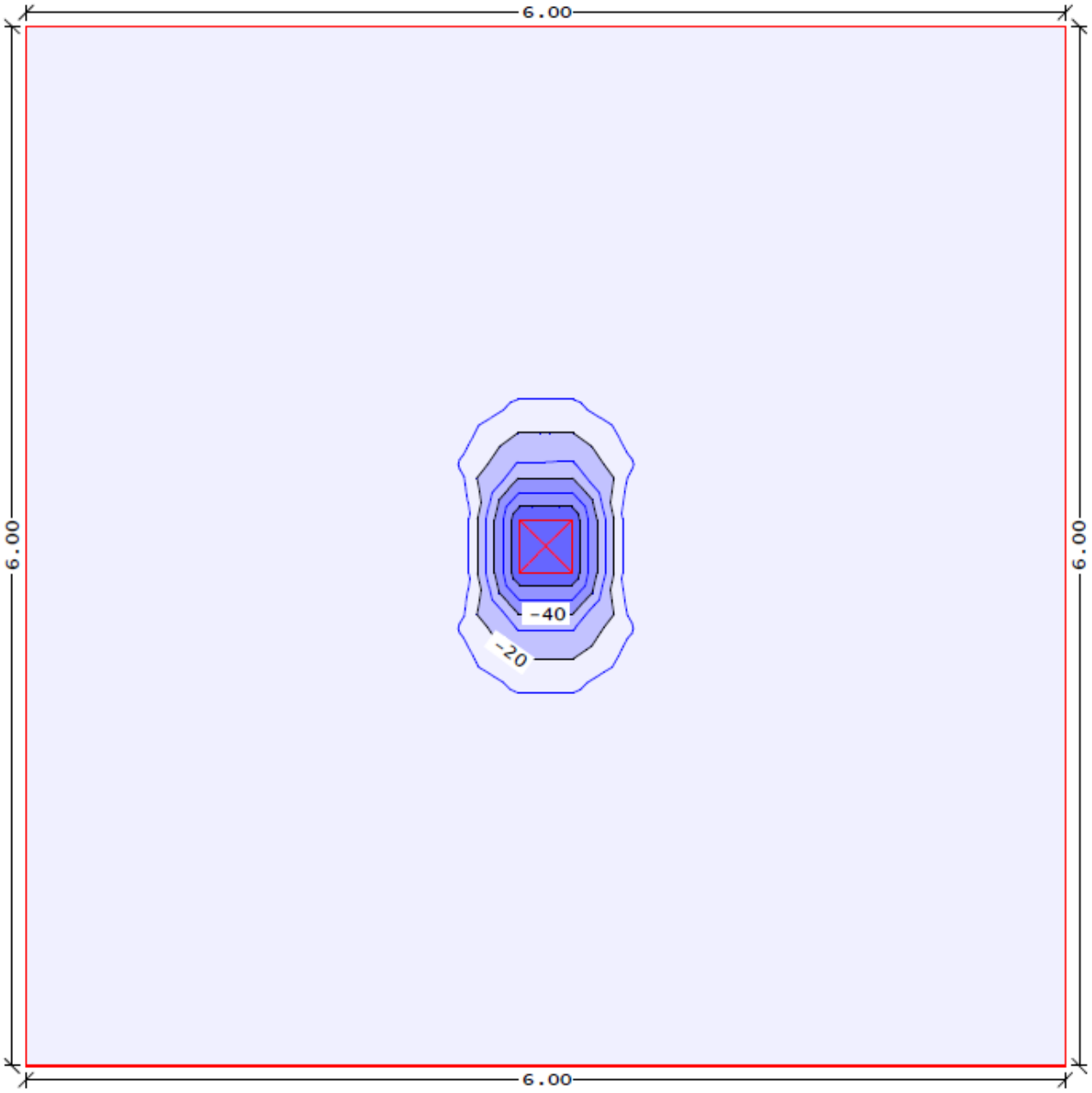
Deflections

№ plate	max w [mm]	min w [mm]
1	1.75	0.00

Moments Mx (maximal values) [kNm/m]
M = 1 :40

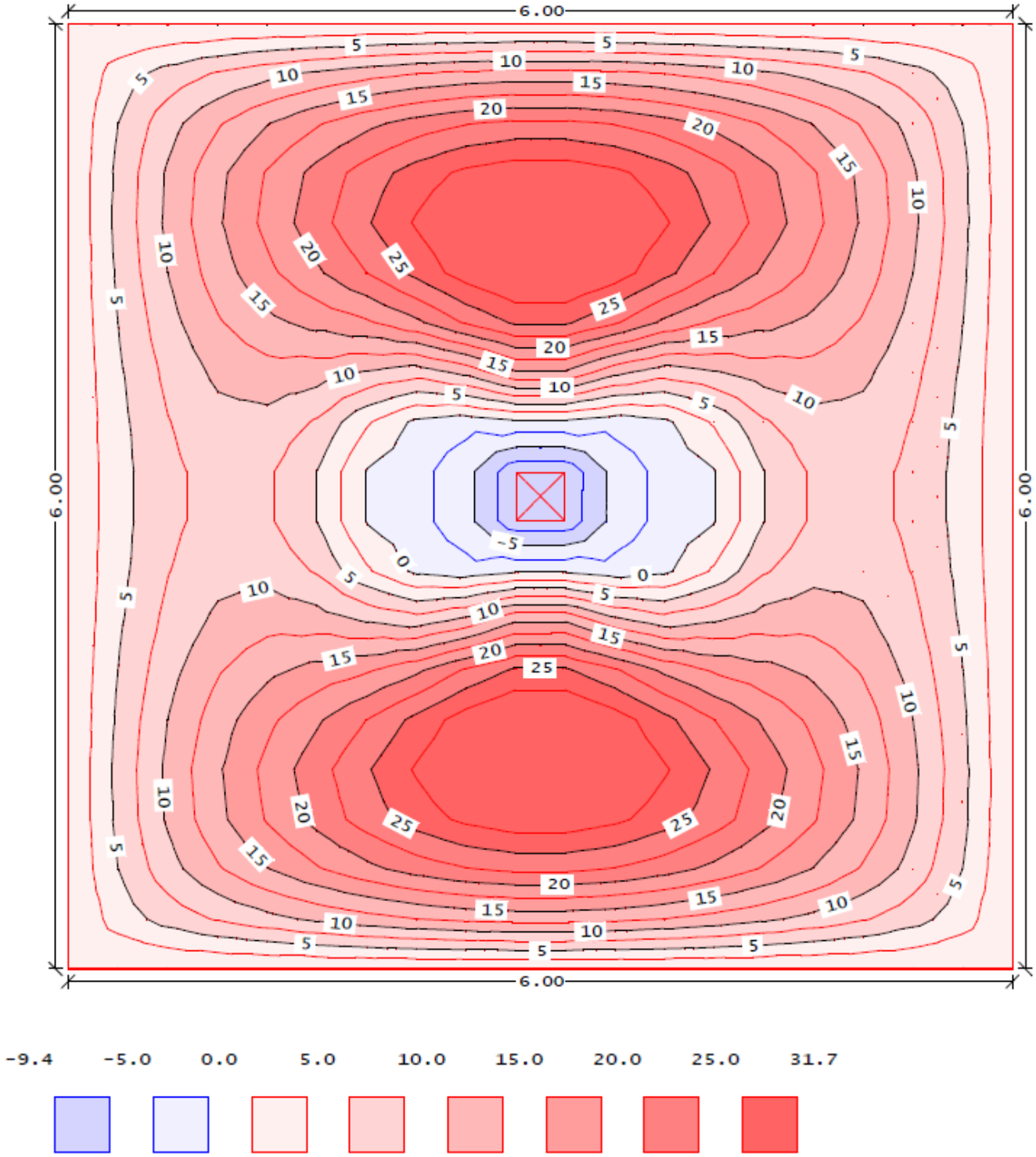


Moments Mx (minimal values) [kNm/m]
M = 1 :40

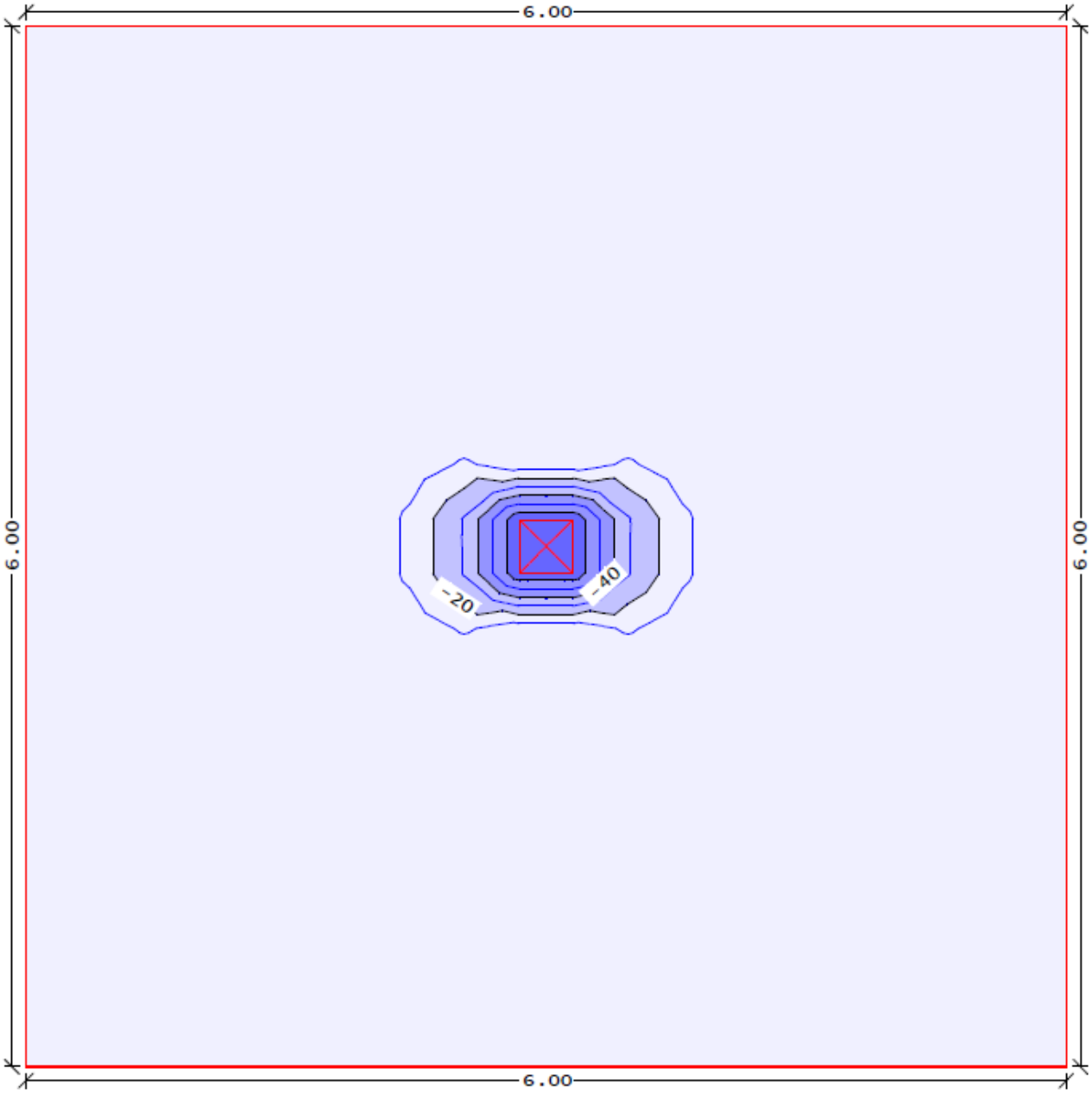


-69.1 -60.0 -40.0 -20.0 4.3

Moments My (maximal values) [kNm/m]
M = 1 :40

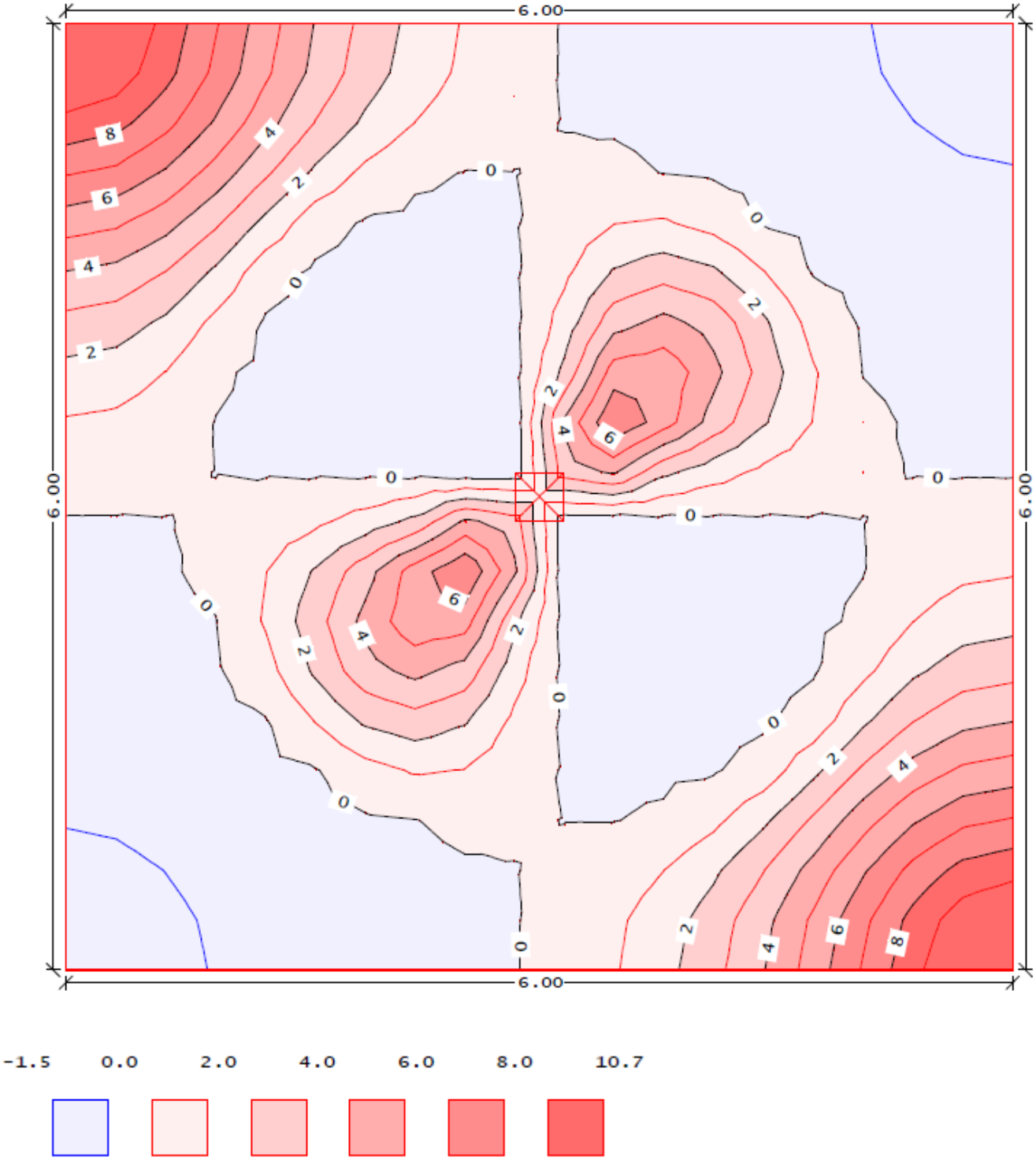


Moments My (minimal values) [kNm/m]
M = 1 :40

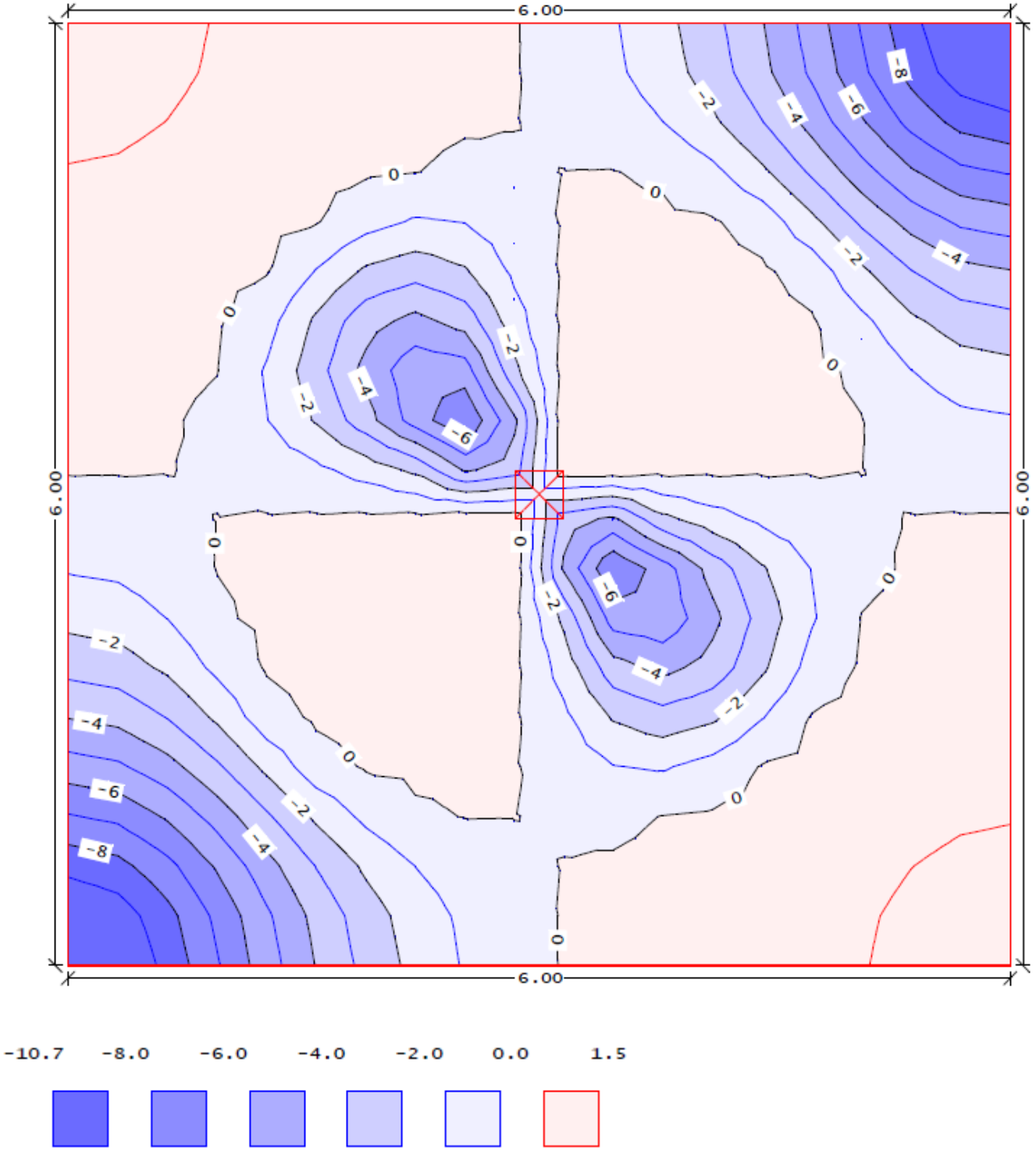


-69.1 -60.0 -40.0 -20.0 4.3

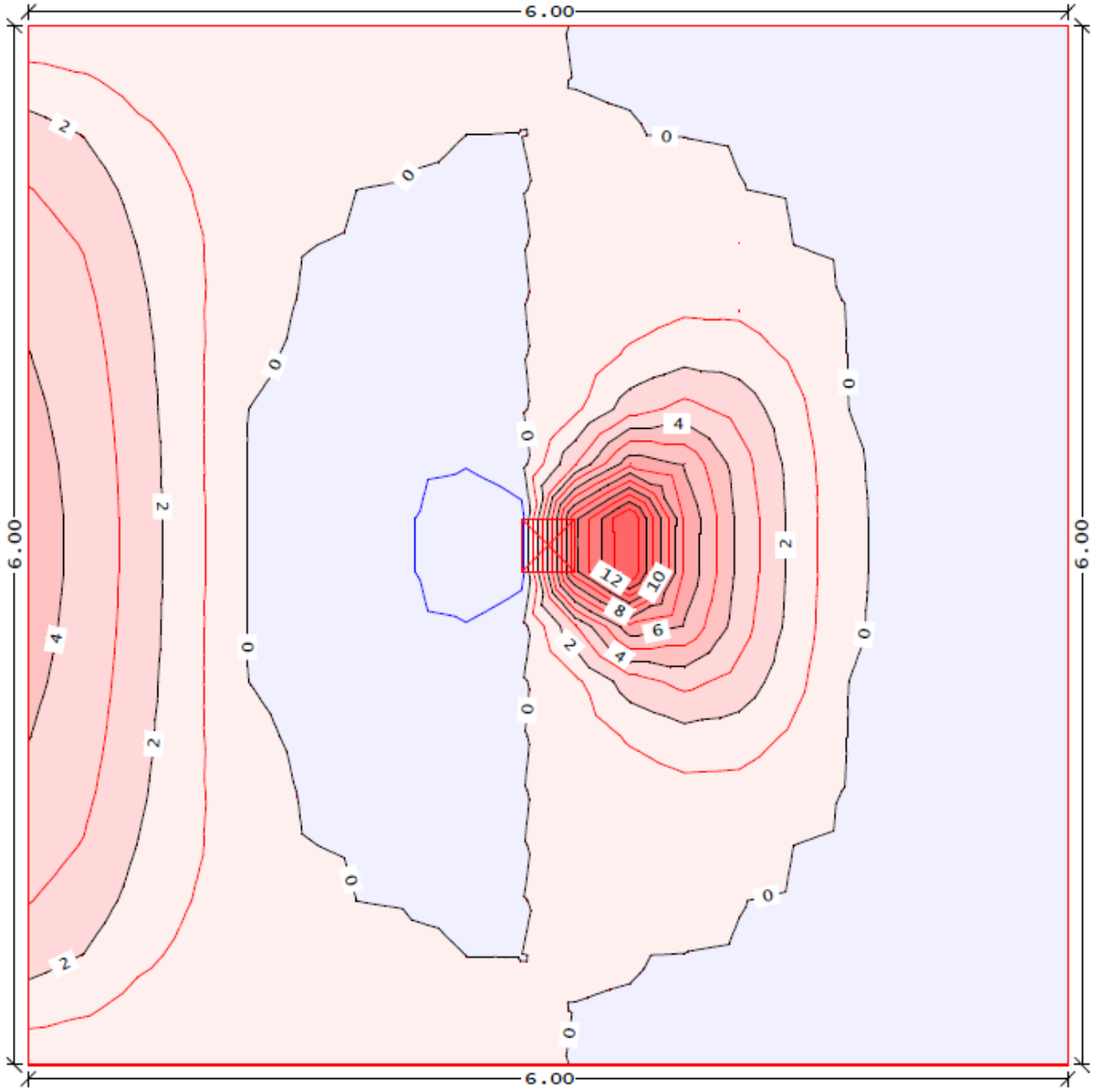
Moments Mxy (maximal values) [kNm/m]
M = 1 :40



Moments Mxy (minimal values) [kNm/m]
M = 1 :40



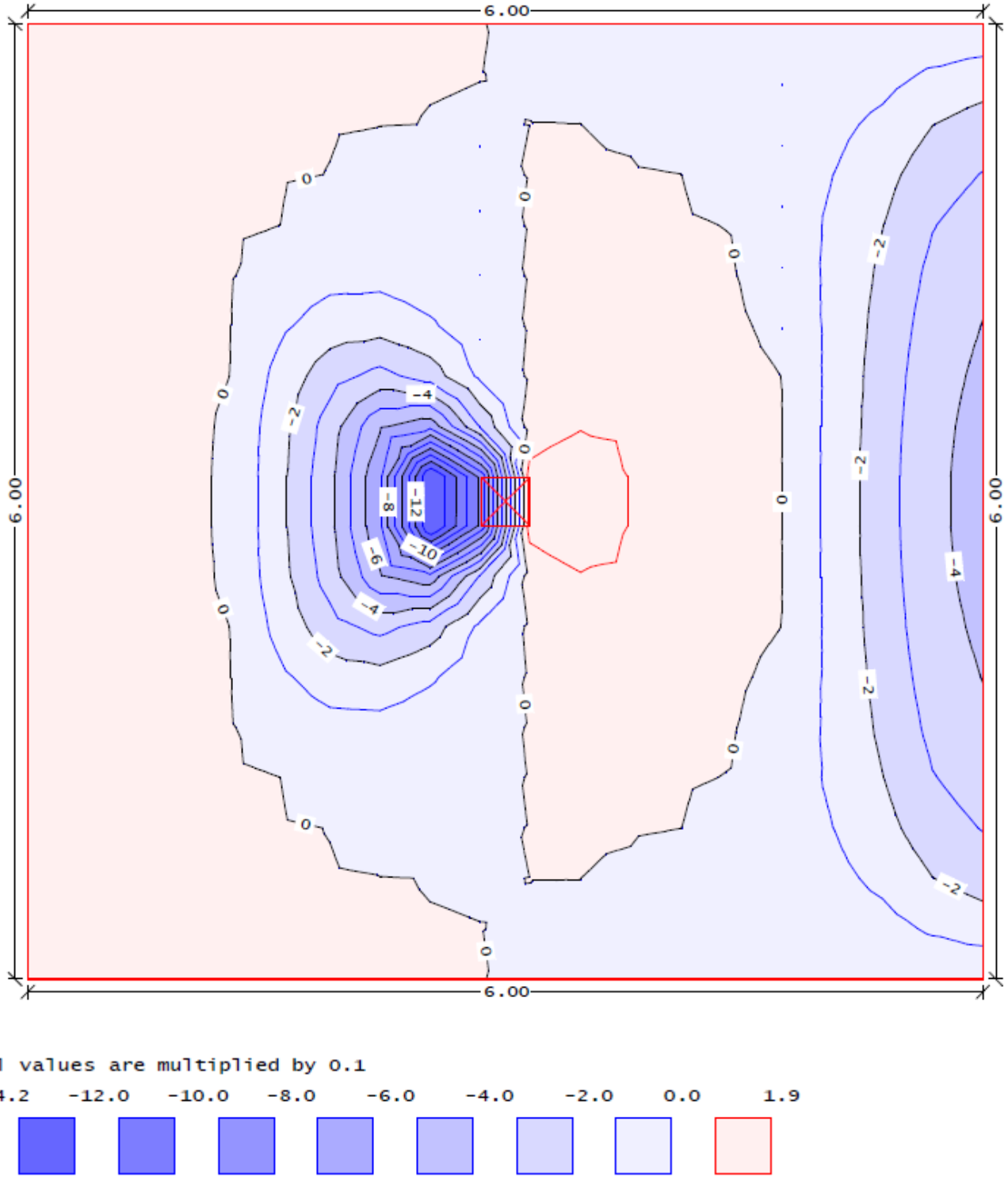
Shear forces Qx (maximal values) [kN/m]
M = 1 :40



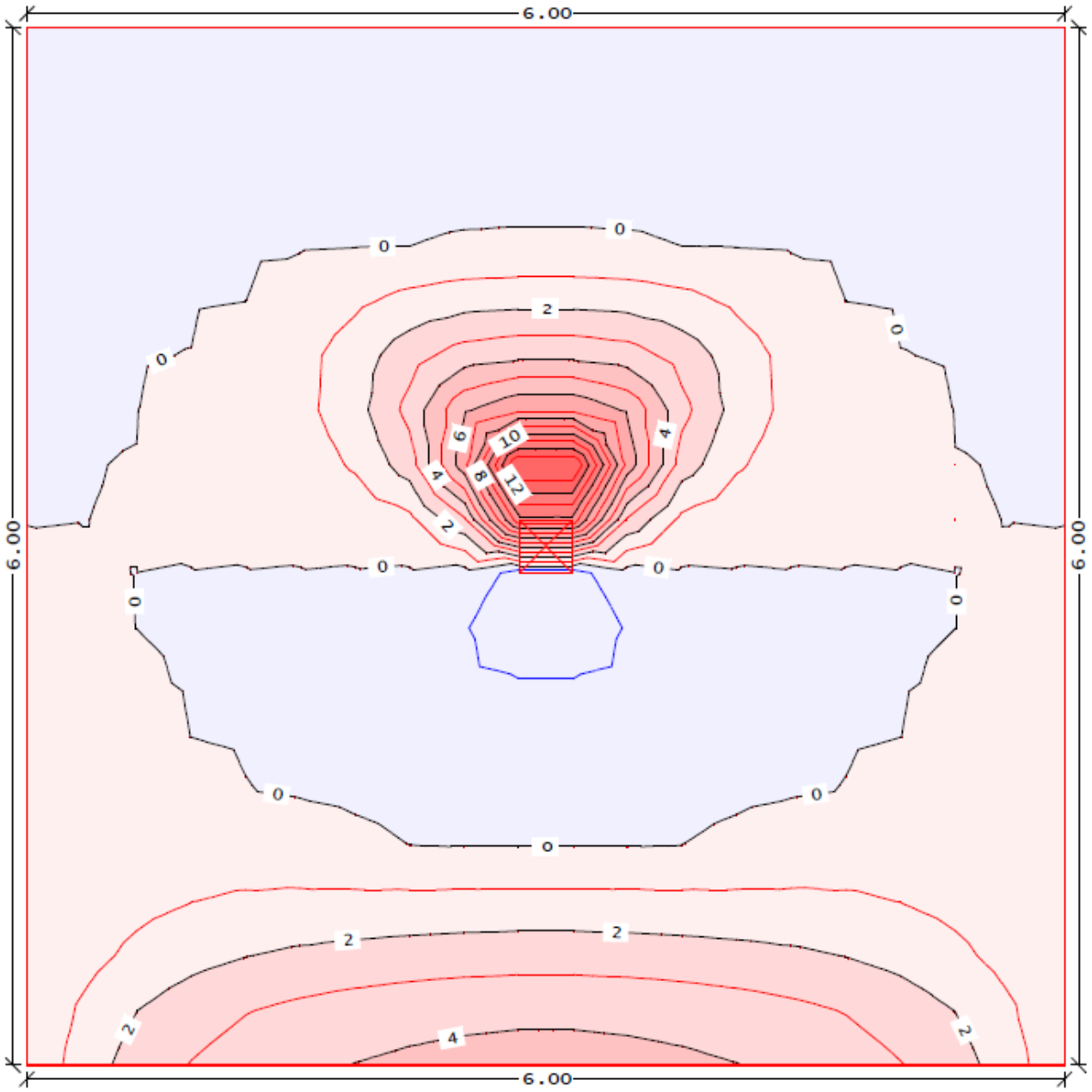
All values are multiplied by 0.1

-1.9	0.0	2.0	4.0	6.0	8.0	10.0	12.0	14.3

Shear forces Qx (minimal values) [kN/m]
M = 1 :40



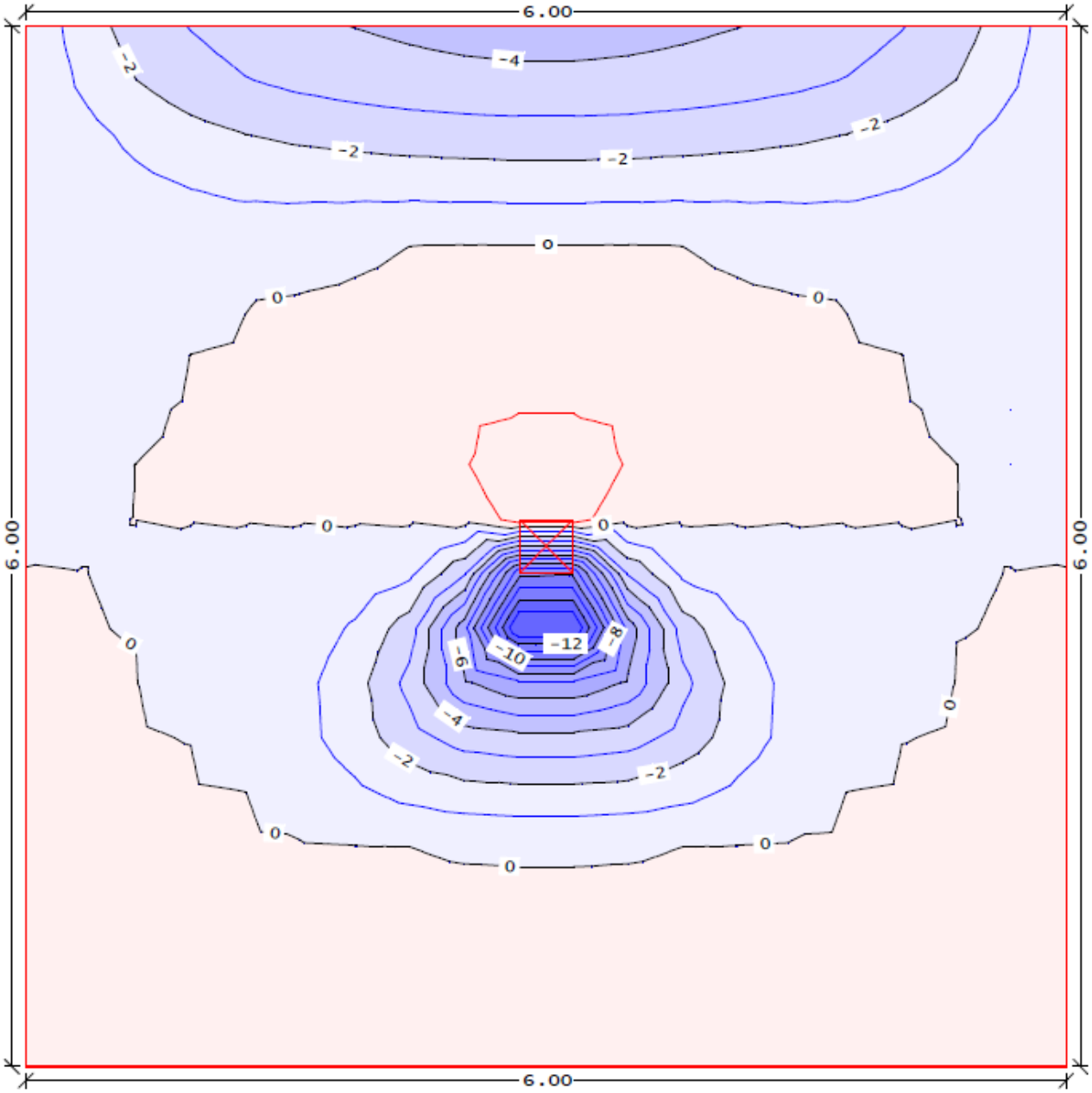
Shear forces Qy (maximal values) [kN/m]
M = 1 :40



All values are multiplied by 0.1

-1.9	0.0	2.0	4.0	6.0	8.0	10.0	12.0	14.3

Shear forces Qy (minimal values) [kN/m]
M = 1 :40



All values are multiplied by 0.1

-14.2	-12.0	-10.0	-8.0	-6.0	-4.0	-2.0	0.0	1.9

Support reactions (by segments)

№ plate	Side	a [m]	l [m]	max q [kN/m]	min q [kN/m]
1	Bottom	0.00	6.00	37.11	5.05
	Right	0.00	6.00	37.11	5.05
	Top	0.00	6.00	37.11	5.05
	Left	0.00	6.00	37.11	5.05

Support reactions at columns

№	max Q [kN]	min Q [kN]	max Mx [kNm]	min Mx [kNm]	max My [kNm]	min My [kNm]
1	432.42	58.83	0.00	0.00	-0.00	-0.00

Calculated moments

Significant combin.

№ combinat.	№ load	Factor	Loaded fields
1	1	1.35	+
	2	1.50	+

Moments to determine bottom reinforcement

№ plate	D	№ comb.	M [kNm/m]	Corresponding moments Mx [kNm/m]	My [kNm/m]	Mxy [kNm/m]
1	X	1	32.13	31.75	7.89	0.38
	Y	1	32.13	7.89	31.75	0.38

Moments to determine top reinforcement on sides of plates

№ plate	Side	D	№ comb	M [kNm/m]	Corresponding moments Mx [kNm/m]	My [kNm/m]	Mxy [kNm/m]
1	Bottom	X	1	-10.70	0.00	0.00	10.70
		Y	1	-10.70	0.00	0.00	10.70
	Right	X	1	-10.70	0.00	0.00	-10.70
		Y	1	-10.70	0.00	0.00	-10.70
	Top	X	1	-10.70	0.00	0.00	-10.70
		Y	1	-10.70	0.00	0.00	-10.70
	Left	X	1	-10.70	0.00	0.00	10.70
		Y	1	-10.70	0.00	0.00	10.70

Moments to determine top reinforcement above the columns

№ column	D	№ comb.	M [kNm/m]	Corresponding moments Mx [kNm/m]	My [kNm/m]	Mxy [kNm/m]
1	X	1	-72.54	-69.13	-69.13	3.40
	Y	1	-72.54	-69.13	-69.13	3.40

Strength design

by MSZ EN 1992-1-1: Design of concrete structures.

Hard concrete class *C 25/30*

4. Определение требуемой продольной арматуры

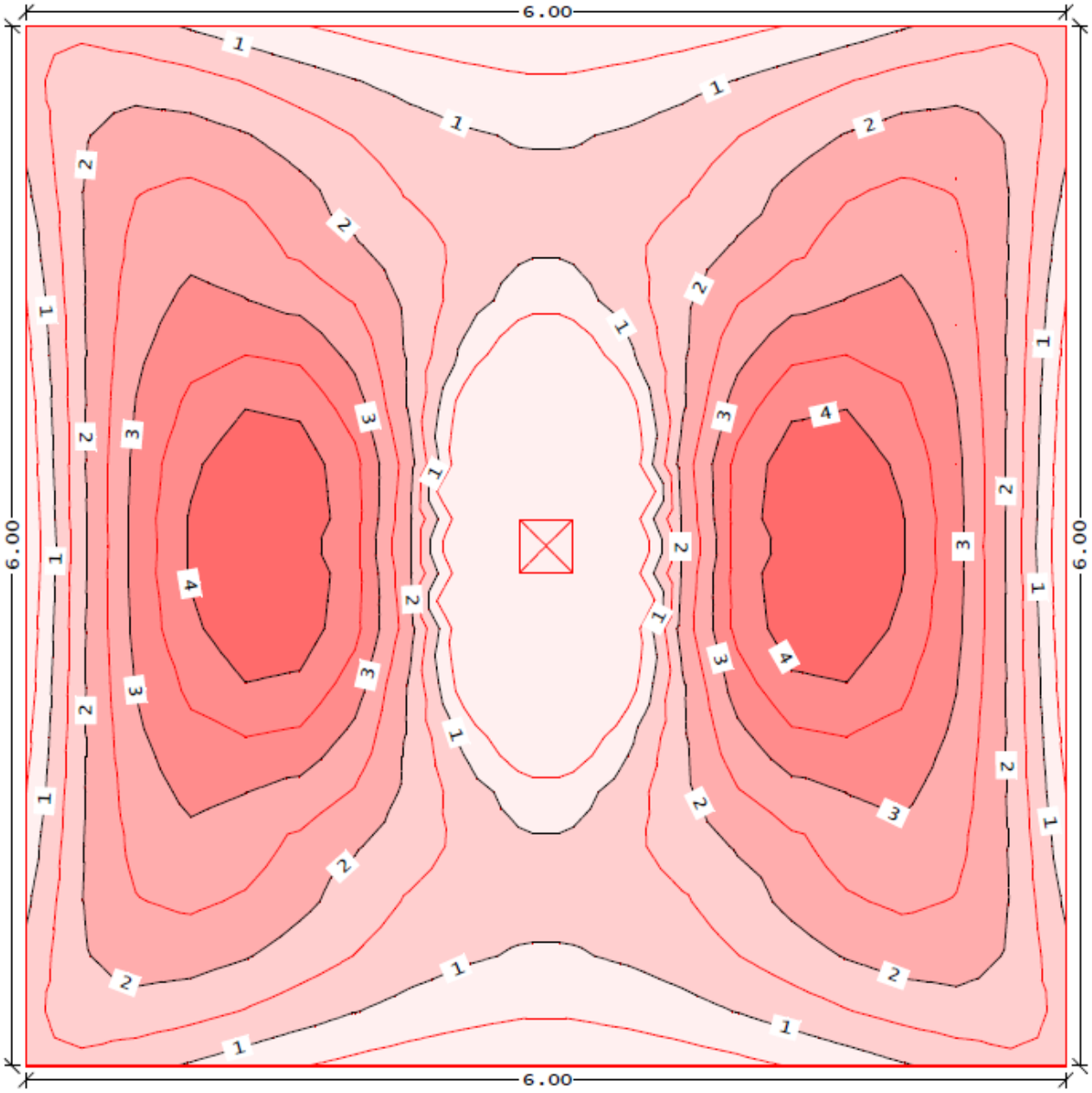
Definition of longitudinal reinforcement

Longitudinal reinforcement class *S 500*

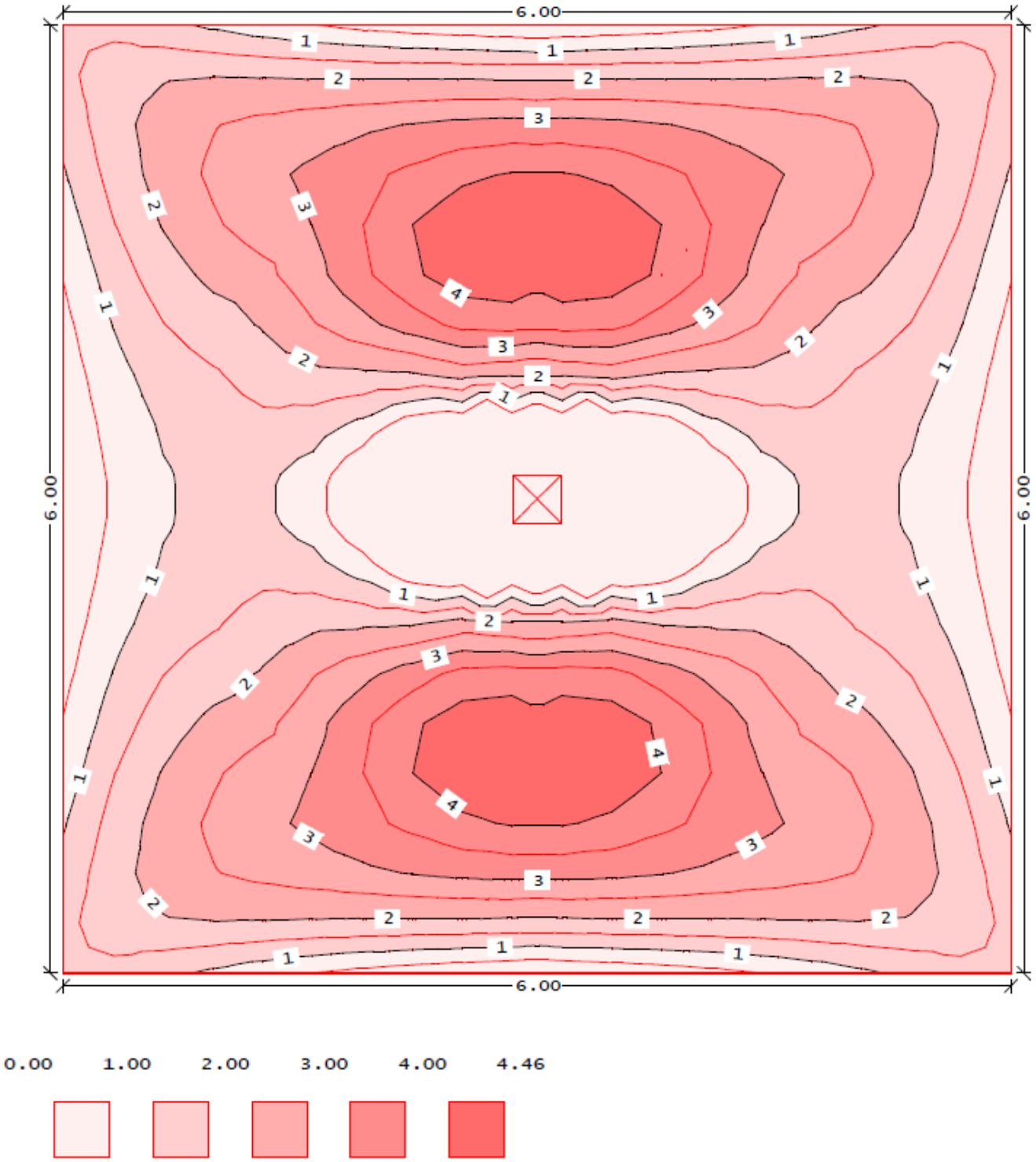
Distance to gr.c. longitud. reinforc.

№ plate	Bottom reinforc. ax[cm]	ay[cm]	Top reinforcement ax[cm]	ay[cm]
1	3.5	3.5	3.5	3.5

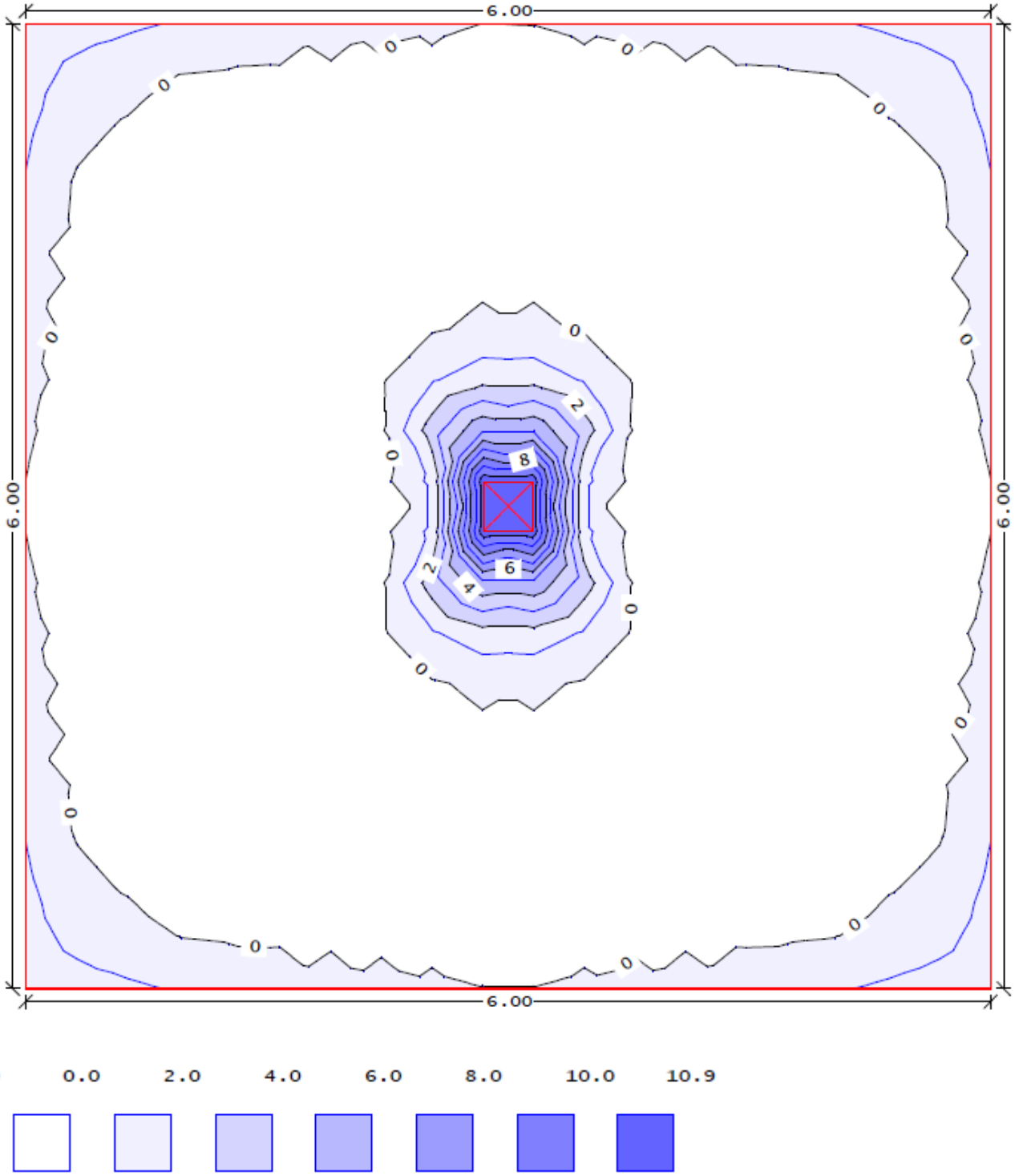
Bottom reinforc. Asx[cm²/m]
M = 1 :40



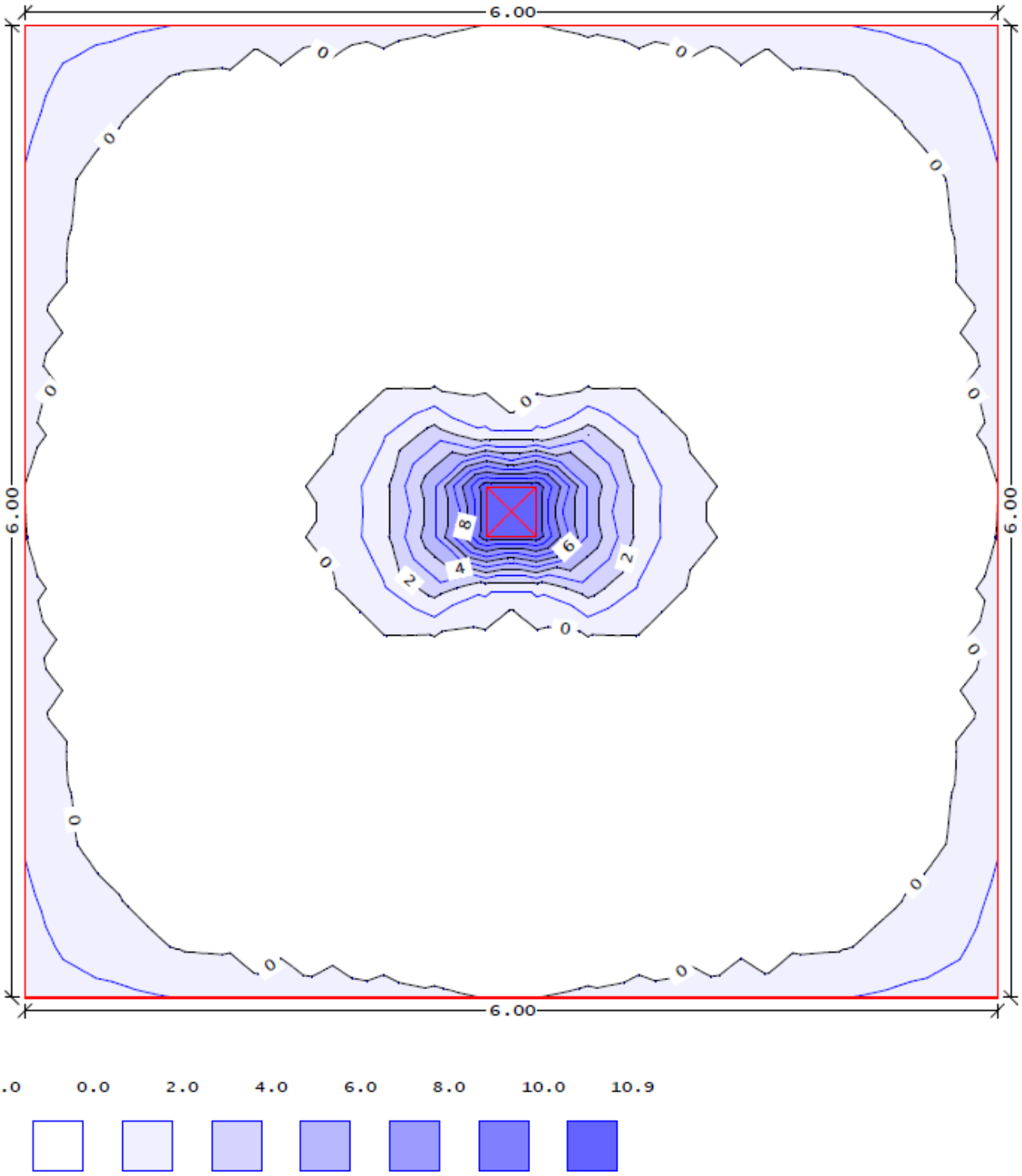
Bottom reinforc. Asy[cm²/m]
M = 1 :40



Top reinforc. Asx [cm²/m]
M = 1 :40



Top reinforc. Asy [cm²/m]
M = 1 :40



Bottom reinforcement

№ plate	Mx [kNm/m]	Asx [cm²/m]	My [kNm/m]	Asy [cm²/m]
1	32.13	4.46	32.13	4.46

Top reinforcement on sides of plates

№ plate	Side	Mx [kNm/m]	Asx [cm²/m]	My [kNm/m]	Asy [cm²/m]
1	Bottom	-10.70	1.45	-10.70	1.45
	Right	-10.70	1.45	-10.70	1.45
	Top	-10.70	1.45	-10.70	1.45
	Left	-10.70	1.45	-10.70	1.45

Top reinforcement above the columns

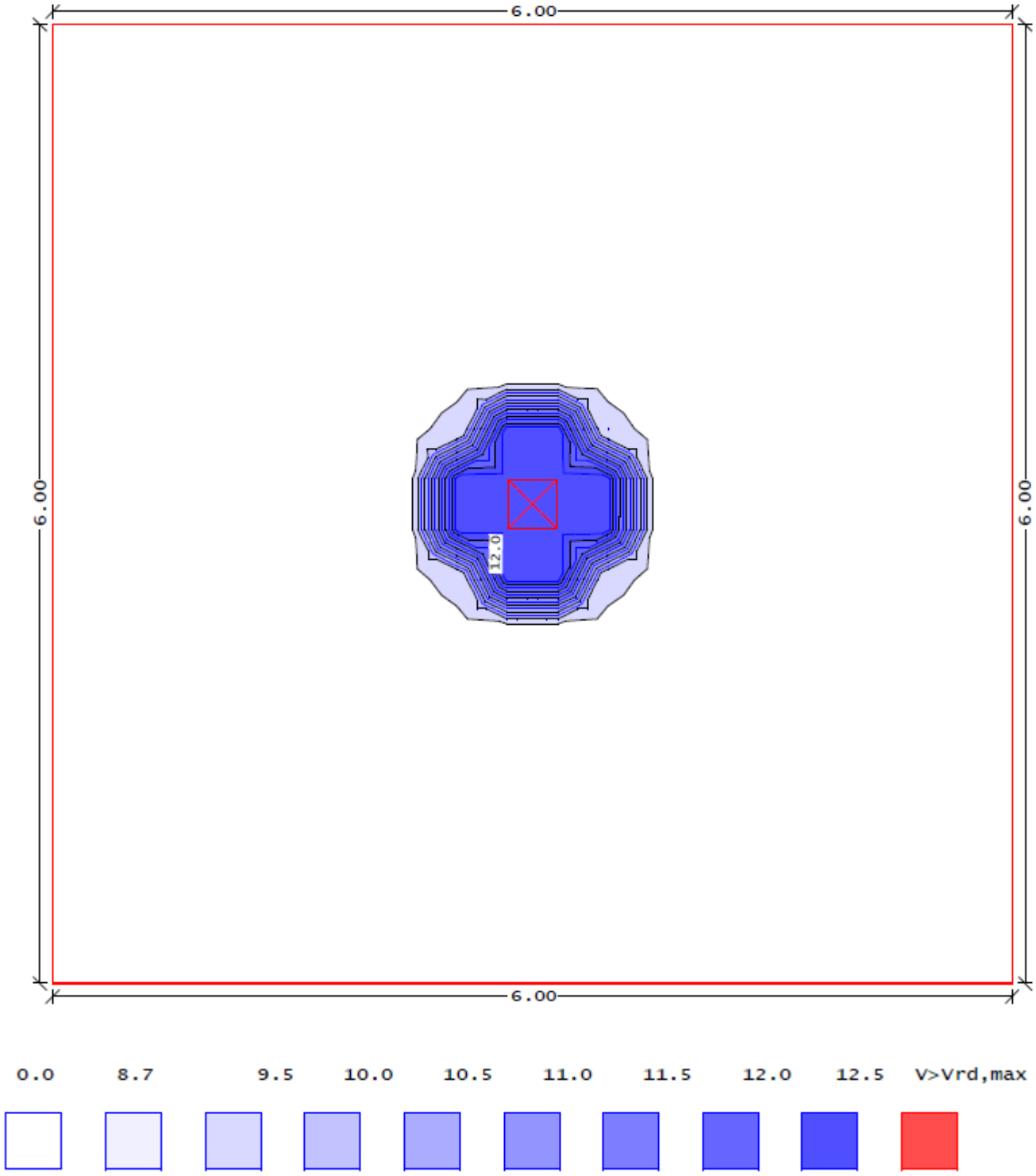
№ column	Mx [kNm/m]	Asx [cm²/m]	My [kNm/m]	Asy [cm²/m]
1	-72.54	10.87	-72.54	10.87

5. Определение требуемой поперечной арматуры

Definition of shear reinforcement

Shear reinforcement class *S 400*

Shear reinforcement Asw [cm²/m2]
M = 1 :40



Shear reinforcement on the sides of plates

№ plate	Side	a [m]	l [m]	Vsd [kN/m]	Vrd,ct [kN/m]	Vrd,max [kN/m]	Asw [cm²/m²]
1	Bottom	0.00	6.00	14.1	81.7	742.5	0.00
	Right	0.00	6.00	14.1	81.7	742.5	0.00
	Top	0.00	6.00	15.9	81.7	742.5	0.00
	Left	0.00	6.00	14.1	81.7	742.5	0.00

Shear reinforcement above the columns

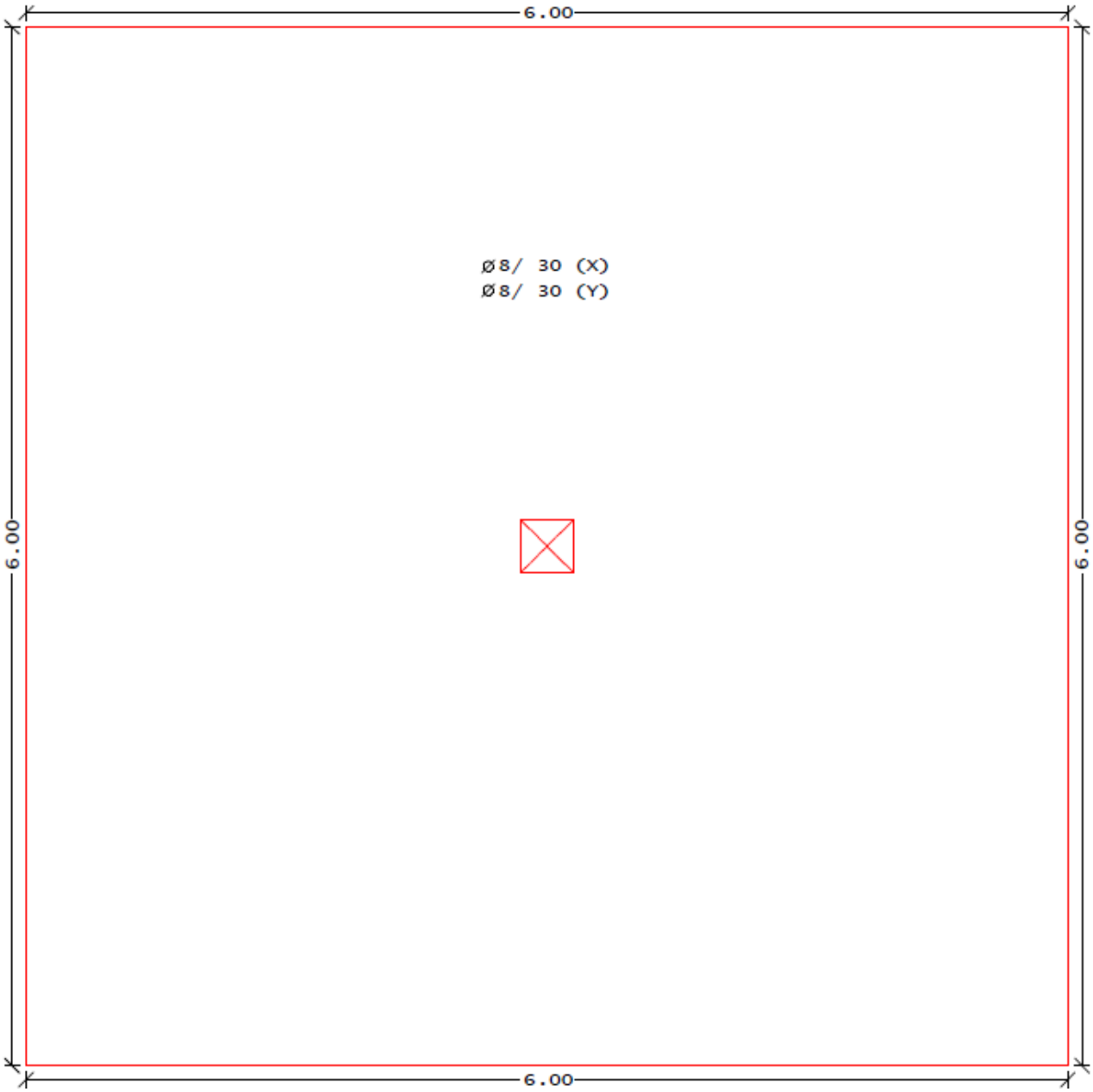
№	Vsd [kN/m]	Vrd,ct [kN/m]	Vrd,max [kN/m]	Asw [cm²/m²]
1	137.8	100.7	451.9	12.52

6. Конструирование

Reinforc. designing

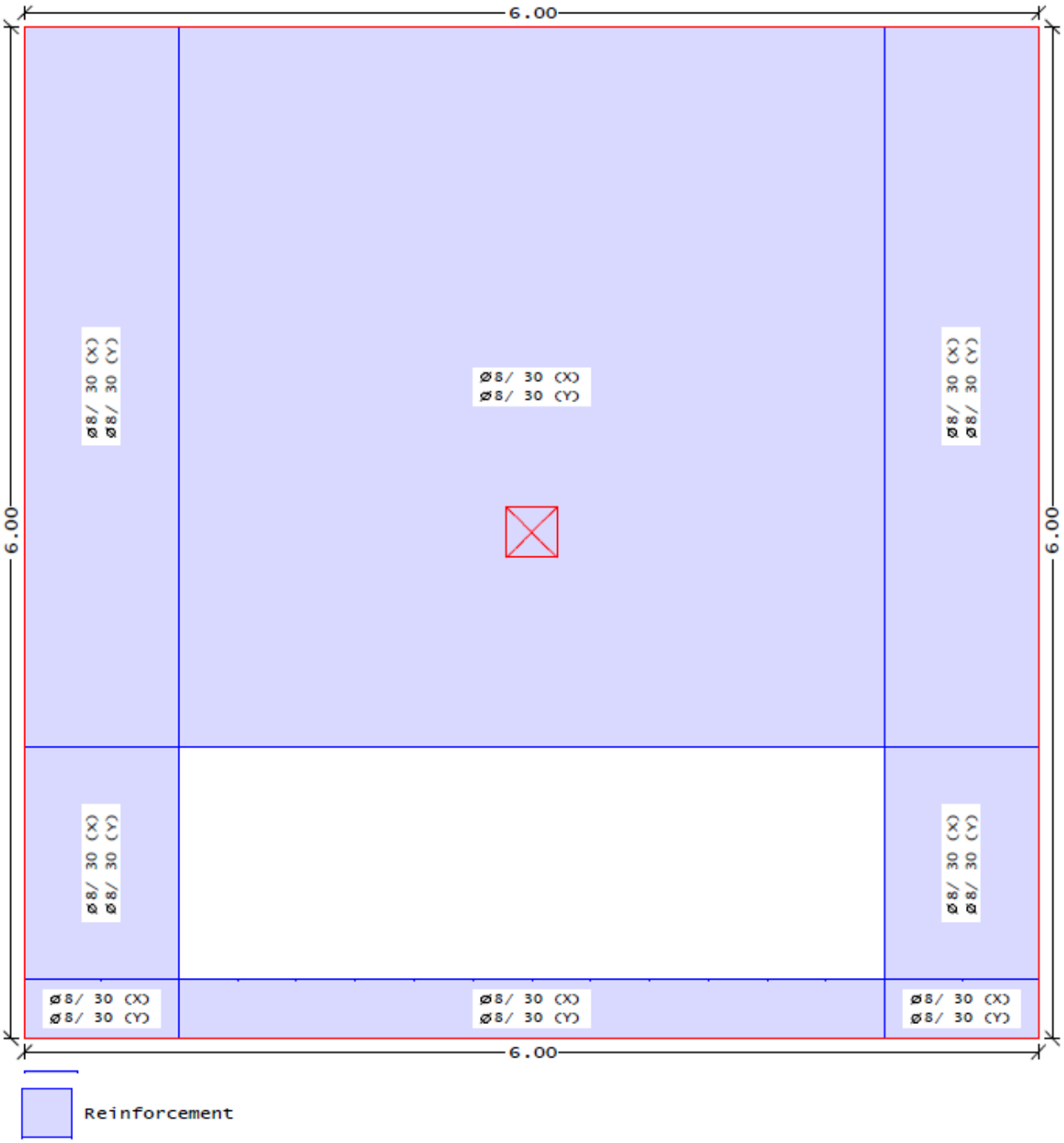
Selected bottom reinforcement

M = 1 :40



Zones of additional reinforcement

Selected top reinforcement
M = 1 :40



Main bottom reinforcement

№ plate	D	Required As [cm²/m]	Selected Diameter [mm]	Step [mm]	As [cm²/m]
1	X	4.46	8	30	16.76
	Y	4.46	8	30	16.76

D - direction

Top reinforcement

№ plate	Location	l [m]	D	Required As [cm²/m]	Selected Diameter [mm]	Selected Step [mm]	Selected As [cm²/m]
1	Bottom	0.3	X	1.00	8	30	16.76
			Y	1.04	8	30	16.76
	Right	0.9	X	1.37	8	30	16.76
			Y	1.35	8	30	16.76
	Top	4.3	X	10.87	8	30	16.76
			Y	10.87	8	30	16.76
	Left	0.9	X	1.37	8	30	16.76
			Y	1.35	8	30	16.76
	Corner B L		X	1.45	8	30	16.76
			Y	1.45	8	30	16.76
	Corner B R		X	1.45	8	30	16.76
			Y	1.45	8	30	16.76
	Corner T L		X	1.45	8	30	16.76
			Y	1.45	8	30	16.76
	Corner T R		X	1.45	8	30	16.76
			Y	1.45	8	30	16.76

D - direction

Designations:

B L - bottom left, B R - bottom right

T L - top left, T R - top right

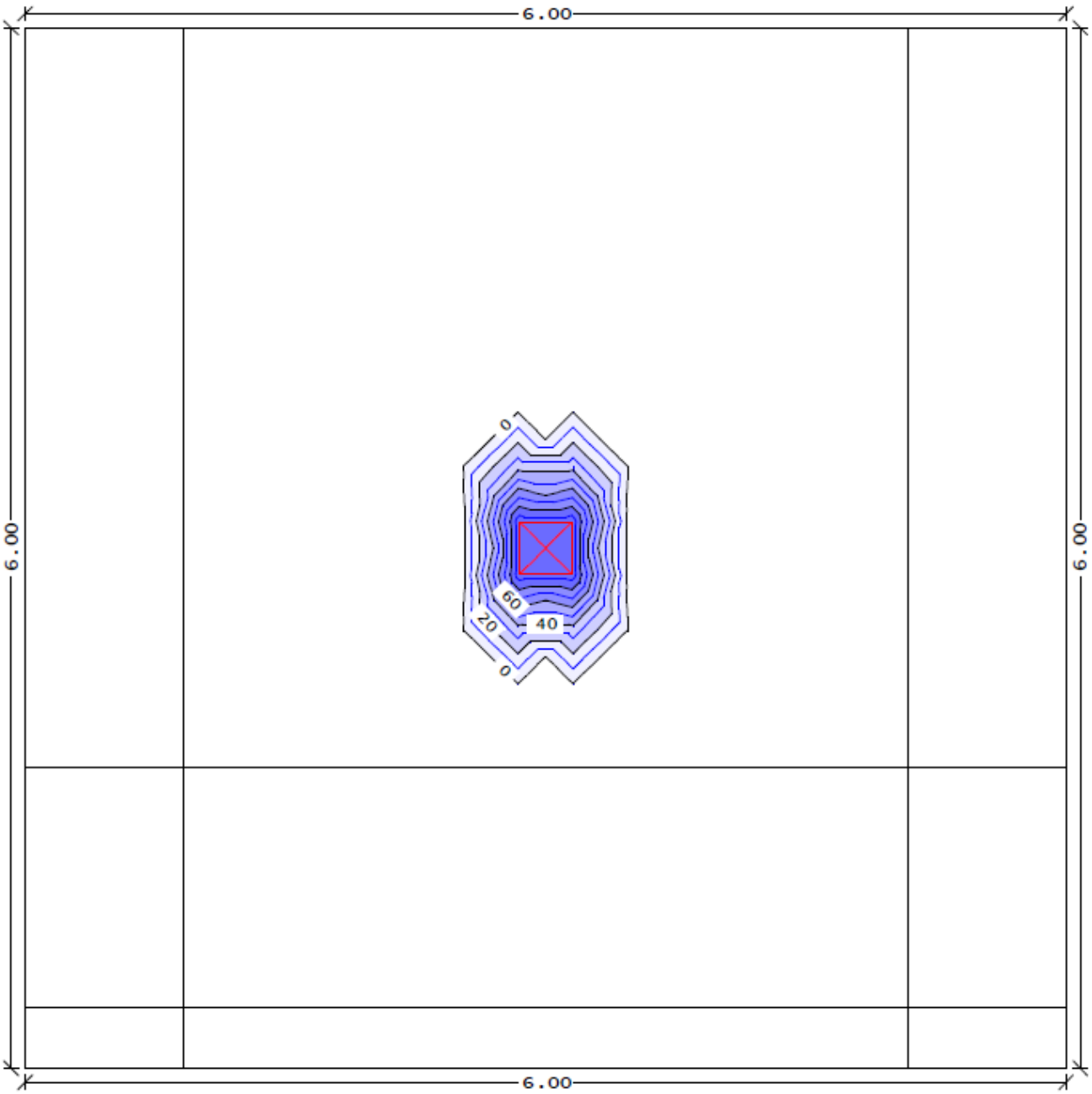
7. Расчёт по трещиностойкости

Cracks verification

Maximum permissible width of the cracks 0.40 mm

Width of the bottom cracks in X direction [mm]

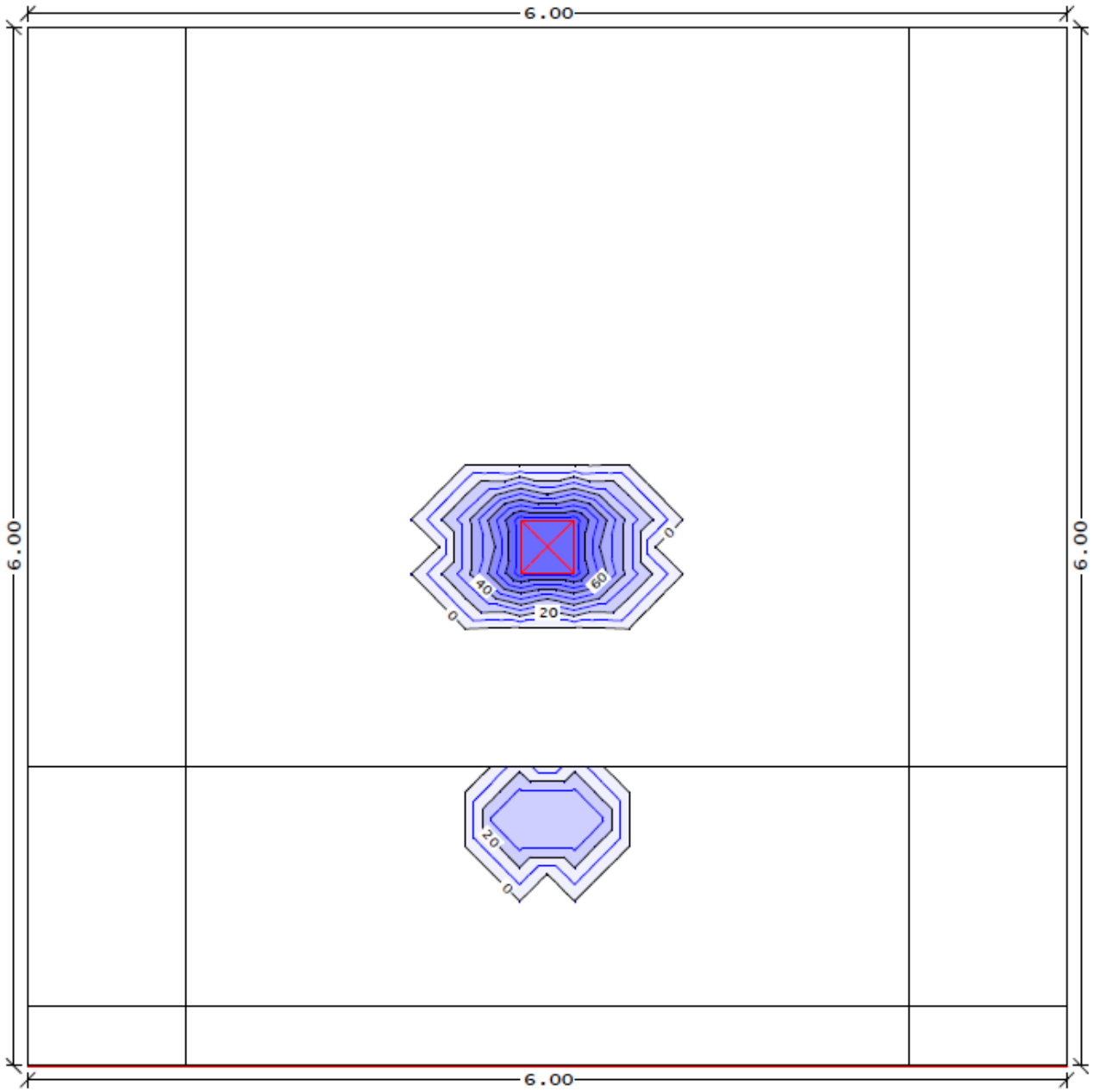
M = 1 :40



All values are multiplied by 1000

0.0 0.0 20.0 40.0 60.0 80.0 97.3

Width of the bottom cracks in Y direction [mm]
M = 1 :40



All values are multiplied by 1000

0.0 0.0 20.0 40.0 60.0 80.0 97.3

Bottom cracks width

№ plate	Direction	M [kNm/m]	Mcrc [kNm/m]	acrc [mm]
1	X	-41.4	18.7	0.097
	Y	-41.4	18.7	0.097

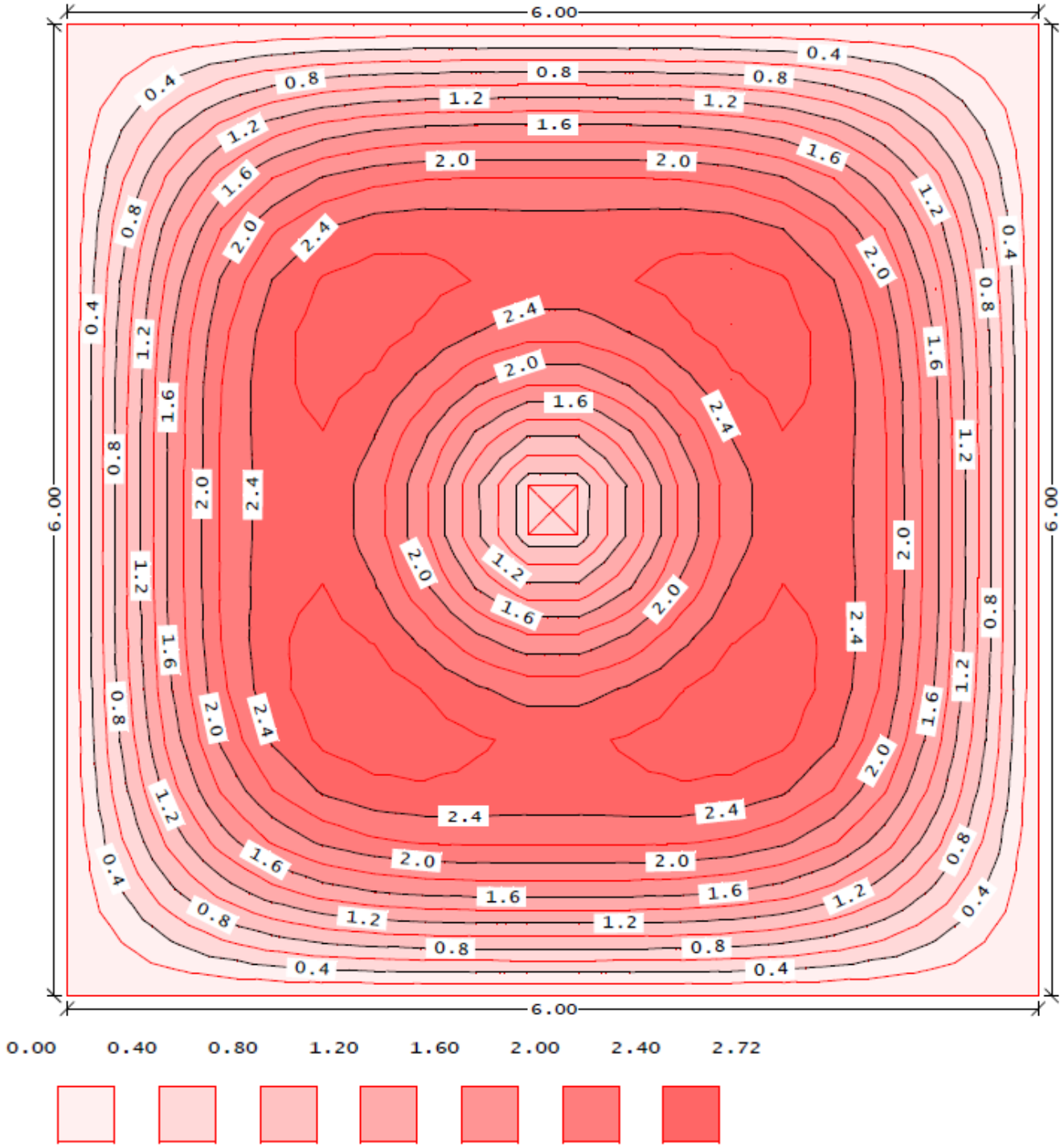
Top cracks width

№ plate	Direction	M [kNm/m]	Mcrc [kNm/m]	acrc [mm]
1	X	9.3	0.0	0.000
	Y	10.3	0.0	0.000

The maximum width of the cracks 0.097 mm
Fracture toughness is secured

8. Расчёт по деформациям

Maximal deflections [mm]
M = 1 :40



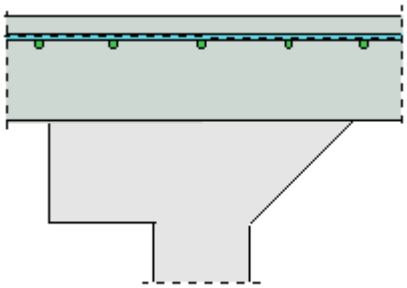
Deflections

№ plate	Allowable deflection [mm]	Maximal deflection [mm]
1	20.00	2.72

Check for deformation is satisfied

Расчет выполнен модулем t201 программы СТАТИКА 2021 © ООО Тексофт

270 – Проектирование капителей и банкеток



Программа предназначена для подбора размеров капители или банкетки по расчету на продавливание плиты согласно следующим нормам: СП 63.13330.2018 [1], СП 52-101-2003 [2], СНиП 2.03.01-84* [3], СНБ 5.03.01-02 [4], [5]. Предусмотрен учет влияния свободных краев плиты. Допускается задание бетона с ненормированной прочностью.

1. Расчетная схема и нагрузка

Рассматривается продавливание плиты перекрытия или фундаментной плиты колонной прямоугольного или круглого сечения. В плоскости плиты вводится 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, а в случае угловой колонны, учитывается влияние свободных краев плиты, параллельных осям x и y (рис.1).

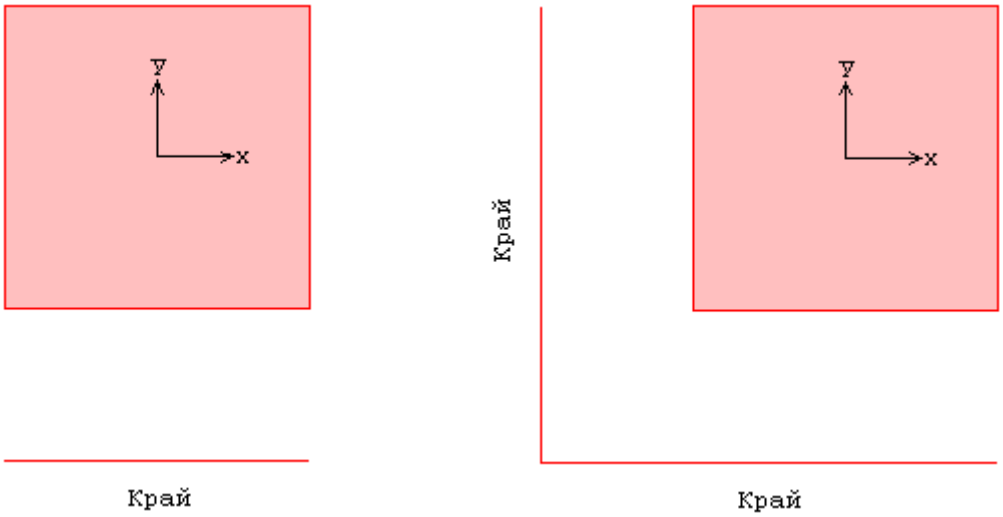


Рис. 1. Краевая и угловая колонны

Для обеспечения несущей способности плиты без поперечного армирования проектируется капитель (банкетка) шириной b от поверхности колонны и высотой h. Возможны два вида капителей (банкеток): в виде призмы и в виде пирамиды (рис.2).

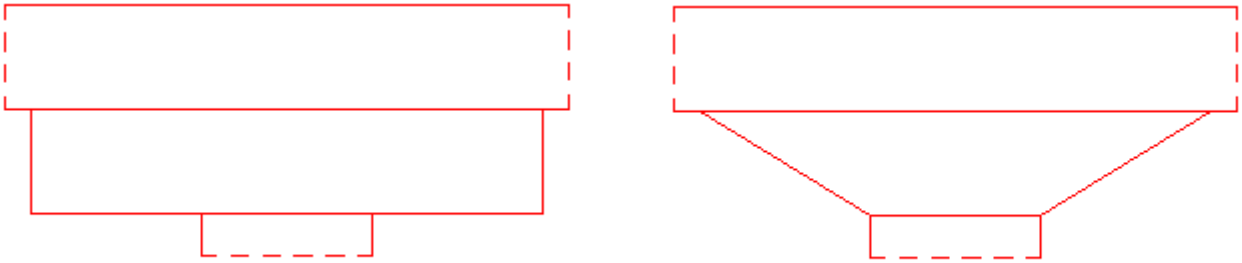


Рис. 2. Виды капителей

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 [3] не учитывается.

В расчете по [1] и [2] предусмотрено задание моментов M_x, M_y относительно осей x, y. Согласно [1], 8.1.46 и [2], 6.2.46, при расчете на продавливание следует учитывать только

половины сосредоточенных моментов, действующих на плиту. В расчете по [4] неравномерность распределения напряжений учитывается путем увеличения расчетной продавливающей силы в зависимости от расположения колонны относительно краев плиты.

2. Расчет по СП 63.13330.2018 и СП 52-101-2003

Расчет плиты на продавливание проводится согласно [1], 8.1.46, 8.1.47, 8.1.49 и [2], 6.2.46, 6.2.47, 6.2.49. Условие прочности плиты без поперечного армирования имеет вид:

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \le 1$$

$$F_{b,ult} = R_{bt} \cdot u \cdot h_0$$

$$M_{bx,ult} = R_{bt} \cdot W_{bx} \cdot h_0$$

$$M_{by,ult} = R_{bt} \cdot W_{by} \cdot h_0$$

Согласно указаниям [1], 8.1.46, учитывается ограничение:

$$\frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \le 0.5\frac{F}{F_{b,ult}}$$

Согласно указаниям [2], 6.2.46, учитывается ограничение:

$$\frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \le \frac{F}{F_{b,ult}}$$

Здесь 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 (h_{0x}, h_{0y} - значения рабочей высоты для продольной арматуры, расположенной вдоль осей x, y), u - периметр расчетного контура, расположенного на расстоянии $h_0/2$ от площади приложения нагрузки, W_{bx}, W_{by} - моменты сопротивления расчетного контура, соответствующие изгибающим моментам M_x, M_y и имеющие размерность квадрата единицы длины. Пример расчетного контура в случае угловой колонны приведен на рис. 3.

В случае краевой или угловой колонны определяются координаты x_c, y_c центра тяжести расчетного контура и вводятся центральные оси x_0, y_0. Моменты сопротивления вычисляются относительно центральных осей расчетного контура. К заданным моментам M_x, M_y прибавляются абсолютные значения моментов Fy_c и Fx_c силы F относительно центральных осей расчетного контура.

В случае колонны прямоугольного сечения и плиты перекрытия, возможен учет влияния отверстия прямоугольной формы. Согласно [1], 8.1.46, учет производится, если расстояние от колонны до отверстия не превышает $6h_n$ (h_n - толщина плиты). При этом часть расчетного контура, заключенная между касательными к отверстию, не учитывается (рис.4).

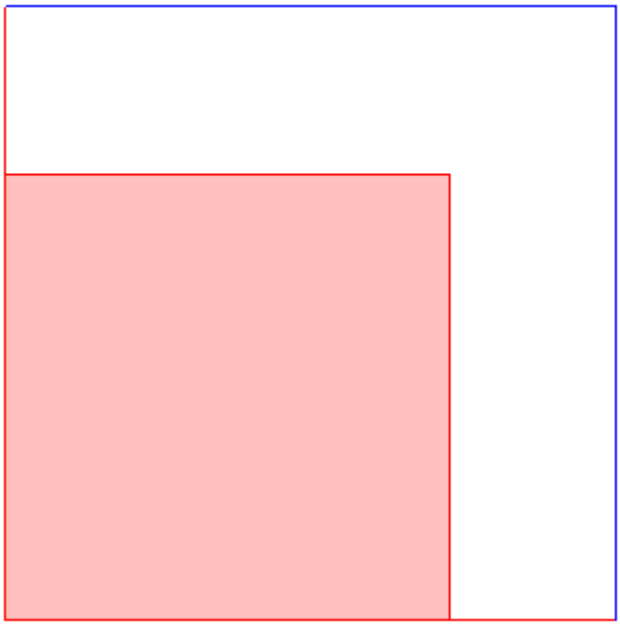


Рис. 3. Пример расчетного контура

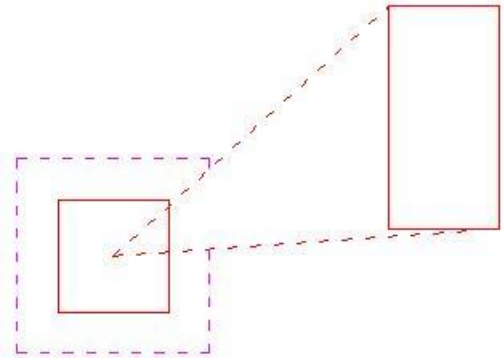


Рис. 4. Пример расчетного контура при учете отверстия

При расчете на продавливание фундаментной плиты, сила F уменьшается на величину равнодействующей P реактивного давления грунта в пределах области, ограниченной контуром, который расположен на расстоянии $h_0/2$ от расчетного контура. В случае краевой или угловой колонны, определяются координаты x_P, y_P точки приложения силы P относительно осей x, y. Так как при расчете применяются центральные оси x_0, y_0, то к заданным моментам M_x, M_y прибавляются абсолютные значения моментов:

$$Fy_c + P(y_P - y_c) \text{ и } Fx_c + P(x_P - x_c).$$

Если условие прочности не выполняется, то производится подбор ширины b и высоты h капители (банкетки). Программа определяет капитель (банкетку) минимального объема из множества капителей (банкеток), обеспечивающих прочность плиты без поперечного армирования.

Согласно указаниям раздела 8 [6], проверка прочности проводится для одного или двух расчетных контуров. При $b \le 1.5h$ рассматривается контур, расположенный на расстоянии $b + h_0/2$ от поверхности колонны. Для него предельные усилия $F_{b,ult}$, $M_{bx,ult}$ и $M_{by,ult}$ определяются при рабочей высоте h_0. При $b \ge 1.5(h + h_0)$ рассматриваются два контура. Первый контур расположен на расстоянии $(h + h_0)/2$ от поверхности колонны. Для него предельные

усилия определяются при рабочей высоте $h+h_0$, если капитель имеет вид призмы, и при рабочей высоте $h(1-\frac{h+h_0}{2b})+h_0$, если капитель имеет вид пирамиды. Второй контур расположен на расстоянии $b+h_0/2$ от поверхности колонны. Для него предельные усилия определяются при рабочей высоте h_0. При $1.5h<b<1.5(h+h_0)$ рассматривается контур, расположенный на расстоянии $1.5h+h_0/2$. Для него предельные усилия определяются при рабочей высоте h_0.

3. Расчет по СНиП 2.03.01-84*

Расчет плиты на продавливание проводится согласно [3], 3.42. Условие прочности плиты без поперечного армирования имеет вид:

$$F \le F_b$$

Здесь $F_b=\alpha R_{bt}u_m h_0$, 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 (h_{0x},h_{0y} - значения рабочей высоты для продольной арматуры, расположенной вдоль осей x,y).

При расчете на продавливание фундаментной плиты, сила F уменьшается на величину равнодействующей P реактивного давления грунта в пределах большего основания пирамиды продавливания.

Если условие прочности не выполняется, то производится подбор ширины b и высоты h капители (банкетки). Программа определяет капитель (банкетку) минимального объема из множества капителей (банкеток), обеспечивающих прочность плиты без поперечного армирования.

При расчете, в качестве площадей приложения нагрузки, могут рассматриваться сечение колонны (площадь 1) и сечение капители на стыке с плитой (площадь 2). Площадь приложения нагрузки является меньшим основанием пирамиды продавливания. При $b \le h$ расчет проводится для площади 2. При этом большее основание пирамиды продавливания расположено на расстоянии h_0 от площади 2. Предельное усилие F_b определяется при рабочей высоте h_0. При $b \ge h+h_0$ расчет проводится для площади 1 и площади 2. В первом случае, большее основание пирамиды продавливания расположено на расстоянии $h+h_0$ от площади 1, а во втором случае – на расстоянии h_0 от площади 2. В первом случае, предельное усилие определяется при рабочей высоте $h+h_0$, если капитель имеет вид призмы, и при рабочей высоте $h(1-\frac{h+h_0}{2b})+h_0$, если капитель имеет вид пирамиды. Во втором случае, предельное усилие определяется при рабочей высоте h_0. При $h<b<h+h_0$ расчет проводится также для площади 1 и площади 2. В первом случае, принимается, что большее основание пирамиды продавливания расположено на расстоянии b от площади 1. Предельное усилие определяется при рабочей высоте $h_0=b$.

4. Расчет по СНБ 5.03.01-02

Расчет плиты на продавливание проводится согласно [4], 7.4.3.1 - 7.4.3.9 с учетом [5]. Условие прочности плиты без поперечного армирования имеет вид:

$$v_{Sd} \le v_{Rd,c}$$

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

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

Здесь β - коэффициент, учитывающий действие моментов $(1 \le \beta \le 1.5)$, u - периметр криволинейного расчетного контура, $d = (d_x + d_y)/2$ - средняя рабочая высота сечения плиты, $k = 1 + \sqrt{20/d} \le 2$ ($[d] =$ см), $\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \le 0.02$ - среднее значение коэффициента продольного армирования, f_{ck} - нормативное сопротивление бетона при сжатии, $f_{ctd} = \dfrac{f_{ctk}}{\gamma_c}$ - расчетное сопротивление бетона при растяжении, f_{ctk} - нормативное сопротивление бетона при растяжении, γ_c - коэффициент безопасности для бетона. Пример расчетного контура в случае угловой колонны приведен на рис.5.

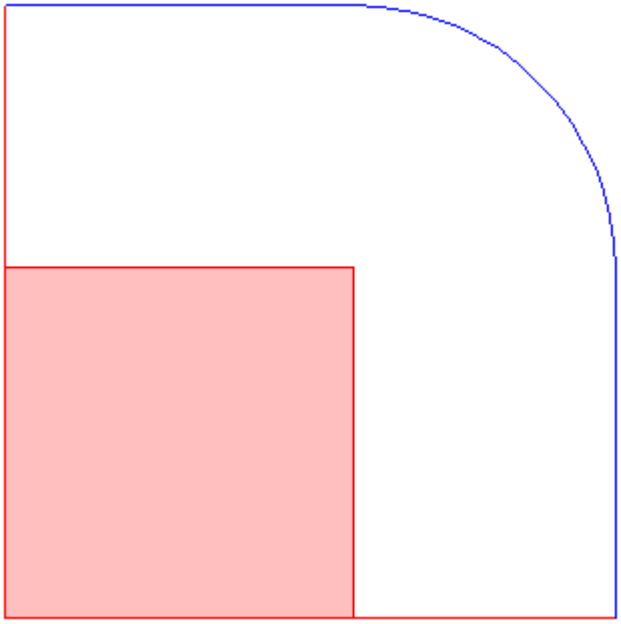


Рис.5. Пример расчетного контура

При расчете на продавливание фундаментной плиты, сила F уменьшается на величину равнодействующей P реактивного давления грунта в пределах области, ограниченной расчетным контуром.

Если условие прочности не выполняется, то производится подбор ширины b и высоты h капители (банкетки). Программа определяет капитель (банкетку) минимального объема из множества капителей (банкеток), обеспечивающих прочность плиты без поперечного армирования.

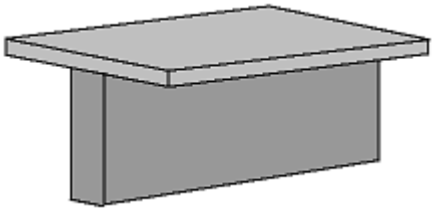
Проверка прочности проводится для одного или двух расчетных контуров. При $b \le 1.5h$ рассматривается контур, расположенный на расстоянии $b + 1.5d$ от поверхности колонны. Для него предельное усилие $v_{Rd,c}$ определяется при рабочей высоте d. При $b \ge 1.5(h+d)$ рассматриваются два контура. Первый контур расположен на расстоянии $1.5(h+d)$ от поверхности колонны. Для него предельное усилие определяется при рабочей высоте $h+d$, если

капитель имеет вид призмы, и при рабочей высоте $h(1-\frac{1.5(h+d)}{b})+d$, если капитель имеет вид пирамиды. Второй контур расположен на расстоянии $b+1.5d$ от поверхности колонны. Для него предельное усилие определяется при рабочей высоте d . При $1.5h<b<1.5(h+d)$ рассматривается контур, расположенный на расстоянии $1.5(h+d)$ от поверхности колонны. Для него предельное усилие определяется при рабочей высоте d .

Литература

1. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
3. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
4. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
5. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №1 СНБ 5.03.01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2004.
6. Разработка методики расчета и конструирования монолитных железобетонных безбалочных перекрытий, фундаментных плит и ростверков на продавливание / Научно-технический отчет ГУП «НИИЖБ» по договору № 709 от 01.10.2002.

271 – Расчет на продавливание стеной



Программа предназначена для расчёта на продавливание плиты перекрытия краем или углом стены согласно СП 63.13330.2018 [1] и Отчету ГУП «НИИЖБ» [2]. Если прочность плиты без поперечной арматуры не обеспечена, то производится конструирование арматуры. По результатам конструирования, выводится картина размещения хомутов. Допускается задание бетона и/или арматуры с ненормированной прочностью.

1. Расчетная схема и нагрузка

Рассматривается железобетонная плита, опирающаяся на край или угол стены. В первом случае может учитываться влияние свободного (незакрепленного) края плиты.

Контур расчетного поперечного сечения плиты, при расчете на продавливание краем стены, показан на рис.1. Он состоит из трех отрезков равной длины. Расстояние от расчетного контура до стены равно $h_0/2$ (h_0 - средняя рабочая высота сечения плиты). Длина отрезков контура равна $d+h_0$ (d - толщина стены).

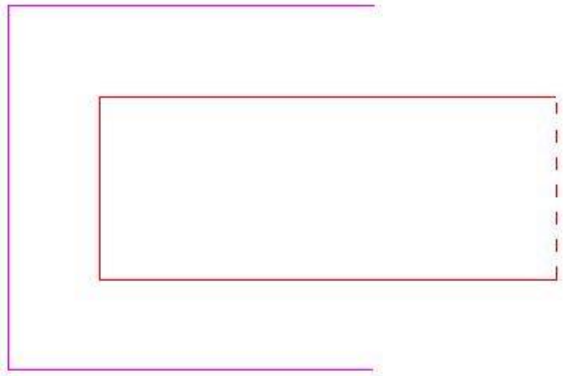


Рис.1. Расчетный контур при продавливании краем стены без учета края плиты

При расчете с учетом края стены, также рассматривается контур, показанный на рис.2. Он состоит из двух отрезков, длина которых равна $a+d$ (a - расстояние от края стены до края плиты). Из двух представленных контуров выбирается тот, для которого условие прочности принимает большее значение.

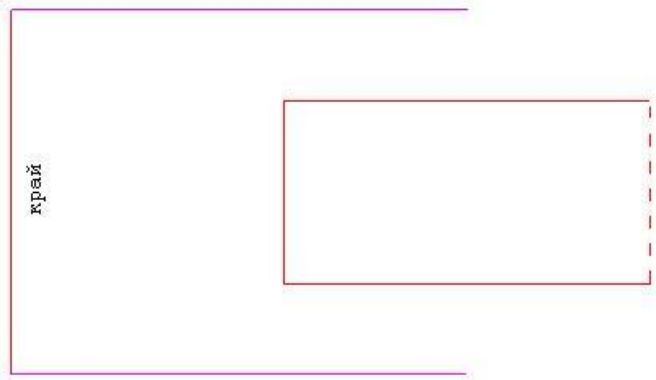


Рис.2. Расчетный контур при продавливании краем стены с учетом края плиты

Контур расчетного поперечного сечения плиты, при расчете на продавливание углом стены, показан на рис.3. Он состоит из трех отрезков. Длина отрезков, параллельных лицевым сторонам стены, равна $d_1+d_2+h_0/2$ (d_1, d_2 - толщины участков стены). Концы третьего отрезка находятся на расстоянии $h_0/2$ от внутренних сторон стены и на расстоянии d_1+d_2 от внешних сторон стены. Если $d_1 \le h_0/2$ или $d_2 \le h_0/2$, то третий отрезок не рассматривается.

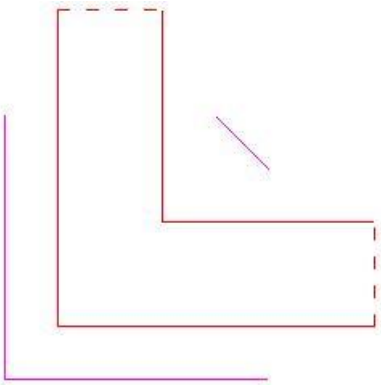


Рис.3. Расчетный контур при продавливании углом стены

Продавливающая сила F принимается равной сумме поперечных сил, действующих в расчетном поперечном сечении плиты. При расчете на продавливание плиты краем стены, учитывается сосредоточенный момент M, который определяется как разность суммарных моментов на тех участках расчетного поперечного сечения плиты, которые параллельны лицевым сторонам стены.

2. Расчет

Расчет плиты на продавливание проводится согласно [1], 8.1.46 – 8.1.52 и [2], разд. 9. Условие прочности плиты, армированной хомутами в пределах расчетной области, имеет вид:

$$\frac{F}{F_{b,ult}+F_{sw,ult}}+\frac{M}{M_{b,ult}+M_{sw,ult}}\le 1$$

Здесь $F_{b,ult}=R_{bt}\cdot u\cdot h_0$, $F_{sw,ult}=0.8\cdot q_{sw}\cdot u$, $M_{b,ult}=R_{bt}\cdot W_b\cdot h_0$, $M_{sw,ult}=0.8\cdot q_{sw}\cdot W_{sw}$, $q_{sw}=\frac{R_{sw}\cdot A_{sw}}{s_w}$, R_{bt} - расчетное сопротивление бетона при растяжении (с учетом коэффициента условий работы бетона γ_b), h_0 - средняя рабочая высота сечения плиты, u - длина расчетного контура, расположенного на расстоянии $h_0/2$ от стены, 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_b - момент сопротивления расчетного контура, соответствующий моменту M и имеющий размерность квадрата единицы длины. При равномерном расположении поперечной арматуры принимается $W_{sw}=W_b$.

Прочность плиты без поперечной арматуры проверяется при $F_{sw,ult}=0$ и $M_{sw,ult}=0$. Если прочность не обеспечена, то определяется погонная площадь поперечной арматуры A_{sw}/s_w, требуемая для выполнения условия прочности и дополнительного условия $F_{sw,ult}\ge 0.25F_{b,ult}$. При этом знаменатели дробей в условии прочности ограничиваются значениями $2F_{b,ult}$ и $2M_{b,ult}$. Если удовлетворение условия прочности плиты при указанных ограничениях невозможно, то необходимо увеличить толщину плиты. Согласно указаниям [1], 8.1.46 учитывается ограничение:

$$\frac{M}{M_{b,ult}+M_{sw,ult}}\le 0.5\frac{F}{F_{b,ult}+F_{sw,ult}}$$

3. Конструирование арматуры

При конструировании поперечной арматуры, учитываются конструктивные требования норм, относящиеся к шагу хомутов s_w, расстоянию между стеной и ближайшими к ней хомутами, размеру зоны армирования. Шаги хомутов вдоль расчетного контура и перпендикулярно к нему принимаются одинаковыми.

Согласно [1], 10.3.17, шаг хомутов должен удовлетворять следующим условиям:

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

Допускается увеличение шага до $h_0 / 2$. Расстояние между стеной 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 $1.5h_0$. Кроме того, учитывается указание [1], 10.3.17 о том, что шаг хомутов принимается не более ¼ стороны расчетного контура. Это указание не учитывается при размещении хомутов внутри угла стены. При учете свободного края плиты хомуты размещаются так, чтобы толщина защитного слоя бетона была не менее 20 мм.

По результатам конструирования арматуры, выводится картина размещения хомутов. На рис 4, 5, 6 показаны примеры размещения хомутов.

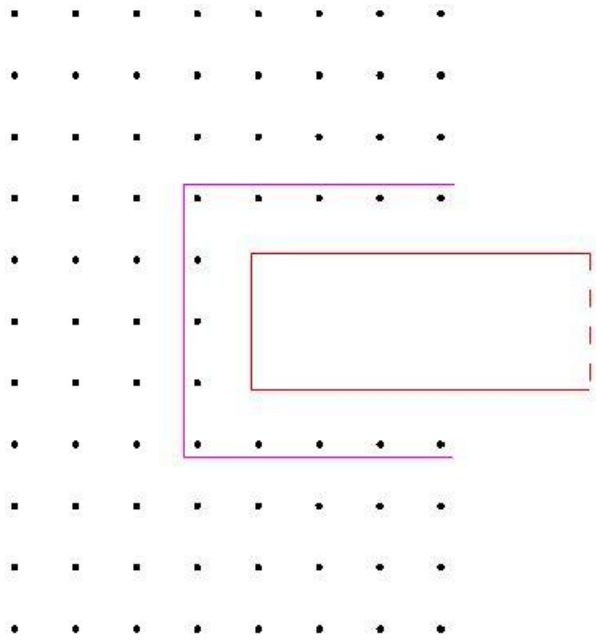


Рис.4. Размещение хомутов при продавливании краем стены без учета края плиты

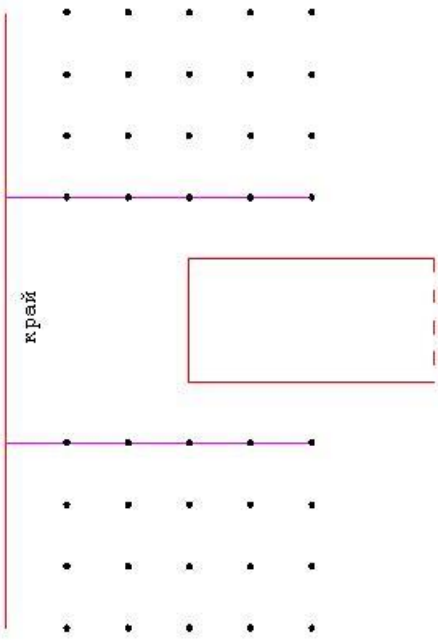


Рис.5. Размещение хомутов при продавливании краем стены с учетом края плиты

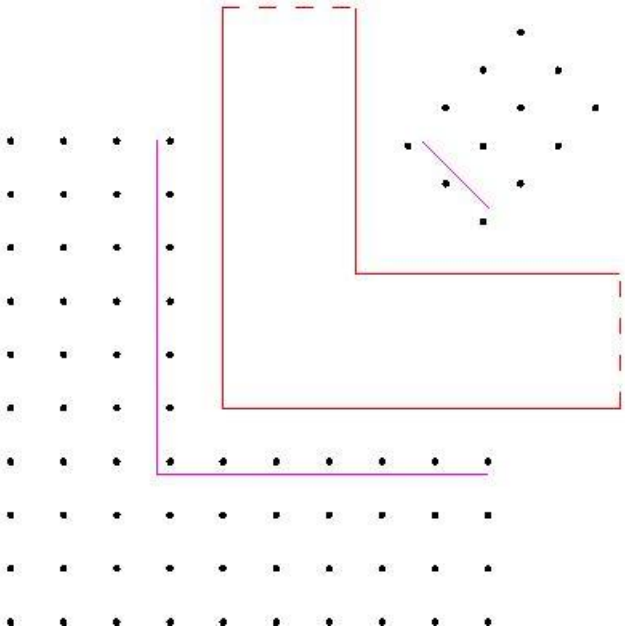
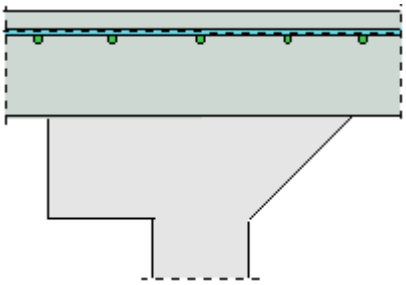


Рис.6. Размещение хомутов при продавливании углом стены

Литература

1. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции.Основные положения».
2. Разработка методики расчета и конструирования монолитных железобетонных безбалочных перекрытий, фундаментных плит и ростверков на продавливание/Научно-технический отчет ГУП «НИИЖБ» по договору № 709 от 01.10.2002.

272 – Проектирование капителей и банкеток (MSZ EN 1992)



Программа предназначена для подбора размеров капители или банкетки по расчету на продавливание плиты согласно MSZ EN 1992-1-1 [1]. Предусмотрен учет влияния свободных краев плиты.

1. Расчетная схема и нагрузка

Рассматривается продавливание плиты перекрытия или фундаментной плиты колонной прямоугольного или круглого сечения. В плоскости плиты вводится 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, а в случае угловой колонны, учитывается влияние свободных краев плиты, параллельных осям x и y (рис.1).

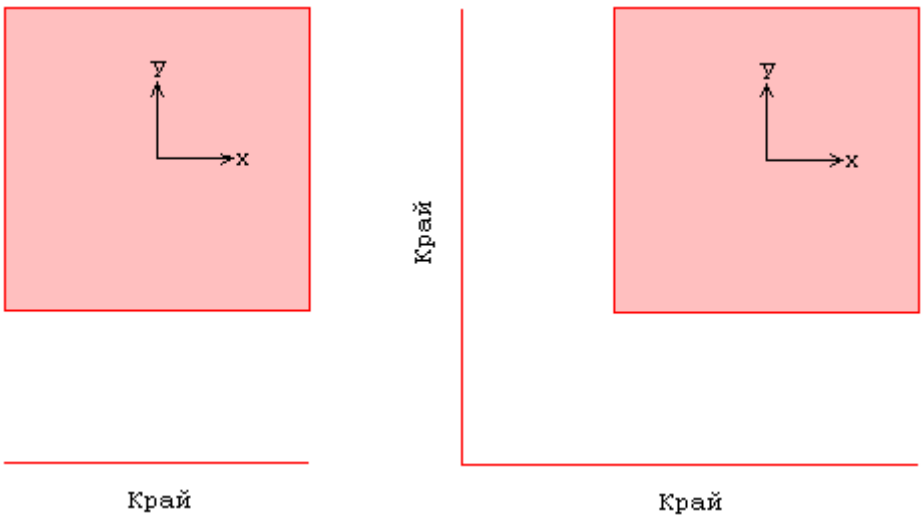


Рис. 1. Краевая и угловая колонны

Для обеспечения несущей способности плиты без поперечного армирования проектируется капитель (банкетка) шириной b от поверхности колонны и высотой h. Возможны два вида капителей (банкеток): в виде призмы и в виде пирамиды (рис.2).

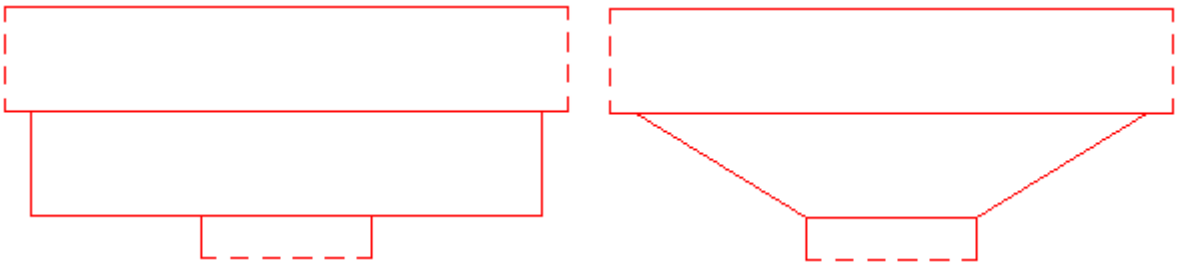


Рис. 2. Виды капителей

Нагрузка на плиту включает поперечную силу V и моменты M_x, M_y относительно осей x, y. При расчете плиты перекрытия, поперечная сила V автоматически принимается положительной, а при расчете фундаментной плиты - отрицательной. Положительные направления моментов принимаются в соответствии с правилом правого винта (рис. 2). При расчете фундаментной плиты задается реактивное давление грунта p.

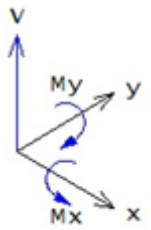


Рис. 2. Положительные направления силы и моментов

2. Расчет

Расчет плиты на продавливание проводится согласно 6.4. Условие прочности плиты без поперечной арматуры имеет вид:

$$v_{Ed} \le v_{Rd,c}$$

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d}$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \ge v_{\min}$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Здесь V_{Ed} - расчетная поперечная сила, β - коэффициент учета моментов, u_1 - периметр основного контрольного контура, $C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$, γ_c - коэффициент безопасности для бетона, зависящий от типа комбинации воздействий ($\gamma_C = 1.5$ для основной комбинации, $\gamma_C = 1.2$ для особой комбинации), $k = 1 + \sqrt{20/d} \le 2$ ($[d] =$ см), $\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \le 0.02$ - среднее значение коэффициента продольного армирования, f_{ck} - характеристическая прочность бетона при сжатии. При расчете фундаментной плиты, сила V_{Ed} уменьшается на величину равнодействующей P среднего реактивного давления грунта p, учитываемого в пределах основного контрольного контура.

В программе предусмотрена возможность ввода значений коэффициента β, равных 1.15 для средней колонны, 1.4 для краевой колонны, 1.5 для угловой колонны. Согласно 6.4.3 (6), эти значения могут применяться при расчете конструкций, в которых примыкающие пролеты различаются по длине не более, чем на 25%.

Для определения коэффициента β, учитывающего действие моментов, основное контрольное сечение разбивается на две части: часть с положительными значениями τ и часть с отрицательными значениями $-\tau$ поперечных усилий. Пример распределения поперечных усилий в случае средней колонны, приведенный в [1] на рис. 6.19, показан на рис.3.

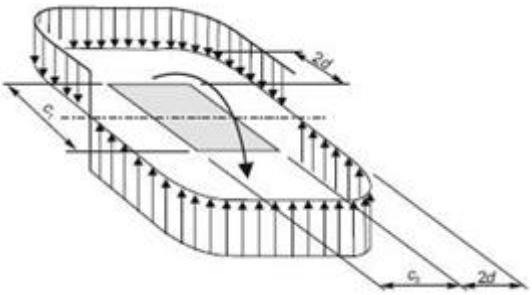


Рис. 3. Пример распределения поперечных усилий

Формула для определения коэффициента β имеет вид (6.39):

$$\beta = 1 + k\frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$$

Здесь k - коэффициент по таблице 6.1, W_1 - момент сопротивления, соответствующий принятому распределению поперечных усилий.

В случае средней колонны прямоугольного сечения со сторонами c_1, c_2 при действии момента в плоскости, параллельной стороне c_1, момент сопротивления вычисляется по формуле (6.41):

$$W_1 = c_1^2/2 + c_1c_2 + 4c_2d + 16d^2 + 2\pi dc_1$$

Заменой c_1 на c_2 и наоборот получается формула для случая действия момента в плоскости, параллельной стороне c_2.

При действии двух моментов, допускается применение приближенной формулы (6.43):

$$\beta = 1 + 1.8\sqrt{\left(\frac{e_x}{b_y}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{b_x}\right)^2}$$

Здесь $b_x = c_x + 2d$, $b_y = c_y + 2d$ - размеры основного контрольного контура; c_x, c_y - длины сторон сечения колонны вдоль осей x, y; $e_x = M_y/V$, $e_y = M_x/V$.

В случае средней колонны круглого сечения коэффициент учета моментов вычисляется по формуле (6.42):

$$\beta = 1 + 0.6\pi\frac{e}{D + 4d}$$

$$e = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}/V$$

В общем случае, коэффициент учета моментов определяется по формуле:

$$\beta = 1 + \frac{\tau u_1}{V_{Ed}}$$

Величина поперечных усилий τ, возникающих в контрольном поперечном сечении плиты при действии моментов, определяется численным методом путем отыскания такого распределения поперечных усилий, для которого выполняются условия равновесия при действии моментов k_xM_{x0} и k_yM_{y0} относительно центральных осей x_0, y_0 основного контрольного контура, параллельных осям x, y. Коэффициенты k_x, k_y принимаются по таблице 6.1. В общем случае, $M_{x0} = M_x + M_{xV} + M_{xP}$, $M_{y0} = M_y + M_{yV} + M_{yP}$. Моменты M_{xV}, M_{yV} - моменты поперечной

силы V относительно осей x_0, y_0. Моменты M_{xP}, M_{yP} - моменты равнодействующей P давления грунта относительно осей x_0, y_0. Положительные значения моментов принимаются в соответствии с правилом правого винта. В программе предусмотрена возможность расчета без учета знака заданных моментов M_x, M_y. В этом случае, вычисления проводятся для комбинаций моментов $\pm M_x + M_{xV} + M_{xP}$, $\pm M_y + M_{yV} + M_{yP}$ и из вычисленных значений β выбирается наибольшее значение.

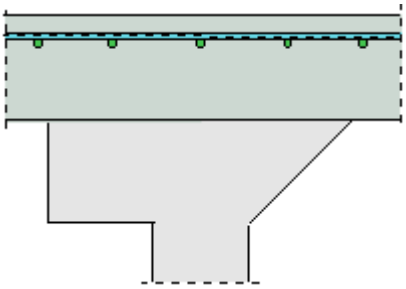
Если условие прочности не выполняется, то производится подбор ширины b и высоты h капители (банкетки). Программа определяет капитель (банкетку) минимального объема из множества капителей (банкеток), обеспечивающих прочность плиты без поперечного армирования.

Проверка прочности проводится для одного или двух контрольных контуров. При $b \le 2h$, рассматривается контур, расположенный на расстоянии $b + 2d$ от поверхности колонны. Для него расчетное сопротивление $v_{Rd,c}$ определяется при рабочей высоте d. При $b \ge 2(h+d)$, рассматриваются два контура. Первый контур расположен на расстоянии $2(h+d)$ от поверхности колонны. Для него расчетное сопротивление определяется при рабочей высоте $h + d$, если капитель имеет вид призмы, и при рабочей высоте $h\left[1 - \frac{2(h+d)}{b}\right] + d$, если капитель имеет вид пирамиды. Второй контур расположен на расстоянии $b + 2d$ от поверхности колонны. Для него расчетное сопротивление определяется при рабочей высоте d. При $2h < b < 2(h+d)$, рассматривается контур, расположенный на расстоянии $2(h+d)$ от поверхности колонны. Для него расчетное сопротивление определяется при рабочей высоте d.

Литература

1. MSZ EN 1992-1-1:2010 Еврокод 2: Проектирование железобетонных конструкций – Часть 1-1: Общие правила и правила для зданий.

273 – Проектирование капителей и банкеток (ТКП EN 1992)



Программа предназначена для подбора размеров капители или банкетки по расчету на продавливание плиты согласно ТКП EN 1992-1-1 [1]. Предусмотрен учет влияния свободных краев плиты.

1. Расчетная схема и нагрузка

Рассматривается продавливание плиты перекрытия или фундаментной плиты колонной прямоугольного или круглого сечения. В плоскости плиты вводится 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, а в случае угловой колонны, учитывается влияние свободных краев плиты, параллельных осям x и y (рис.1).

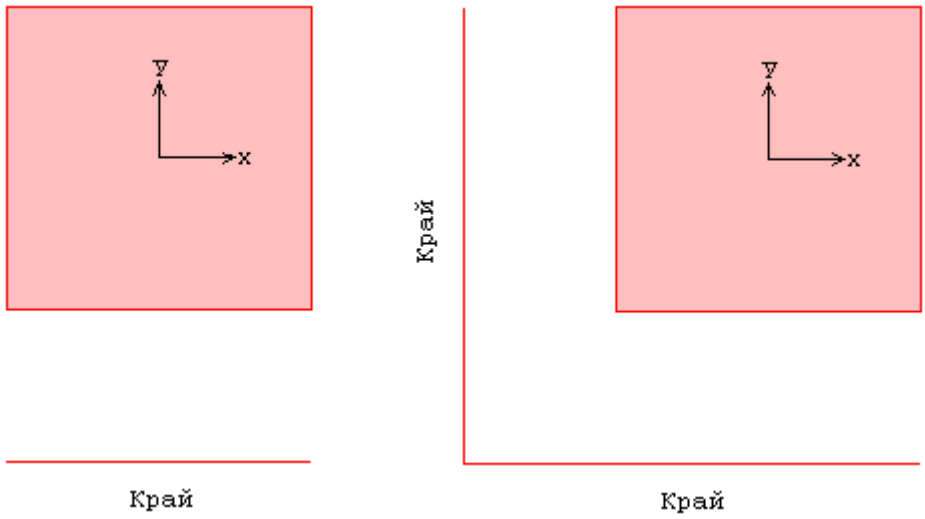


Рис. 1. Краевая и угловая колонны

Для обеспечения несущей способности плиты без поперечного армирования, проектируется капитель (банкетка) шириной b от поверхности колонны и высотой h. Возможны два вида капителей (банкеток): в виде призмы и в виде пирамиды (рис.2).

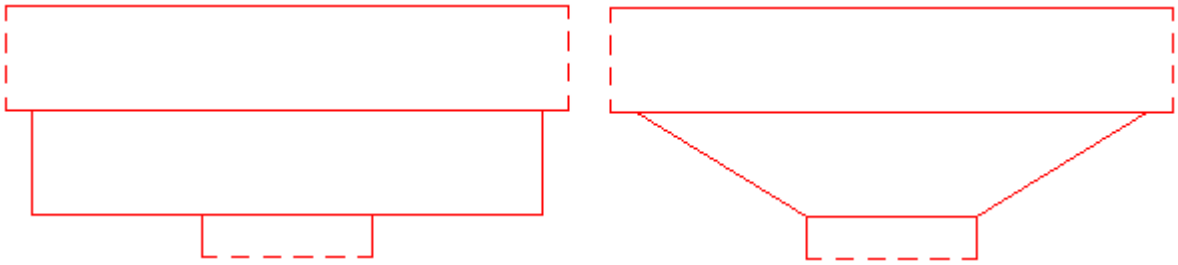


Рис. 2. Виды капителей

Нагрузка на плиту включает поперечную силу V и моменты M_x, M_y относительно осей x, y. При расчете плиты перекрытия, поперечная сила V автоматически принимается положительной, а при расчете фундаментной плиты - отрицательной. Положительные направления моментов принимаются в соответствии с правилом правого винта (рис. 2). При расчете фундаментной плиты задается реактивное давление грунта p.

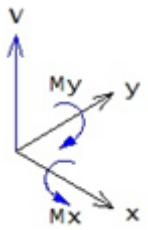


Рис. 2. Положительные направления силы и моментов

2. Расчет

Расчет плиты на продавливание проводится согласно 6.4. Условие прочности плиты без поперечной арматуры имеет вид:

$$v_{Ed} \le v_{Rd,c}$$

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d}$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \ge v_{\min}$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Здесь V_{Ed} - расчетная поперечная сила, β - коэффициент учета моментов, u_1 - периметр основного контрольного контура, $C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$, γ_c - коэффициент безопасности для бетона, зависящий от типа комбинации воздействий ($\gamma_C = 1.5$ для основной комбинации, $\gamma_C = 1.2$ для особой комбинации), $k = 1 + \sqrt{20/d} \le 2$ ($[d] =$ см), $\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \le 0.02$ - среднее значение коэффициента продольного армирования, f_{ck} - характеристическая прочность бетона при сжатии. При расчете фундаментной плиты, сила V_{Ed} уменьшается на величину равнодействующей P среднего реактивного давления грунта p, учитываемого в пределах основного контрольного контура.

В программе предусмотрена возможность ввода значений коэффициента β, равных 1.15 для средней колонны, 1.4 для краевой колонны, 1.5 для угловой колонны. Согласно 6.4.3 (6), эти значения могут применяться при расчете конструкций, в которых примыкающие пролеты различаются по длине не более, чем на 25%.

Для определения коэффициента β, учитывающего действие моментов, основное контрольное сечение разбивается на две части: часть с положительными значениями τ и часть с отрицательными значениями $-\tau$ поперечных усилий. Пример распределения поперечных усилий в случае средней колонны, приведенный в [1] на рис. 6.19, показан на рис.3.

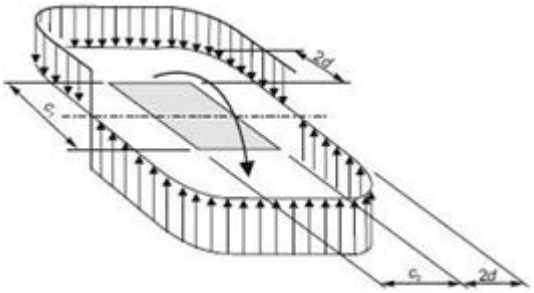


Рис. 3. Пример распределения поперечных усилий

Формула для определения коэффициента β имеет вид (6.39):

$$\beta = 1 + k\frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$$

Здесь k - коэффициент по таблице 6.1, W_1 - момент сопротивления, соответствующий принятому распределению поперечных усилий.

В случае средней колонны прямоугольного сечения со сторонами c_1, c_2 при действии момента в плоскости, параллельной стороне c_1, момент сопротивления вычисляется по формуле (6.41):

$$W_1 = c_1^2/2 + c_1c_2 + 4c_2d + 16d^2 + 2\pi dc_1$$

Заменой c_1 на c_2 и наоборот получается формула для случая действия момента в плоскости, параллельной стороне c_2.

При действии двух моментов допускается применение приближенной формулы (6.43):

$$\beta = 1 + 1.8\sqrt{\left(\frac{e_x}{b_y}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{b_x}\right)^2}$$

Здесь $b_x = c_x + 2d$, $b_y = c_y + 2d$ - размеры основного контрольного контура; c_x, c_y - длины сторон сечения колонны вдоль осей x, y; $e_x = M_y/V$, $e_y = M_x/V$.

В случае средней колонны круглого сечения, коэффициент учета моментов вычисляется по формуле (6.42):

$$\beta = 1 + 0.6\pi\frac{e}{D + 4d}$$

$$e = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}/V$$

В общем случае, коэффициент учета моментов определяется по формуле:

$$\beta = 1 + \frac{\tau u_1}{V_{Ed}}$$

Величина поперечных усилий τ, возникающих в контрольном поперечном сечении плиты при действии моментов, определяется численным методом путем отыскания такого распределения поперечных усилий, для которого выполняются условия равновесия при действии моментов k_xM_{x0} и k_yM_{y0} относительно центральных осей x_0, y_0 основного контрольного контура, параллельных осям x, y. Коэффициенты k_x, k_y принимаются по таблице 6.1. В общем случае, $M_{x0} = M_x + M_{xV} + M_{xP}$, $M_{y0} = M_y + M_{yV} + M_{yP}$. Моменты M_{xV}, M_{yV} - моменты поперечной силы V относительно осей x_0, y_0. Моменты M_{xP}, M_{yP} - моменты равнодействующей P давления грунта относительно осей x_0, y_0. Положительные значения моментов принимаются в соответствии с правилом правого винта. В программе предусмотрена возможность расчета без учета знака заданных моментов M_x, M_y. В этом случае, вычисления проводятся для комбинаций моментов $\pm M_x + M_{xV} + M_{xP}$, $\pm M_y + M_{yV} + M_{yP}$ и из вычисленных значений β выбирается наибольшее значение.

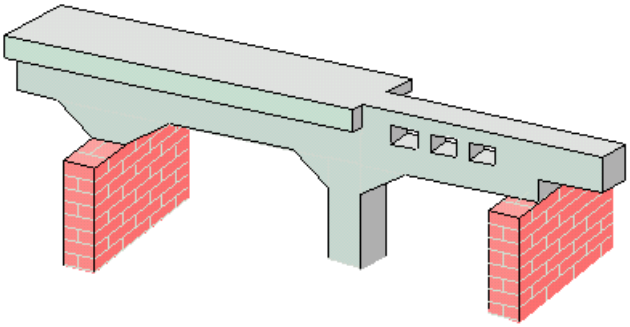
Если условие прочности не выполняется, то производится подбор ширины b и высоты h капители (банкетки). Программа определяет капитель (банкетку) минимального объема из множества капителей (банкеток), обеспечивающих прочность плиты без поперечного армирования.

Проверка прочности проводится для одного или двух контрольных контуров. При $b \le 2h$, рассматривается контур, расположенный на расстоянии $b + 2d$ от поверхности колонны. Для него расчетное сопротивление $v_{Rd,c}$ определяется при рабочей высоте d. При $b \ge 2(h+d)$, рассматриваются два контура. Первый контур расположен на расстоянии $2(h+d)$ от поверхности колонны. Для него расчетное сопротивление определяется при рабочей высоте $h+d$, если капитель имеет вид призмы, и при рабочей высоте $h\left[1-\frac{2(h+d)}{b}\right]+d$, если капитель имеет вид пирамиды. Второй контур расположен на расстоянии $b + 2d$ от поверхности колонны. Для него расчетное сопротивление определяется при рабочей высоте d. При $2h < b < 2(h+d)$, рассматривается контур, расположенный на расстоянии $2(h+d)$ от поверхности колонны. Для него расчетное сопротивление определяется при рабочей высоте d.

Литература

1. ТКП EN 1992-1-1-2009: Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций – Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.

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 СП 63.13330.2018 “Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.” [7], 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. 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]. При расчете по СП 63.13330.2018, расчётные сочетания усилий определяются по СП 20.13330.2016 “Нагрузки и воздействия” [8]. 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.

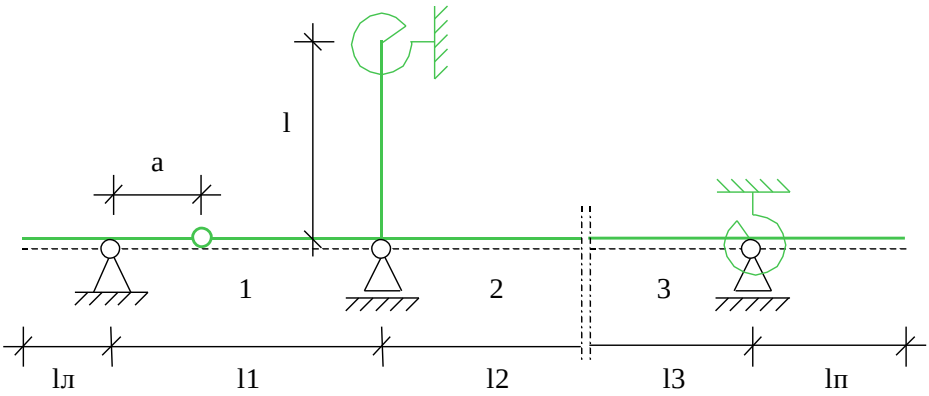


Рис. 1. Пример расчётной схемы

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.

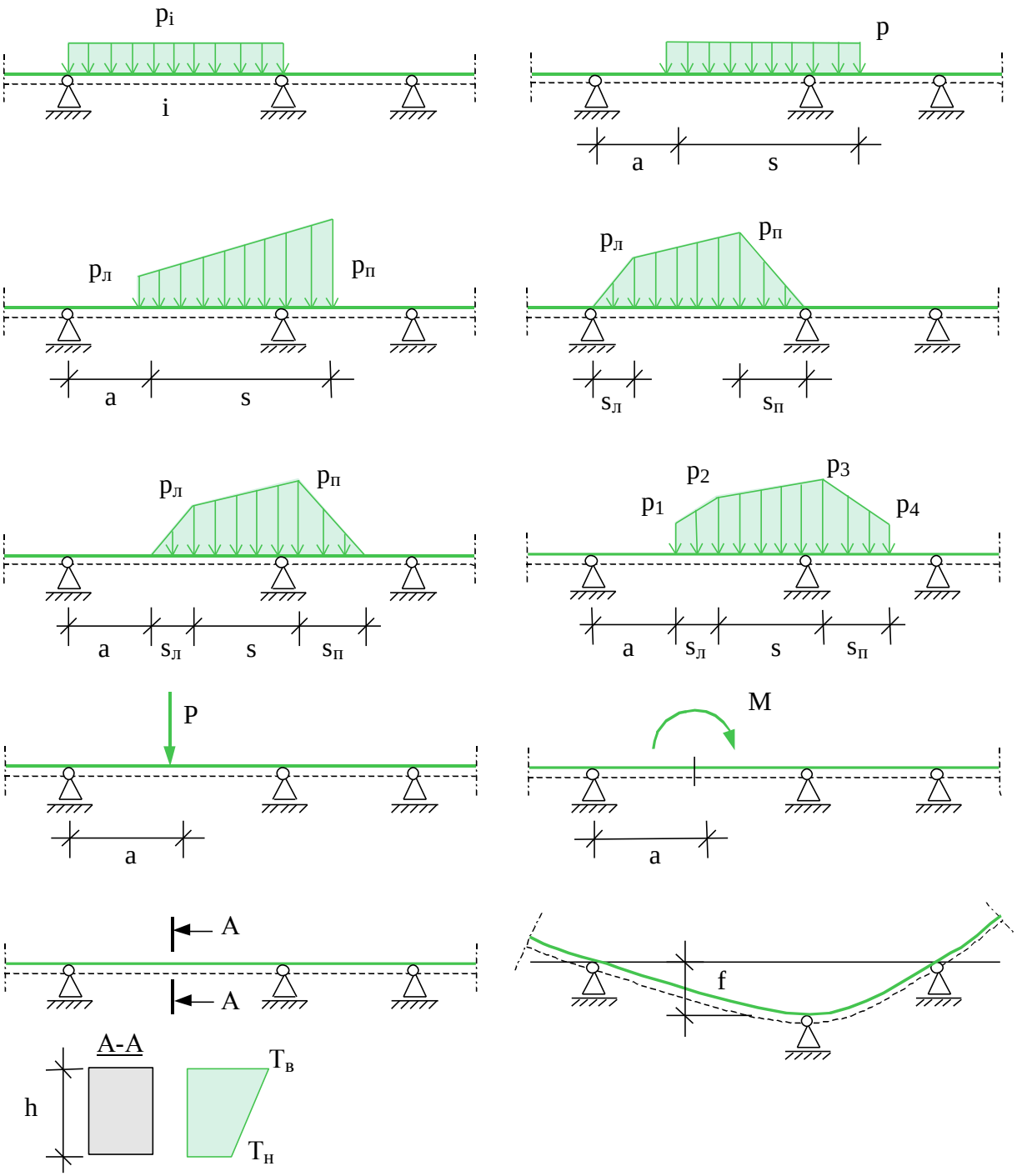


Рис. 2. Виды нагрузок

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

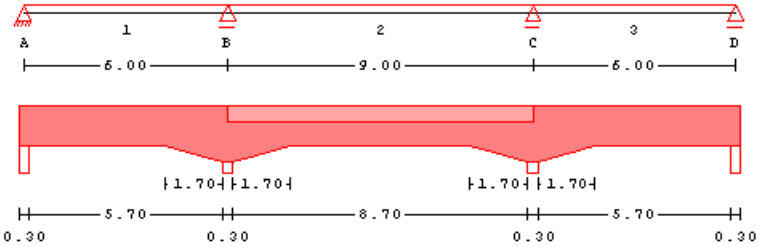
Программа выполняет расчеты по образованию и раскрытию нормальных и наклонных к оси балки трещин, а также расчет прогибов, обусловленных деформациями изгиба и сдвига. К трещиностойкости балки может быть предъявлено требование недопущения трещин (1-я категория по СНиП 2.03.01-84*), либо требования по 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 и СП 63.13330.2018), либо задается пользователем. При расчете по СП 63.13330.2018, если задано условие недопустимости образования трещин, расчетные сочетания усилий определяются как для расчета по прочности. 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

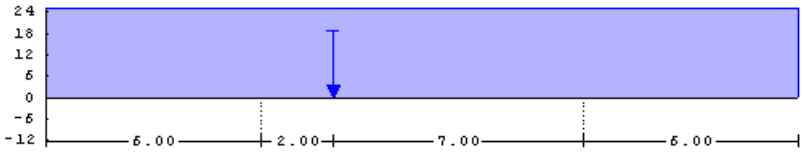
Опоры

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:

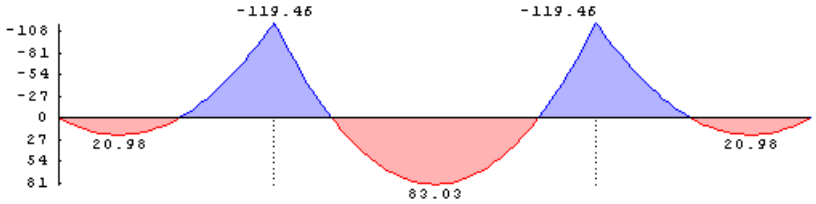
Нагружение 2 постоянные нагрузки



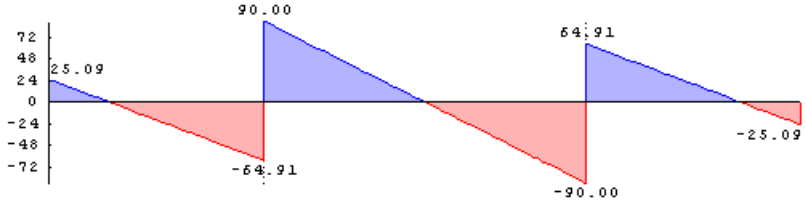
	N.	Пролёт	a [м]	s [м]	рл/Р [кН/м,кН,кНм]	рп/М
Равномерн.	1	1-3			25.00	
Сосредот.	1	2	2.00		125.00	

Внутренние силовые факторы:

Нагружение 1 моменты Мупр [кНм]



Нагружение 1 поперечные силы Qупр [кН]



Нагружение 1

Пролёт	x [м]		max Мупр [кНм]	min Мупр [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 Мупр и Qупр. Различие между максимальными и минимальными значениями возникает только для длительных и кратковременных нагрузок и связано с благоприятным и неблагоприятным распределением этих нагрузок по пролетам. Результаты выводятся на границах пролетов, 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.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	

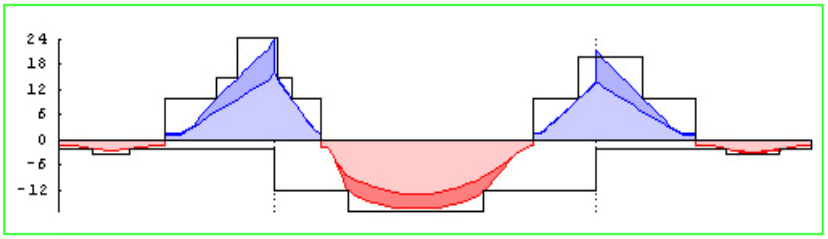
Выводятся толщины защитных слоев “аз” снизу, сверху и сбоку и расстояния до центров тяжести арматурных слоев. В таблице расчета продольной арматуры выводятся значения максимальных моментов и расчетные значения площади арматуры. В таблице расчета наклонных сечений выводятся длина проекции наклонного сечения ”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

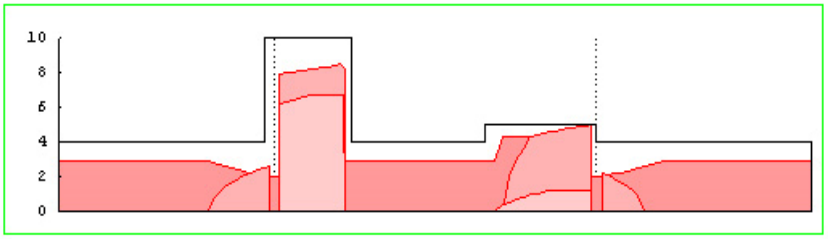
As [см2]
M = 1 :170

Продольная арматура



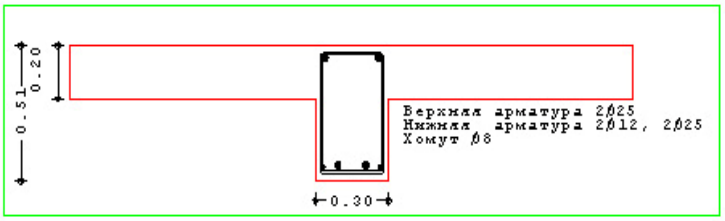
Asw/s [см2/м]
M = 1 :170

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 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

Пролет	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

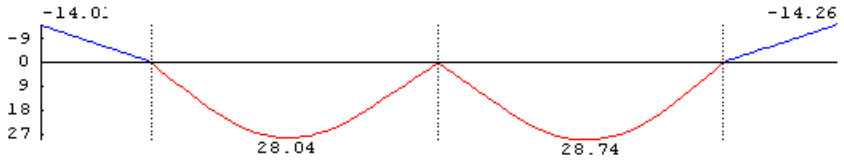
Наклонные трещины

Пролет	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



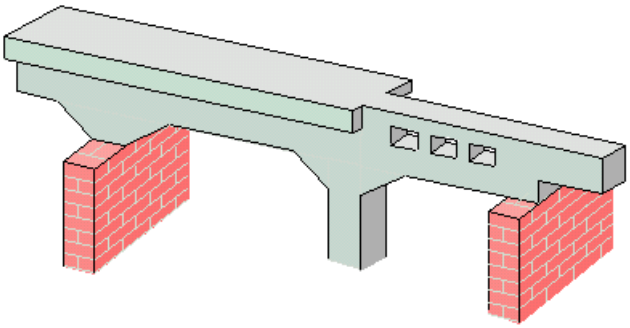
Пролет	x [м]		M [кНм]	Мдл. [кНм]	100/r [1/m]	w [мм]
л.к	0.00	*	-0.0	-0.0	-0.00	-14.01
	2.00		-80.0	-80.0	-0.82	-0.00
1	0.00		-80.0	-80.0	-0.82	0.00
	2.33	*	150.1	150.1	0.95	28.04
	5.00		-164.0	-164.0	-0.94	0.00
2	0.00		-164.0	-164.0	-0.94	0.00
	2.67	*	150.1	150.1	0.95	28.74
	5.00		-80.0	-80.0	-0.82	0.00
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.
7. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».
8. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».

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 “Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры” [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.

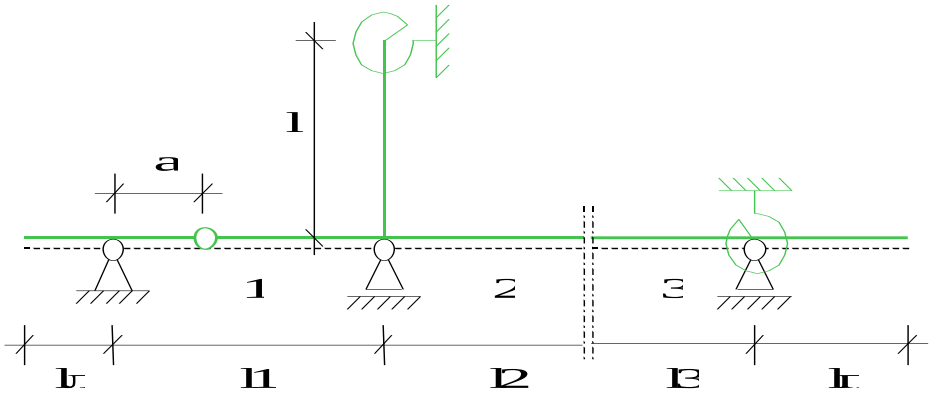


Рис. 1. Пример расчётной схемы

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.

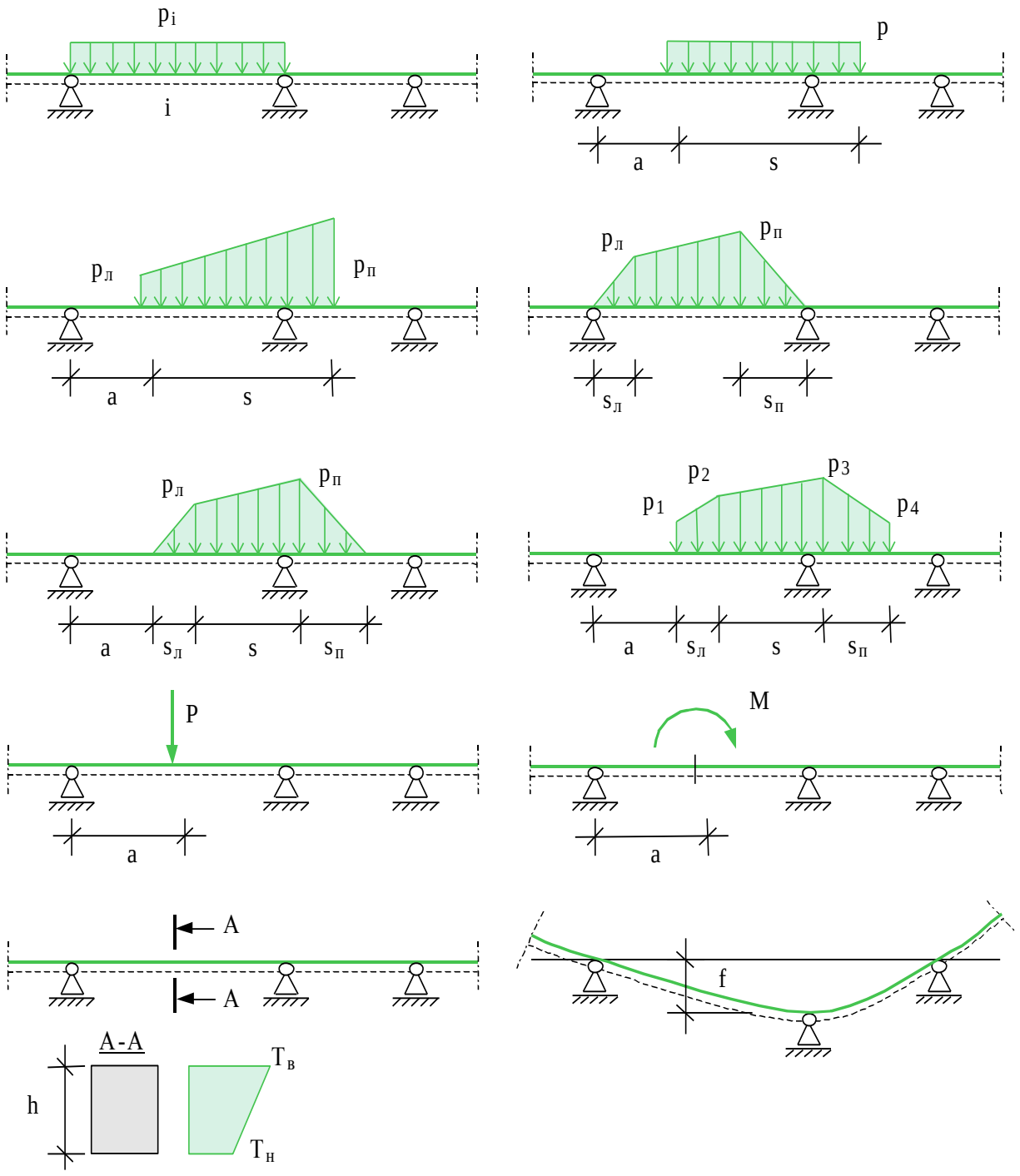


Рис. 2. Виды нагрузок

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, Mк, 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, Mк, проводится проверка прочности пространственного сечения для схемы с расположением сжатой зоны у бокового 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 бокового 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

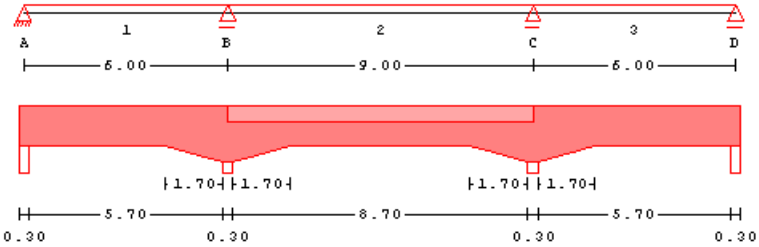
Программа выполняет расчеты по образованию и раскрытию нормальных и наклонных к оси балки трещин, а также расчет прогибов, обусловленных деформациями изгиба и сдвига. К трещиностойкости балки может быть предъявлено требование недопущения трещин (1-я категория по СНиП 2.03.01-84*), либо требования по 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

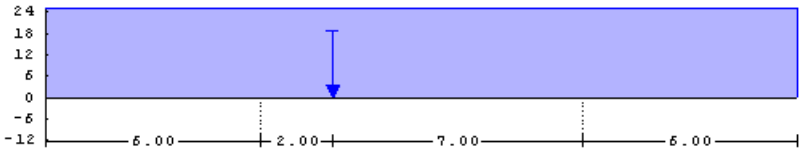
Опоры

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:

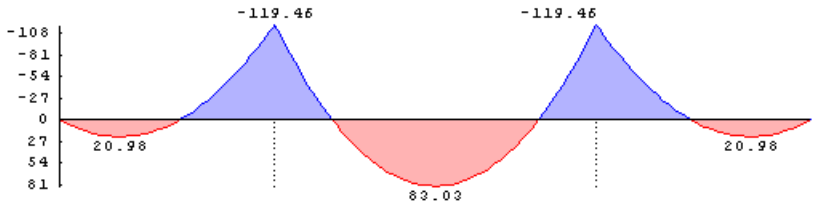
Нагружение 2 постоянные нагрузки



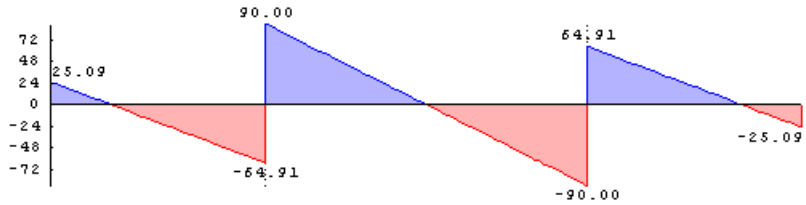
	N.	Пролёт	a [м]	s [м]	рл/Р [кН/м, кН, кНм]	рп/М
Равномерн.	1	1-3			25.00	
Сосредот.	1	2	2.00		125.00	

Внутренние силовые факторы:

Нагружение 1 моменты Мупр [кНм]



Нагружение 1 поперечные силы Qупр [кН]



Нагружение 1

Пролёт	x [м]		max Мупр [кНм]	min Мупр [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 Мупр и Qупр. Различие между максимальными и минимальными значениями возникает только для длительных и кратковременных нагрузок и связано с благоприятным и неблагоприятным распределением этих нагрузок по пролетам. Результаты выводятся на границах пролетов, 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

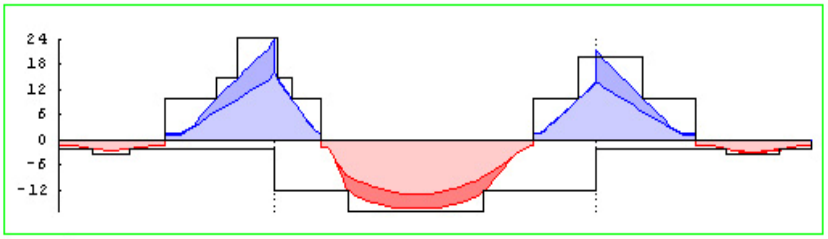
x [м]	c [см]	c0 [см]	Qсж [кН]	Qb [кН]	Q [кН]	Asw/s [см2/м]
0.00					66.3	
0.54 ho	39.3	39.3	410.7	195.6	42.5	
4.13	171.7	128.5	387.5	117.8	115.5	4.11
4.17	151.1	88.9	389.2	64.0	86.7	4.11
5.21 ho	192.8	113.4	496.4	81.6	103.3	4.11
6.00					197.7	

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:

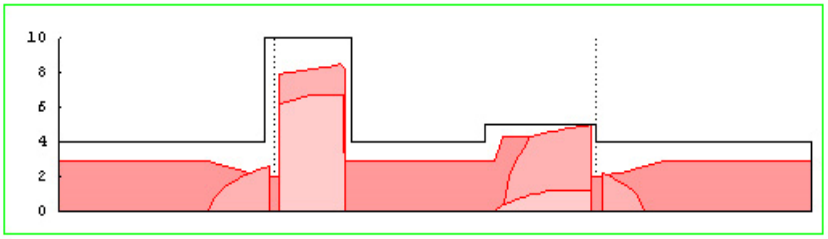
Констр. арматуры
As [см2]
M = 1 :170

Продольная арматура



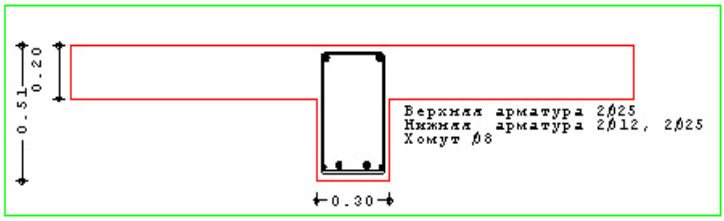
Asw/s [см2/м]
M = 1 :170

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 опора	тип	кол.	ds [мм]	ряд	As1 [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

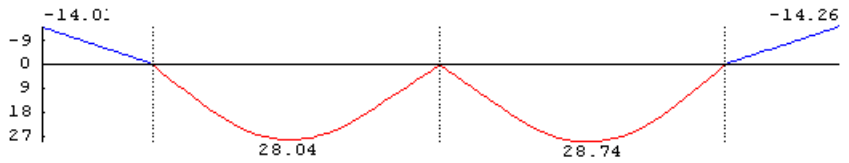
Наклонные трещины

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



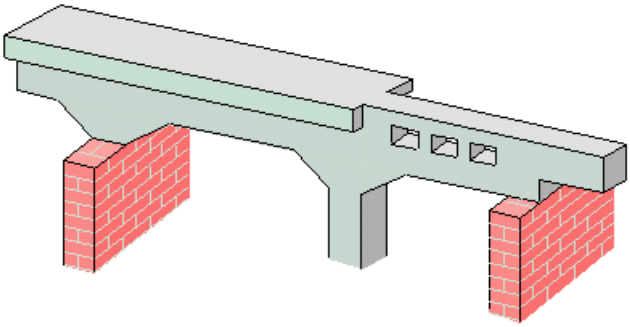
Пролет	x [м]		M [кНм]	Мдл. [кНм]	100/r [1/m]	w [мм]
л.к	0.00	*	-0.0	-0.0	-0.00	-14.01
	2.00		-80.0	-80.0	-0.82	-0.00
1	0.00		-80.0	-80.0	-0.82	0.00
	2.33	*	150.1	150.1	0.95	28.04
	5.00		-164.0	-164.0	-0.94	0.00
2	0.00		-164.0	-164.0	-0.94	0.00
	2.67	*	150.1	150.1	0.95	28.74
	5.00		-80.0	-80.0	-0.82	0.00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

304 - Железобетонная балка (Еврокод 2)



Программа предназначена для проектирования и расчёта многопролетной балки согласно требованиям ТКП EN 1992-1-1: Еврокод 2 [1]. Возможно задание шарниров, вутов, консолей. Предусмотрен расчёт балки прямоугольного и таврового сечений. Могут задаваться распределённые и сосредоточенные нагрузки, а также температурные воздействия и осадки опор. Расчётные сочетания усилий определяются автоматически согласно СТБ EN 1990-2007 [2]. 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 и стержней поперечной арматуры, препятствующей срезу между стенкой и полками тавровых сечений.

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.

Для тавровых сечений рассчитывается эффективная ширина полки согласно пункту 5.3.2.1 [1]. Модуль упругости принимается согласно таблице 3.1 [1].

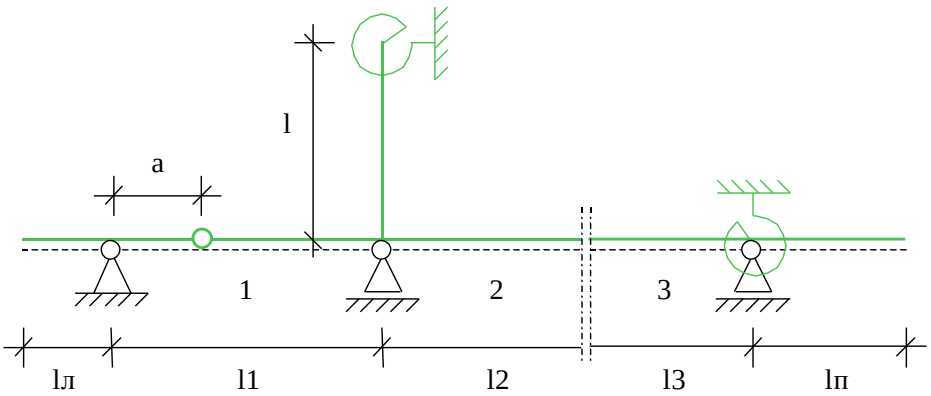


Рис. 1. Пример расчётной схемы

2. Нагружение

Различаются постоянные, переменные и особые воздействия. В последнем случае предусмотрено дополнительное подразделение на сейсмические и прочие особые воздействия. 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.

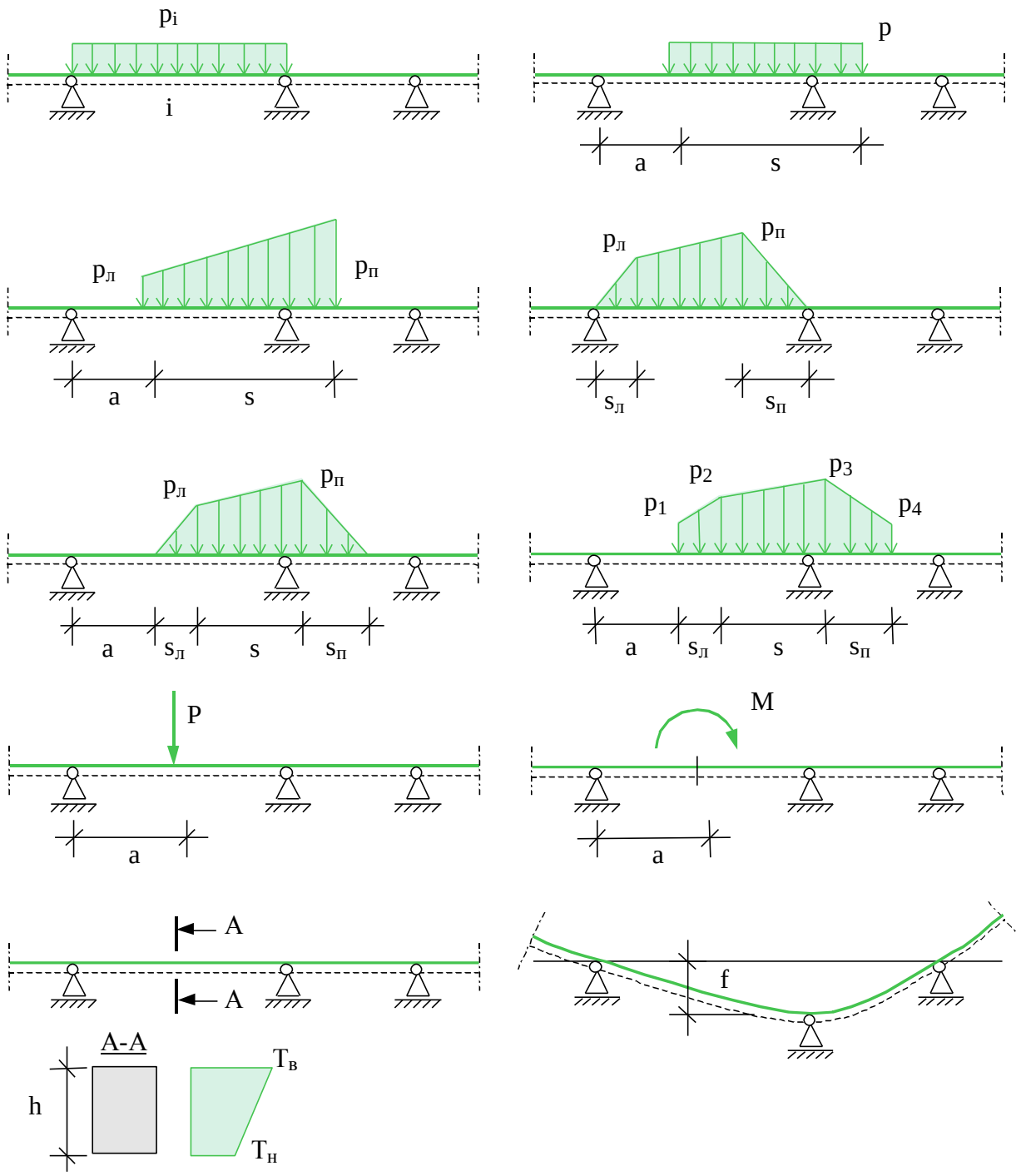


Рис. 2. Виды нагрузок

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. При этом учитываются ограничения на коэффициент перераспределения согласно п. 5.5 [1]. Перераспределение происходит путём добавления треугольных эпюр моментов с привлечением двух соседних с опорой пролётов.

4. Расчет требуемой арматуры

Расчет требуемой продольной арматуры проводится на основе параболической диаграммы деформирования сжатого бетона. Арматурная сталь может быть выбрана различная для верхней, нижней и поперечной арматуры. Как для стали, так и для бетона предусмотрена возможность расчета с использованием нестандартных материалов, в этом случае пользователь задает прочностные характеристики материалов самостоятельно. В наиболее нагруженных сечениях производится конструирование арматуры, проверка на ширину раскрытия трещин и, при необходимости, запускается итерационный процесс увеличения требуемой арматуры для обеспечения выполнения этой проверки. Кроме того, учитываются требования по минимальным площадям продольной арматуры, согласно п.п. 7.2.3 и 9.2.1.1 [1]. Поперечная арматура в прямоугольном сечении и стенке таврового сечения рассчитывается согласно п. 6.2.3 [1] с учетом требований по минимальной арматуре п. 9.2.2 [1]. Для балок с тавровыми сечениями дополнительно производится расчет поперечной арматуры, препятствующей срезу между стенкой и полками согласно п. 6.2.4 [1].

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 наклонных сечений согласно п. 9.2.1.3 [1].

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] по минимальным расстояниям между стержнями.

6. Конструирование поперечной арматуры

По заданным диаметрам хомутов, максимальным и минимальным расстояниям между ними подбирается расположение и шаг хомутов.

7. Расчеты по предельным состояниям по эксплуатационной пригодности

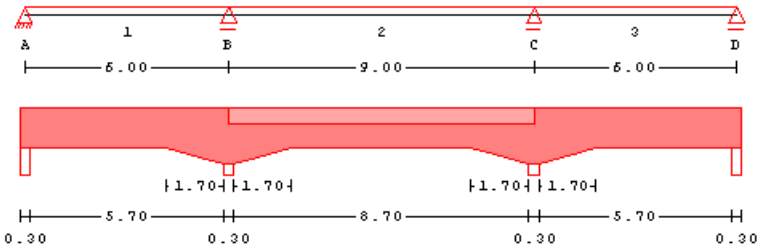
Программа выполняет расчеты по раскрытию трещин, а также расчет прогибов. При конструировании продольной арматуры происходит наращивание количества и длин стержней, пока предъявленные требования не будут удовлетворены во всех сечениях балки, за исключением участков непосредственно над опорами, которые 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. Расчет прогибов проводится согласно п. 7.4.3 [1].

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

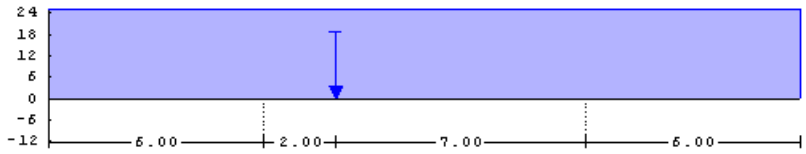
Опоры

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

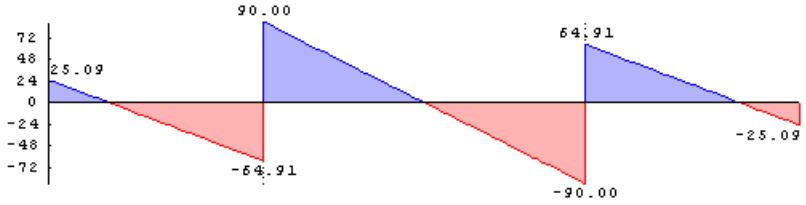


	N.	Пролёт	a [м]	s [м]	рл/Р [кН/м,	рп/М кН, кНм]
Равномерн.	1	1-3			25.00	
Сосредот.	1	2	2.00		125.00	

Внутренние силовые факторы:

Нагружение 1 моменты Мупр [кНм]

Нагружение 1 поперечные силы Qупр [кН]



Нагружение 1

Пролёт	x [м]		max Мупр [кНм]	min Мупр [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 Мупр и Qупр. Различие между максимальными и минимальными значениями возникает только для длительных и кратковременных нагрузок и связано с благоприятным и неблагоприятным распределением этих нагрузок по пролетам. Результаты выводятся на границах пролетов, 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. При задании перераспределения опорных моментов выводятся РСУ как до перераспределения, так и после.

Результаты расчета требуемой арматуры:

Расчёт по прочности Согласно ТКП EN 1992-1-1: Проект. ж/б конструкций
Бетон C30/37, сталь (верх/низ/хом.) S500/S500/S400

Защитный слой

Пролёт	$a_{з,н}$ [мм]	$a_{з,в}$ [мм]	$a_{з,б}$ [мм]	$a_н$ [см]	$a_в$ [см]
1	38	38	30	4.6	4.5
2	38	38	30	4.6	4.5

Пролёт 1

x [м]		max M [кНм]	min M [кНм]	$A_{sн}$(I) [см2]	$A_{sв}$(I) [см2]	$A_{sн}$ [см2]	$A_{sв}$ [см2]
0.00		0.0	0.0	2.51	0.00	2.51	0.00
0.15	o	39.1	27.1	2.51	0.00	2.51	0.00
1.00		203.4	138.3	8.25	0.00	8.25	0.00
2.00		272.0	176.9	11.09	0.00	11.09	0.00
2.01	*	272.0	176.8	11.09	0.00	11.09	0.00
3.00		205.5	115.3	8.34	0.00	8.34	0.00
4.00		4.0	-46.3	2.51	4.85	2.51	4.85
4.85	o	-262.2	-273.3	0.00	11.79	0.00	11.79
5.00		-307.8	-332.4	0.00	14.63	0.00	14.63

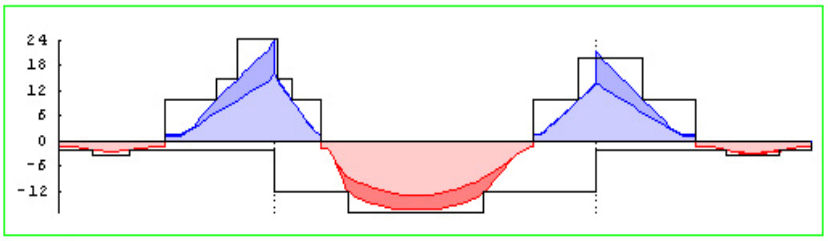
x [м]		V_{ed} [кН]	V_{rdc} [кН]	V_{rds} [кН]	V_{rdmax} [кН]	A_{sw}/S [см2/м]
0.00						
0.15	o	250.8	64.5	250.8	592.2	3.96
0.65	h0	182.7	70.6	182.7	580.1	3.96
1.00		136.0	78.6	136.0	575.9	3.29
2.00		12.8	86.7			3.29
3.00		134.0	78.8	134.0	575.7	3.29
4.00		269.0	65.9	269.0	561.4	6.02
4.29	h0	308.8	64.6	308.8	580.1	6.69
4.85	o	383.7	64.6	383.7	541.3	6.66
5.00						

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, полученные из расчета по несущей способности (I), и окончательные, с учетом требований по ширине раскрытия трещин и минимальной арматуры.

Конструирование арматуры:

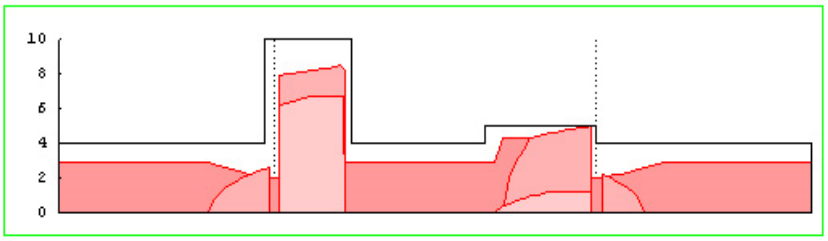
Констр. арматуры
As [см2]
M = 1 :170

Продольная арматура



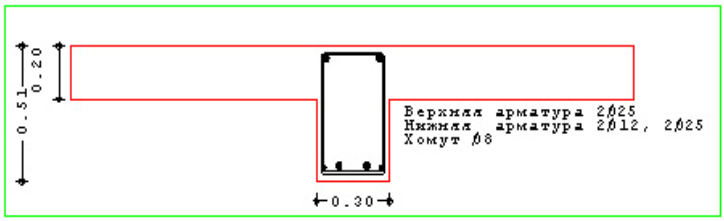
Asw/s [см2/м]
M = 1 :170

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	As1 [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	

Поперечная арматура препятствующая срезу между полкой и стенкой

V_{rdc} = 0.53МПа, V_{rdmax} = 5.28МПа, d = 10мм

Про-лет	x [м]	V_{ed} [МПа]	A_{sw}/S [см2/м]	S [см]	n	A_{sw}/S [см2/м]
1	0.00	0.90	5.17	30	5x2	5.24
	3.49	0.79	4.55	20	1x2	7.85
	3.69	0.95	5.47	10	2x2	15.71
	3.89	2.63	15.15	5	4x2	31.42
	4.09	2.44	14.02	10	1x2	15.71
	4.19	2.16	12.41	5	37x2	31.42
2	1.04	2.72	15.64	10	2x2	15.71
	1.24	0.90	5.19	30	5x2	5.24
	4.75	0.79	4.56	25	1x2	6.28

На графиках показаны распределения расчетных значений требуемой арматуры и результаты конструирования. Основная (более светлая) часть эпюры требуемой арматуры соответствует расчету по предельным состояниям несущей способности, а более темные добавки – результат расчета по эксплуатационной пригодности. 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 ширины раскрытия трещин:

Трещиностойкость допустимая ширина раскрытия трещин w_{lim}=0.20 мм

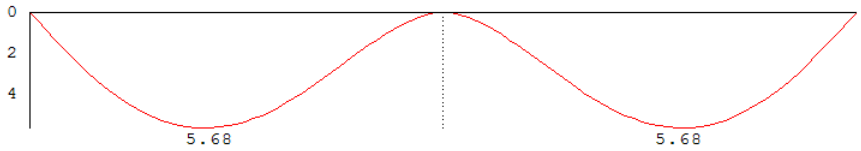
Нормальные трещины

Про-лет	x [м]		M [кНм]	M_{crc} [кНм]	σ_s [МПа]	$A_{c,eff}$ [см2]	w_k [мм]
1	0.00		0.0	74.6			
	0.15	o	27.1	74.6			
	1.00		138.3	74.6	323.2	345.00	0.17
	2.00		176.9	77.2	277.8	345.00	0.15
	2.01	*	176.8	77.2	277.7	345.00	0.15
	3.00		115.3	74.6	269.2	345.00	0.14
	4.00		-46.3	145.7			
	4.85	o	-262.2	109.3	386.4	580.00	**0.21**
	5.00		-307.8	109.3	454.5	580.00	**0.26**
2	0.00		-307.8	109.3	454.5	580.00	**0.26**
	0.15	o	-262.2	109.3	386.4	580.00	**0.21**
	1.00		-46.3	145.7			
	2.00		115.3	74.6	269.2	345.00	0.14
	2.99	*	176.8	77.2	277.7	345.00	0.15
	3.00		176.9	77.2	277.8	345.00	0.15
	4.00		138.3	74.6	323.2	345.00	0.17
	4.85	o	27.1	74.6			
	5.00		0.0	74.6			

В таблицах приведены значения моментов, вычисленные для почти постоянных РСУ, моментов начала образования трещин и расчетная ширина их раскрытия в тех сечениях, где действующие усилия превосходят значения начала трещинообразования.

Расчет прогибов:

Прогибы [мм]
M = 1 :80



Прогибы

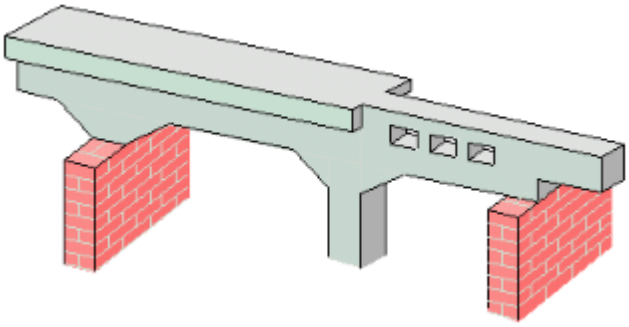
Пролет	x [м]		M [кНм]	$100/\rho_I$ [1/m]	$100/\rho_{II}$ [1/m]	$100/\rho$ [1/m]	w [мм]
1	0.00		0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.00		138.4	0.14	0.33	0.30	3.98
	2.00		176.9	0.18	0.29	0.28	5.67
	2.17	*	173.6	0.18	0.29	0.28	5.68
	3.00		115.3	0.12	0.28	0.24	4.68
	4.00		-46.2	-0.05	0.00	-0.05	1.92
	5.00		-307.8	-0.38	-0.58	-0.56	0.00
2	0.00		-307.8	-0.38	-0.58	-0.56	0.00
	1.00		-46.2	-0.05	0.00	-0.05	1.92
	2.00		115.3	0.12	0.28	0.24	4.68
	2.83	*	173.6	0.18	0.29	0.28	5.68
	3.00		176.9	0.18	0.29	0.28	5.67
	4.00		138.4	0.14	0.33	0.30	3.98
	5.00		0.0	0.00	0.00	0.00	0.00

На графике и в таблице приведены расчетные значения прогибов. Кроме того, в таблице приведены расчетные значения моментов и кривизн нетреснувших сечений (I), полностью треснувших сечений (II) и результирующих значений.

Литература

1. ТКП EN 1992-1-1: Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций – Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.
2. СТБ EN 1990-2007: Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций.

305 - Железобетонная балка (MSZ EN)



Программа предназначена для проектирования и расчёта многопролетной железобетонной балки согласно требованиям Венгерских норм MSZ EN 1992-1-1.

Возможно задание шарниров, вутов, консолей, стоек, упругих опор, частичного или полного защемления крайних опор. Предусмотрен расчёт балки прямоугольного и таврового сечений. Могут задаваться распределённые и сосредоточенные нагрузки, а также температурные воздействия и осадки опор.

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

Возможен расчет с перераспределением усилий за счет образования частичных шарниров на промежуточных опорах.

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. и места их обрыва для оптимизации количества арматуры. Длина стержней определяется с учётом анкеровки.

При конструировании поперечной арматуры определяется расположение хомутов и стержней поперечной арматуры, препятствующей срезу между стенкой и полками тавровых сечений.

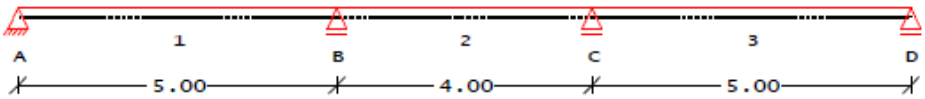
При конструировании поперечной арматуры, определяется количество и расположение хомутов.

По результатам конструирования арматуры производится расчет ширины раскрытия трещин и прогибов.

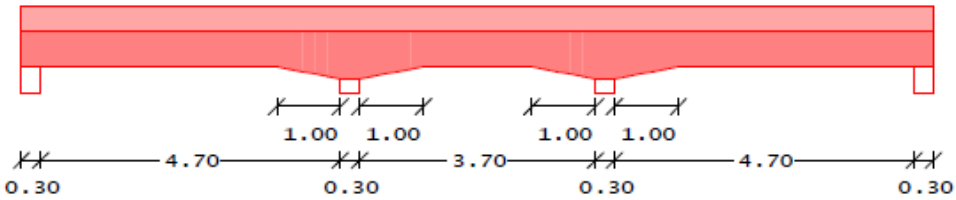
1. Расчётная схема

Design scheme

M = 1 :120



M = 1 :120



2. Нагружение

Actions

№	Duration	Description
1	Permanent	Постоянное воздействие постоянное -
2	Variable	Категория C: зоны для собраний переменное Категория-C

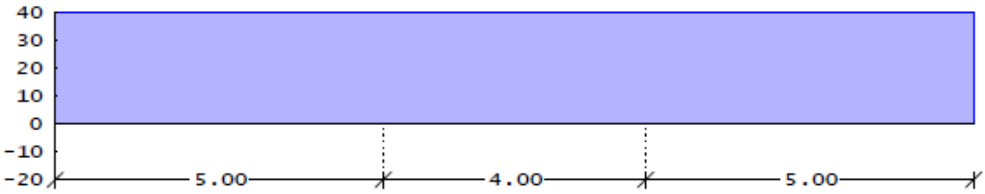
Characteristics

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

Factor for reliability differentiation K_{FI} = 1.00
Combination of actions by formula (6.10) EN 1990

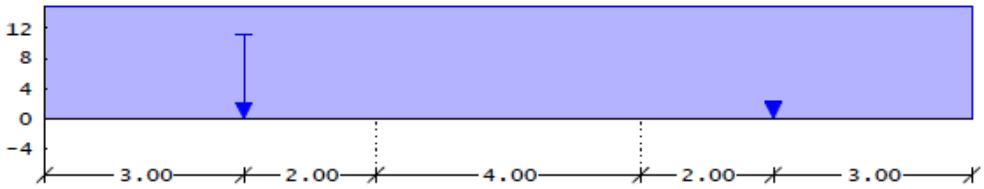
Loads

Action 1 постоянное - γ_f = 1.35
M = 1 :115



	N.	Field suppt	a [m]	s [m]	p_1/P [kN/m, kN, kNm]	p_n/M
Uniform	1	1-3			40.00	

Action 2 переменное Категория-C γ_f = 1.50
M = 1 :115



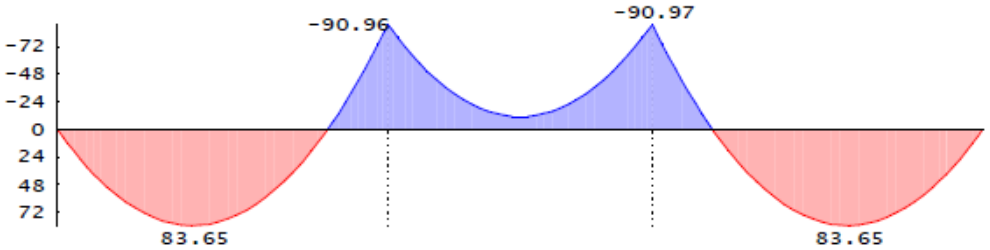
	N.	Field suppt	a [m]	s [m]	p_1/P [kN/m, kN, kNm]	p_n/M
Uniform	1	1-3			15.00	
Force	1	1	3.00		100.00	
	2	3	2.00		20.00	

3. Определение внутренних силовых факторов

Internal forces by linear elastic method

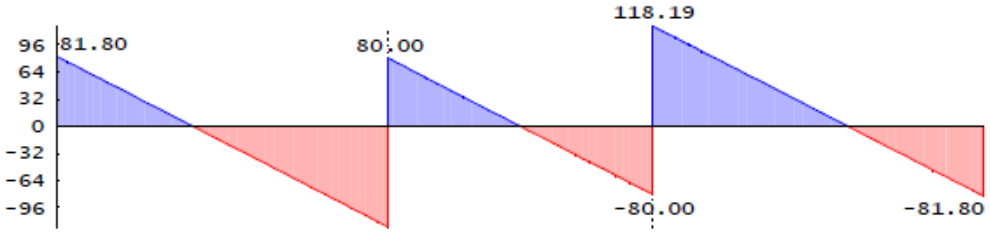
Action 1
M = 1 :115

moments M_{e1} [kNm]



Action 1
M = 1 :115

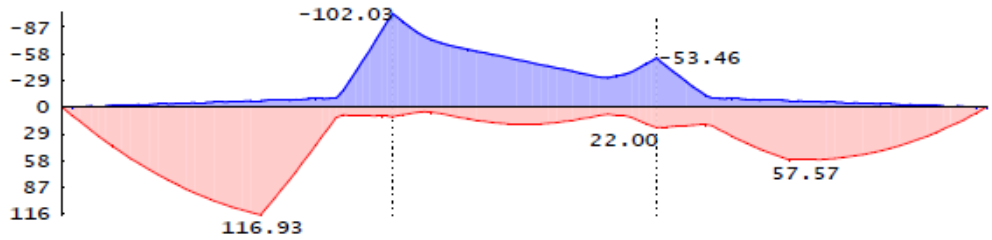
shear forces Q_{e1} [kN]



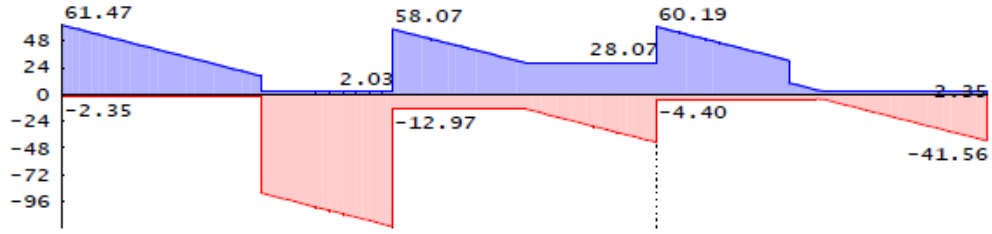
Action 1

Field	x [m]		max M_{e1} [kNm]	min M_{e1} [kNm]	max Q_{e1} [kN]	min Q_{e1} [kN]
1	0.00		0.00	0.00	81.81	81.81
	0.15	s	11.82	11.82	75.81	75.81
	0.62	h0	42.93	42.93	57.05	57.05
	1.00		61.74	61.74	41.81	41.81
	2.00		83.57	83.57	1.81	1.81
	2.05	*	83.65	83.65	-0.00	-0.00
	3.00		65.40	65.40	-38.19	-38.19
	4.00		7.17	7.17	-78.19	-78.19
	4.28	h0	-16.37	-16.37	-89.43	-89.43
	4.85	s	-73.69	-73.69	-112.19	-112.19
	5.00		-90.97	-90.97	-118.19	-118.19
2	0.00		-90.97	-90.97	80.00	80.00
	0.15	s	-79.42	-79.42	74.00	74.00
	0.72	h0	-43.84	-43.84	51.24	51.24
	1.00		-31.00	-31.00	40.00	40.00
	2.00		-10.97	-10.97	0.00	0.00
	3.00		-31.00	-31.00	-40.00	-40.00
	3.28	h0	-43.84	-43.84	-51.24	-51.24
	3.85	s	-79.42	-79.42	-74.00	-74.00
	4.00		-90.97	-90.97	-80.00	-80.00
3	0.00		-90.97	-90.97	118.19	118.19
	0.15	s	-73.69	-73.69	112.19	112.19
	0.72	h0	-16.37	-16.37	89.43	89.43
	1.00		7.17	7.17	78.19	78.19
	2.00		65.40	65.40	38.19	38.19
	2.95	*	83.65	83.65	-0.00	-0.00
	3.00		83.57	83.57	-1.81	-1.81
	4.00		61.74	61.74	-41.81	-41.81
	4.38	h0	42.93	42.93	-57.05	-57.05
	4.85	s	11.82	11.82	-75.81	-75.81
	5.00		0.00	0.00	-81.81	-81.81

Action 2 envelope of moments M_{e1} [kNm]
M = 1 :115



Loadung 2 envelope of shear forces Q_{e1} [kN]
M = 1 :115



Action 2

Field	x [m]		max M_{e1} [kNm]	min M_{e1} [kNm]	max Q_{e1} [kN]	min Q_{e1} [kN]
1	0.00		0.00	-0.00	61.48	-2.35
	0.15	s	9.05	-0.35	59.23	-2.35
	0.62	h0	35.16	-1.46	52.19	-2.35
	1.00		53.95	-2.35	46.48	-2.35
	2.00		92.94	-4.70	31.48	-2.35
	3.00	*	116.93	-7.05	16.48	-2.35
	4.00		25.88	-9.41	2.03	-102.91
	4.28	h0	8.70	-21.16	2.03	-107.12
	4.85	s	9.86	-84.53	2.03	-115.66
	5.00		10.16	-102.05	2.03	-117.91
2	0.00		10.16	-102.05	58.07	-12.97
	0.15	s	8.22	-93.50	55.82	-12.97
	0.72	h0	6.76	-70.10	47.29	-12.97
	1.00		10.73	-65.02	43.07	-12.97
	2.00	*	18.24	-49.91	28.07	-12.97
	3.00		10.73	-34.81	28.07	-27.97
	3.28	h0	7.74	-32.38	28.07	-32.18
	3.85	s	17.79	-47.19	28.07	-40.72
	4.00		22.00	-53.46	28.07	-42.97
3	0.00		22.00	-53.46	60.19	-4.40
	0.15	s	21.34	-44.60	57.94	-4.40
	0.72	h0	18.84	-14.08	49.41	-4.40
	1.00		26.22	-9.41	45.19	-4.40
	2.00		57.18	-7.05	30.19	-4.40
	2.23	*	57.57	-6.52	6.75	-4.40
	3.00		53.10	-4.70	2.35	-11.56
	4.00		34.03	-2.35	2.35	-26.56
	4.38	h0	22.84	-1.46	2.35	-32.27
	4.85	s	6.07	-0.35	2.35	-39.31
	5.00		0.00	-0.00	2.35	-41.56

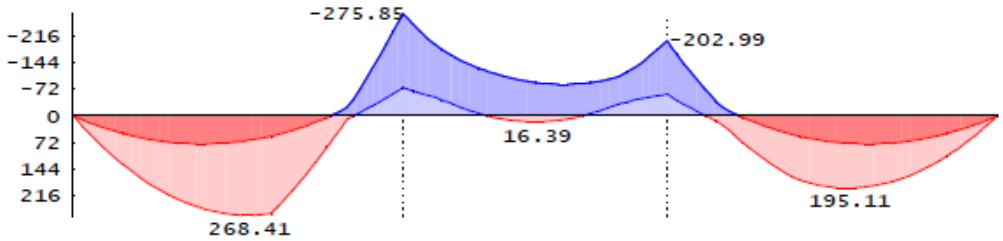
Support reactions

Action	support	max [kN]	min [kN]
1	A	81.81	81.81
	B	198.19	198.19
	C	198.19	198.19
	D	81.81	81.81
2	A	61.48	-2.35
	B	175.98	-15.00
	C	103.16	-32.47
	D	41.56	-2.35

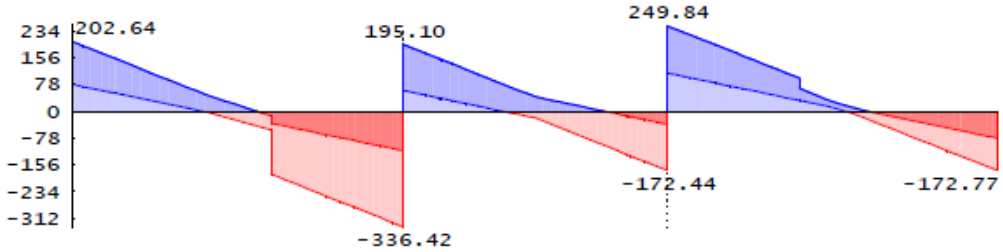
Load combinations

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

Moment M [kNm]
M = 1 :115



Shear force Q [kN] fundamental combinations
M = 1 :115



Field	x [m]		max M_{Ed} [kNm]	min M_{Ed} [kNm]	max Q_{Ed} [kN]	min Q_{Ed} [kN]
1	0.00		0.00	0.00	202.65	78.28
	0.15	s	29.54	11.29	191.18	72.28
	0.62	h0	110.78	40.79	155.30	53.52
	1.00		164.27	58.21	126.15	38.28
	2.00		252.23	76.52	49.65	-1.72
	2.65	*	268.41	67.01	8.45	-36.14
	3.00		263.70	54.83	-13.48	-55.09
	4.00		48.51	-6.94	-75.15	-259.93
	4.28	h0	-3.28	-53.76	-86.39	-281.42
	4.85	s	-58.90	-226.28	-109.15	-324.95
	5.00		-75.73	-275.88	-115.15	-336.43
2	0.00		-75.73	-275.88	195.11	60.55
	0.15	s	-67.09	-247.48	183.63	54.55
	0.72	h0	-33.63	-164.27	140.11	31.79
	1.00		-14.91	-139.38	118.61	20.55
	2.00	*	16.39	-89.68	42.11	-19.45
	3.00		-14.91	-94.07	2.11	-95.95
	3.28	h0	-32.16	-107.69	-9.13	-117.45
	3.85	s	-52.73	-178.00	-31.89	-160.98
	4.00		-57.97	-203.01	-37.89	-172.45

3	0.00		-57.97	-203.01	249.85	111.59
	0.15	s	-41.68	-166.39	238.38	105.59
	0.72	h0	11.93	-43.14	194.85	82.83
	1.00		49.01	-6.94	173.35	71.59
	2.00		174.08	54.83	96.85	31.59
	2.74	*	195.11	74.77	15.05	-2.99
	3.00		192.48	76.52	1.72	-19.78
	4.00		134.40	58.21	-38.28	-96.28
	4.38	h0	92.29	40.79	-53.52	-125.42
	4.85	s	25.06	11.29	-72.28	-161.30
	5.00		0.00	0.00	-78.28	-172.78

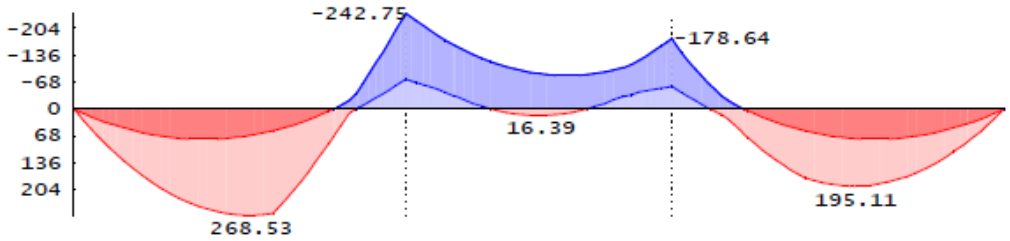
Combinations of support reactions

Combination	support	max [kN]	min [kN]
fundamental comb	A	202.65	78.28
	B	531.54	175.69
	C	422.30	149.48
	D	172.78	78.28

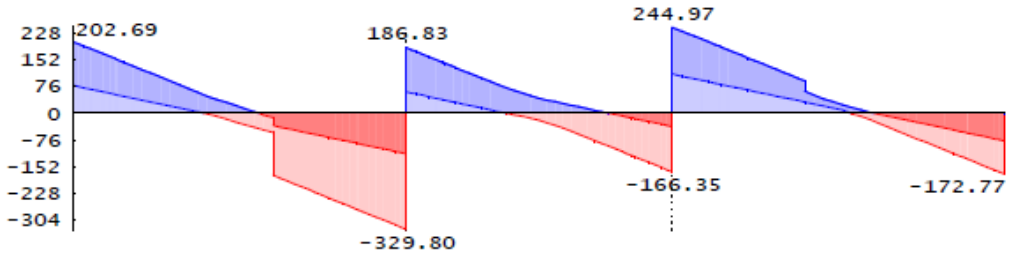
Moments redistribut.

B	C
12.0%	12.0%

Results after moments redistribution.
Moment M [kNm] fundamental combinations
M = 1 :115



Shear force Q [kN] fundamental combinations
M = 1 :115



Field	x [m]		max M_{Ed} [kNm]	min M_{Ed} [kNm]	max Q_{Ed} [kN]	min Q_{Ed} [kN]
1	0.00		0.00	0.00	202.69	78.28
	0.15	s	29.54	11.29	191.22	72.28
	0.56	h0	101.96	37.72	159.62	55.76
	1.00		164.31	58.21	126.19	38.28
	2.00		252.31	76.52	49.69	-1.72
	2.65	*	268.53	67.00	8.42	-36.17
	3.00		263.83	54.83	-13.48	-55.09
	4.00		48.68	-6.94	-75.15	-253.32
	4.28	h0	-3.54	-47.72	-86.51	-275.02
	4.85	s	-58.90	-199.26	-109.15	-318.29
	5.00		-75.73	-242.78	-115.15	-329.81

2	0.00		-75.73	-242.78	186.83	60.55
	0.15	s	-67.09	-223.80	175.36	54.55
	0.72	h0	-33.82	-163.12	132.03	31.91
	1.00		-14.91	-139.22	110.30	20.55
	2.00	*	16.39	-89.57	42.11	-19.45
	3.00		-14.91	-94.01	2.11	-89.84
	3.28	h0	-32.06	-105.13	-9.25	-111.57
	3.85	s	-52.73	-160.39	-31.89	-154.86
	4.00		-57.97	-178.65	-37.89	-166.36
3	0.00		-57.97	-178.65	244.98	111.59
	0.15	s	-41.68	-142.77	233.51	105.59
	0.72	h0	11.68	-37.92	190.20	82.95
	1.00		49.01	-6.94	168.48	71.59
	2.00		174.08	54.83	91.98	31.59
	2.74	*	195.11	74.77	15.05	-2.99
	3.00		192.48	76.52	1.72	-19.78
	4.00		134.40	58.21	-38.28	-96.28
	4.44	h0	85.25	37.77	-55.72	-129.63
	4.85	s	25.06	11.29	-72.28	-161.30
	5.00		0.00	0.00	-78.28	-172.78

Combinations of support reactions

Combination	support	max [kN]	min [kN]
fundamental comb	A	202.69	78.28
	B	516.64	175.69
	C	411.34	149.48
	D	172.78	78.28

Strength design

By MSZ EN 1992-1-1: Design of concrete structures

Concrete C25/30, linkS400 *fyk=400MPa*

top S500 *fyk=500MPa ftk=525MPa*

bottom S500 *fyk=500MPa ftk=525MPa*

Protective layer

Field	ap b [mm]	ap t [mm]	ap l [mm]	a b [cm]	a t [cm]
1	28	28	15	3.7	3.4
2	28	28	15	3.4	3.4
3	28	28	15	3.6	3.4

Field 1

x [m]		max M [kNm]	min M [kNm]	$A_{s,b}$ (I) [cm²]	$A_{s,t}$ (I) [cm²]	$A_{s,b}$ [cm²]	$A_{s,t}$ [cm²]
0.00		0.1	0.0	2.82	0.00	2.82	0.00
0.15	s	29.5	11.3	2.82	0.00	2.82	0.00
1.00		164.3	58.2	7.98	0.00	7.98	0.00
2.00		252.3	76.5	12.34	0.00	12.34	0.00
2.65	*	268.5	67.0	13.15	0.00	13.15	0.00
3.00		263.8	54.8	12.91	0.00	12.91	0.00
3.84		88.3	5.7	4.26	0.00	4.26	0.00
3.86		83.5	4.2	4.04	0.00	4.04	0.00
3.91		70.4	0.0	3.36	0.00	3.36	5.24
4.00		48.7	-6.9	2.82	5.28	2.82	5.28
4.85	s	-58.9	-199.3	0.00	8.41	0.00	8.41
5.00		-75.7	-242.8	0.00	10.52	0.00	10.52

x [m]		V_{Ed} [kN]	V_{rdc} [kN]	V_{rds} [kN]	V_{rdmax} [kN]	A_{sw}/s [cm²/m]
0.00						
0.15	o	191.2	72.8	191.2	406.8	4.20
0.56	h0	159.6	72.8	159.6	406.6	4.20
1.00		126.2	83.4	126.2	401.7	3.36
2.00		49.7	83.4			3.00
3.00		55.1	83.4			3.00
3.84		241.1	83.4	241.1	402.2	6.42
3.86		242.6	82.4	242.6	403.6	6.44
3.91		246.7	77.1	246.8	411.0	6.43
4.00		253.3	73.9	253.3	420.4	6.45
4.28	h0	275.0	76.2	275.0	432.1	6.81
4.85	o	318.3	80.1	318.3	474.4	5.43
5.00						

Field 2

x [m]		max M [kNm]	min M [kNm]	A_{sb} (I) [cm²]	A_{st} (I) [cm²]	A_{sb} [cm²]	A_{st} [cm²]
0.00		-75.7	-242.8	0.00	10.52	0.00	10.52
0.15	s	-67.1	-223.8	0.00	9.59	0.00	9.59
1.00		-14.9	-139.2	0.00	6.88	0.00	6.88
1.14		-6.8	-129.0	0.00	6.56	0.00	6.56
1.16		-5.7	-127.6	0.00	6.49	0.00	6.49
2.00	*	16.4	-89.6	2.38	4.49	2.38	4.49
2.84		-5.7	-89.7	0.00	4.49	0.00	4.49
2.86		-6.8	-90.1	0.00	4.49	0.00	4.49
3.00		-14.9	-94.0	0.00	4.55	0.00	4.55
3.85	s	-52.7	-160.4	0.00	6.60	0.00	6.60
4.00		-58.0	-178.7	0.00	7.44	0.00	7.44

x [m]		V_{Ed} [kN]	V_{rdc} [kN]	V_{rds} [kN]	V_{rdmax} [kN]	A_{sw}/s [cm²/m]
0.00						
0.15	o	175.4	80.1	175.4	477.3	4.69
0.72	h0	132.0	76.2	132.0	428.4	3.30
1.00		110.3	71.3	113.7	405.7	3.00
1.14		99.6	70.3	110.3	393.5	3.00
1.16		98.1	70.2	110.0	392.6	3.00
2.00		42.1	58.0			3.00
2.84		77.6	63.8	110.7	395.2	3.00
2.86		79.1	63.9	111.0	396.0	3.00
3.00		89.8	64.8	114.5	408.5	3.00
3.28	h0	111.6	73.2	120.2	429.0	3.00
3.85	o	154.9	77.0	154.9	478.6	3.67
4.00						

Field 3

x [m]		max M [kNm]	min M [kNm]	A_{sb} (I) [cm²]	A_{st} (I) [cm²]	A_{sb} [cm²]	A_{st} [cm²]
0.00		-58.0	-178.7	0.00	7.44	0.00	7.44
0.15	s	-41.7	-142.8	0.00	5.84	0.00	6.08
1.00		49.0	-6.9	2.76	5.28	2.76	5.28
1.09		62.7	-0.1	2.99	5.24	2.99	5.24
1.09		63.0	0.1	3.00	0.00	3.00	0.00
1.14		71.2	4.2	3.43	0.00	3.43	0.00
1.16		74.2	5.7	3.57	0.00	3.57	0.00
2.00		174.1	54.8	8.44	0.00	8.44	0.00

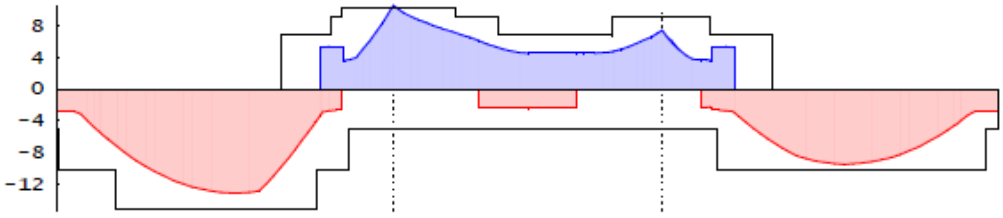
2.74	*	195.1	74.8	9.48	0.00	9.48	0.00
3.00		192.5	76.5	9.35	0.00	9.35	0.00
4.00		134.4	58.2	6.50	0.00	6.50	0.00
4.85	s	25.1	11.3	2.82	0.00	2.82	0.00
5.00		0.0	0.0	2.82	0.00	2.82	0.00

x [m]		V_{Ed} [kN]	V_{rdc} [kN]	V_{rds} [kN]	V_{rdmax} [kN]	A_{sw}/s [cm²/m]
0.00						
0.15	o	233.5	77.0	233.5	479.2	4.02
0.72	h0	190.2	66.5	190.2	434.7	4.68
1.00		168.5	64.8	168.5	412.6	4.37
1.09		162.0	67.4	162.0	408.1	4.25
1.09		161.8	67.6	161.8	408.1	4.25
1.14		157.8	72.0	157.8	408.0	4.14
1.16		156.2	72.9	156.2	408.0	4.10
2.00		92.0	72.9	114.2	407.4	3.00
3.00		19.8	72.9			3.00
4.00		96.3	72.9	114.0	406.9	3.00
4.44	h0	129.6	72.9	129.6	407.2	3.41
4.85	o	161.3	57.9	161.3	414.3	3.41
5.00						

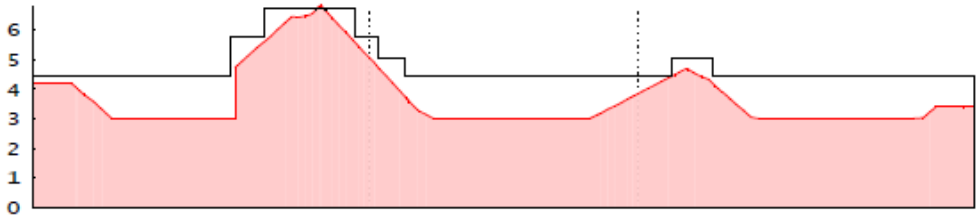
4. Конструирование арматуры

Reinforc. designing

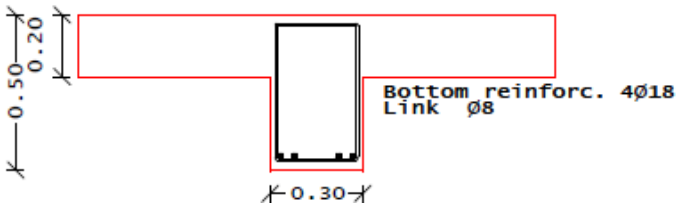
Longitud. reinforc. A_s [cm²]
M = 1 :115



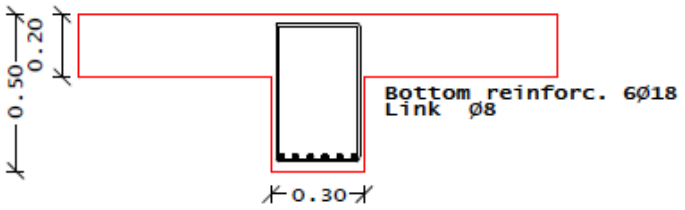
Shear reinforcement A_{sw}/s [cm²/m]
M = 1 :115



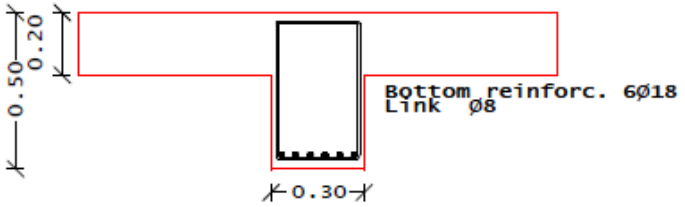
Field 1 reinforcement arrangement crossection at x= 0.00
M = 1 :25



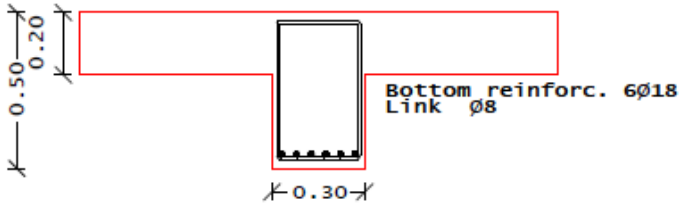
Field 1 reinforcement arrangement crossection at x= 1.00
M = 1 :25



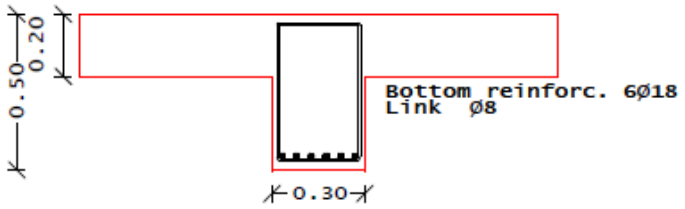
Field 1 reinforcement arrangement crossection at x= 2.00
M = 1 :25



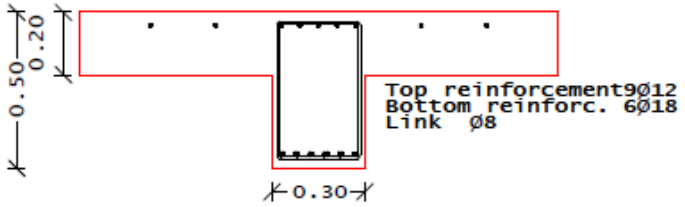
Field 1 reinforcement arrangement crossection at x= 2.65
M = 1 :25



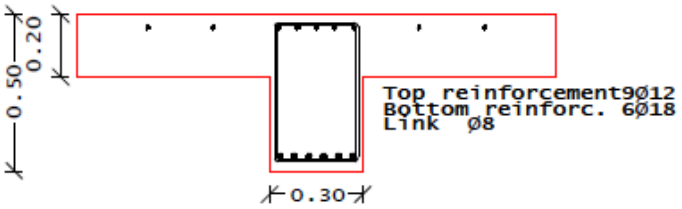
Field 1 reinforcement arrangement crossection at x= 3.00
M = 1 :25



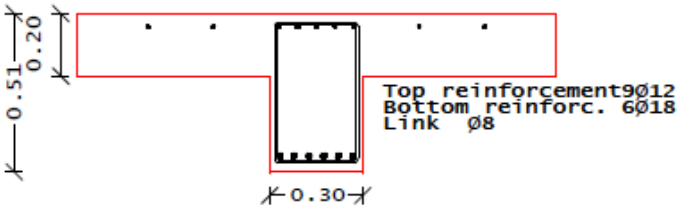
Field 1 reinforcement arrangement crossection at x= 3.84
M = 1 :25



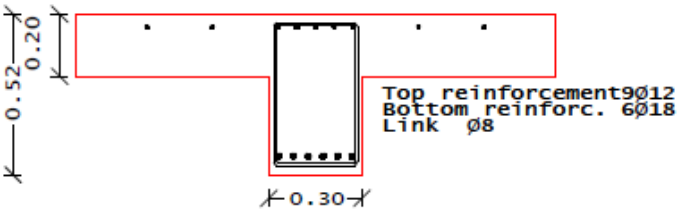
Field 1 reinforcement arrangement crossection at x= 3.86
M = 1 :25



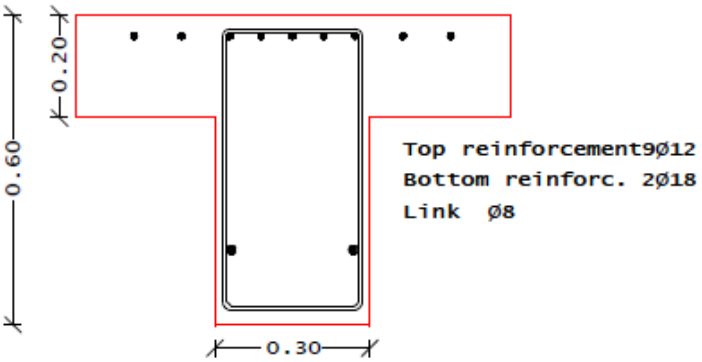
Field 1 reinforcement arrangement crossection at x= 3.91
M = 1 :25



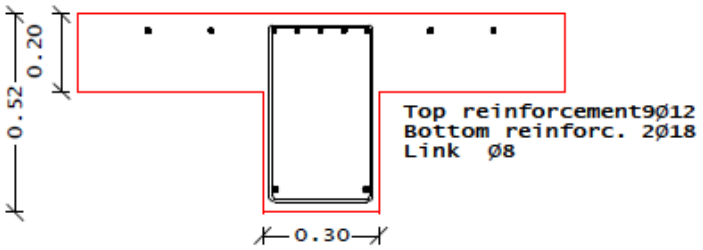
Field 1 reinforcement arrangement crossection at x= 4.00
M = 1 :25



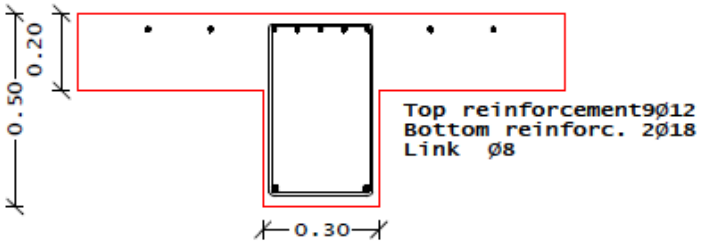
Field 2 reinforcement arrangement crossection at x= 0.15
M = 1 :15



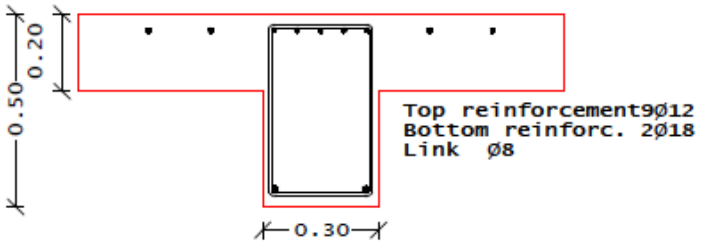
Field 2 reinforcement arrangement crossection at x= 1.00
M = 1 :20



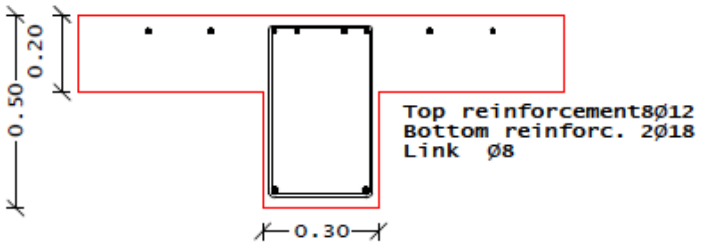
Field 2 reinforcement arrangement crossection at x= 1.14
M = 1 :20



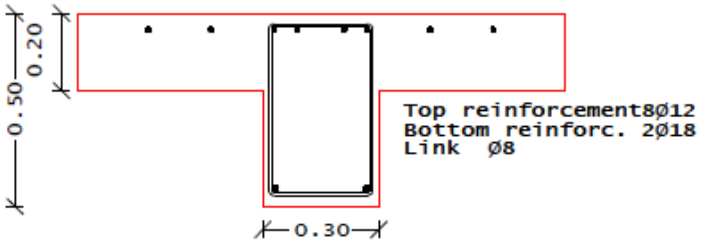
Field 2 reinforcement arrangement crossection at x= 1.16
M = 1 :20



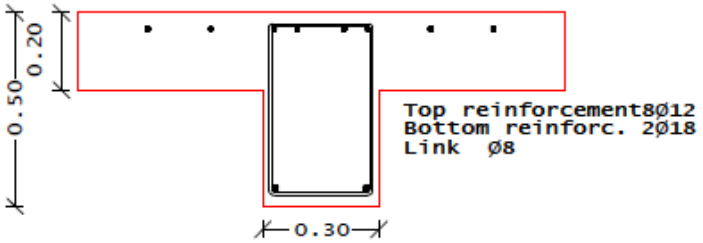
Field 2 reinforcement arrangement crossection at x= 2.00
M = 1 :20



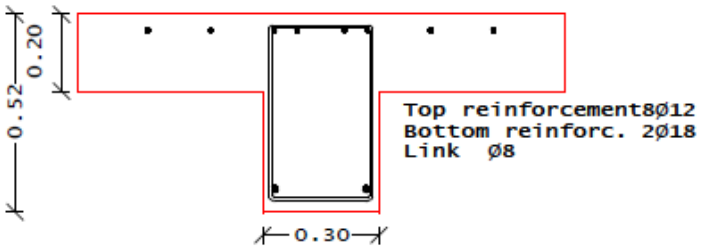
Field 2 reinforcement arrangement crossection at x= 2.84
M = 1 :20



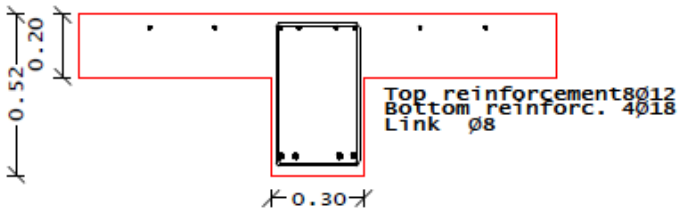
Field 2 reinforcement arrangement crossection at x= 2.86
M = 1 :20



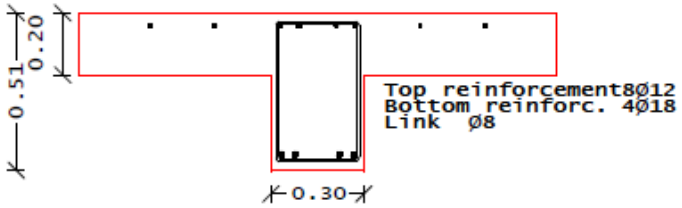
Field 2 reinforcement arrangement crossection at x= 3.00
M = 1 :20



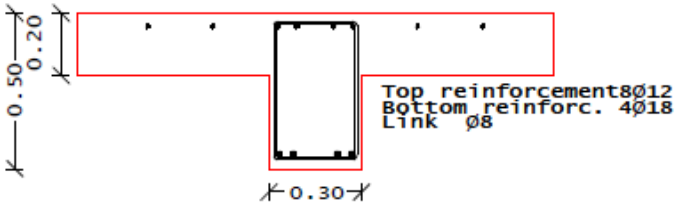
Field 3 reinforcement arrangement crossection at x= 1.00
M = 1 :25



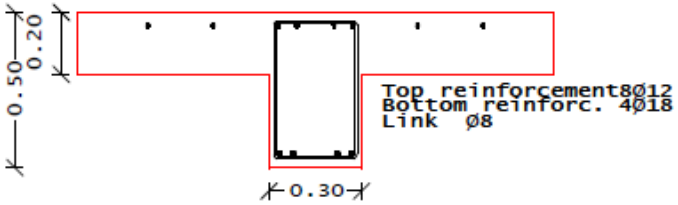
Field 3 reinforcement arrangement crossection at x= 1.09
M = 1 :25



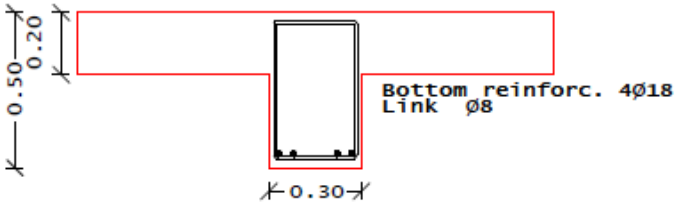
Field 3 reinforcement arrangement crossection at x= 1.14
M = 1 :25



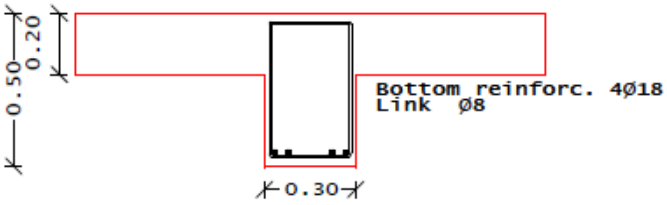
Field 3 reinforcement arrangement crossection at x= 1.16
M = 1 :25



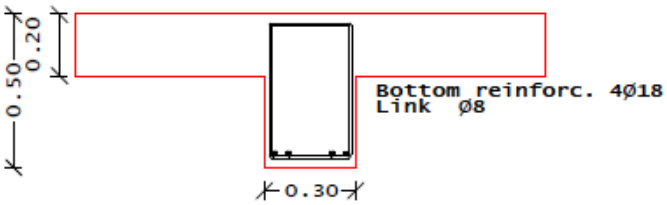
Field 3 reinforcement arrangement crossection at x= 2.00
M = 1 :25



Field 3 reinforcement arrangement crossection at x= 3.00
M = 1 :25



Field 3 reinforcement arrangement crossection at x= 4.00
M = 1 :25



Longitud. reinf.

field supp	typ	numb	d_s [mm]	row	A_{s1} [cm²]	a [m]	l [m]
1	b	2	18	1	5.09	-0.35	14.70
1	b	2	18	1	10.18	-0.32	5.36
1	b	2	18	1	15.27	0.48	3.73

	3	b	2	18	1	10.18	0.47	4.69

Longitud. reinf.

field supp	typ	numb	d_s [mm]	row	A_{s1} [cm²]	a [m]	l [m]
B	t	2	12	1	6.79	3.10	7.77
B	t	4	12	1	4.52	3.10	7.77
B	t	2	12	1	9.05	3.61	3.44
B	t	1	12	1	10.18	3.78	2.60
C	t	2	12	1	9.05	2.78	2.38

Lengths are given with the anchoring

Links

Field	numb	n	ds [mm]	s [cm]	A_{sw}/s [cm²/m]	a [m]	l [m]
1	14	2	8	23	4.47	0.00	2.93
1	3	2	8	18	5.74	2.93	0.52
1	6	2	8	15	6.70	3.45	0.90
1	3	2	8	15	6.70	4.34	0.45
1	2	2	8	18	5.74	4.79	0.35
2	2	2	8	20	5.03	0.14	0.40
2	17	2	8	23	4.47	0.54	3.83
3	4	2	8	20	5.03	0.50	0.60
3	18	2	8	23	4.47	1.10	4.05

Typ of reinforcement	d [mm]	length [m]	numb	weight [kN]
longitud. reinforc.	12	60.88		0.53
longitud. reinforc.	18	56.95		1.12
links	8		70	

Shear between web and flanges

V_{rdc} = 0.48MPa, V_{rdmax} = 4.50MPa, d = 8mm

Field	x [m]	V_{Ed} [MPa]	A_{sw}/s [cm²/m]	s [cm]	n	A_{sw}/S [cm²/m]
1	0.00	0.91	5.24	18	1x2	5.59
	0.18	0.85	4.89	20	1x2	5.03
	0.38	0.66	3.78	24	1x2	4.19
	0.62	0.62	3.56	28	1x2	3.59
	0.90	0.53	3.03	32	1x2	3.14
	2.86	0.06	0.00	24	1x2	4.19
	3.10	0.71	4.06	22	1x2	4.57
	3.32	0.76	4.38	20	2x2	5.03
	3.72	0.86	4.97	18	1x2	5.59
	3.90	0.84	4.83	14	2x2	7.18
	4.18	0.89	4.41	18	3x2	5.59
	4.85	0.48	0.00	28	1x2	3.59
2	4.00	0.27	0.00	22	1x2	4.57
3	0.22	0.70	4.02	24	1x2	4.19
	0.65	0.32	0.00	22	2x2	4.57
	1.09	0.62	3.59	28	1x2	3.59
	1.37	0.54	3.09	32	2x2	3.14
	4.67	0.51	0.80	22	1x2	4.57
	4.89	0.74	4.25	11	1x2	9.14

5. Расчёт по трещиностойкости

Cracks verification

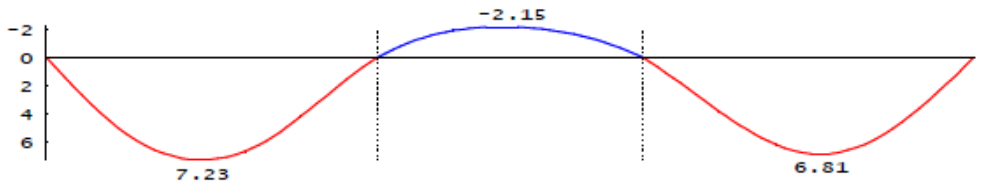
Maximum permissible width of the cracks wk=0.30 mm

Normal cracks

Field	x [m]		M [kNm]	M_{crc} [kNm]	σ_s [MPa]	$A_{c,eff}$ [cm²]	w_k [mm]
1	0.00		0.0	49.2			
	0.15	o	17.3	49.2			
	1.00		94.1	49.2	14.9	277.50	0.16
	2.00		139.3	51.8	14.9	277.50	0.14
	2.65	*	142.5	51.8	14.9	277.50	0.14
	3.00		135.6	51.8	14.9	277.50	0.13
	3.84		44.1	49.5			
	3.86		41.5	49.6			
	3.91		34.4	50.6			
	4.00		22.7	49.5			
	4.85	o	-124.4	-97.5	14.0	714.00	0.22
	5.00		-152.2	-98.0	14.0	714.00	0.25
2	0.00		-152.2	-98.0	14.0	714.00	0.25
	0.15	o	-135.5	-98.0	14.0	714.00	0.21
	1.00		-70.0	-92.3	0.0	0.00	0.00
	1.14		-63.5	-86.7	0.0	0.00	0.00
	1.16		-62.7	-86.3	0.0	0.00	0.00
	2.00	*	-40.9	-86.3	0.0	0.00	0.00
	2.84		-47.4	-86.3	0.0	0.00	0.00
	2.86		-47.9	-86.7	0.0	0.00	0.00
	3.00		-51.9	-91.7	0.0	0.00	0.00
	3.85	o	-107.7	-97.5	14.0	714.00	0.18
	4.00		-123.1	-97.5	14.0	714.00	0.22
3	0.00		-123.1	-97.5	14.0	714.00	0.22
	0.15	o	-100.5	-96.6	14.0	714.00	0.26
	1.00		22.9	49.5			
	1.09		31.6	47.9			
	1.14		36.6	47.0			
	1.16		38.5	46.8			
	2.00		99.7	49.2	14.9	277.50	0.17
	2.74	*	116.1	49.2	14.9	277.50	0.20
	3.00		115.4	49.2	14.9	277.50	0.20
	4.00		82.2	49.2	14.9	277.50	0.13
	4.85	o	15.5	49.2			
	5.00		0.0	49.2			

6. Расчёт по деформациям

Deflections [mm]
M = 1 :115

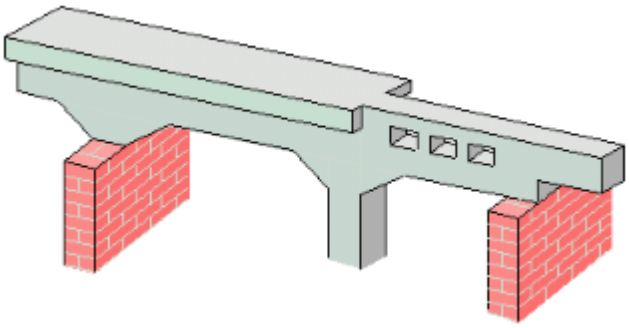


Deflections

Field	x [m]		M [kNm]	100/ρI [1/m]	100/ρII [1/m]	100/ρ [1/m]	w [mm]
1	0.00		0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.00		94.1	0.19	0.26	0.24	4.61
	2.00		139.3	0.28	0.27	0.27	7.04
	2.33	*	143.6	0.29	0.28	0.28	7.23
	3.00		135.6	0.27	0.27	0.27	6.63
	4.00		22.7	0.04	0.00	0.04	3.57
	5.00		-139.0	-0.20	0.00	-0.20	0.00
2	0.00		-139.0	-0.20	0.00	-0.20	-0.00
	1.00		-70.0	-0.14	0.00	-0.14	-1.76
	2.00	*	-40.9	-0.09	0.00	-0.09	-2.15
	3.00		-51.9	-0.10	0.00	-0.10	-1.59
	4.00		-102.8	-0.15	0.00	-0.15	-0.00
3	0.00		-102.8	-0.15	0.00	-0.15	0.00
	1.00		22.9	0.04	0.00	0.04	3.28
	2.00		99.7	0.20	0.28	0.26	6.13
	2.67	*	115.7	0.23	0.32	0.30	6.81
	3.00		115.4	0.23	0.32	0.30	6.63
	4.00		82.1	0.16	0.23	0.20	4.25
	5.00		0.0	0.00	0.00	0.00	0.00

Расчет выполнен модулем t305 программы СТАТИКА 2021 © ООО Тексофт

309 - Конструирование арматуры железобетонной балки



Программа предназначена для конструирования арматуры многопролетной железобетонной балки, для которой каким-либо методом ранее была определена требуемая арматура.

Предусмотрены варианты прямоугольного и таврового сечений балки.

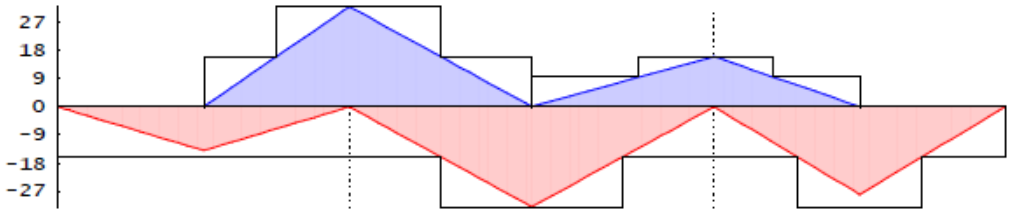
При конструировании продольной арматуры, подбираются диаметры продольных стержней и определяются места их обрыва с учётом длин анкеровки и места их обрыва для оптимизации количества арматуры. Длина стержней определяется с учётом анкеровки.

При конструировании поперечной арматуры, определяется количество и расположение хомутов.

1. Конструирование арматуры

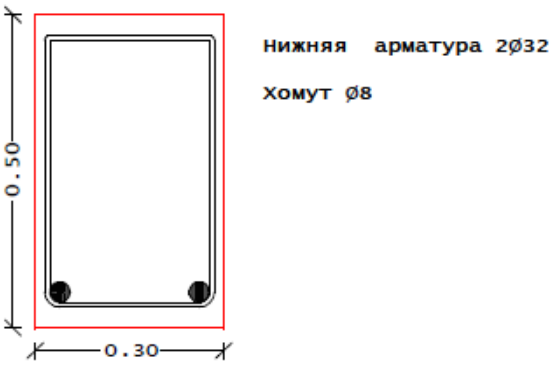
Констр. арматуры

As [см2] Продольная арматура
M = 1 :104



Asw/s [см2/м] Поперечная арматура
M = 1 :104

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 0.00
M = 1 :12



Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 2.00
M = 1 :12

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 0.00
M = 1 :12

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 0.15
M = 1 :12

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 2.50
M = 1 :12

Пролет 2 схема армирования сечения с координатой x = 4.85
M = 1 :12

Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 0.00
M = 1 :12

Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 2.00
M = 1 :12

Пролет 3 схема армирования сечения с координатой x = 4.00
M = 1 :12

Продольн. арм.

пролёт опора	тип	кол.	ds [мм]	ряд	Asl [см2]	a [м]	l [м]
2	н	2	32	1	16.08	-4.48	13.96
2	н	2	32	1	32.17	0.65	3.70
3	н	2	32	1	32.17	0.54	2.91
B	в	2	32	1	16.08	1.52	5.46
B	в	2	32	1	32.17	2.40	3.45
C	в	3	20	1	9.42	2.20	5.10
C	в	2	20	1	15.71	3.52	2.76

Длины приведены с учетом анкеровки

Хомуты

Пролёт	кол.	срез.	ds [мм]	s [см]	Asw/s [см2/м]	a [м]	l [м]
1	35	2	8	12	8.38	0.00	4.08
2	42	2	8	12	8.38	0.08	5.04
3	33	2	8	12	8.38	0.12	3.96

Тип арматуры	d [мм]	длина [м]	кол.	вес [кН]
стержневая арматура	32	58.96		3.65
стержневая арматура	20	20.81		0.50
хомуты	8		111	

Расчет выполнен модулем t309 программы СТАТИКА 2021 © ООО Тексофт

315 – Многопустотная плита

Программа предназначена для расчёта многопустотной плиты согласно СП 63.13330.2018 [1] на основе диаграмм деформирования бетона и арматуры. Расчёт включает проверку прочности и проверку трещиностойкости плиты.

1. Расчётная схема и нагрузки

Рассматривается многопустотная плита с произвольным числом круглых полостей (рис.1). Задаются число и диаметр полостей, а также смещение центров полостей относительно центра прямоугольного сечения. Положительное смещение отсчитывается вверх, а отрицательное смещение - вниз.

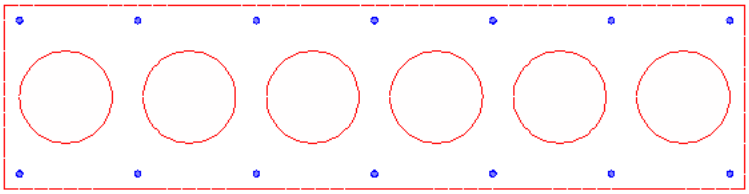


Рис. 1. Сечение плиты

Арматура может размещаться у нижней и/или у верхней стороны сечения. Задаются диаметр арматуры, число стержней арматуры и толщина защитного слоя бетона.

Расчетная схема представляет собой стержневой элемент, края которого имеют шарнирное или жёсткое закрепление.

Возможно задание равномерно распределённой нагрузки и нескольких сосредоточенных нагрузок, положительные направления которых показаны на рис.2. Наряду с расчётным значением нагрузки, задаётся нормативное значение и её длительная часть. Точка приложения сосредоточенной нагрузки определяется по расстоянию x от левого края плиты.

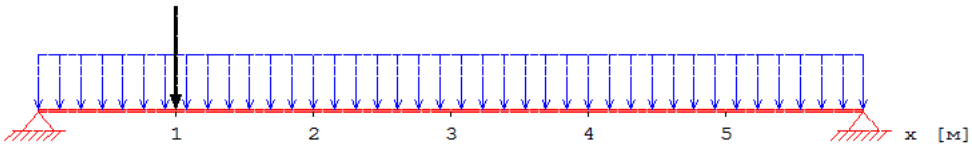


Рис. 2. Положительные направления нагрузок на плиту

Изгибающий момент в сечении плиты принимается положительным, если при его действии сжатая зона возникает в верхней части сечения. Если край плиты жестко закреплен или если задана отрицательная нагрузка, возникает также отрицательный изгибающий момент.

2. Расчёт

Расчёт плиты включает проверку прочности плиты и проверку трещиностойкости плиты. В качестве расчётного сечения принимается фактическое многосвязное сечение с круглыми полостями. Как альтернатива, предусмотрен выбор идеализированного двутаврового сечения (рис.3).

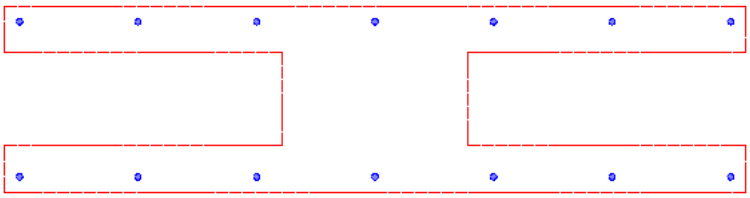


Рис. 3. Альтернативное двутавровое сечение

Расчет по прочности проводится на основе нелинейной деформационной модели согласно [1], 8.1.20. В качестве расчетной диаграммы состояния сжатого бетона принимается трехлинейная диаграмма согласно [1], 6.1.20. Для арматуры, в зависимости от её класса, применяется двухлинейная или трехлинейная диаграмма согласно [1], 6.2.14, 6.2.15.

При проверке прочности плиты, в случае знакопеременной эпюры изгибающего момента, определяются предельные моменты положительного и отрицательного знака. При этом выводится рисунок сечения с изображением сжатой зоны, а также выводятся деформации бетона и арматуры.

Проверка по трещиностойкости включает определение момента образования трещин и определение ширины раскрытия трещин. Момент трещинообразования M_{crc} определяется по нормативным значениям сопротивлений бетона и арматуры для предельного состояния растянутого бетона, которое характеризуется равенством наибольшего напряжения сопротивлению $R_{bt,n}$ [1], 6.1.24.

Напряжения в растянутой арматуре после образования трещин σ_s и $\sigma_{s,crc}$, входящие в формулы [1], (8.128), (8.137), вычисляются на основе диаграмм деформирования бетона и арматуры.

Площадь сечения растянутого бетона A_{bt} и площадь сечения растянутой арматуры A_s, через которые по формуле [1], (8.136) вычисляется базовое расстояние l_s между трещинами, определяются непосредственно перед образованием трещин. Значение A_{bt} определяется при следующих ограничениях на высоту растянутой зоны: $x_t \geq 2a$, $x_t \leq h/2$, где a – расстояние от арматуры до ближайшей стороны сечения, h - высота сечения.

Литература

1. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции.Основные положения».

351 – Расчет короткой железобетонной консоли

Программа предназначена для подбора арматуры и расчёта прочности короткой железобетонной консоли согласно СП 63.13330.2018 [1]. Предельные усилия вычисляются на основе диаграмм деформирования сжатого бетона и арматуры.

1. Расчётная схема консоли

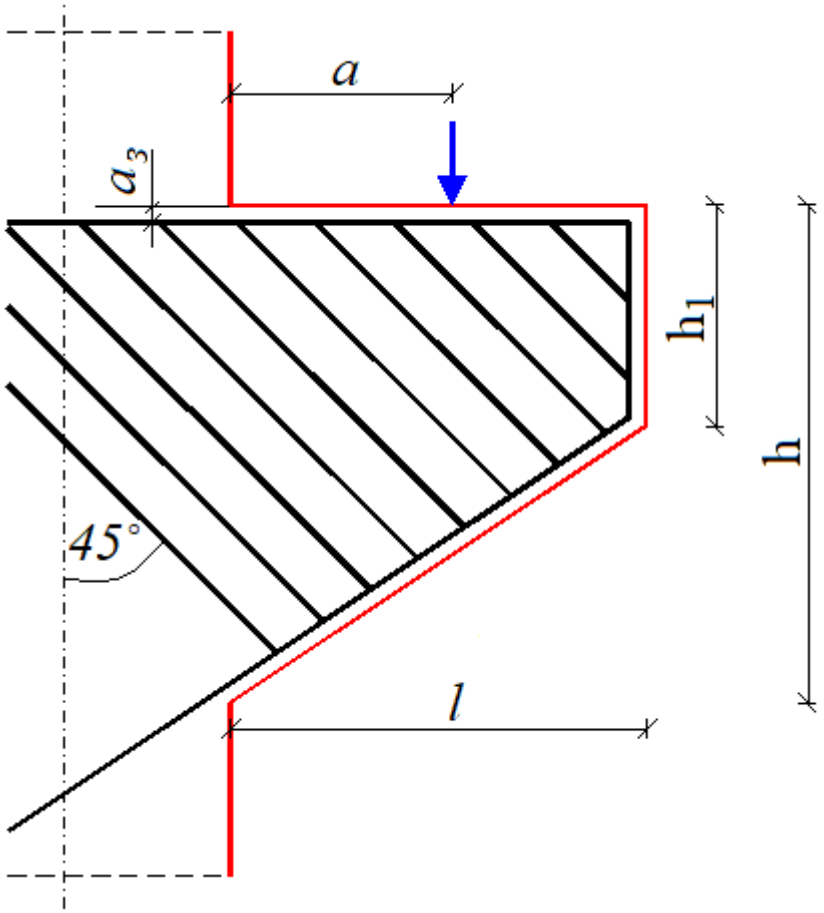


Рис. 1. Схема консоли с наклонной поперечной арматурой

В программе предусмотрено два режима работы:

1 подбор продольной и поперечной арматуры, удовлетворяющей требованиям прочности и трещиностойкости;

2 проверка прочности и трещиностойкости конструкции с заданными параметрами армирования.

В первом случае, прграмма выбирает тип поперечного армирования, исходя из соотношения высоты консоли и расстояния до точки приложения нагрузки. При $h < 2{,}5 \cdot a$, устанавливается наклонная под 45° к оси колонны арматура, в противном случае, устанавливается горизонтальная арматура.

Параметры расчётной схемы приведены для обоих типов арматуры на рис. 1 и рис. 2.

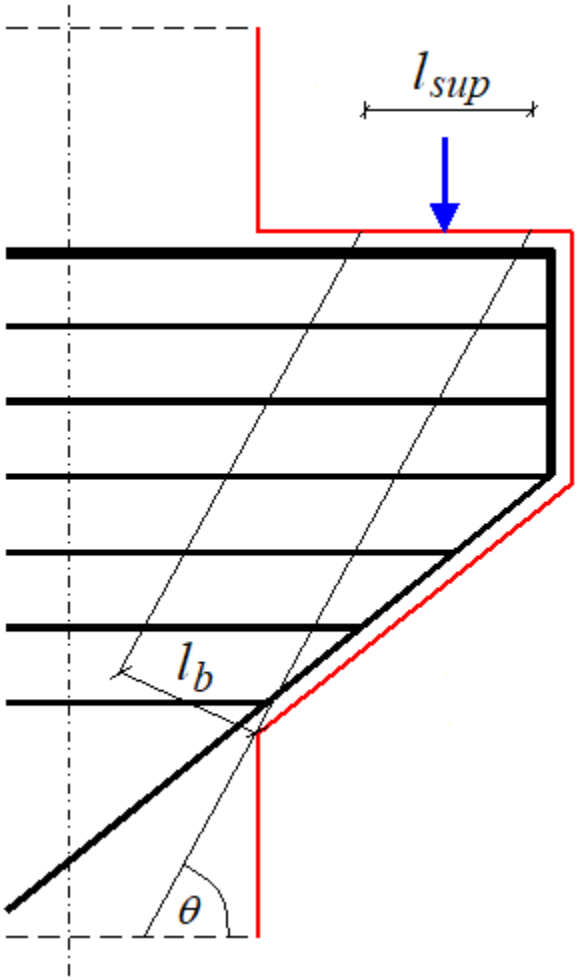


Рис. 2. Схема консоли с горизонтальной поперечной арматурой

2. Расчёт и подбор продольной арматуры

Расчет продольной арматуры производится на основе нелинейной деформационной модели в соответствии с п. 8.1.20 [1]. В качестве расчетной диаграммы состояния сжатого бетона принимается трехлинейная диаграмма.

Исходя из рассчитанной площади арматуры, подбирается количество и диаметр стержней, после чего определяется ширина раскрытия трещин по пп. 8.2.14, 8.2.15 [1]. Расчет 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 (8.128), (8.137) [1], вычисляются на основе диаграмм состояния бетона и арматурной стали при помощи численного метода.

В режиме подбора, если расчётная ширина раскрытия трещин превышает заданную, программа пошагово наращивает количество арматурных стержней, пока это возможно, а затем увеличивает диаметр стержней, и процесс повторяется до выполнения заданных требований по трещиностойкости.

3. Расчёт и подбор поперечной арматуры

Расчет поперечной арматуры производится по п. Ж.1 [1] для обеспечения прочности по наклонной сжатой полосе между силой Q и опорой на колонну по формуле:

$$Q \le 0{,}8\varphi R_b b l_b \sin\theta.$$

Ширина наклонной сжатой полосы определяется по формуле:

$$l_b = l_{\sup} \sin\theta,$$

где $l_{\sup}$ - длина площадки передачи нагрузки вдоль вылета консоли.

Коэффициент φ, учитывающий влияние хомутов, расположенных по высоте консоли, определяется по формуле:

$$\varphi = 1 + 5\alpha\mu \ ,$$

где $\alpha = \dfrac{E_s}{E_b}$; $\mu = \dfrac{A_{sw}}{bs_w}$;

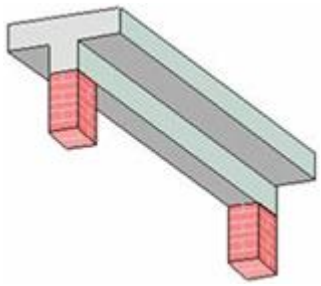
A_{sw} - площадь поперечного сечения хомута, а s_w - расстояние между хомутами, измеренное по нормали к ним.

В режиме подбора, начиная с шага в 15см, пошагово, пока это возможно, уменьшается расстояние между хомутами до выполнения условия прочности по наклонной полосе. А если дальнейшее уменьшение шага невозможно, программа увеличивает диаметр хомутов, и процесс повторяется.

Литература

1. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».

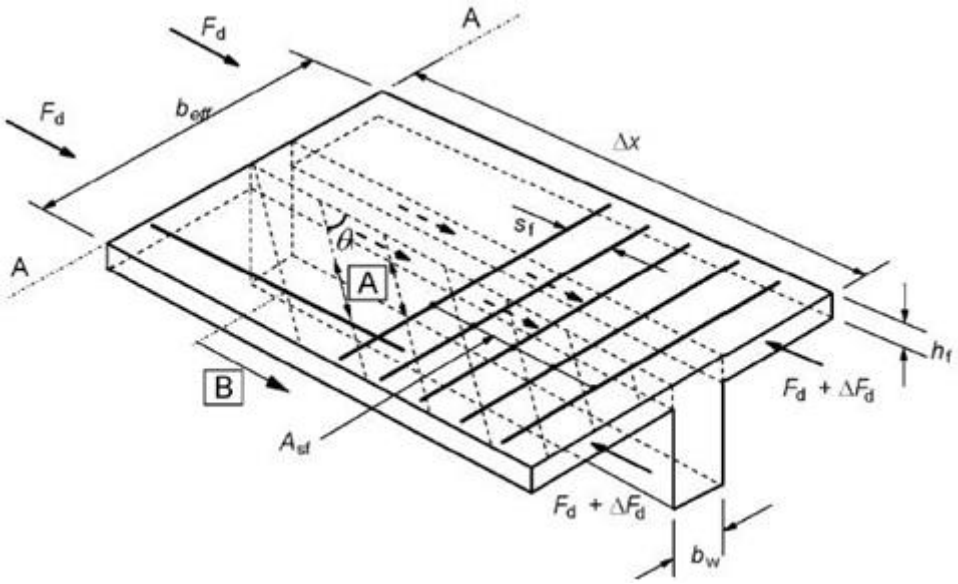
400 – Расчет на сдвиг полки тавра (MSZ EN 1992)



Программа предназначена для расчета на сдвиг полки таврового сечения согласно MSZ EN 1992-1-1 [1]. Определяется требуемая площадь арматуры поперечного направления.

1. Определение напряжения сдвига

Рассматривается тавровое сечение, в котором действует изгибающий момент M. Изгибающий момент является положительным, если при его действии сжатая зона возникает в верхней части сечения. При изменении изгибающего момента M, вдоль оси x элемента, в продольном сечении свеса полки, возникает касательное напряжение. Оно достигает наибольшего значения в плоскости примыкания свеса полки к ребру тавра. Для определения напряжения сдвига, рассматривается расчетный участок длиной Δx, на концах которого действуют изгибающие моменты M_1, M_2.



При постоянной поперечной силе V выполняется равенство $|V| = \dfrac{|M_1 - M_2|}{\Delta x}$. При переменной поперечной силе $V = V(x)$ это равенство выполняется приближенно. При вводе данных возможен выбор одного из двух вариантов задания усилий.

В первом случае, задаются изгибающий момент M и поперечная сила V в сечении, расположенном на одном конце расчетного участка, т.е. принимается $M_1 = M$. Значение M_2 на другом конце расчетного участка определяется как $M_2 = M - \Delta M$, причем знак ΔM совпадает со знаком M. Значение ΔM определяется по формуле $|\Delta M| = \Delta x |V|$ при условиях $\Delta M \geq 0.05M$ и $0.05 \leq \Delta x \leq 1.0$ (Δx в метрах). Значение Δx может быть ограничено точкой, в которой изгибающий момент равен нулю.

Во втором случае, задаются длина расчетного участка Δx и изгибающие моменты M_1, M_2, действующие в сечениях на концах расчетного участка. Предполагается, что знаки моментов совпадают.

Для изгибающих моментов M_1, M_2 вычисляются равнодействующие F_{d1}, F_{d2} нормальных напряжений в свесе полки. Напряженное состояние в сечении отыскивается на основе диаграмм деформирования сжатого бетона и арматуры без учета работы растянутого бетона. При этом

предполагается, что в свесе полки размещена арматура, площадь которой равна $\frac{b_n - b_w}{2b_n} A_{sn}$, где A_{sn} - площадь продольной арматуры в полке, b_n - ширина полки, b_w - ширина ребра.

Напряжение сдвига вычисляется по формуле [1], (6.20):

$$v_{Ed} = \frac{|F_{d1} - F_{d2}|}{h_f \Delta x}$$

2. Проверка прочности

При выполнении условия $v_{Ed} \le 0.4 f_{ctd}$ арматура поперечного направления для восприятия напряжений сдвига не требуется. Если указанное условие не выполняется, то отыскивается погонная площадь арматуры $\frac{A_{sf}}{s_f}$, для которой выполняется условие [1],(6.21):

$$\frac{A_{sf}}{s_f} f_{yd} \ge \frac{v_{Ed} h_f}{\cot\theta_f}$$

где θ_f - угол наклона сжатого раскоса ферменной модели относительно оси элемента.

Одновременно требуется выполнение условия [1],(6.22):

$$v_{Ed} \le \nu f_{cd} \sin\theta_f \cos\theta_f$$

Согласно [1],6.2.4 (4), значения θ_f должны удовлетворять условиям:

$1.0 \le \cot\theta_f \le 2.0$ - для сжатых поясов

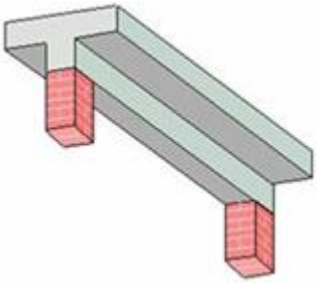
$1.0 \le \cot\theta_f \le 1.25$ - для растянутых поясов

В программе отыскивается такое значение θ_f, для которого достигается наименьшее возможное значение $\frac{A_{sf}}{s_f}$ при удовлетворении всех указанных условий.

Литература

1. MSZ EN 1992-1-1-2009: Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций – Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.

401 – Подбор поперечной арматуры (MSZ EN 1992)



Программа предназначена для расчета приопорной части балки на действие поперечной силы при изгибе и для расчета сечения на действие крутящего момента согласно MSZ EN 1992-1-1 [1]. При расчете на изгиб производится конструирование поперечной арматуры и выводится изображение приопорной части с подобранными хомутами. При расчете на кручение определяются площади поперечной и продольной арматуры, требуемые для восприятия крутящего момента.

1. Расчет на изгиб

1.1 Расчетная схема и нагрузки

Рассматривается изгиб балки прямоугольного или таврового (двутаврового) сечения в вертикальной плоскости. В качестве координаты произвольного поперечного сечения применяется расстояние x от грани опоры. Задаются изгибающий момент M_o и поперечная сила V_o, действующие в сечении балки над гранью опоры. Предусмотрен ввод равномерно распределенной поперечной нагрузки интенсивности q и сосредоточенных поперечных сил Q, действующих на верхней грани балки. Предполагается, что нагрузки q и Q направлены вертикально вниз. Предусмотрено задание сжимающей или растягивающей продольной силы N. Изгибающий момент M и поперечная сила V в произвольном поперечном сечении определяются по усилиям в опорном сечении и заданным нагрузкам на основе уравнений равновесия.

Для учета обрывов стержней продольной арматуры, предусмотрено разбиение приопорной части балки на участки с различной площадью продольной арматуры.

1.2 Расчет

Проверка несущей способности балки без учета поперечной арматуры проводится по формулам (6.2):

$$V \le V_{Rd,c}$$

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$$

$$V_{Rd,c} \ge (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

Здесь V - расчетное значение поперечной силы, b_w - наименьшая ширина растянутой зоны сечения, d - рабочая высота сечения, f_{ck} - характеристическое значение прочности бетона при сжатии (в МПа), $C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_C$, γ_C - коэффициент безопасности для бетона, зависящий от вида расчетной комбинации воздействий, $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \le 2$ (d в мм), $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \le 0.02$, A_{sl} - площадь растянутой продольной арматуры, которая заведена за рассматриваемое сечение как минимум на расстояние $l_{bd} + d$; $k_1 = 0.15$, $\sigma_{cp} = \frac{N}{A_c} \le 0.2 f_{cd}$, N - расчетное значение продольной силы (положительное при сжатии), A_c - площадь бетонного сечения, f_{cd} - расчетное значение прочности бетона ($f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$), $v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$.

На участках балки, на которых выполняется условие $V \le V_{Rd,c}$, поперечная арматура по расчету не требуется. На этих участках должна устанавливаться минимальная поперечная арматура.

Минимальный коэффициент поперечного армирования согласно [1], NA 8.4.2 определяется по формулам:

$$\rho_{w,\min} = 0.08\frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}} \geq 0.001 \quad \text{при } b_w \leq h$$

$$\rho_{w,\min} = 0.08\frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}}\frac{0.0007 + 0.0003\cdot h/b_w}{0.001} \geq 0.0007 + 0.0003\cdot h/b_w \quad \text{при } b_w > h$$

Минимальная погонная площадь поперечной арматуры определяется по формуле:

$$a_{sw,\min} = \min\frac{A_{sw}}{s} = \rho_{w,\min} b_w$$

Здесь $A_{sw} = n\pi d_{sw}^2/4$ - площадь сечения вертикальной поперечной арматуры, n - число ветвей поперечной арматуры, d_{sw} - диаметр поперечной арматуры, s - шаг поперечной арматуры, f_{ywk} - характеристическое значение предела текучести поперечной арматуры (в МПа). Погонная площадь a_{sw} определяется в см^2/м.

Шаг вертикальной поперечной арматуры ограничивается сверху значением $s_{\max} = 0.75d$. Согласно [1], NA 8.4.3, должны выполняться условия $s_{\max} \leq 1.5b_w$, $s_{\max} \leq 300$ мм.

Согласно 6.2.1 (8), проверка прочности проводится для сечений, удаленных от опоры на расстояние, большее рабочей высоты сечения d. В опорном сечении проводится проверка условия $V \leq V_{Rd,\max}$, где $V_{Rd,\max}$ - максимальное значение поперечной силы.

Проверка несущей способности балки с учетом вертикальной поперечной арматуры проводится согласно 6.2.3:

$$V \leq V_{Rd,s}$$

$$V \leq V_{Rd,\max}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot\theta$$

$$V_{Rd,\max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$$

$$1 \leq \cot\theta \leq 2.5$$

Здесь θ - угол наклона сжатого раскоса ферменной модели относительно оси балки, z - плечо внутренних сил, определяемое как расстояние между сжатым и растянутым поясами фермы, $f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_S}$ - расчетное значение предела текучести поперечной арматуры, γ_S - коэффициент безопасности для арматуры, зависящий от вида расчетной комбинации воздействий. При отсутствии сжимающей продольной силы, коэффициент α_{cw} принимается равным 1, а при ее наличии вычисляется по формулам:

$$\alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp}/f_{cd} \quad \text{при} \quad 0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 f_{cd}$$

$$\alpha_{cw} = 1.25 \quad \text{при } 0.25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0.5 f_{cd}$$

$$\alpha_{cw} = 2.5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{при } 0.5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$$

где $\sigma_{cp} = \dfrac{N}{A_c}$. Коэффициент уменьшения прочности бетона ν_1 принимается равным $0.6(1 - f_{ck}/250)$.

Плечо внутренних сил z определяется как расстояние между усилием F_{td} в растянутой продольной арматуре и усилием F_{cd} в сжатой зоне по формуле $z = z_1 + z_2$, где z_1, z_2 - расстояния от усилий F_{td} и F_{cd} до центра тяжести бетонного сечения, $z_2 = \dfrac{|M| - F_{td} z_1}{N + F_{td}}$, $F_{td} = \sigma_t A_{sl}$.

Напряжение σ_t в растянутой арматуре определяется при помощи расчета напряженно-деформированного состояния сечения по усилиям N, M. Указанный расчет проводится на основе диаграмм деформирования сжатого бетона и арматуры без учета работы растянутого бетона.

Максимальная величина поперечной силы, воспринимаемой без разрушения сжатого бетона, равна $V_{Rd,\max}$. Значение $V_{Rd,\max}$ уменьшается при увеличении $\cot\theta$. Если поперечная сила V превышает значение $V_{Rd,\max}$ при $\cot\theta = 1$, то несущая способность балки не может быть обеспечена при помощи поперечного армирования.

В программе предусмотрены два варианта расчета. В первом варианте расчета, в случае, если поперечная сила V меньше значения $V_{Rd,\max}$ при $\cot\theta = 2.5$, принимается $\cot\theta = 2.5$. В противном случае, определяется значение $\cot\theta$, при котором $V = V_{Rd,\max}$. Требуемая площадь поперечной арматуры определяется из равенства $V = V_{Rd,s}$ по формуле:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V}{z f_{ywd} \cot\theta}$$

В первом варианте расчета, требуемая площадь поперечной арматуры принимает минимально возможное значение.

Во втором варианте расчета, значение $\cot\theta$ задается при вводе исходных данных.

В программе определяется приращение ΔA_s площади продольной арматуры, требуемое для восприятия дополнительного усилия ΔF_{td}, возникающего вследствие действия поперечной силы. Значение ΔF_{td} определяется по формуле (6.18):

$$\Delta F_{td} = 0.5 V \cot\theta$$

Приращение ΔA_s определяется путем расчета требуемой площади продольной арматуры при действии продольной силы N и изгибающего момента $M + \Delta M$, где $\Delta M = \Delta F_{td} z$.

1.3 Конструирование

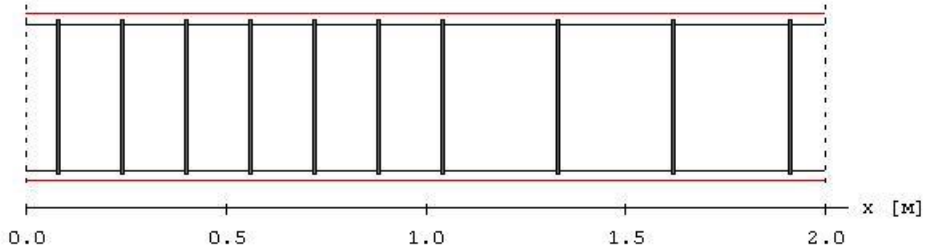
При конструировании хомутов, применяются следующие данные: диаметр хомутов, число ветвей хомутов, максимальный шаг хомутов, приращение шага хомутов, а также расстояние от грани опоры до оси первого хомута.

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 $(A_{sw}/s)_{\max}$.

Шаг хомутов ограничивается максимальным значением шага, принятым согласно указаниям норм или заданным при вводе данных. На втором от опоры участке шаг хомутов может быть принят тем же или, если это возможно, увеличен на заданное приращение шага. Приращение шага хомутов может определяться автоматически как такое приращение, при котором суммарное число хомутов является минимально возможным.

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 балки. Абсолютная величина заданного смещения принимается не большей, чем $h/2$ (h - высота сечения).

По результатам конструирования, выводится изображение приопорного участка балки с подобранными хомутами.



2. Расчет на кручение

Расчет проводится согласно [1],6.3 для прямоугольного сечения шириной b и высотой h, которое заменяется эквивалентным тонкостенным сечением. Задаются крутящий момент T и поперечные силы V_y, V_z, действующие в направлении осей y, z. Условие прочности имеет вид (6.29):

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,\max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,\max}} \le 1$$

Предельное значение крутящего момента определяется по формуле:

$$T_{Rd,\max} = 2\nu f_{cd} A_k t_{ef} \cot\theta / (1+\cot^2\theta)$$

Здесь $\nu = 0.6(1 - f_{ck}/250)$, f_{ck} - характеристическое значение прочности бетона при сжатии (в МПа), $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck}/\gamma_C$ - расчетное значение прочности бетона, γ_C - коэффициент безопасности для бетона, зависящий от вида расчетной комбинации воздействий, $t_{ef} = \dfrac{bh}{2(b+h)}$ - толщина стенок эквивалентного сечения с учетом условия $t_{ef} \le 2a$ (a - расстояние до центра тяжести продольной арматуры), $A_k = (b - t_{ef})(h - t_{ef})$ - площадь, ограниченная центральными линиями стенок, θ - угол наклона сжатого раскоса ферменной модели относительно оси балки ($1 \le \cot\theta \le 2.5$).

Предельное значение поперечной силы V_z определяется по формуле:

$$V_{z,Rd,\max} = bzv_1 f_{cd} /(\cot\theta + \tan\theta)$$

где z - плечо внутренних сил, определяемое как расстояние между сжатым и растянутым поясами фермы, $v_1 = v$. Предельное значение поперечной силы V_y определяется по приведенной формуле с заменой ширины сечения b на высоту сечения h. В условие прочности подставляется наибольшее из значений $V_z / V_{z,Rd,\max}$ и $V_y / V_{y,Rd,\max}$.

Площади поперечной и продольной арматуры, требуемые для восприятия крутящего момента, определяются по формулам:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T}{2A_k f_{ywd} \cot\theta}$$

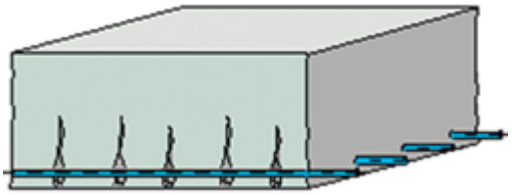
$$A_s = \frac{Tu_k \cot\theta}{2A_k f_{yd}}$$

Здесь $u_k = 2(b + h - 2t_{ef})$ - периметр площади A_k, $f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_S}$ - расчетное значение предела текучести поперечной арматуры, $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S}$ - расчетное значение предела текучести продольной арматуры, γ_S - коэффициент безопасности для арматуры, зависящий от вида расчетной комбинации воздействий.

Литература

1. MSZ EN 1992-1-1:2010 Еврокод 2: Проектирование железобетонных конструкций – Часть 1-1: Общие правила и правила для зданий.

402 – Расчет по трещиностойкости (MSZ EN 1992)



Программа предназначена для расчёта по образованию и раскрытию трещин согласно MSZ EN 1992-1-1 [1]. Предусмотрен подбор арматуры, требуемой для обеспечения трещиностойкости.

1. Сечение и усилия

Рассматриваются прямоугольное сечение, тавровое или двутавровое сечение (рис.1).

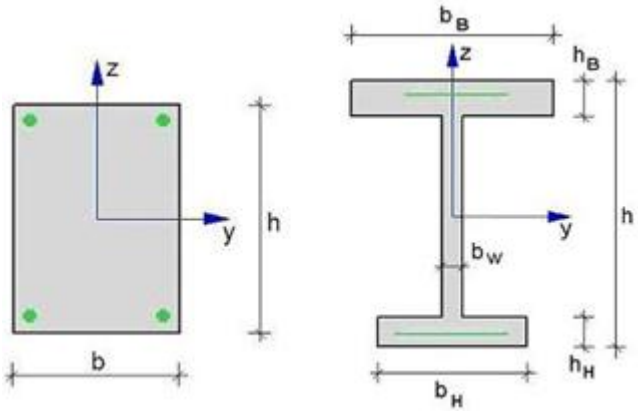


Рис. 1. Сечения

Арматура располагается вдоль верхней и нижней сторон сечения в одном или в двух рядах, каждый из которых состоит из стержней одного диаметра.

Продольная сила N и изгибающий момент M_y 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. При расчете по трещиностойкости, усилия соответствуют практически постоянной комбинации воздействий.

2. Определение усилий при образовании трещин

Усилия при образовании трещин N_c, M_{yc} определяются как усилия, при которых деформация растянутого бетона достигает значения $\varepsilon_{ctu} = f_{ctm} / E_{cm}$. Значения N_c, M_{yc} определяются по заданным усилиям либо при $N = const$, либо при $M_y / N = const$. Если продольная сила и изгибающий момент возникают от действия разных источников нагрузок, то следует положить $N = const$, а если они возникают от действия одного источника нагрузок, то следует положить $e = M_y / N = const$.

Усилия N_c, M_{yc} вычисляются на основе диаграмм деформирования бетона и арматурной стали при помощи численного метода. Для сжатого бетона применяется параболическая диаграмма деформирования. Для растянутого бетона применяется линейная диаграмма, соответствующая модулю упругости E_{cm}. В программе предусмотрен вывод деформаций и напряжений, а также положения нейтральной линии непосредственно перед образованием трещин.

3. Расчет ширины раскрытия трещин

Ширина раскрытия трещин определяется по формуле (7.8):

$$w_k = s_{r,\max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm}(1+\alpha_e \rho_{p,eff})/\rho_{p,eff}]/E_s \geq 0.6\sigma_s / E_s$$

Здесь $k_t = 0.4$, $\alpha_e = E_s / E_{cm}$, $\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}$, σ_s - напряжение в растянутой арматуре в треснувшем сечении, f_{ctm} - среднее значение предела прочности бетона при растяжении, E_s - модуль упругости арматуры, E_{cm} - модуль упругости бетона, A_s - площадь растянутой арматуры, $A_{c,eff}$ - эффективная площадь растянутого бетона.

Напряжение σ_s определяется по заданным усилиям при расчете напряженно-деформированного состояния сечения без учета работы растянутого бетона. При наличии двух рядов стержней, расчет проводится в предположении, что арматура размещена на линии центров тяжести. Значение $A_{c,eff}$ определяется как часть растянутой зоны сечения при высоте $h_{c,ef}$. Значение $h_{c,ef}$ определяется по формуле $h_{c,ef} = 2.5(h-d)$, где h - высота сечения, d - рабочая высота сечения. Значение $h_{c,ef}$ принимается не более $h/2$ и не более $(h-x)/3$, где x - высота сжатой зоны треснувшего сечения.

Если шаг арматуры не превышает $5(c+d_s/2)$, максимальное расстояние между трещинами определяется по формуле (7.11):

$$s_{r,\max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 d_s / \rho_{p,eff}$$

Здесь $k_1 = 0.8$, $k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)/2\varepsilon_1$, $k_3 = 3.4$, $k_4 = 0.425$, c - толщина защитного слоя бетона, d_s - расчетный диаметр растянутой арматуры, равный диаметру стержней при однорядном размещении арматуры и равный $d_{s,eq} = (n_1 d_{s1}^2 + n_2 d_{s2}^2)/(n_1 d_{s1} + n_2 d_{s2})$ при двухрядном размещении арматуры, где n_i, d_{si} - число и диаметр стержней i-го ряда, $i = 1,2$.

Коэффициент k_2 определяется по значениям наибольшей деформации ε_1 и наименьшей деформации ε_2 в растянутой зоне при действии заданных усилий. При наличии сжатой зоны, $\varepsilon_2 = 0$ и, следовательно, $k_2 = 0.5$.

Если шаг арматуры превышает $5(c+d_s/2)$, максимальное расстояние между трещинами определяется по формуле (7.14):

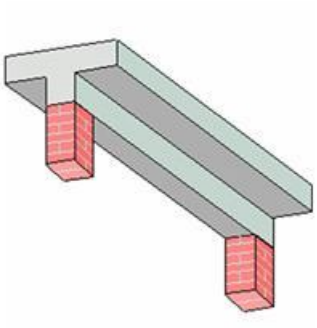
$$s_{r,\max} = 1.3(h-x)$$

При $w_k > w_{\max}$ предусмотрено увеличение числа стержней растянутой арматуры до значения, при котором $w_k \leq w_{\max}$. На каждом шаге цикла число стержней увеличивается на единицу. Цикл оканчивается либо при выполнении условия $w_k \leq w_{\max}$, либо в случае, когда при дальнейшем увеличении числа стержней расстояние в свету между стержнями будет меньше диаметра стержней. При наличии двух рядов растянутой арматуры увеличивается только число стержней в первом ряду.

Литература

1. MSZ EN 1992-1-1:2010 Еврокод 2: Проектирование железобетонных конструкций – Часть 1-1: Общие правила и правила для зданий.

403 – Подбор поперечной арматуры (Еврокод 2)



Программа предназначена для расчета требуемой поперечной арматуры при действии поперечной силы согласно ТКП EN 1992-1-1-2009 [1]. Производится конструирование вертикальной поперечной арматуры и выводится изображение приопорной части с подобранными хомутами.

1. Расчетная схема и нагрузки

Рассматривается изгиб балки прямоугольного или таврового (двутаврового) сечения в вертикальной плоскости. В качестве координаты произвольного поперечного сечения применяется расстояние x от опоры. Задаются изгибающий момент M_o и поперечная сила V_o, действующие в сечении балки над гранью опоры. Предусмотрен ввод равномерно распределенной поперечной нагрузки интенсивности q и сосредоточенных поперечных сил Q, действующих на верхней грани балки. 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.

2. Расчет

Проверка несущей способности балки без учета поперечной арматуры проводится по формулам (6.2):

$$V \le V_{Rd,c}$$

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$$

$$V_{Rd,c} \ge (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

Здесь V - расчетное значение поперечной силы, b_w - наименьшая ширина растянутой зоны сечения, d - рабочая высота сечения, f_{ck} - характеристическое значение прочности бетона при сжатии (в МПа), $C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_C$, γ_C - коэффициент безопасности для бетона, зависящий от вида расчетной комбинации воздействий, $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \le 2$ (d в мм), $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \le 0.02$, A_{sl} - площадь растянутой продольной арматуры, которая заведена за рассматриваемое сечение, как минимум, на расстояние $l_{bd} + d$, $k_1 = 0.15$, $\sigma_{cp} = \frac{N}{A_c} \le 0.2 f_{cd}$, N - расчетное значение продольной силы (положительное при сжатии), A_c - площадь бетонного сечения, f_{cd} - расчетное значение прочности бетона ($f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$), $v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{\ 1/2}$.

На участках балки, на которых выполняется условие $V \le V_{Rd,c}$, поперечная арматура по расчету не требуется. На этих участках должна устанавливаться минимальная поперечная арматура, площадь которой определяется по формуле:

$$a_{sw,\min} = \min \frac{A_{sw}}{s} = 0.08 \sqrt{f_{ck}} / f_{ywk} b_w$$

Здесь $A_{sw} = n\pi d_{sw}^2/4$ - площадь сечения вертикальной поперечной арматуры, n - число ветвей поперечной арматуры, d_{sw} - диаметр поперечной арматуры, s - шаг поперечной арматуры, f_{ywk} - характеристическое значение предела текучести поперечной арматуры (в МПа). Погонная площадь a_{sw} определяется в см^2/м. Шаг вертикальной поперечной арматуры ограничивается сверху значением $s_{\max} = 0.75d$. Расстояние s_t между ветвями поперечной арматуры в сечении должно удовлетворять условиям $s_t \le 0.75d$, $s_t \le 600$ мм.

Согласно 6.2.1 (8) проверка прочности проводится для сечений, удаленных от опоры на расстояние, большее рабочей высоты сечения d. В опорном сечении проводится проверка условия $V \le V_{Rd,\max}$, где $V_{Rd,\max}$ - максимальное значение поперечной силы.

Проверка несущей способности балки, с учетом вертикальной поперечной арматуры, проводится согласно 6.2.3:

$$V \le V_{Rd,s}$$

$$V \le V_{Rd,\max}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot\theta$$

$$V_{Rd,\max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$$

$$1 \le \cot\theta \le 2.5$$

Здесь θ - угол наклона сжатого раскоса ферменной модели относительно оси балки, z - плечо внутренних сил, определяемое как расстояние между сжатым и растянутым поясами фермы, $f_{ywd} = \dfrac{f_{ywk}}{\gamma_S}$ - расчетное значение предела текучести поперечной арматуры, γ_S - коэффициент безопасности для арматуры, зависящий от вида расчетной комбинации воздействий. При отсутствии сжимающей продольной силы, коэффициент α_{cw} принимается равным 1, а при ее наличии, вычисляется по формулам:

$$\alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} \quad \text{при} \quad 0 < \sigma_{cp} \le 0.25 f_{cd}$$

$$\alpha_{cw} = 1.25 \quad \text{при} \quad 0.25 f_{cd} < \sigma_{cp} \le 0.5 f_{cd}$$

$$\alpha_{cw} = 2.5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{при} \quad 0.5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$$

где $\sigma_{cp} = \dfrac{N}{A_c}$. Коэффициент уменьшения прочности бетона v_1 принимается равным $0.6(1 - f_{ck}/250)$.

Плечо внутренних сил z определяется как расстояние между усилием F_{td} в растянутой продольной арматуре и усилием F_{cd} в сжатом бетоне по формуле $z = z_1 + z_2$, где z_1, z_2 - расстояния от усилий F_{td} и F_{cd} до центра тяжести бетонного сечения, $z_2 = \dfrac{|M| - F_{td} z_1}{N + F_{td}}$, $F_{td} = \sigma_t A_{sl}$. Напряжение σ_t в растянутой арматуре определяется при помощи расчета

напряженно-деформированного состояния сечения по усилиям N, M. Указанный расчет проводится на основе диаграмм деформирования сжатого бетона и арматуры без учета работы растянутого бетона.

Максимальная величина поперечной силы, воспринимаемой без разрушения сжатого бетона, равна $V_{Rd,\max}$. Значение $V_{Rd,\max}$ уменьшается при увеличении $\cot\theta$. Если поперечная сила V превышает значение $V_{Rd,\max}$ при $\cot\theta = 1$, то несущая способность балки не может быть обеспечена при помощи поперечного армирования.

В программе предусмотрены два варианта расчета. В первом варианте расчета, в случае, если поперечная сила V меньше значения $V_{Rd,\max}$ при $\cot\theta = 2.5$, принимается $\cot\theta = 2.5$. В противном случае, определяется значение $\cot\theta$, при котором $V = V_{Rd,\max}$. Требуемая площадь поперечной арматуры определяется из равенства $V = V_{Rd,s}$ по формуле:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V}{z f_{ywd} \cot\theta}$$

В первом варианте расчета, требуемая площадь поперечной арматуры принимает минимально возможное значение.

Во втором варианте расчета, значение $\cot\theta$ задается при вводе исходных данных.

В программе определяется приращение ΔA_s площади растянутой продольной арматуры, требуемое для восприятия дополнительного усилия ΔF_{td}, возникающего вследствие действия поперечной силы. Значение ΔF_{td} определяется по формуле (6.18):

$$\Delta F_{td} = 0.5 V \cot\theta$$

Приращение ΔA_s определяется путем расчета требуемой площади продольной арматуры при действии продольной силы N и изгибающего момента $M + \Delta M$, где $\Delta M = \Delta F_{td} z$.

3. Конструирование

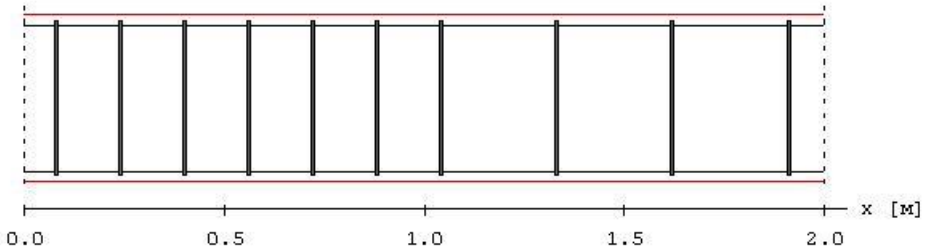
При конструировании хомутов применяются следующие данные: диаметр хомутов, число ветвей хомутов, максимальный шаг хомутов, приращение шага хомутов, а также расстояние от грани опоры до оси первого хомута.

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 $(A_{sw}/s)_{\max}$. Шаг хомутов ограничивается заданным при вводе максимальным значением шага. 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 балки. Абсолютная величина заданного смещения принимается не большей, чем $h/2$ (h - высота сечения).

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.

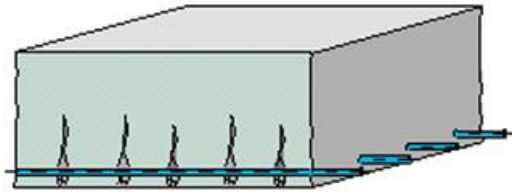
По результатам конструирования выводится изображение приопорного участка балки с подобранными хомутами.



Литература

1. ТКП EN 1992-1-1-2009: Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций – Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.

404 – Расчет по трещиностойкости (Еврокод 2)



Программа предназначена для расчёта по образованию и раскрытию трещин согласно ТКП EN 1992-1-1-2009 [1].

1. Сечение

Рассматриваются прямоугольное сечение, тавровое или двутавровое сечение (рис.1).

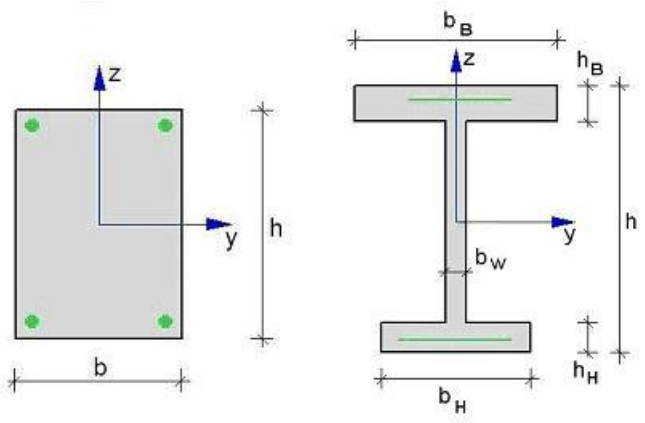


Рис. 1. Сечения

Предусмотрены два варианта задания арматуры: задание числа стержней и их диаметров или задание площадей арматуры.

2. Усилия

Продольная сила N и изгибающий момент M_y 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. При расчете по трещиностойкости, усилия соответствуют практически постоянной комбинации воздействий.

3. Расчет ширины раскрытия трещин

Ширина раскрытия трещин определяется по формуле (7.8):

$$w_k = s_{r,\max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

при $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm}(1 + \alpha_e \rho_{p,eff}) / \rho_{p,eff}] / E_s \geq 0.6\sigma_s / E_s$

Здесь $k_t = 0.4$, $\alpha_e = E_s / E_{cm}$, $\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}$, σ_s - напряжение в растянутой арматуре в треснувшем сечении, f_{ctm} - среднее значение прочности бетона при растяжении, E_s - модуль упругости арматуры, E_{cm} - модуль упругости бетона, A_s - площадь растянутой арматуры, $A_{c,eff}$ - эффективная площадь растянутого бетона.

Напряжение σ_s определяется по заданным усилиям при расчете напряженно-деформированного состояния сечения без учета работы растянутого бетона. Значение $A_{c,eff}$ определяется как часть

растянутой зоны сечения при высоте $h_{c,ef}$. Значение $h_{c,ef}$ определяется по формуле $h_{c,ef} = 2.5(h-d)$, где h - высота сечения, d - рабочая высота сечения. Значение $h_{c,ef}$ принимается не более $h/2$ и не более $(h-x)/3$, где x - высота сжатой зоны треснувшего сечения.

Если шаг арматуры не превышает $5(c+d_s/2)$, максимальное расстояние между трещинами определяется по формуле (7.11):

$$s_{r,\max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 d_s / \rho_{p,eff}$$

Здесь $k_1 = 0.8$, $k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)/2\varepsilon_1$, $k_3 = 3.4$, $k_4 = 0.425$, c - толщина защитного слоя бетона, d_s - расчетный диаметр растянутой арматуры, равный диаметру стержней, при однорядном размещении арматуры, и равный $(n_1 d_{s1}^2 + n_2 d_{s2}^2)/(n_1 d_{s1} + n_2 d_{s2})$, при двухрядном размещении арматуры, где n_i, d_{si} - число и диаметр стержней i-го ряда, $i = 1,2$.

Коэффициент k_2 определяется по значениям наибольшей деформации ε_1 и наименьшей деформации ε_2 в растянутой зоне при действии заданных усилий. При наличии сжатой зоны, $\varepsilon_2 = 0$ и, следовательно, $k_2 = 0.5$.

Если шаг арматуры превышает $5(c+d_s/2)$, максимальное расстояние между трещинами определяется по формуле (7.14):

$$s_{r,\max} = 1.3(h-x)$$

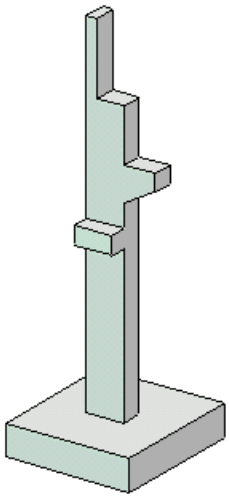
Расчет ширины раскрытия трещин производится, если при заданных усилиях, наибольшая деформация растянутого бетона превышает значение $\varepsilon_{ct} = f_{ctm}/E_{cm}$. Усилия, при которых достигается деформация ε_{ct}, являются усилиями трещинообразования N_c, M_{yc}. Значения N_c, M_{yc} определяются по заданным усилиям либо при $N = const$, либо при $M_y / N = const$. Если продольная сила и изгибающий момент возникают от действия разных источников нагрузок, то следует положить $N = const$, а если они возникают от действия одного источника нагрузок, то следует положить $e = M_y / N = const$.

При расчете усилий трещинообразования и при расчете напряженно-деформированного состояния сечения применяется параболическая диаграмма деформирования сжатого бетона.

Литература

1. ТКП EN 1992-1-1-2009: Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций – Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.

405 – Железобетонная колонна (Еврокод 2)



Программа предназначена для проектирования одноярусной или многоярусной железобетонной колонны согласно Eurocode [1], [2]. Предусмотрены два метода расчета колонны: общий нелинейный расчет и упрощенный расчет на основе номинальной жесткости.

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 различного диаметра на различных частях колонны. Части нумеруются в направлении снизу вверх. При расчете 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 (рис.2).

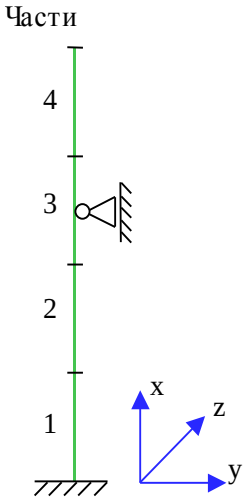


Рис. 1. Расчетная схема

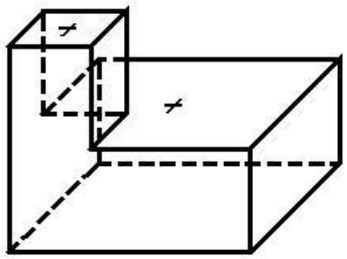


Рис. 2. Смещение оси

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. В случае одноярусной колонны, 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. 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.

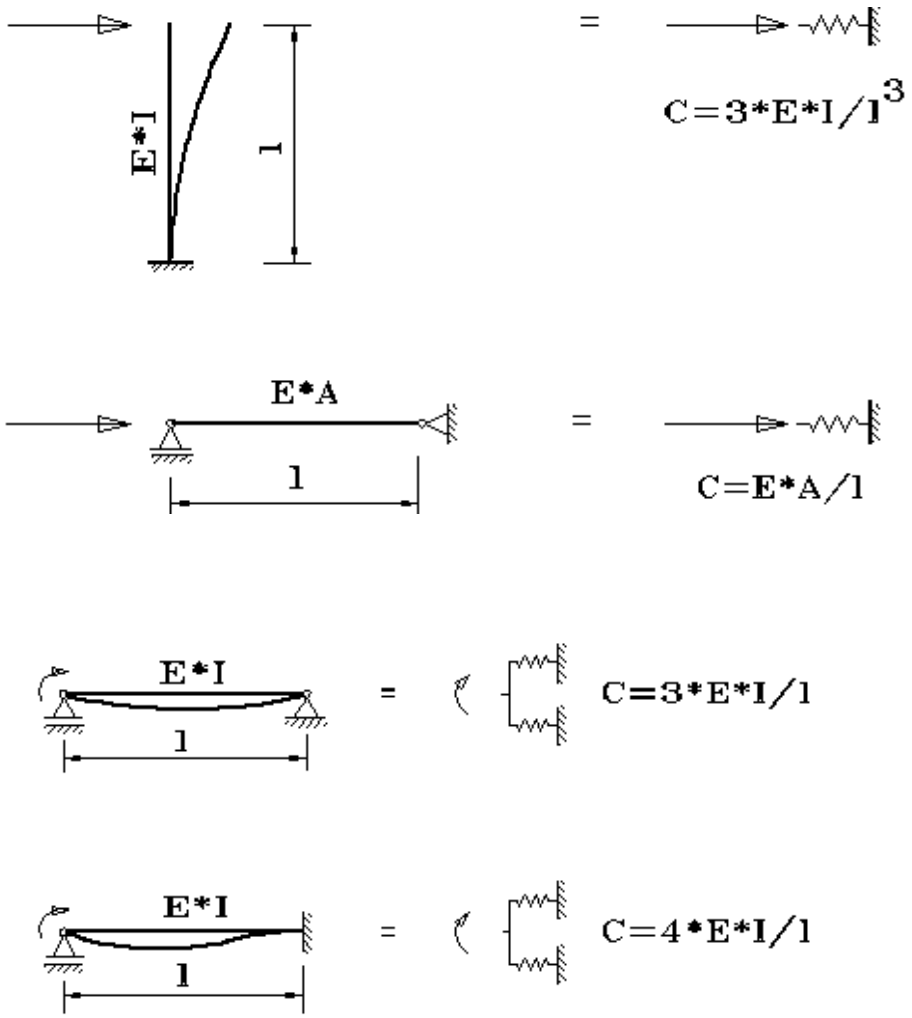


Рис. 3. Коэффициенты жесткости упругих связей

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.4).

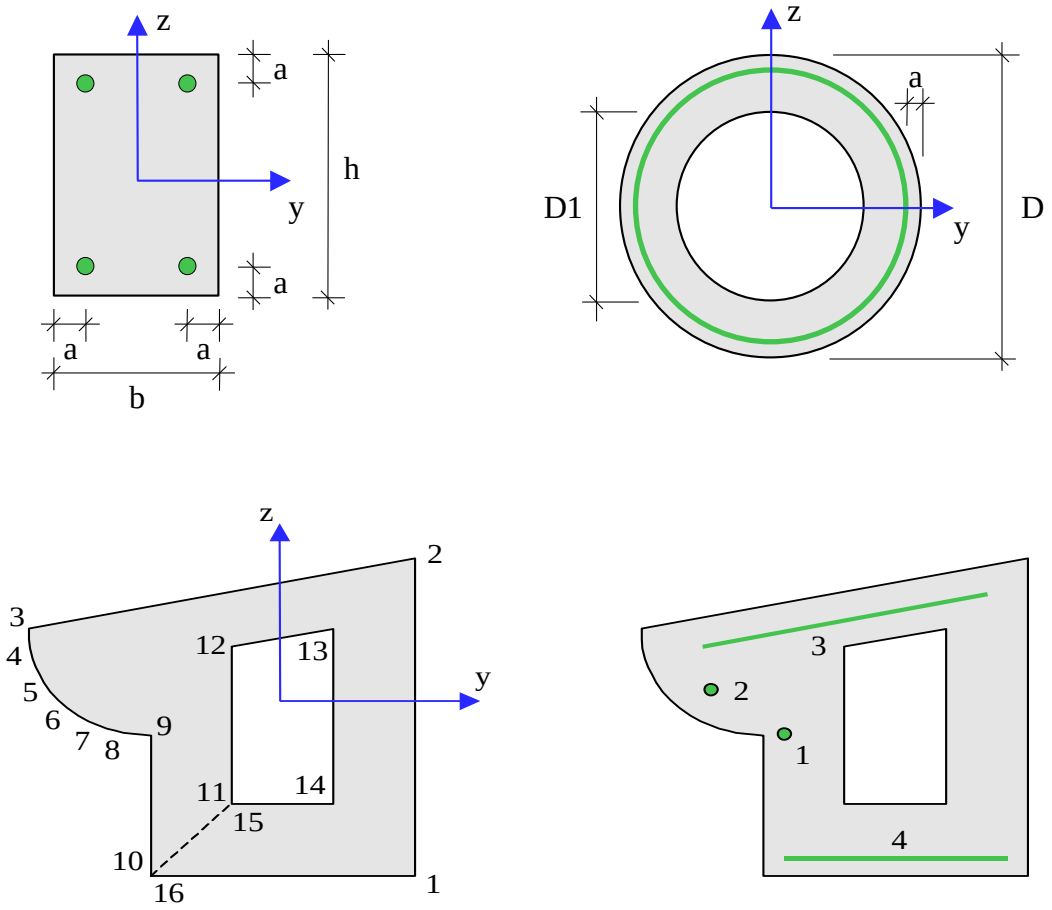


Рис. 4. Сечения

Для прямоугольного сечения возможны следующие схемы армирования A (рис.5): 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.

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 в общей площади арматуры $A_{s,var}$. Доля слоя рассчитывается по заданным относительным

площадям как $k_i = A_i/(A_1 + A_2 + \ldots)$, $i = 1,2,..$. Площадь i-го слоя определяется по формуле $A_{si} = k_i \cdot A_{s,\mathrm{var}}$. При помощи расчета отыскивается общая площадь арматуры $A_{s,\mathrm{var}}$, а затем по коэффициентам k_i вычисляются площади арматурных слоев A_{si}.

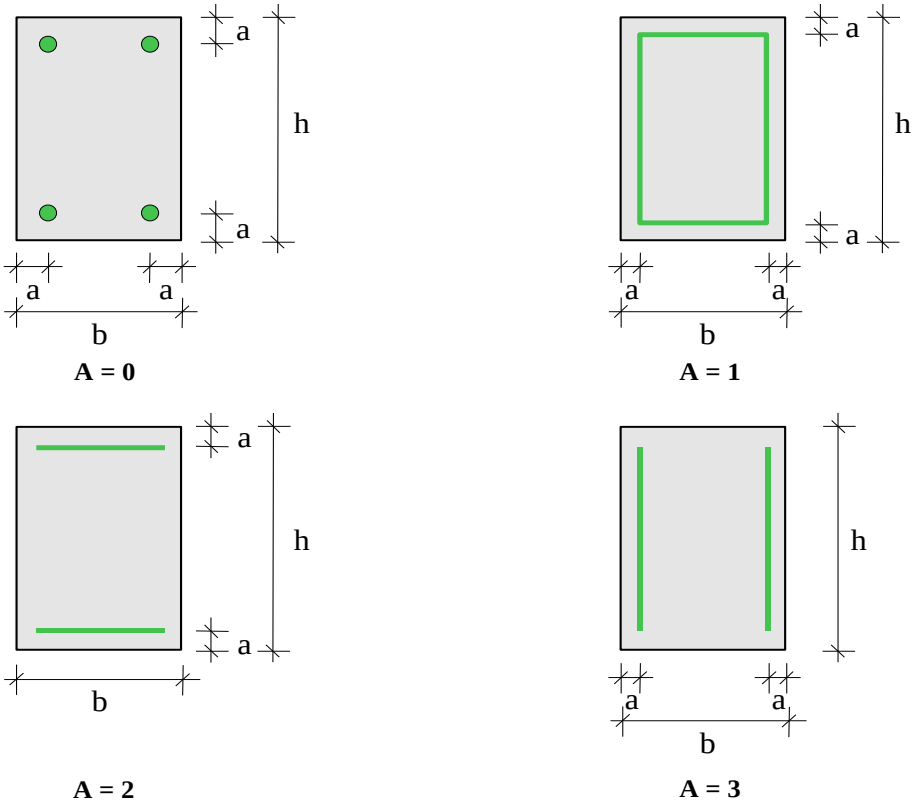


Рис. 5. Схемы армирования прямоугольного сечения

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

Классификация и комбинирование воздействий принимаются согласно [2], Приложение А1. Воздействия подразделяются на постоянные, переменные и особые, а комбинации воздействий - на основные и особые. Частные коэффициенты безопасности γ_F для воздействий принимаются по таблице А1.2(В). Комбинационные коэффициенты ψ_0, ψ_1, ψ_2 для переменных воздействий принимаются по таблице А1.1. Комбинирование воздействий представляет собой генерацию множества основных и особых комбинаций воздействий с учетом благоприятного и неблагоприятного эффекта от воздействий, а также возможности доминирования каждого из переменных воздействий. При учете деформаций ползучести бетона для каждой расчетной комбинации определяется соответствующая практически постоянная комбинация воздействий.

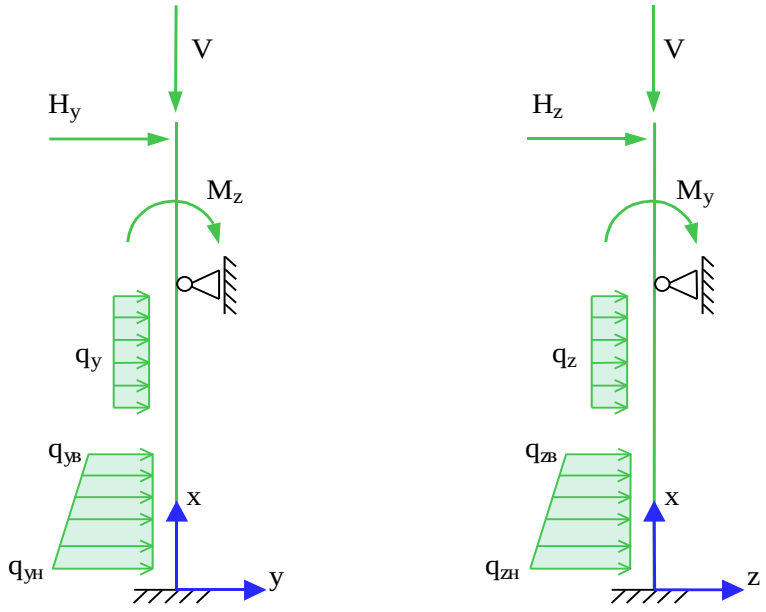


Рис. 6. Положительные направления нагрузок

Возможен ввод несочетаемых воздействий. Такие воздействия включаются в группу несочетаемых воздействий. В комбинацию может войти только одно воздействие 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 воздействий. В этом случае, в расчете учитывается как заданное воздействие, так и воздействие противоположного знака.

Для сокращения вычислений и объема выходного документа программы предусмотрен выбор комбинаций воздействий, для которых проводится расчет колонны. По результатам линейного расчета, с учетом эффектов второго порядка для всех возможных комбинаций воздействий, выбираются такие комбинации, для которых внутренние усилия или прогибы принимают наибольшие положительные или отрицательные значения.

4. Нелинейный расчет

Нелинейный расчет проводится согласно [1], 5.8.6. Кривизны κ_y и κ_z определяются через усилия на основе диаграмм деформирования сжатого бетона и арматуры. При расчете применяется диаграмма, приведенная в [1], 3.1.5. Из-за нелинейного характера зависимости кривизн от усилий, система уравнений продольно-поперечного изгиба является нелинейной. 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.

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 нагрузок и реакций связей.

Расчет требуемой арматуры проводится на основе диаграммы, полученной из диаграммы [1], 3.1.5 заменой f_{cm} на f_{cd} и заменой E_{cm} на $E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE}$ при $\gamma_{CE} = 1.2$.

Предельные усилия выражаются через действующие усилия по формулам:

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

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 минимального коэффициента армирования. Минимальная площадь арматуры определяется по формуле [1], (9.12N):

$$A_{s,\min} = \frac{0.10 N_{Ed}}{f_{yd}}$$

где $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$ - расчетное значение предела текучести арматуры. Коэффициент безопасности для арматуры γ_S принимается равным 1.15, при расчете для основной комбинации воздействий, и равным 1.0, при расчете для особой комбинации воздействий.

5. Упрощенный расчет

Упрощенный расчет проводится согласно [1], 5.8.7 на основе номинальной жесткости. Изгибающие моменты определяются при помощи линейного расчета без учета эффектов второго порядка. Расчетные моменты определяются путем увеличения изгибающих моментов по формуле (5.30):

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - N_{Ed} / N_B}$$

где M_{0Ed} - изгибающий момент, определенный без учета эффектов второго порядка, N_{Ed} - продольная сила, N_B - критическая сила, которая определяется на основе номинальной жесткости. Формула для критической силы может быть записана в виде:

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

где D - номинальная жесткость колонны, l_0 - расчетная длина. Значение D вычисляется по формуле (5.21)

$$D = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s$$

Здесь $E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE}$ - расчетное значение модуля упругости бетона, $\gamma_{CE} = 1.2$, E_s - модуль упругости арматуры; I_c, I_s - моменты инерции бетонного сечения и площади сечения арматуры относительно центральной оси сечения. Коэффициенты K_c, K_s определяются по формулам:

$$K_c = k_1 k_2 / (1 + \varphi_{ef})$$

$$K_s = 1$$

$$k_1 = \sqrt{f_{ck}/20}$$

$$k_2 = n\frac{\lambda}{170} \le 0.20$$

$$n = N_{Ed}/(A_c f_{cd})$$

Здесь f_{ck} - характеристическое значение прочности бетона при сжатии в МПа, $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck}/\gamma_C$ - расчетное значение прочности бетона, A_c - площадь сечения, $\lambda = l_0/i$ - гибкость, i - радиус инерции сечения. Коэффициент безопасности для бетона γ_C принимается равным 1.5 при расчете для основной комбинации воздействий и равным 1.2 при расчете для особой комбинации воздействий. Эффективный коэффициент ползучести φ_{ef} принимается равным предельному значению коэффициента ползучести $\varphi(\infty, t_0)$. Значение $\varphi(\infty, t_0)$ определяется согласно [1], Приложение B по значению RH относительной влажности воздуха окружающей среды и значению t_0 возраста бетона в момент нагружения.

В случае линейного распределения изгибающего момента, применяется эквивалентный расчетный момент согласно [1], 5.8.8.2 (2).

По расчетным моментам определяется требуемая площадь арматуры. Так как номинальная жесткость зависит от площади арматуры, расчет проводится при помощи итераций.

Предусмотрен учет минимального эксцентриситета продольной силы при определении требуемой площади арматуры.

Предусмотрен автоматический учет минимальной площади арматуры, определяемой по формуле [1], (9.12N):

$$A_{s,\min} = \frac{0.10 N_{Ed}}{f_{yd}}$$

где $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S$ - расчетное значение предела текучести арматуры. Коэффициент безопасности для арматуры γ_S принимается равным 1.15 при расчете для основной комбинации воздействий и равным 1.0 при расчете для особой комбинации воздействий.

6. 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. Необходимые для расчета расстояния от центров тяжести площадей арматуры до контура сечения первоначально определяются по заданному наибольшему диаметру стержней с учетом диаметра хомута и заданной минимальной толщины защитного слоя бетона. По результатам первоначального 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 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. Номинальная толщина защитного слоя определяется как $c_{nom} = c_{\min} + \Delta c$, где $c_{\min}$ принимается не менее диаметра арматуры, значение Δc вводится для учета возможных отклонений от проектных положений арматуры. Толщина защитного слоя бетона принимается кратной 5мм. Значение $c_{\min}$ принимается не менее заданного значения и определяется с учетом следующих условий: $c_{\min} \geq d_{sw}$, $c_{\min} + d_{sw} \geq d_s$, где d_{sw} – диаметр поперечной арматуры, d_s – диаметр продольной арматуры.

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.

7. Учет несовершенств

При нелинейном расчете с учетом эффектов второго порядка 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 минимальному эксцентриситету ([1], 6.1(4)). Возможен ввод наибольшего значения начального прогиба. Выбор наиболее неблагоприятной ориентации начального прогиба (выбор знака наибольшего значения) осуществляется для каждой комбинации воздействий по отдельности.

Отклонение оси колонны от вертикали представляет собой поворот оси вокруг нижней точки. Выбор наиболее неблагоприятного направления отклонения от вертикали (в направлении координатной оси или в противоположном направлении) осуществляется для каждой комбинации воздействий по отдельности.

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

8. Учет деформаций ползучести

Деформации ползучести бетона рассчитываются в рамках линейной теории ползучести для практически постоянных комбинаций воздействий. Сначала проводится линейный расчет с учетом эффектов второго порядка с модулем деформации бетона $E_{cm}/(1+\varphi)$, отвечающим продолжительному действию нагрузок, а затем проводится аналогичный расчет с модулем упругости E_{cm}. В этих расчетах учитываются заданные несовершенства колонны. Прогибы w_n, вызванные ползучестью бетона, определяются как разность прогибов, полученных в двух указанных расчетах. Прогибы w_n учитываются в основном нелинейном расчете колонны как начальные прогибы.

9. Учет податливости основания

Жесткость основания относительно поворотов нижнего сечения колонны вокруг осей y и z определяется по формуле [3], Anhang III.2:

$$C_r = ab^2 \frac{E}{4.64k}$$

Здесь a,b - размеры фундамента (рис.7), E - модуль упругости грунта, k - коэффициент, принимаемый по следующей таблице:

b/a	0	1	2	3	4	5
k	1.00	0.76	0.59	0.50	0.43	0.39

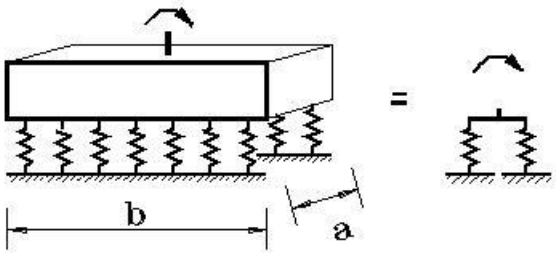


Рис. 7. Учет податливости основания

10. 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.8). 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.

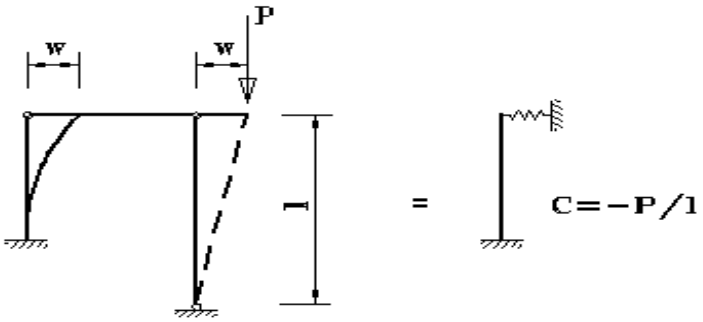
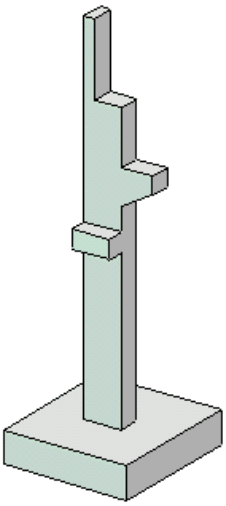


Рис. 8. Учет второстепенной колонны

Литература

1. ТКП EN 1992-1-1-2009: Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций – Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.
2. ТКП EN 1990-2011*: Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций.
3. Petersen C. Statik und Stabilität der Baukonstruktionen, 2. Auflage. Braunschweig, Wiesbaden: Vieweg, 1982.

406 – Многоярусная колонна общего вида



Программа предназначена для проектирования статически неопределимой железобетонной колонны общего вида согласно СП 63.13330.2018 [1], СП 52-101-2003 [2], СНиП 2.03.01-84* [3], СНБ 5.03.01-02 [4], [5], [6]. Предусмотрены два метода расчета колонны. По первому методу, усилия в колонне определяются по недеформированной схеме при помощи метода условных критических сил. По второму методу, усилия определяются по деформированной схеме с учетом неупругих свойств бетона и арматуры, а также с учетом несовершенств колонны и деформаций ползучести бетона. Расчет согласно [3], проводится только по первому методу. 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.

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).

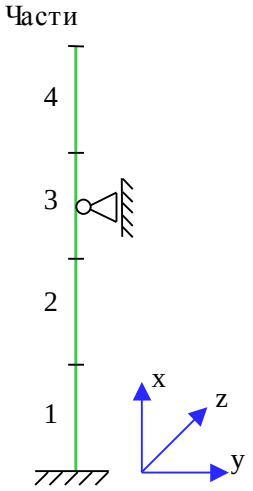


Рис. 1. Расчетная схема

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).

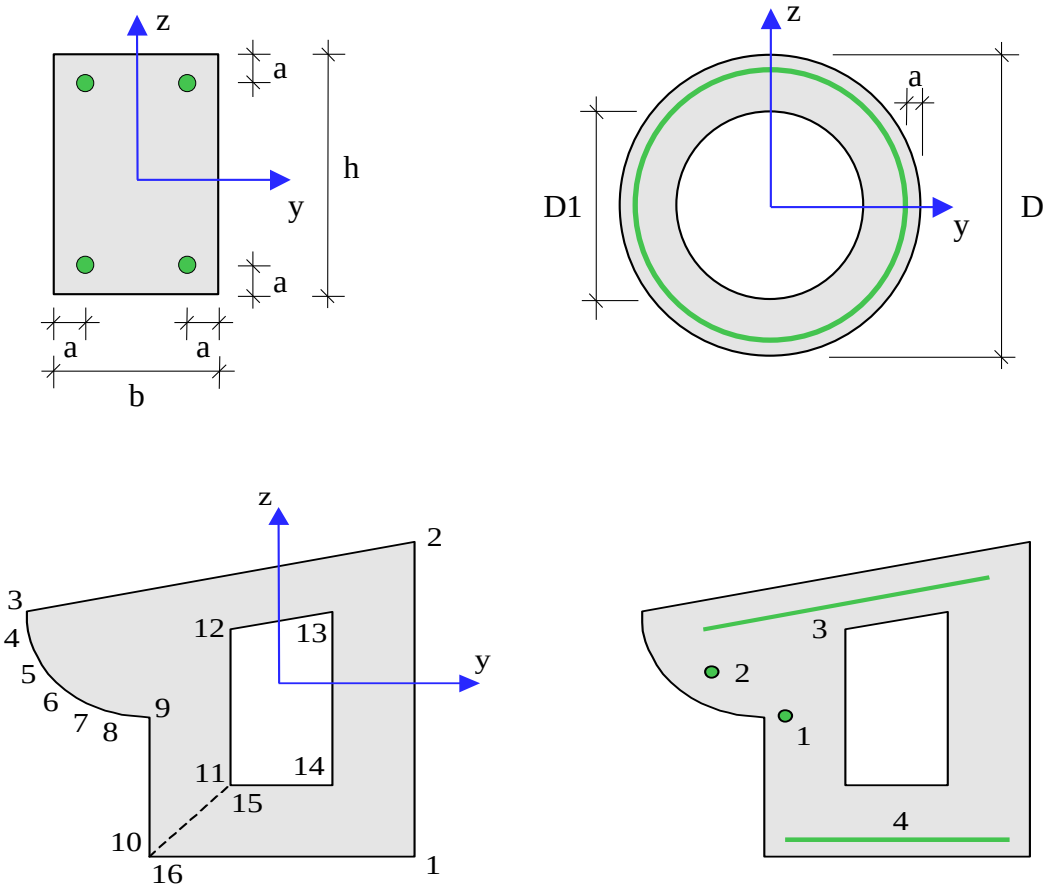


Рис. 2. Сечения

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

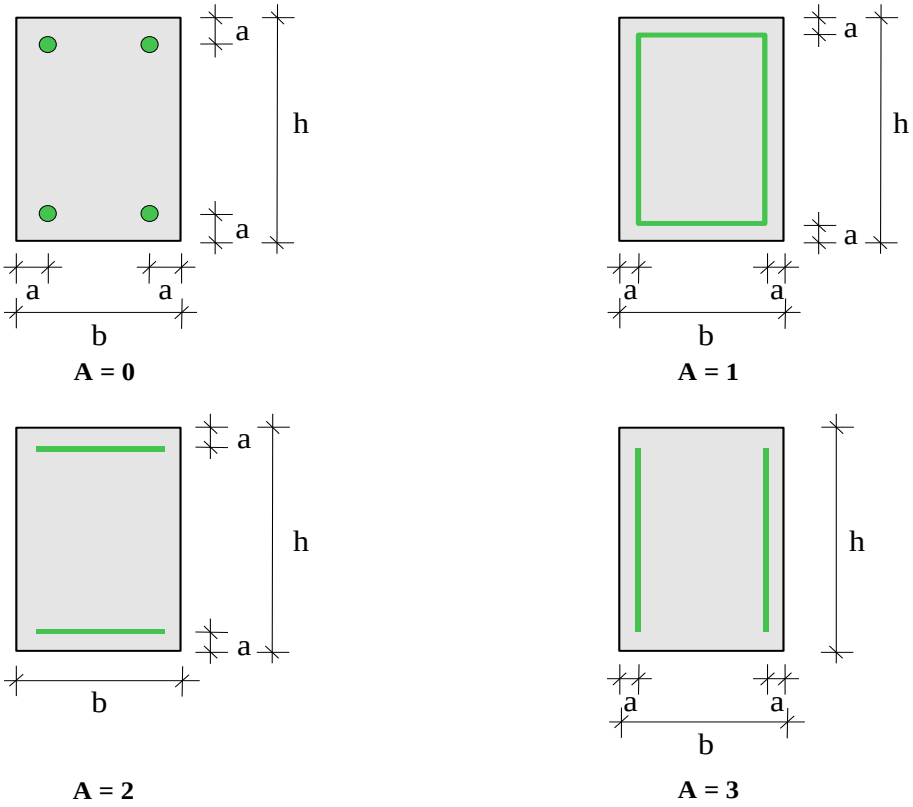


Рис. 3. Схемы армирования прямоугольного сечения

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 (неизменяемой 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 $i = 1,2,\ldots$; $A_1, A_2, \ldots$ – 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.

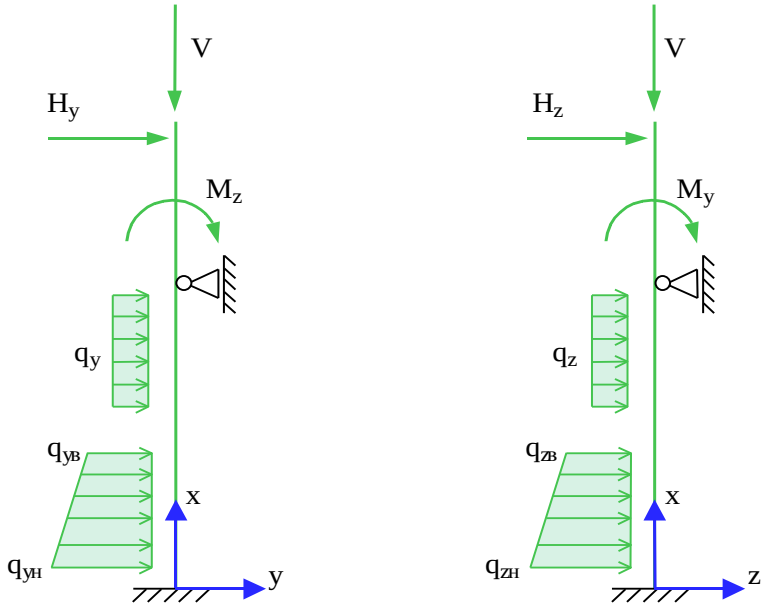


Рис. 4. Положительные направления нагрузок

При расчете по [1] классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно СП 20.13330.2016 [7], а при расчете по [2] и [3] – согласно СНиП 2.01.07-85* [8]. 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 [4], 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 программы, предусмотрен выбор комбинаций нагрузок. При расчете колонны по недеформированной схеме выбираются такие комбинации, для которых изгибающие моменты (или эксцентриситеты) принимают наибольшие значения. При расчете по деформированной схеме предусмотрены два метода выбора комбинаций нагрузок. 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 по недеформированной схеме

В каждой координатной плоскости влияние прогиба на величину расчетного момента учитывается путем умножения изгибающего момента M на повышающий коэффициент η. Такой подход называется в [9] (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], 8.1.15, [2], 6.2.16, [3], 3.24, [4], 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. При определении D по формулам, приведенным в нормах, приближенно учитываются неупругие свойства бетона, наличие трещин и ползучесть бетона при длительном действии нагрузки.

Согласно [3], жесткость вычисляется по формуле:

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

Здесь E_b, E_s - модули упругости бетона и арматуры; 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 [4], жесткость вычисляется аналогичным образом. В [1] и [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], 8.1.7, [2], 4.2.6, [3], 1.21, [4], 7.1.2.11). Согласно [1], [2] и [3], при расчете колонны, являющейся элементом статически определимой конструкции, эксцентриситет e_0 принимается равным $\frac{M}{N} + e_a$, а при расчете колонны, являющейся элементом статически неопределимой конструкции, – равным $\frac{M}{N}$, если $\frac{M}{N} \geq e_a$, и равным e_a, если $\frac{M}{N} < e_a$. Согласно [4], 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], [2] и [3], 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 [4], N_l, M_l рассчитываются от практически постоянных комбинаций 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 [3], требуемая арматура определяется в соответствии с 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 [1], [2] и [4], требуемая арматура определяется на основе нелинейной деформационной модели. При расчете по [1] и [2], применяется трехлинейная диаграмма состояния сжатого бетона. Расчет требуемой арматуры по [4] проводится при параболически-линейной диаграмме состояния сжатого бетона.

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 минимального коэффициента армирования, который принимается в зависимости от наибольшего значения гибкости колонны $\lambda_{\max} = \max(\lambda_y, \lambda_z)$ согласно [1], 10.3.6, [2], 8.3.4, [3], 5.16, [4], 11.2.2. Гибкость колонны в каждой координатной плоскости вычисляется по формуле $\lambda = l_0 \sqrt{A_b / I_b}$.

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 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], 8.11.33, [2], 6.2.34, [3], 3.31*, 3.32, [4], 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 [3] и [4], 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 [11], 3.39 в виде:

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

5. Расчет по деформированной схеме

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 деформирования сжатого бетона и арматуры. При расчете согласно [1] и [2], применяется трехлинейная диаграмма состояния бетона, при расчете согласно [4], - 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 арматуры. 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.

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. При расчете по [1] и [2], применяется трехлинейная диаграмма состояния сжатого бетона. При расчете по [4], применяется либо параболически-линейная диаграмма (при линейном расчете), либо криволинейная диаграмма (при нелинейном расчете). Предельные усилия при линейном расчете определяются как $R(\alpha\lambda f_{ck}/\gamma_c, f_{yk}/\gamma_s)$, а при нелинейном расчете - как $R(f_{cR}, f_{yR})/\gamma_R$, где $f_{cR} = \alpha\lambda f_{ck}$, $f_{yR} = 1.1 f_{yk}$, $\gamma_R = 1.35$.

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 $\gamma_u \geq 1$. 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 минимального коэффициента армирования, который принимается в зависимости от наибольшего значения гибкости колонны $\lambda_{\max} = \max(\lambda_y, \lambda_z)$. 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.

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], 8.11.33, [2], 6.2.34, [4], 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 [4], 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 [11], 3.39 в виде:

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

6. 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 углу 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.

7. Учет несовершенств

При расчете по деформированной схеме 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. 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.

8. Учет деформаций ползучести

Деформации ползучести бетона рассчитываются в рамках линейной теории ползучести [10]. Расчет согласно [1] и [2], проводится для комбинации длительно действующих нормативных нагрузок при коэффициенте ползучести $\varphi_{b,cr}$, соответствующем 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 [4]. При этом в расчет ставятся практически постоянные комбинации нагрузок (воздействий). Предельное значение коэффициента ползучести определяется согласно [4], Приложение Б по значению RH относительной влажности воздуха окружающей среды и значению t_0 возраста бетона к моменту нагружения.

9. 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.

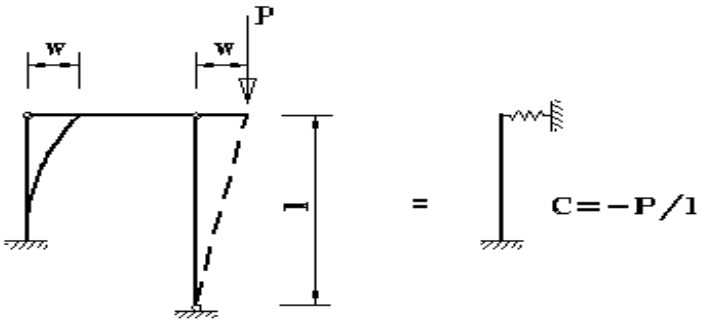


Рис. 5. Учет второстепенной колонны

10.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] и [2] проводится для комбинаций нормативных нагрузок, а расчет по [4] – для практически постоянных комбинаций нагрузок (воздействий). 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.

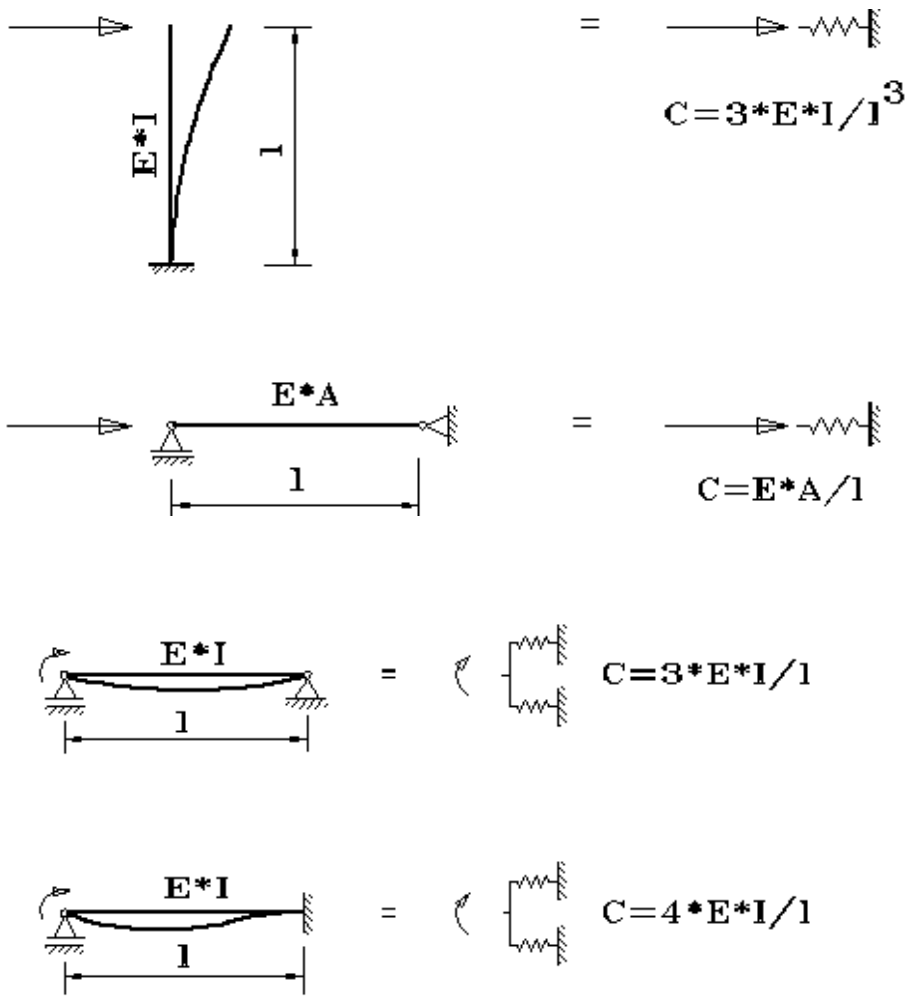


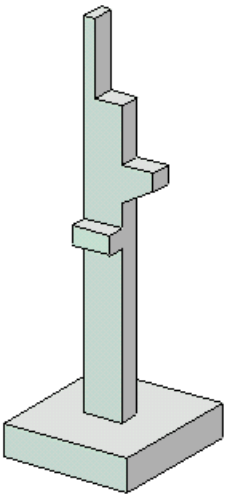
Рис. 6. Коэффициенты жесткости упругих связей

Литература

1. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции.Основные положения».
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
3. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
4. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
5. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №1 СНБ 5.03.01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2004.
6. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №3 СНБ 5.03.-01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2006.
7. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».
8. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
9. 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.
10. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций / НИИЖБ Госстроя СССР. – М.:Стройиздат,1988. – 120 с.

11 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.

408 – Железобетонная колонна (MSZ EN 1992)



Программа предназначена для проектирования одноярусной или многоярусной железобетонной колонны согласно MSZ EN 1992-1-1-2009 [1]. Предусмотрены два метода расчета колонны: общий нелинейный расчет и упрощенный расчет на основе номинальной жесткости.

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 различного диаметра на различных частях колонны. Части нумеруются в направлении снизу вверх. При расчете 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 (рис.2).

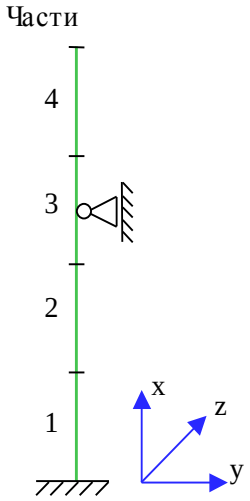


Рис. 1. Расчетная схема

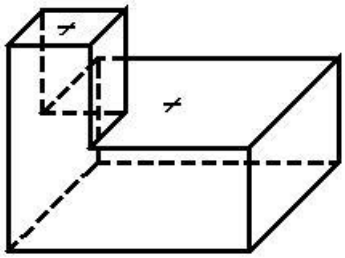


Рис. 2. Смещение оси

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. В случае одноярусной колонны, 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. 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.

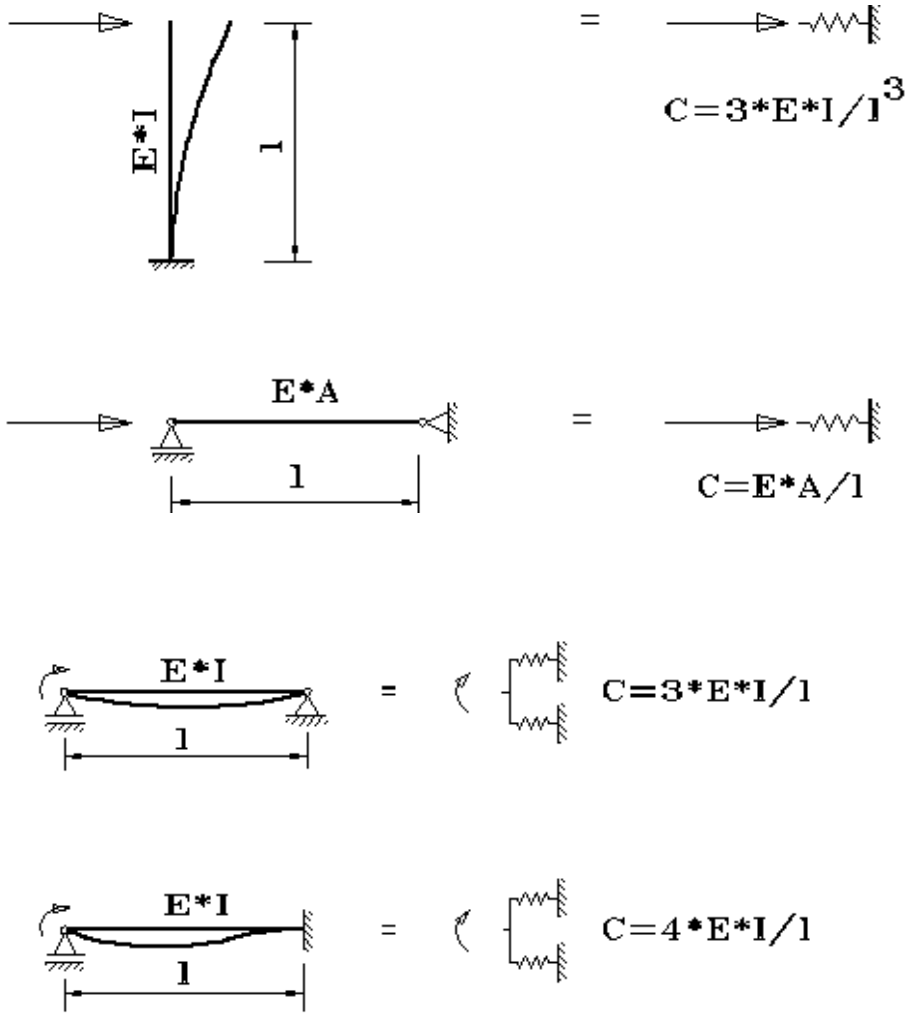
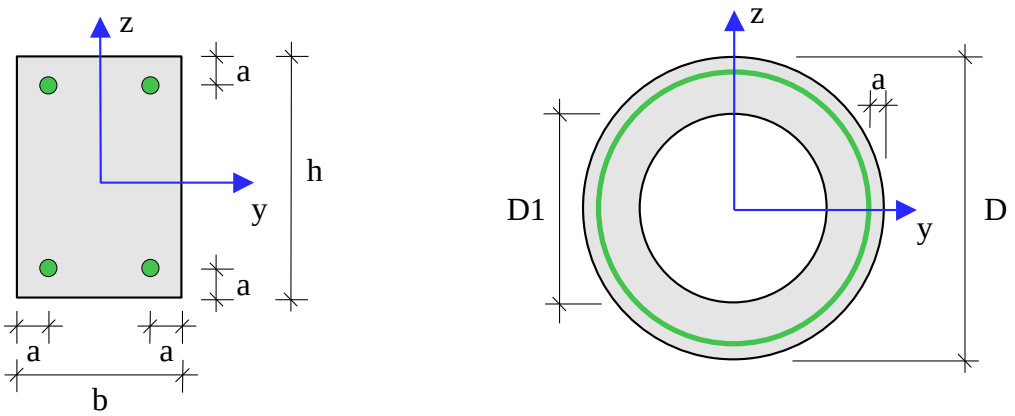


Рис. 3. Коэффициенты жесткости упругих связей

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.4).



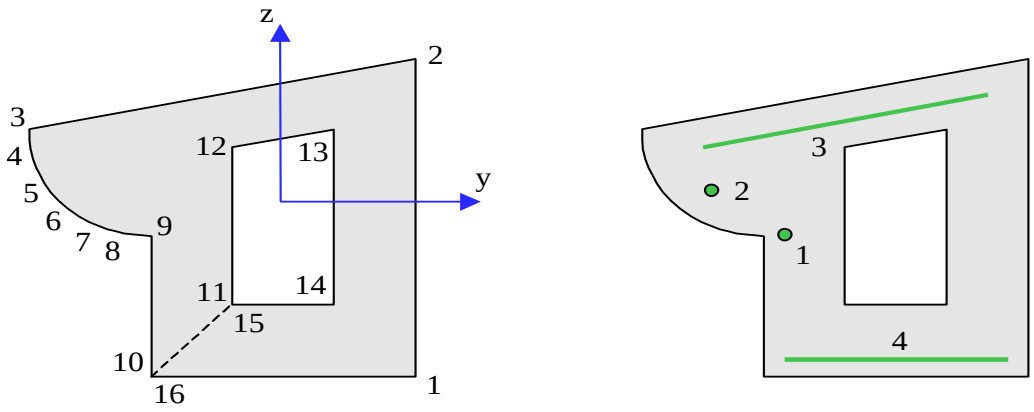


Рис. 4. Сечения

Для прямоугольного сечения возможны следующие схемы армирования A (рис.5): 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.

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 в общей площади арматуры $A_{s,var}$. Доля слоя рассчитывается по заданным относительным площадям как $k_i = A_i / (A_1 + A_2 + \ldots)$, $i = 1,2,\ldots$. Площадь i-го слоя определяется по формуле $A_{si} = k_i \cdot A_{s,var}$. При помощи расчета отыскивается общая площадь арматуры $A_{s,var}$, а затем по коэффициентам k_i вычисляются площади арматурных слоев A_{si}.

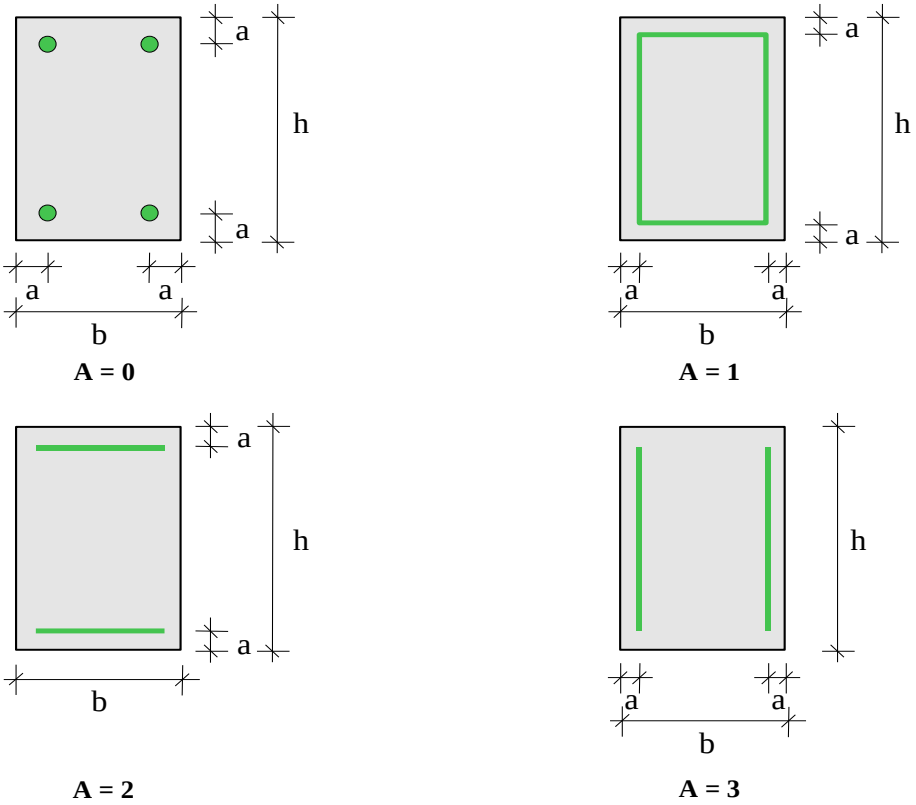


Рис. 5. Схемы армирования прямоугольного сечения

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

Классификация и комбинирование воздействий принимаются согласно [2], Приложение A1. Воздействия подразделяются на постоянные, переменные и особые, а комбинации воздействий - на основные и особые. Частные коэффициенты безопасности γ_F для воздействий принимаются по таблице A1.2(B). Комбинационные коэффициенты ψ_0, ψ_1, ψ_2 для переменных воздействий принимаются по таблице A1.1. Комбинирование воздействий представляет собой генерацию множества основных и особых комбинаций воздействий с учетом благоприятного и неблагоприятного эффекта от воздействий, а также возможности доминирования каждого из переменных воздействий. При учете деформаций ползучести бетона для каждой расчетной комбинации определяется соответствующая практически постоянная комбинация воздействий.

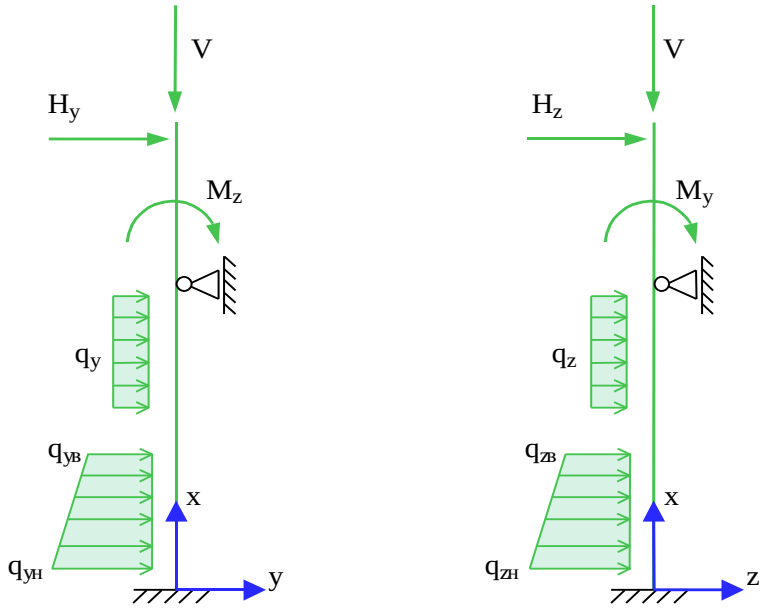


Рис. 6. Положительные направления нагрузок

Возможен ввод несочетаемых воздействий. Такие воздействия включаются в группу несочетаемых воздействий. В комбинацию может войти только одно воздействие 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 воздействий. В этом случае, в расчете учитывается как заданное воздействие, так и воздействие противоположного знака.

Для сокращения вычислений и объема выходного документа программы, предусмотрен выбор комбинаций воздействий, для которых проводится расчет колонны. По результатам линейного расчета с учетом эффектов второго порядка для всех возможных комбинаций воздействий, выбираются такие комбинации, для которых внутренние усилия или прогибы принимают наибольшие положительные или отрицательные значения.

4. Нелинейный расчет

Нелинейный расчет проводится согласно [1], 5.8.6. Кривизны κ_y и κ_z определяются через усилия на основе диаграмм деформирования сжатого бетона и арматуры. При расчете применяется диаграмма, приведенная в [1], 3.1.5. Из-за нелинейного характера зависимости кривизн от усилий, система уравнений продольно-поперечного изгиба является нелинейной. 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.

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 нагрузок и реакций связей.

Расчет требуемой арматуры проводится на основе диаграммы, полученной из диаграммы [1], 3.1.5 заменой f_{cm} на f_{cd} и заменой E_{cm} на $E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE}$ при $\gamma_{CE} = 1.2$.

Предельные усилия выражаются через действующие усилия по формулам:

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

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 минимального коэффициента армирования. Минимальная площадь арматуры определяется по формуле [1], (9.12N) с учетом (NA8.7):

$$A_{s,\min} = \frac{0.10 N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0.003 A_c$$

где $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$ - расчетное значение предела текучести арматуры. Коэффициент безопасности для арматуры γ_S принимается равным 1.15 при расчете для основной комбинации воздействий и равным 1.0 при расчете для особой комбинации воздействий.

5. Упрощенный расчет

Упрощенный расчет проводится согласно [1], 5.8.7 на основе номинальной жесткости. Изгибающие моменты определяются при помощи линейного расчета без учета эффектов второго порядка. Расчетные моменты определяются путем увеличения изгибающих моментов по формуле (5.30):

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - N_{Ed} / N_B}$$

где M_{0Ed} - изгибающий момент, определенный без учета эффектов второго порядка, N_{Ed} - продольная сила, N_B - критическая сила, которая определяется на основе номинальной жесткости. Формула для критической силы может быть записана в виде:

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

где D - номинальная жесткость колонны, l_0 - расчетная длина. Значение D вычисляется по формуле (5.21):

$$D = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s$$

Здесь $E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE}$ - расчетное значение модуля упругости бетона, $\gamma_{CE} = 1.2$, E_s - модуль упругости арматуры; I_c, I_s - моменты инерции бетонного сечения и площади сечения арматуры относительно центральной оси сечения. Коэффициенты K_c, K_s определяются по формулам:

$$K_c = k_1 k_2 / (1 + \varphi_{ef})$$

$$K_s = 1$$

$$k_1 = \sqrt{f_{ck}/20}$$

$$k_2 = n\frac{\lambda}{170} \le 0.20$$

$$n = N_{Ed}/(A_c f_{cd})$$

Здесь f_{ck} - характеристическое значение прочности бетона при сжатии в МПа, $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck}/\gamma_C$ - расчетное значение прочности бетона, A_c - площадь сечения, $\lambda = l_0/i$ - гибкость, i - радиус инерции сечения. Коэффициент безопасности для бетона γ_C принимается равным 1.5 при расчете для основной комбинации воздействий и равным 1.2 при расчете для особой комбинации воздействий. Эффективный коэффициент ползучести φ_{ef} принимается равным предельному значению коэффициента ползучести $\varphi(\infty, t_0)$. Значение $\varphi(\infty, t_0)$ определяется согласно [1], Приложение B по значению RH относительной влажности воздуха окружающей среды и значению t_0 возраста бетона в момент нагружения.

В случае линейного распределения изгибающего момента, применяется эквивалентный расчетный момент согласно [1], 5.8.8.2 (2).

По расчетным моментам определяется требуемая площадь арматуры. Так как номинальная жесткость зависит от площади арматуры, расчет проводится при помощи итераций.

Предусмотрен учет минимального эксцентриситета продольной силы при определении требуемой площади арматуры.

Предусмотрен автоматический учет минимальной площади арматуры, определяемой по формуле [1], (9.12N) с учетом (NA8.7):

$$A_{s,\min} = \frac{0.10 N_{Ed}}{f_{yd}} \ge 0.003 A_c$$

где $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S$ - расчетное значение предела текучести арматуры. Коэффициент безопасности для арматуры γ_S принимается равным 1.15 при расчете для основной комбинации воздействий и равным 1.0 при расчете для особой комбинации воздействий.

6. 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. Необходимые для расчета расстояния от центров тяжести площадей арматуры до контура сечения первоначально определяются по заданному наибольшему диаметру стержней с учетом диаметра хомута и заданной минимальной толщины защитного слоя бетона. По результатам первоначального 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 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. Номинальная толщина защитного слоя определяется как $c_{nom} = c_{\min} + \Delta c$, где $c_{\min}$ принимается не менее диаметра арматуры, значение Δc вводится для учета возможных отклонений от проектных положений арматуры. Толщина защитного слоя бетона принимается кратной 5мм. Значение $c_{\min}$ принимается не менее заданного значения и определяется с учетом следующих условий: $c_{\min} \geq d_{sw}$, $c_{\min} + d_{sw} \geq d_s$, где d_{sw} – диаметр поперечной арматуры, d_s – диаметр продольной арматуры.

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.

7. Учет несовершенств

При нелинейном расчете с учетом эффектов второго порядка, 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 минимальному эксцентриситету ([1], 6.1(4)). Возможен ввод наибольшего значения начального прогиба. Выбор наиболее неблагоприятной ориентации начального прогиба (выбор знака наибольшего значения) осуществляется для каждой комбинации воздействий по отдельности.

Отклонение оси колонны от вертикали представляет собой поворот оси вокруг нижней точки. Выбор наиболее неблагоприятного направления отклонения от вертикали (в направлении координатной оси или в противоположном направлении) осуществляется для каждой комбинации воздействий по отдельности.

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

8. Учет деформаций ползучести

Деформации ползучести бетона рассчитываются в рамках линейной теории ползучести для практически постоянных комбинаций воздействий. Сначала проводится линейный расчет с учетом эффектов второго порядка с модулем деформации бетона $E_{cm}/(1+\varphi)$, отвечающим продолжительному действию нагрузок, а затем проводится аналогичный расчет с модулем упругости E_{cm}. В этих расчетах учитываются заданные несовершенства колонны. Прогибы w_n, вызванные ползучестью бетона, определяются как разность прогибов, полученных в двух указанных расчетах. Прогибы w_n учитываются в основном нелинейном расчете колонны как начальные прогибы.

9. Учет податливости основания

Жесткость основания относительно поворотов нижнего сечения колонны вокруг осей y и z определяется по формуле [3], Anhang III.2:

$$C_r = ab^2 \frac{E}{4.64k}$$

Здесь a,b - размеры фундамента (рис.7), E - модуль упругости грунта, k - коэффициент, принимаемый по следующей таблице:

b/a	0	1	2	3	4	5
k	1.00	0.76	0.59	0.50	0.43	0.39

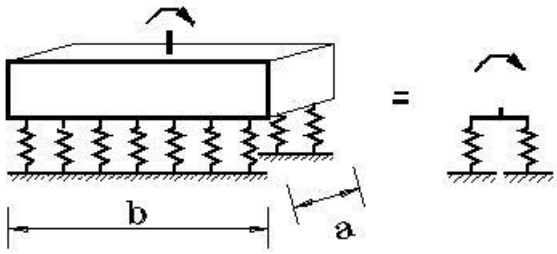


Рис. 7. Учет податливости основания

10.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.8). 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.

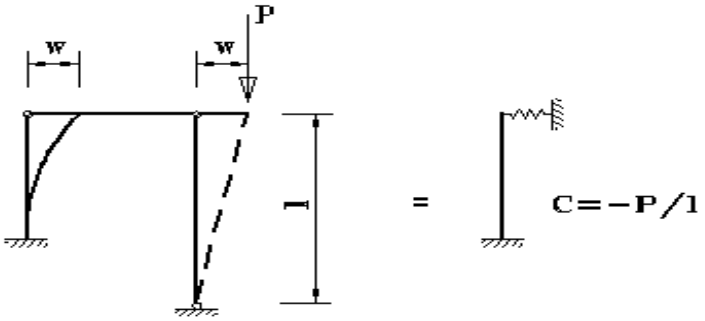


Рис. 8. Учет второстепенной колонны

Литература

1. MSZ EN 1992-1-1:2010 Еврокод 2: Проектирование железобетонных конструкций – Часть 1-1: Общие правила и правила для зданий.
2. MSZ EN 1990-2011 Еврокод: Основы проектирования строительных конструкций.
3. Petersen C. Statik und Stabilität der Baukonstruktionen, 2. Auflage. Braunschweig, Wiesbaden: Vieweg, 1982.

409 - Конструирование арматуры в колонне

1. Сечение

Сечение

Ширина сечения	b	=	40.0	см
Высота сечения	h	=	40.0	см
Общая площадь арматуры	$A_{s,tot}$	=	18.00	см²

2. Данные для подбора арматуры

Данные для подбора арматуры

d_{min} [мм]	d_{max} [мм]	n_{max}	a_{min} [мм]
12	28	10	20

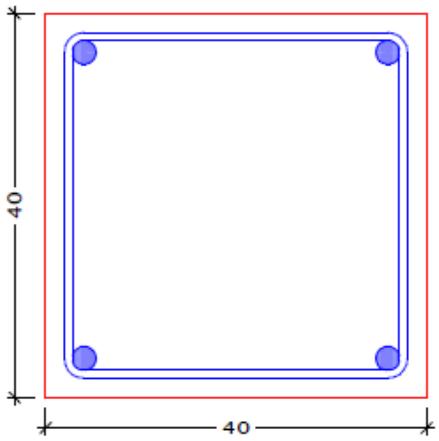
Диаметр хомута	d_{sw}	=	8	мм
Минимальная толщина защитного слоя				
для продольной арматуры min	a_s	=	20	мм
для поперечной арматуры min	a_{sw}	=	15	мм

3. Выбранные стержни

Выбранные стержни

Место	n	d_s [мм]	A_s [см2]
На угол	1	25	4.91

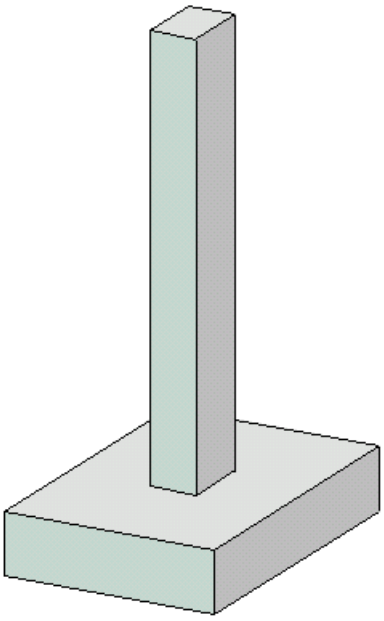
Общее число стержней	n_{tot}	=	4	-
Защитный слой для хомута	a_s	=	20	мм
Общая площадь арматуры	$A_{s,tot}$	=	19.63	см²



Стержни: 4 Ф25
Хомут: Ф8
Защитный слой:
аз = 20 мм

Расчет выполнен модулем t409 программы СТАТИКА 2021 © ООО Тексофт

410 – Одноярусная колонна общего вида



Программа предназначена для проектирования статически неопределимой одноярусной железобетонной колонны произвольного сечения согласно следующим нормам: СП 63.13330.2018 [1], СП 52-101-2003 [2], СНиП 2.03.01-84* [3], СНБ 5.03.01-02 [4], [5], [6]. 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 А (рис.2): схема с равными площадями арматуры вблизи вершин сечения (А = 0), схема с равномерным распределением площади арматуры вдоль контура сечения (А = 1), схема с равными площадями арматуры вблизи верхней и нижней сторон сечения (А = 2), схема с равными площадями арматуры вблизи левой и правой сторон сечения (А = 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 (А = 0), схема с равномерным распределением площади арматуры вдоль внешнего контура сечения (А = 1), произвольная схема армирования. Для схем А = 0 и А = 1 необходимые для расчета координаты арматуры определяются автоматически. При А = 0 исключаются из рассмотрения входящие углы (т.е. углы, большие 180 град). Кроме того, проверяется возможность корректного размещения арматурных стержней при наличии близких вершин.

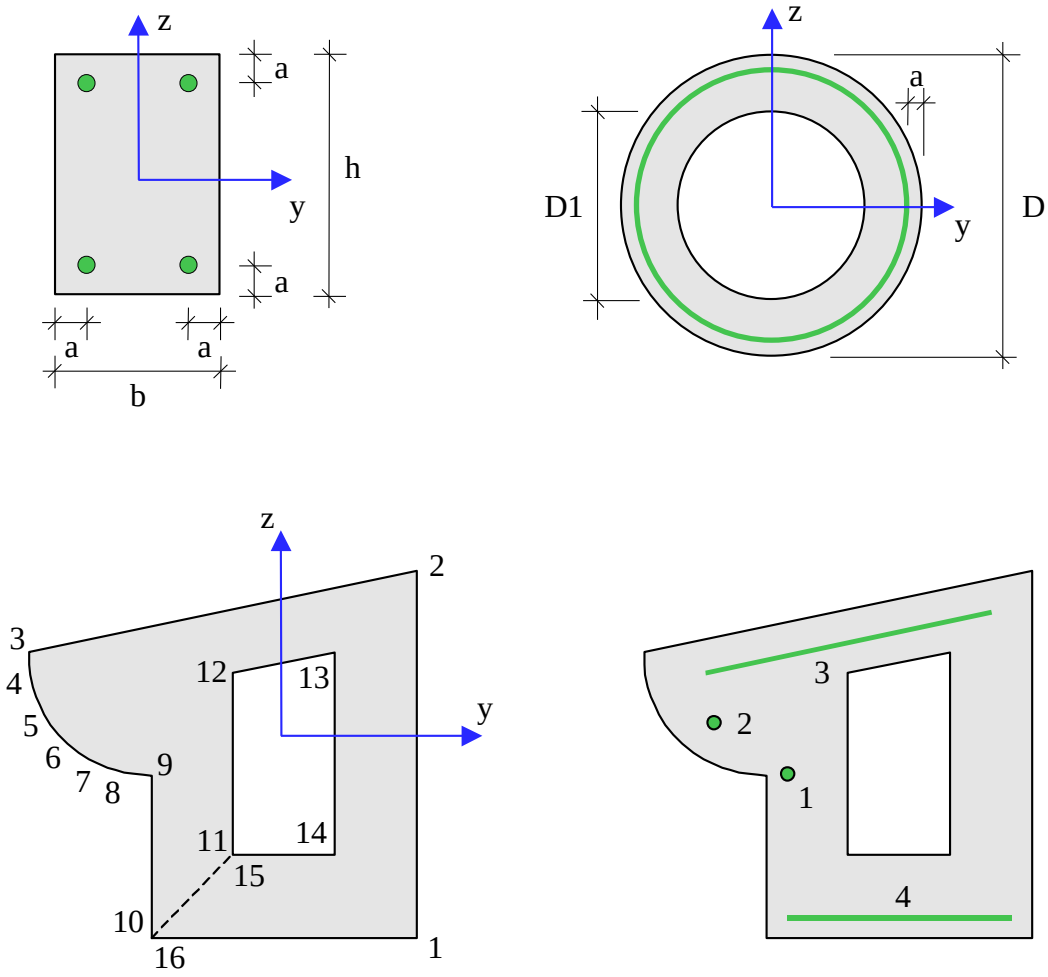


Рис. 1. Сечения

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 $i = 1,2,\ldots$; $A_1, A_2, \ldots$ – 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}.

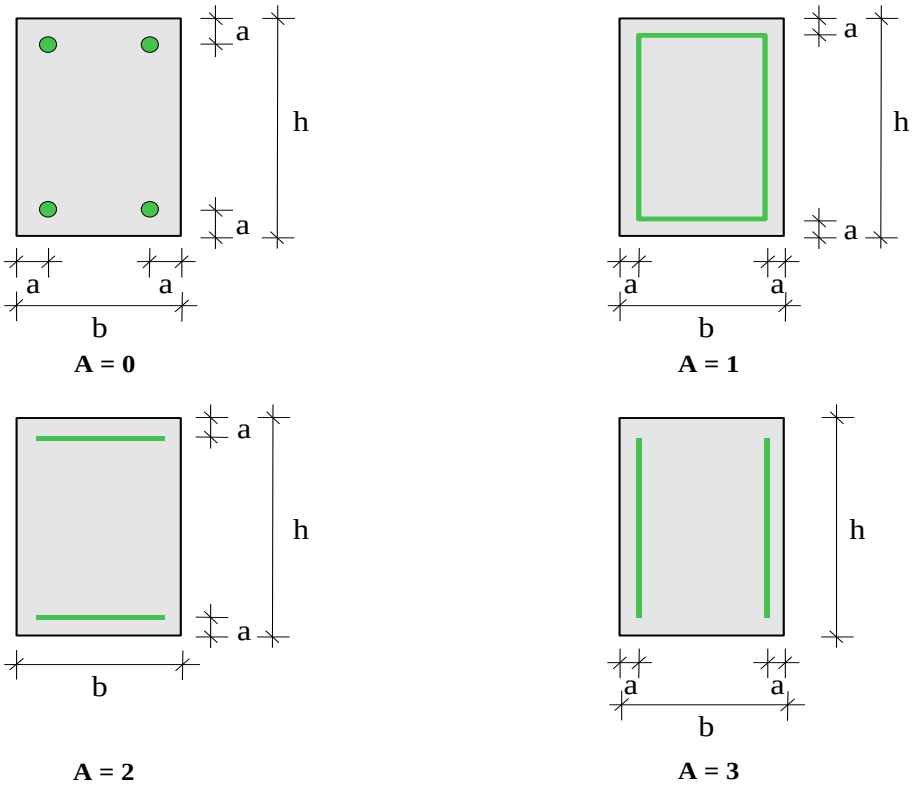


Рис. 2. Схемы армирования прямоугольного сечения

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.

При расчете по [1], классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно СП 20.13330.2016 [7], а при расчете по [2] и [3], – согласно СНиП 2.01.07-85* [8]. 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 [4], 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.

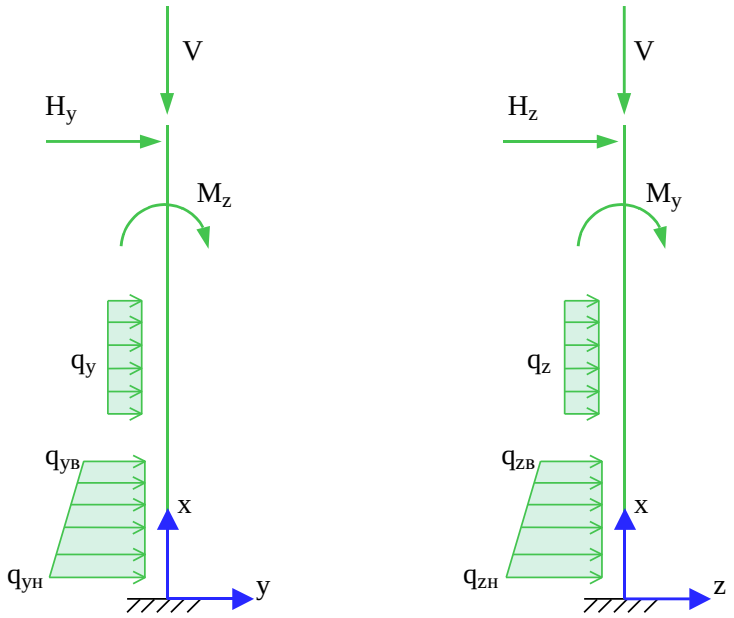


Рис. 3. Положительные направления нагрузок

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. 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.

В каждой координатной плоскости влияние прогиба на величину расчетного момента учитывается путем умножения изгибающего момента M на повышающий коэффициент η.

Такой подход называется в [9] (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], 8.1.15, [2], 6.2.16, [3], 3.24, [4], 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 [3], жесткость вычисляется по формуле:

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

Здесь E_b, E_s - модули упругости бетона и арматуры; 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 [4], жесткость вычисляется аналогичным образом. В [1] и [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], 8.1.7, [2], 4.2.6, [3], 1.21, [4], 7.1.2.11). Согласно [1], [2] и [3], при расчете колонны, являющейся элементом статически определимой конструкции, эксцентриситет e_0 принимается равным $\frac{M}{N} + e_a$, а при расчете колонны, являющейся элементом статически неопределимой конструкции, – равным $\frac{M}{N}$, если $\frac{M}{N} \geq e_a$, и равным e_a, если $\frac{M}{N} < e_a$. Согласно [4], 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], [2] и [3], 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 [4], N_l, M_l рассчитываются от практически постоянных

комбинаций 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.

При расчете колонны согласно [3], 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 [1], [2] и [4], требуемая арматура определяется на основе нелинейной деформационной модели. При расчете по [1] и [2], применяется трехлинейная диаграмма состояния сжатого бетона. Расчет требуемой арматуры по [4] проводится при параболически-линейной диаграмме состояния сжатого бетона.

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 минимального коэффициента армирования, который принимается в зависимости от наибольшего значения гибкости колонны $\lambda_{\max} = \max(\lambda_y, \lambda_z)$ согласно [1], 10.3.6, [2], 8.3.4, [3], 5.16, [4], 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], 8.11.33, [2], 6.2.34, [3], 3.31*, 3.32, [4], 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 [3] и [4], 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 [10], 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.

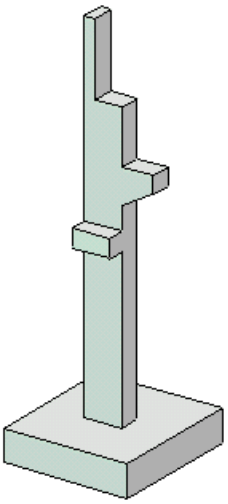
При подборе арматурных стержней применяется следующий общий ряд диаметров (в мм): 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32, 36, 40. Арматурные стержни размещаются в сечении с учетом номинальной толщины защитного слоя бетона и номинального расстояния в свету между стержнями. При определении номинальной 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 углу 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. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции.Основные положения».
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
3. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
4. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
5. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №1 СНБ 5.03.01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2004.
6. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №3 СНБ 5.03.-01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2006..
7. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».
8. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
9. 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.
10. 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.

413 – Расчет железобетонной колонны



Программа предназначена для расчета статически неопределимой железобетонной колонны общего вида согласно СП 63.13330.2018 [1]. Предусмотрены два метода расчета колонны:

1) линейный расчет усилий по недеформированной схеме и определение расчетных моментов по методу условных критических сил;

2) нелинейный расчет усилий по деформированной схеме с учетом неупругих свойств бетона и арматуры, а также с учетом начальных несовершенств колонны и деформаций ползучести бетона.

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. 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.

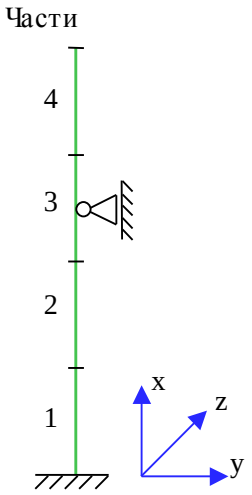


Рис. 1. Расчетная схема

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 определяются 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).

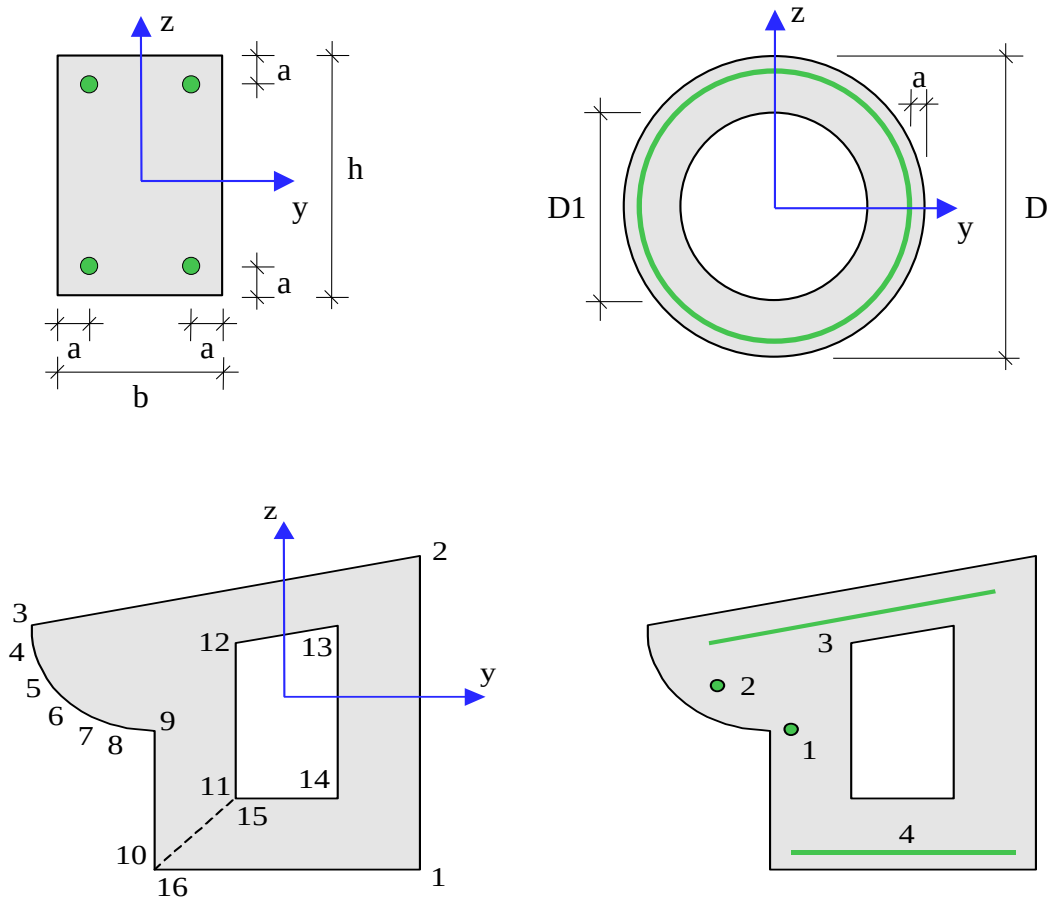


Рис. 2. Сечения

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

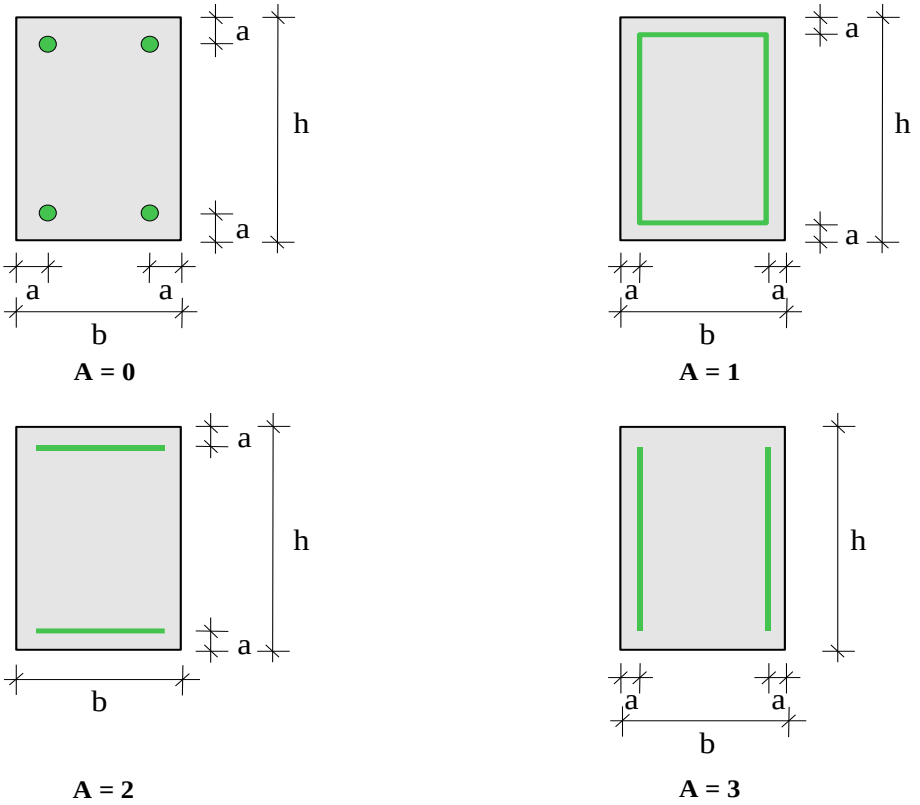


Рис. 3. Схемы армирования прямоугольного сечения

Для полигонального сечения задаются отрезки (арматурные слои), на которых размещается арматура. Возможен ввод до 50 арматурных слоев. Слои могут иметь произвольную длину и ориентацию.

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

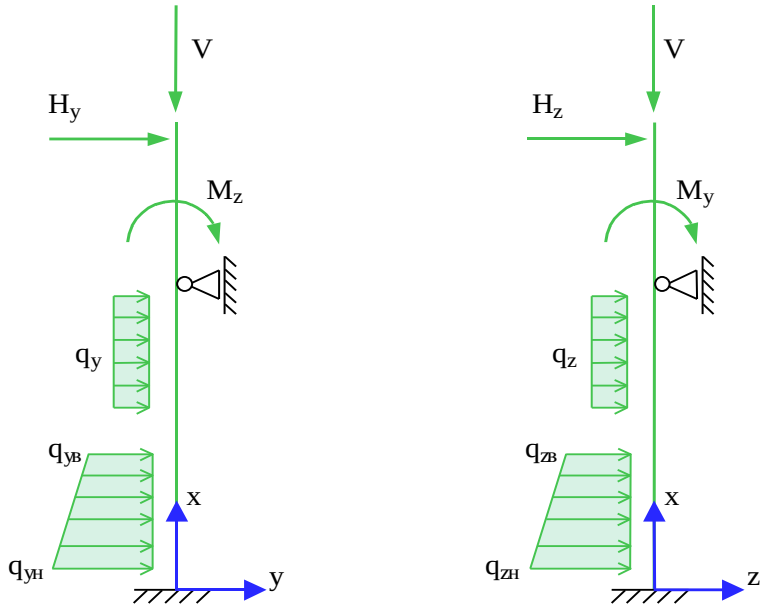


Рис. 4. Положительные направления нагрузок

При расчете, классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно СП 20.13330 [2]. 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.

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. Выбираются такие комбинации нагрузок, для которых усилия и прогибы, полученные в линейной задаче, принимают наибольшие положительные значения (*max*-значения) или наибольшие по модулю отрицательные значения (*min*-значения).

4. Расчет по недеформированной схеме

В каждой координатной плоскости влияние прогиба на величину расчетного момента учитывается путем умножения изгибающего 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], 8.1.15. 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. При определении D по формулам, приведенным в нормах, приближенно учитываются неупругие свойства бетона, наличие трещин и ползучесть бетона при длительном действии нагрузки.

Формула для жесткости имеет вид:

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

Здесь E_b, E_s - модули упругости бетона и арматуры; 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 ($\beta = const$). 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], 8.1.7. При расчете колонны, являющейся элементом статически определимой конструкции, эксцентриситет e_0 принимается равным $\frac{M}{N} + e_a$, а при расчете колонны, являющейся элементом статически неопределимой конструкции, – равным $\frac{M}{N}$, если $\frac{M}{N} \geq e_a$, и равным e_a, если $\frac{M}{N} < e_a$.

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 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.

При расчете колонны, предельные усилия определяются на основе нелинейной деформационной модели. Применяется трехлинейная диаграмма состояния сжатого бетона.

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 $\gamma_u \geq 1$.

5. Расчет по деформированной схеме

В нелинейном расчете, кривизны κ_y и κ_z определяются через усилия на основе диаграмм деформирования сжатого бетона и арматуры. При расчете согласно [1], применяется трехлинейная диаграмма состояния бетона. Из-за нелинейного характера зависимости кривизн

от усилий, система уравнений продольно-поперечного изгиба является нелинейной. Нелинейный расчет проводится при помощи метода итераций. Итерационный процесс оканчивается тогда, когда относительные приращения моментов и прогибов становятся менее 1%. Для контроля точности результатов нелинейного расчета усилий выводится итерационная ошибка.

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 $\gamma_u \geq 1$.

6. Учет несовершенств

При расчете по деформированной схеме, 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. 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 [3]. Расчет согласно [1], проводится для комбинации длительно действующих нормативных нагрузок при коэффициенте ползучести $\varphi_{b,cr}$, соответствующем классу бетона по прочности и заданной влажности воздуха окружающей среды. Сначала проводится линейный расчет по деформированной схеме с модулем деформации бетона $E_{b,\tau} = E_b/(1+\varphi_{b,cr})$, отвечающем продолжительному действию нагрузок, а затем проводится аналогичный расчет с начальным модулем упругости E_b. В этих расчетах учитываются 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.

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.

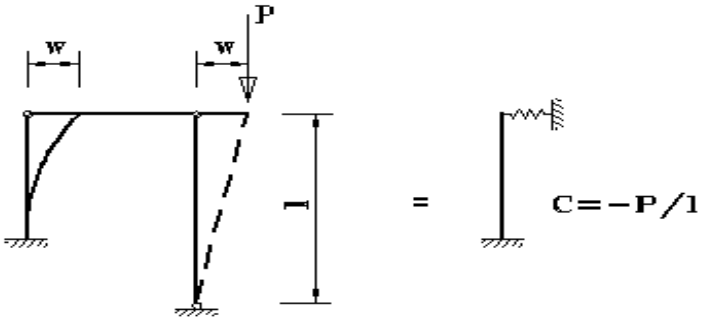


Рис. 5. Учет второстепенной колонны

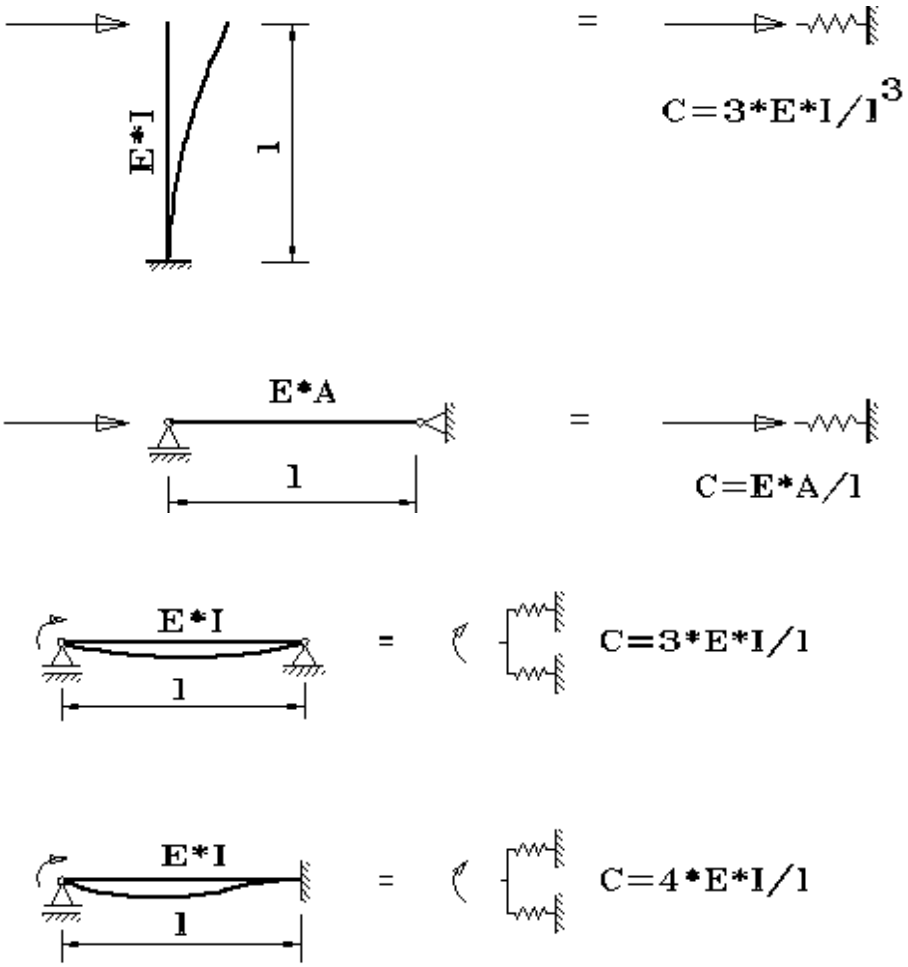
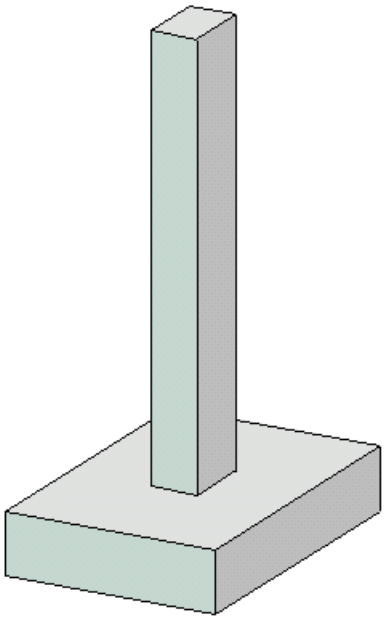


Рис. 6. Коэффициенты жесткости упругих связей

Литература

1. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции».
2. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».
3. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций / НИИЖБ Госстроя СССР. – М.:Стройиздат,1988. – 120 с.

415 – Колонна (сейсмика, пульсации ветра)



Программа предназначена для проектирования статически неопределимой одноярусной железобетонной колонны произвольного сечения согласно следующим нормам: СП 63.13330.2018 [1], СП 52-101-2003 [2], СНиП 2.03.01-84* [3], СНБ 5.03.01-02 [4], [5], [6]. 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 А (рис.2): схема с равными площадями арматуры вблизи вершин сечения (А = 0), схема с равномерным распределением площади арматуры вдоль контура сечения (А = 1), схема с равными площадями арматуры вблизи верхней и нижней сторон сечения (А = 2), схема с равными площадями арматуры вблизи левой и правой сторон сечения (А = 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 (А = 0), схема с равномерным распределением площади арматуры вдоль внешнего контура сечения (А = 1), произвольная схема армирования. Для схем А = 0 и А = 1 необходимые для расчета координаты арматуры определяются автоматически. При А = 0, исключаются из рассмотрения входящие углы (т.е. углы, большие 180 град). Кроме того, проверяется возможность корректного размещения арматурных стержней при наличии близких вершин.

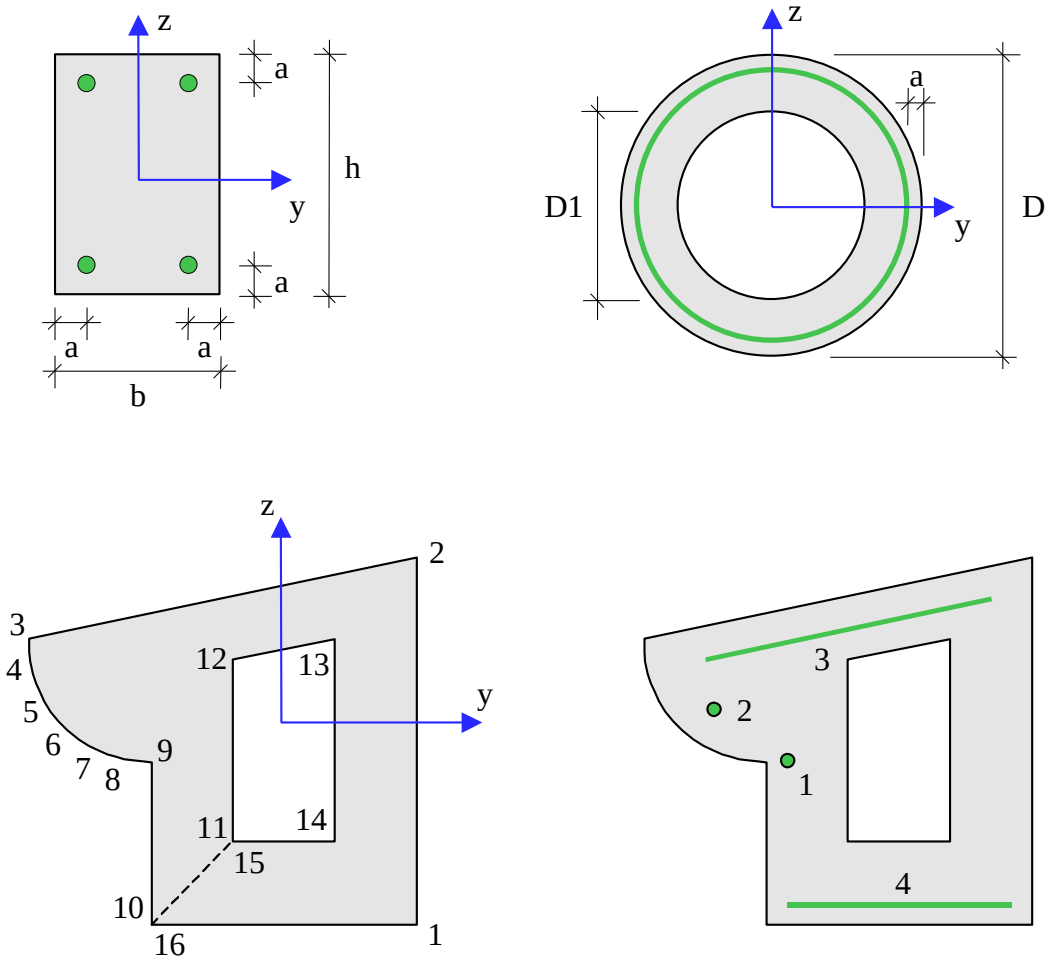


Рис. 1. Сечения

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 $i = 1,2,\ldots$; $A_1, A_2, \ldots$ – 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}.

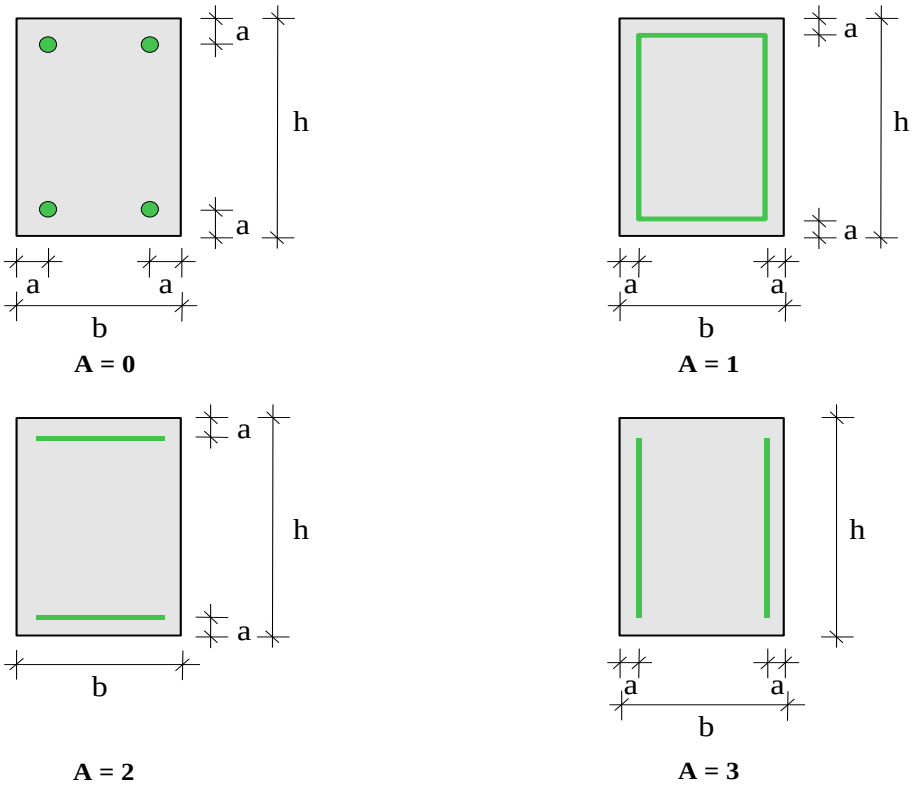


Рис. 2. Схемы армирования прямоугольного сечения

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.

При расчете по [1] классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно СП 20.13330.2016 [7], а при расчете по [2] и [3] – согласно СНиП 2.01.07-85* [8]. 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 [4], 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.

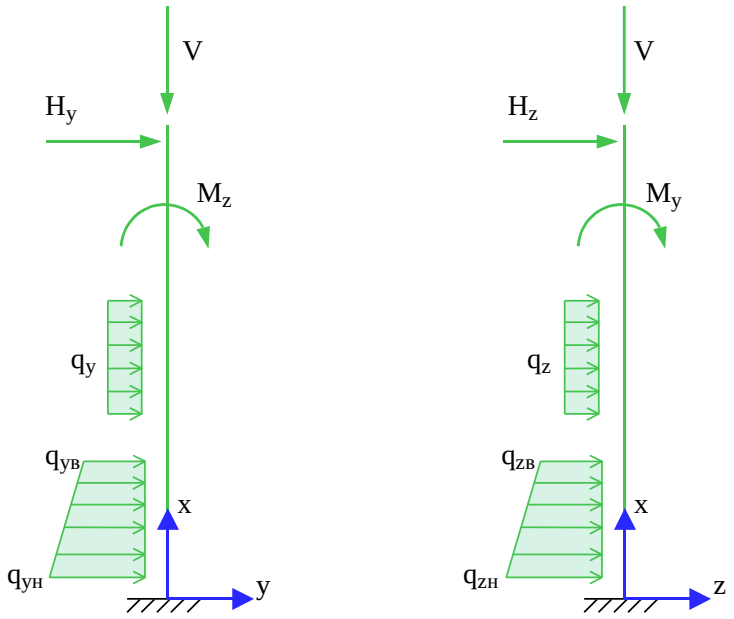


Рис. 3. Положительные направления нагрузок

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 [10], 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 расчетного момента учитывается путем умножения изгибающего момента M на повышающий коэффициент η, который вычисляется по формуле:

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

где N - продольная сила, N_{cr} - критическая сила, которая определяется согласно [1], 8.1.15, [2], 6.2.16, [3], 3.24, [4], 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 [3], 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 [4], жесткость вычисляется аналогичным образом. В [1] и [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], 8.1.7, [2], 4.2.6, [3], 1.21, [4], 7.1.2.11). Согласно [1], [2] и [3], при расчете колонны, являющейся элементом статически определимой конструкции, эксцентриситет e_0 принимается равным $\dfrac{M}{N}+e_a$, а при

расчете колонны, являющейся элементом статически неопределимой конструкции, – равным $\frac{M}{N}$, если $\frac{M}{N} \geq e_a$, и равным e_a, если $\frac{M}{N} < e_a$. Согласно [4], 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], [2] и [3], 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 [4], N_l, M_l рассчитываются от практически постоянных комбинаций 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 [3], требуемая арматура определяется в соответствии с 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 [1], [2] и [4], требуемая арматура определяется на основе нелинейной деформационной модели. При расчете по [1] и [2], применяется трехлинейная диаграмма состояния сжатого бетона. Расчет требуемой арматуры по [4] проводится при параболически-линейной диаграмме состояния сжатого бетона.

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 $\gamma_u \geq 1$.

Предусмотрен автоматический учет минимального коэффициента армирования, который принимается в зависимости от наибольшего значения гибкости колонны $\lambda_{\max} = \max(\lambda_y, \lambda_z)$ согласно [1], 10.3.6, [2], 8.3.4, [3], 5.16, [4], 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], 8.11.33, [2], 6.2.34, [3], 3.31*, 3.32, [4], 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 [3] и [4], 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 [9], 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.

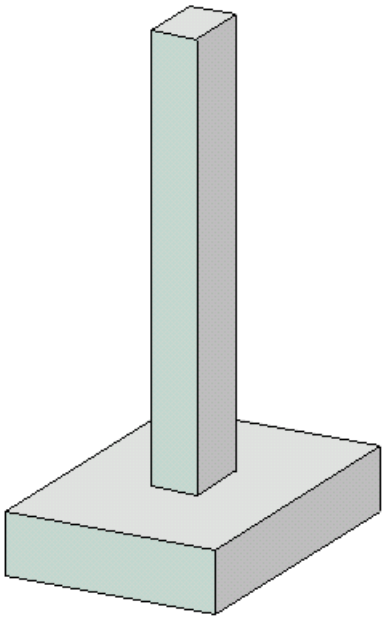
При подборе арматурных стержней, применяется следующий общий ряд диаметров (в мм): 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32, 36, 40. Арматурные стержни размещаются в сечении с учетом номинальной толщины защитного слоя бетона и номинального расстояния в свету между стержнями. При определении номинальной 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 углу 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. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
3. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
4. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
5. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №1 СНБ 5.03.01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2004.
6. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №3 СНБ 5.03.-01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2006.
7. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».
8. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
9. 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.
10. СП 14.13330.2014. Строительство в сейсмических районах. – М.: 2014.

420 – Группа колонн



Программа предназначена для подбора размеров сечения и арматуры группы колонн согласно СП 63.13330.2018 [1]. Колонны имеют одинаковые сечения и одинаковую арматуру. Предусмотрено задание бетона и/или арматуры с ненормированной прочностью.

1. Колонны и нагрузки

Все колонны из группы характеризуются длиной l и расчетными длинами l_{0y} и l_{0z} в плоскостях Y и Z, в которых лежат оси сечения y и z. Если для какой-либо плоскости расчетная длина l_0 не задана или $l_0 = 0$, то при расчете всех колонн прогибы в этой плоскости не учитываются.

Колонны могут иметь прямоугольные или круглые сечения. В случае прямоугольного сечения, арматура размещается в углах и вдоль сторон сечения. В случае круглого сечения, арматура равномерно размещается по окружности.

Для каждой колонны задается совокупность сочетаний усилий N, M_y, M_z от полной нагрузки и усилий N_l, M_{yl}, M_{zl} от длительной части нагрузки. Продольная сила N является положительной при сжатии. Выбор положительных направлений изгибающих моментов M_y и M_z не имеет значения.

При подборе размеров сечения колонн рассматривается ряд сечений допускаемых размеров. В случае прямоугольного сечения, ряд упорядочивается по возрастанию либо площади сечения, либо периметра сечения. В случае круглого сечения, ряд упорядочивается по возрастанию диаметра сечения. Выбирается то первое сечение, для которого площадь подобранной арматуры не превосходит площади арматуры, определяемой по максимальному коэффициенту армирования.

2. Расчет

Расчет колонны с учетом прогибов проводится по методу условных критических сил. В программе предусмотрен расчет отдельных колонн без учета прогиба в плоскости Y и/или в плоскости Z.

Влияние прогиба учитывается путем умножения изгибающего момента M на повышающий коэффициент η. Коэффициент η вычисляется по формуле:

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

Критическая сила N_{cr} вычисляется по формуле:

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

Жесткость колонны D вычисляется по формуле:

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

Здесь E_b, E_s - модули упругости бетона и арматуры; I_b, I_s - моменты инерции бетонного сечения и площади сечения арматуры относительно оси сечения, $\delta_e = e_0 / h$ - относительный

эксцентриситет продольной силы (h - высота сечения в плоскости изгиба), φ_l - параметр, учитывающий длительное действие нагрузки.

Эксцентриситет e_0 определяется с учетом случайного эксцентриситета e_a ([1], 8.1.7) и принимается как для элементов статически неопределимых конструкций равным $\frac{M}{N}$, если $\frac{M}{N} \geq e_a$, и равным e_a, если $\frac{M}{N} < e_a$.

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.

3. 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.

Арматура размещается в сечении с учетом номинальной толщины защитного слоя бетона. 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, максимальное расстояние между осями стержней. Эти параметры позволяют управлять подбором арматуры.

В случае прямоугольного сечения, первоначально рассматривается размещение арматуры в углах. Если для этой схемы армирования невозможно подобрать требуемую арматуру, то рассматривается размещение арматуры вдоль сторон сечения.

Литература

1. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции.Основные положения».

421 – Расчет бетонного элемента

Программа предназначена для расчёта бетонного элемента по деформационной модели согласно СП 63.13330.2018 [1].

1. Сечения и усилия

Рассматриваются следующие виды сечений бетонного элемента: прямоугольное сечение, круговое или кольцевое сечение и произвольное полигональное сечение (рис.1).

Полигональное сечение задаётся путём ввода координат вершин, причем последовательность ввода вершин должна соответствовать определенному направлению обхода сечения (сечение всегда должно находиться или только слева, или только справа). Координаты вершин могут определяться относительно произвольной декартовой системы координат (y_0, z_0).

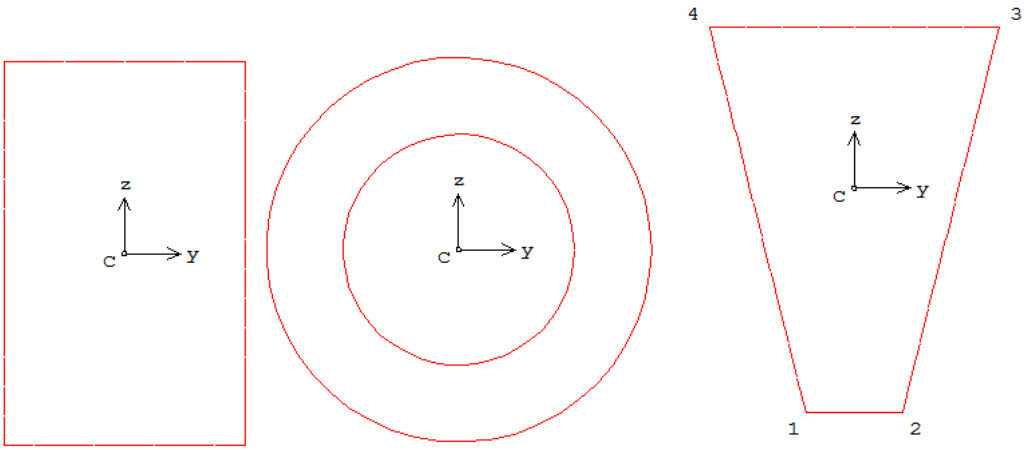


Рис. 1.Виды сечений

Усилия N, M_y, M_z задаются относительно главных центральных осей *y,z*. 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.

Предполагается, что усилия соответствуют расчетным комбинациям нагрузок, образованным согласно СП 20.13330.

2. Расчет

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

Предельные усилия определяются на основе деформационной модели согласно [1]. Предусмотрен выбор либо трёхлинейной, либо двухлинейной диаграммы состояния сжатого бетона согласно 6.1.20, 6.1.21. Для растянутого бетона применяется диаграмма того же вида, как и для сжатого бетона. На рис.2 приведены диаграммы для бетона В25.

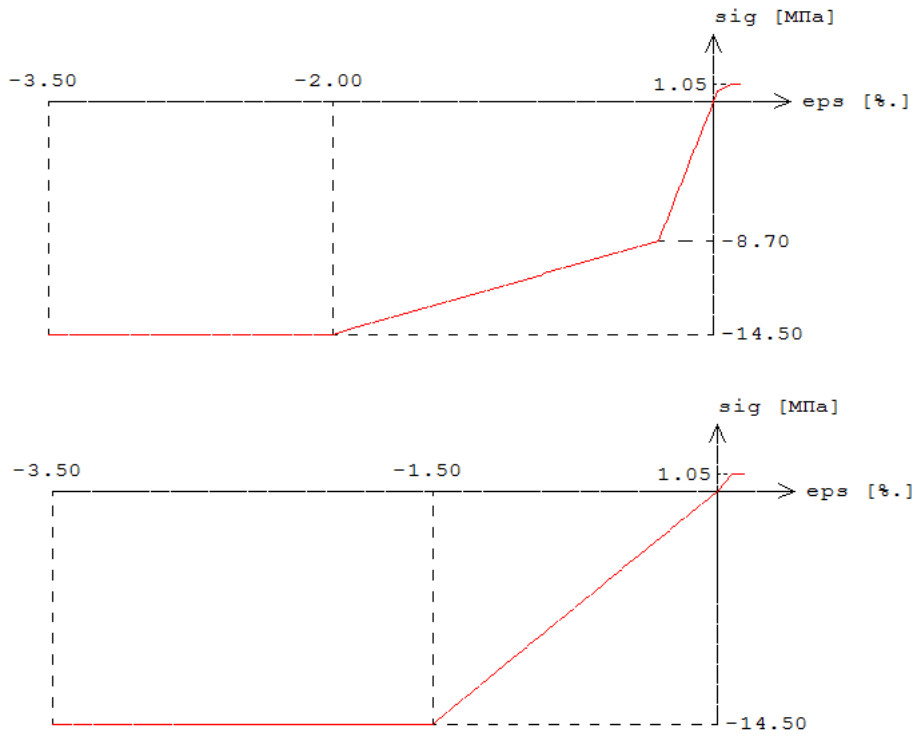


Рис. 2. Диаграммы состояния бетона B25

При расчете внецентренно сжатого элемента, прогиб учитывается путём 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 по формуле:

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

где D - жесткость элемента, l_0 - расчетная длина элемента. Жесткость элемента вычисляется по формуле:

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

Здесь E_b - модуль упругости бетона; I_b - момент инерции бетонного сечения относительно центральной оси, $\delta_e = e_0 / h$ - относительный эксцентриситет продольной силы (h - высота сечения в плоскости изгиба), φ_l - параметр, учитывающий длительное действие нагрузки.

Эксцентриситет e_0 определяется относительно центра тяжести сечения . При этом учитывается случайный эксцентриситет e_a. Согласно [1], 8.1.7, при расчете элемента статически определимой конструкции, эксцентриситет e_0 принимается равным $\frac{M}{N} + e_a$, а при расчете элемента

статически неопределимой конструкции – равным $\frac{M}{N}$, если $\frac{M}{N} \geq e_a$, и равным e_a, если $\frac{M}{N} < e_a$.

По результатам вычисления предельных усилий, выводится рисунок сечения, на котором представлена сжатая зона (рис. 3,4,5). В случае прямоугольного и кругового сечения, выводятся наибольшие по величине растягивающие и сжимающие напряжения и соответствующие им деформации. В случае полигонального сечения, выводятся кривизны и выражение деформации $\varepsilon(y_0, z_0)$ в тех координатах, в которых задано сечение.

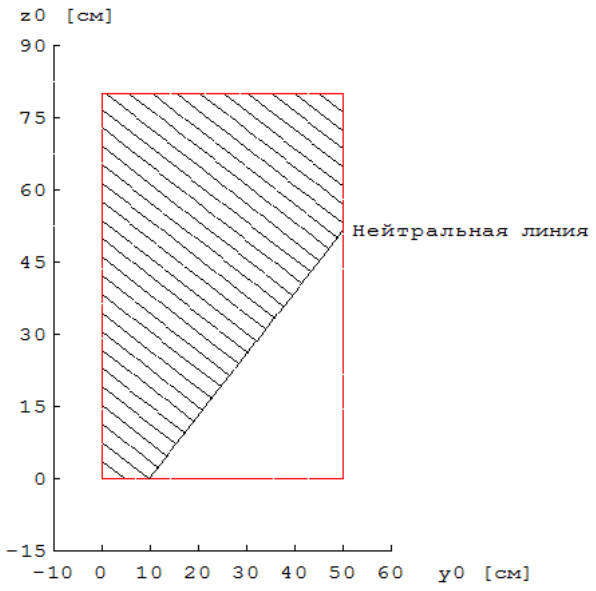


Рис. 3. Пример изображения сжатой зоны в прямоугольном сечении

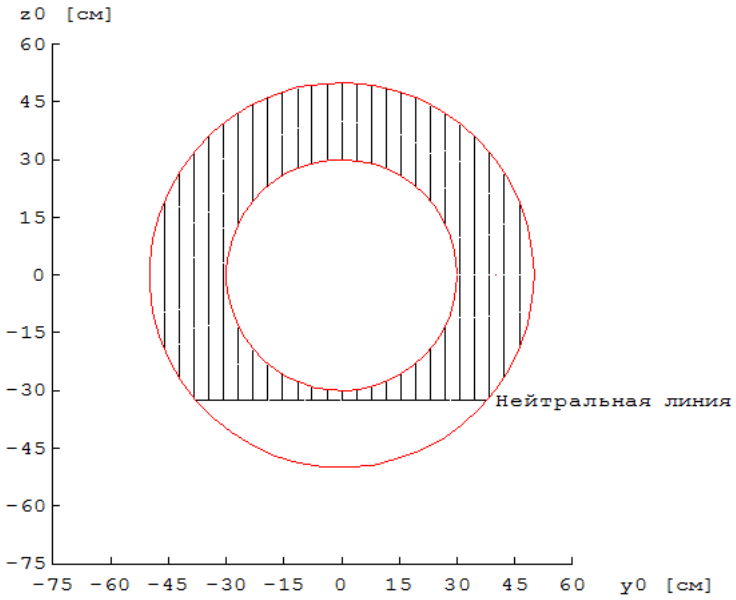


Рис. 4. Пример изображения сжатой зоны в кольцевом сечении

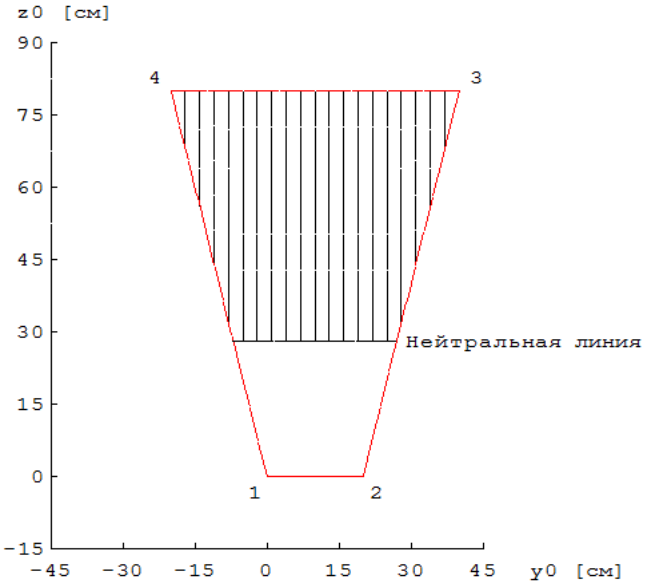
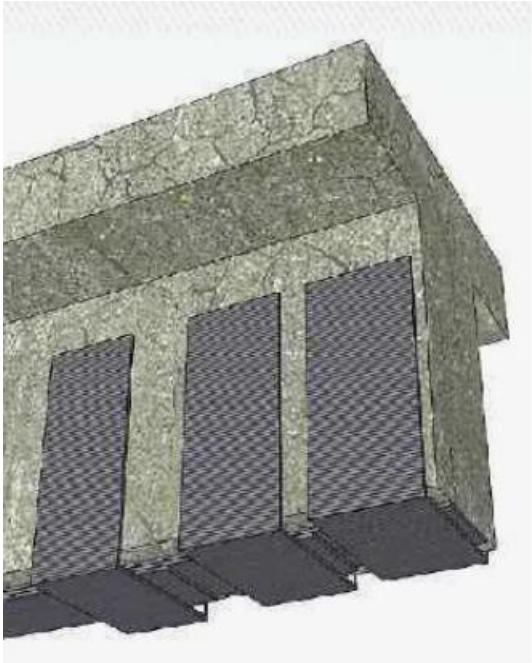


Рис. 5. Пример изображения сжатой зоны в полигональном сечении

Литература

1. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции.Основные положения».

422 – Усиление наклонных сечений ж/б балки композитной арматурой



Программа предназначена для расчёта площади сечения композитной арматуры, требуемой для усиления наклонных сечений, согласно СП 164.1325800.2014 [1] и СП 63.13330.2018 [2].

1. Балка и нагрузки

Рассматривается приопорный участок железобетонной балки прямоугольного сечения. В качестве координаты произвольного поперечного сечения применяется расстояние x от опоры. Для определения рабочей высоты сечения, задаются расстояния от сторон сечения до центров тяжести площадей продольной арматуры. Задаются следующие параметры имеющейся стальной поперечной арматуры: диаметр хомутов, число ветвей хомута, шаг хомутов.

Задаются изгибающий момент M_O и поперечная сила Q_O в сечении балки над гранью опоры от действующих нагрузок, а также изгибающий момент M_{On} и поперечная сила Q_{On} от проектных нагрузок. Предусмотрен ввод действующих и проектных распределенных нагрузок q и q_n, а также действующих и проектных сосредоточенных нагрузок Q и Q_n. Предполагается, что нагрузки направлены вертикально вниз. Усилия 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 балки больше значения x_0, при котором поперечное усилие обращается в нуль или изменяет знак, то расчет проводится только для $x \le x_0$.

Предполагается, что действующее поперечное усилие не превосходит предельное усилие для балки до усиления, а проектное усилие превышает предельное усилие. Для обеспечения несущей способности балки, требуется дополнительное армирование композитной арматурой.

2. Расчёт

Расчёт по прочности наклонных сечений железобетонной балки включает проверку прочности бетонной полосы между наклонными трещинами и проверку прочности по наклонным сечениям на действие поперечной силы. При этом расчёт по прочности бетонной полосы между наклонными трещинами проводится согласно [2], без учёта работы внешней композитной арматуры. Результат этого расчёта выводится программой, только если условие прочности не выполняется.

Расчёт по прочности наклонных сечений проводится согласно [1], 6.4. Расчётное сопротивление композитной арматуры R_{fw} определяется по заданному значению нормативного сопротивления $R_{f,n}$. Для этого требуется задать тип композита (углекомпозит или стеклокомпозит), вид композита (ламинат или холст), условия эксплуатации конструкции, а также число слоёв композита и толщину одного слоя. Расчётное сопротивление определяется по формуле (6.78) с учётом условия (6.79).

На первом этапе расчёта проводится проверка несущей способности при действующих нагрузках. Если проверка не выполняется, то расчёт прекращается. На втором этапе расчёта проверка несущей способности проводится для проектных нагрузок. Если проверка не выполняется, то определяется требуемая погонная площадь A_{fw}/s_f композитной арматуры. Предусмотрен графический вывод требуемой площади (рис.1).

При расчёте усилия, воспринимаемые бетоном сжатой зоны, стальной поперечной арматурой и композитной арматурой, рассматриваются как функции длины проекции C наклонного сечения, проходящего по наклонной трещине: $Q_b(C), Q_{sw}(C), Q_{fw}(C)$. При этом вводятся ограничения $Q_{b,\min} \le Q_b \le Q_{b,\max}$. Аргумент функции $Q_{sw}(C)$ ограничивается, согласно [2], неравенствами

$h_0 \le C \le 2h_0$, где h_0 - рабочая высота балки. Прочность балки по наклонному сечению обеспечивается при условии $Q \le \min\{Q_b(C) + Q_{sw}(C) + Q_{fw}(C)\}$. При расчёте также учитывается условие (6.85). Погонная площадь композитной арматуры A_{fw}/s_f определяется из выражений $Q_{fw}(C) = q_{fw} \cdot C$, $q_{fw} = R_{fw} \cdot A_{fw}/s_f$. При определении A_{fw}/s_f учитывается условие (6.86).

Поскольку при расчёте по прочности арматура учитывается на длине C, то для каждого расчётного сечения с координатой x производится корректировка распределения площади арматуры на отрезке $[x - C, x]$ по условию, согласно которому площадь арматуры на этом отрезке должна быть не меньше, чем в точке x.

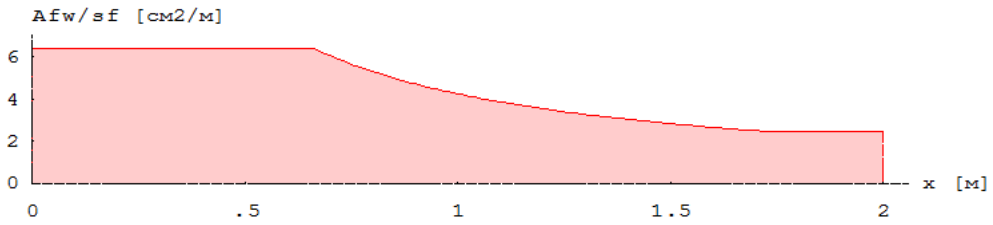


Рис. 1. Пример распределения требуемой площади арматуры

Литература

1. СП 164.1325800.2014 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования».
2. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции.Основные положения».

423 – Усиление ж/б колонны композитной арматурой

Программа предназначена для проектирования усиления железобетонной колонны путём устройства внешнего армирования композитным материалом согласно СП 164.1325800.2014 [1] и СП 63.13330.2018 [2]. Расчёт по прочности колонны, усиленной армированием в поперечном направлении, проводится на основе нелинейной деформационной модели с учётом повышения расчётного сопротивления бетона при объёмном напряжённом состоянии.

1. Расчётная схема и нагрузки

Рассматривается одноярусная железобетонная колонна. Расчётная схема колонны представляет собой стержневой элемент, имеющий закрепления на одном или обоих краях (рис.1). Условия закрепления формулируются для горизонтального смещения и поворота сечения вокруг горизонтальной оси. При расчёте колонны применяется система координат ***xyz***, начало которой совпадает с центром тяжести нижнего сечения колонны. Ось ***x*** направлена снизу вверх. Предполагается, что вертикальная сила воспринимается в нижней опоре.

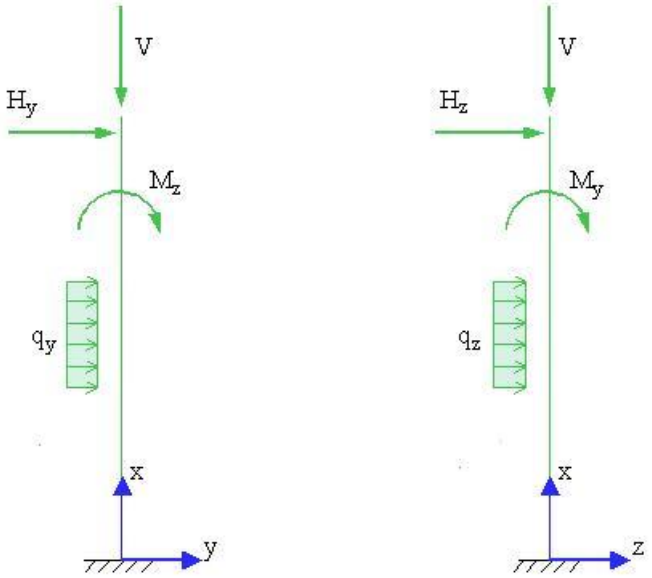


Рис. 1. Расчётная схема и нагрузки

Нагрузки подразделяются на постоянные, длительные и кратковременные и комбинируются согласно [3]. Комбинирование нагрузок представляет собой генерацию множества возможных комбинаций нагрузок с учётом коэффициентов надёжности по нагрузке γ_f и коэффициентов, связанных с одновременным учётом двух и более временных нагрузок. Из множества комбинаций нагрузок выбирается такая комбинация, для которой коэффициент надёжности по предельным усилиям γ_u имеет наименьшее значение. Для выбранной комбинации нагрузок определяется требуемая площадь поперечного сечения обоймы из композитного материала.

Сечения колонны могут быть прямоугольными или круговыми (рис.2). Для прямоугольного сечения задаётся радиус закругления углов. Стальная арматура в прямоугольном сечении может быть расположена в углах или по контуру.

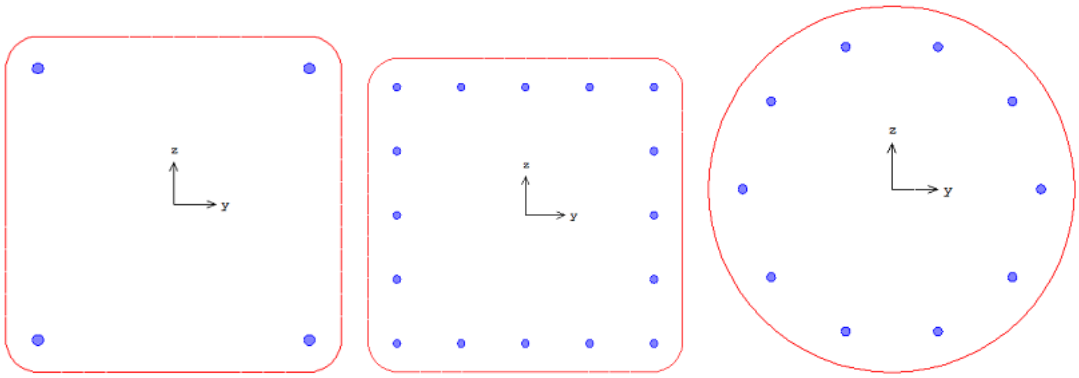


Рис. 2. Сечения

2. Расчёт

Расчёт по прочности проводится на основе нелинейной деформационной модели согласно [1],6.3.1 и [2],8.1.20. В качестве расчётной диаграммы состояния сжатого бетона принимается трёхлинейная диаграмма согласно [2],6.1.20. Для стальной арматуры, в зависимости от ее класса, применяется двухлинейная или трёхлинейная диаграмма согласно [2],6.2.14, 6.2.15.

Для композитной арматуры задаются следующие данные: тип композита (углекомпозит или стеклокомпозит), условия эксплуатации конструкции, толщина одного слоя композита, а также наибольшее число слоёв композита, которое применяется при определении требуемой композитной арматуры. Расчётное сопротивление композита R_f определяется по заданному значению нормативного сопротивления $R_{f,n}$ по формуле [1],(5.1). Согласно [1],6.2.15 полагается $\gamma_{f2} = 1$.

При устройстве обоймы из композитного материала, расчётное сопротивление бетона при сжатии вычисляется по формуле:

$$R_{b3} = R_b + k_{ef} k_e R_f \mu_f$$

Здесь $\mu_f = A_f / A$ - коэффициент армирования, k_{ef} - коэффициент эффективности обоймы, k_e - коэффициент, учитывающий наличие разрывов по высоте обоймы. Площадь поперечного сечения обоймы определяется по формуле:

$$A_f = n_f t_f u$$

где n_f - число слоёв композита, t_f - толщина одного слоя композита, u - периметр сечения.

Для прямоугольного сечения со сторонами b, h и с радиусом закругления углов r коэффициент эффективности обоймы выражается по формуле:

$$k_{ef} = 1 - \frac{(b-2r)^2 + (h-2r)^2}{2bh}$$

Коэффициент эффективности обоймы k_{ef} полагается равным нулю при $b > 90$ см или $h > 90$ см, а также при $h/b > 1{,}5$ или $b/h > 1{,}5$. Также $k_{ef} = 0$, если $\frac{\eta M_y}{hN} > 0.1$ или $\frac{\eta M_z}{bN} > 0.1$, где M_y, M_z - изгибающие моменты относительно осей y и z, определённые по недеформированной схеме, N - продольная сила, η - коэффициент учёта влияния прогиба.

В случае кругового сечения $k_{ef} = 1$. При $\frac{\eta M_y}{DN} > 0.1$ или $\frac{\eta M_z}{DN} > 0.1$ (где D - диаметр сечения) полагается $k_{ef} = 0$.

Коэффициент k_e вычисляется по формуле:

$$k_e = (1 - \frac{s_w}{2D})^2$$

где s_w - расстояние между отдельными витками обоймы, D - диаметр кругового сечения. При рассмотрении прямоугольного сечения, принимается $D = \sqrt{h^2 + b^2} - 2r$.

При расчёте колонны с использованием диаграмм деформирования сжатого бетона и стальной арматуры согласно [1],6.3.15, изменяются значения деформационных характеристик диаграммы бетона ε_{b0} и ε_{b2} (рис.3).

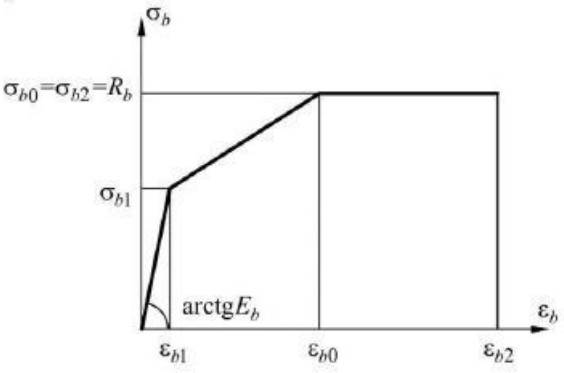


Рис. 3. Диаграмма деформирования сжатого бетона

Значение ε_{b0} заменяется значением

$$\varepsilon_{b3} = \varepsilon_{b0} + 2\mu_f R_f / E_b$$

Значение ε_{b2} умножается на отношение $\varepsilon_{b3} / \varepsilon_{b0}$.

При определении расчётных значений изгибающих моментов в колонне, учитывается влияние вертикальной нагрузки на изгиб колонны. Приращения изгибающих моментов, обусловленные действием вертикальной нагрузки, зависят от прогибов. Если в одной из координатных плоскостей прогиб колонны стеснён или невозможен (например, из-за примыкания стены), то расчёт в этой плоскости проводится без учёта влияния прогиба.

В каждой координатной плоскости влияние прогиба на величину расчётного момента учитывается путём умножения изгибающего момента M на повышающий коэффициент η, который выражается формулой:

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

где N_{cr} - критическая сила, определяемая по формуле:

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

Здесь D - жёсткость колонны, l_0 - расчетная длина колонны. Формула для жёсткости имеет вид:

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

Здесь E_b, E_s - модули упругости бетона и арматуры; I_b, I_s - моменты инерции бетонного сечения и площади арматуры относительно центральной оси сечения, $\delta_e = e_0 / h$ - относительный эксцентриситет продольной силы (h - высота сечения в плоскости изгиба), $\varphi_l = 1 + M_{l1} / M_1$- параметр, учитывающий длительное действие нагрузки.

При определении e_0 учитывается случайный эксцентриситет e_a. При расчёте колонны, являющейся элементом статически определимой конструкции, эксцентриситет e_0 принимается равным $\frac{M}{N} + e_a$, а при расчёте колонны, являющейся элементом статически неопределимой конструкции, – равным $\frac{M}{N}$, если $\frac{M}{N} \geq e_a$, и равным e_a, если $\frac{M}{N} < e_a$.

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 определении N_l, M_l в расчёт ставятся постоянные нагрузки, длительные нагрузки, а также длительные части кратковременных нагрузок.

Расчетная длина l_0 в каждой координатной плоскости определяется по формуле $l_0 = \pi \sqrt{\frac{E_b I_b}{\eta_* N}}$,

где η_* – коэффициент критической нагрузки, равный отношению продольной силы при достижении критического состояния к действующей продольной силе. Коэффициент η_* отыскивается путём решения задачи об упругой устойчивости колонны при заданных краевых условиях. В программе предусмотрена возможность ввода l_0.

При проверке несущей способности колонны, предельные усилия выражаются через действующие усилия по формулам:

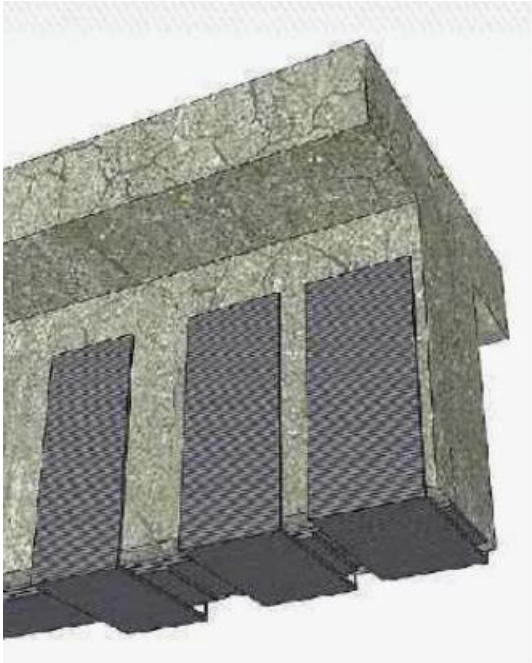
$$N_u = \gamma_u \cdot N, M_{yu} = \gamma_u \cdot M_y, M_{zu} = \gamma_u \cdot M_z$$

Прочность сечения обеспечена при $\gamma_u \geq 1$. Ошибки при расчёте предельных усилий выводятся тогда, когда они превышают 1%.

Литература

1. СП 164.1325800.2014 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования».
2. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции.Основные положения».
3. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».

428 – Усиление ж/б элемента композитной арматурой



Программа предназначена для проектирования усиления железобетонных конструкций путем устройства внешнего армирования композитными материаломи согласно СП 164.1325800.2014 [1] и СП 63.13330.2018 [2]. Определяется площадь композитной арматуры, требуемая для обеспечения несущей способности, а также для ограничения ширины раскрытия трещин.

1. Сечения и усилия

Рассматриваются прямоугольные и тавровые сечения с нижней и/или верхней стальной арматурой. (рис.1).

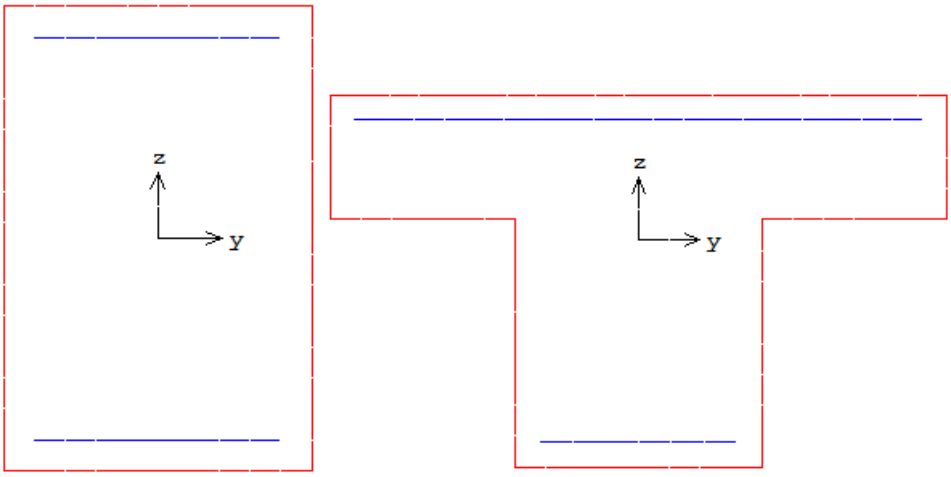


Рис. 1. Виды сечений

Композитная арматура в виде ламината или холста наклеивается на растянутую сторону сечения.

Усилия задаются относительно центральных осей *y,z*. Принимается, что продольная сила N положительна при сжатии. При действии момента M сжатая зона возникает в верхней части сечения, а растянутая зона – в нижней части. Продольная сила может быть как положительной, так и отрицательной. Изгибающий момент может быть только положительным.

При вводе задаются действующие усилия N, M и проектные усилия N_n, M_n. Предполагается, что действующие усилия не превосходят предельные усилия для элемента до усиления, а проектные усилия превышают предельные усилия. и для обеспечения несущей способности элемента требуется дополнительное армирование композитной арматурой. При расчёте по трещиностойкости задаются усилия от нормативных проектных нагрузок и от их длительных частей.

2. Расчет

Расчет по прочности проводится на основе нелинейной деформационной модели согласно [1],6.3.1 и [2],8.1.20. В качестве расчетной диаграммы состояния сжатого бетона принимается трехлинейная диаграмма согласно [2],6.1.20. Для стальной арматуры, в зависимости от её класса, применяется двухлинейная или трёхлинейная диаграмма согласно [2],6.2.14, 6.2.15. Для композитной арматуры принимается линейная диаграмма деформирования. Предельная деформация растянутой композитной арматуры определяется как R_f / E_f, где R_f, E_f - расчётное сопротивление и модуль упругости арматуры. В программе предусмотрено определение расчётного сопротивления R_f по заданному значению нормативного сопротивления $R_{f,n}$ и задание расчётного сопротивления R_f. В первом случае, требуется задать тип композита (углекомпозит или стеклокомпозит), вид композита (ламинат или холст), условия эксплуатации конструкции, а также число слоёв композита и толщину одного слоя.

Если действуют только постоянные и длительные нагрузки, то расчётное сопротивление композита определяется по формуле [1],(5.3), в противном случае - по формуле [1],(5.1).

На первом этапе расчёта проводится проверка несущей способности при действующих усилиях N, M. При этом определяются предельные усилия $N_u = \gamma_u N$ и $M_u = \gamma_u M$. Случай $\gamma_u < 1$ рассматривается как случай неправильного задания действующих (фактических) усилий и расчёт останавливается.

На втором этапе расчёта определяется напряжённо-деформированное состояние от действующих усилий. При этом выводится выражение продольной деформации $\varepsilon(z)$, а также деформации бетона на нижней и верхней сторонах. Деформация на нижней (растянутой) стороне сечения на последующем этапе расчёта рассматривается как начальная деформация (до усиления элемента) ε_{bt}^0 (см.[1],6.3.4). Деформация композитной арматуры меньше деформации бетона на нижней стороне на величину ε_{bt}^0.

На третьем этапе расчёта проводится определение площади композитной арматуры на растянутой грани элемента, требуемой для обеспечения несущей способности при действии проектных усилий. Аналогично второму этапу выводится выражение продольной деформации $\varepsilon(z)$, а также деформации и напряжения в бетоне, стальной арматуре и композитной арматуре в предельном состоянии. Как правило, предельное состояние характеризуется достижением предельной деформации в композитной арматуре $\varepsilon_{f,ult} = R_f / E_f$. Сумма значений $\varepsilon_{f,ult}$ и ε_{bt}^0 равна деформации бетона на нижней стороне сечения.

На четвёртом этапе проводится расчёт по трещиностойкости. Расчет по образованию и раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента, выполняется согласно [2], 8.2.14, 8.2.15. Изгибающий момент при образовании трещин определяется по предельному состоянию растянутого бетона. При этом учёт продольной силы *N* возможен одним из двух способов. Если продольная сила и изгибающий момент 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 $e = M / N = const$.

Расчет проводится на основе нелинейной деформационной модели. Изгибающий момент M_{crc} при образовании трещин, а также напряжения в растянутой арматуре после образования трещин σ_s и $\sigma_{s,crc}$, входящие в формулы [1], (8.128), (8.137), вычисляются на основе диаграмм состояния бетона, арматурной стали и композита при помощи численного метода. При этом для бетона применяется диаграмма с деформационными характеристиками, соответствующими непродолжительному действию нагрузки.

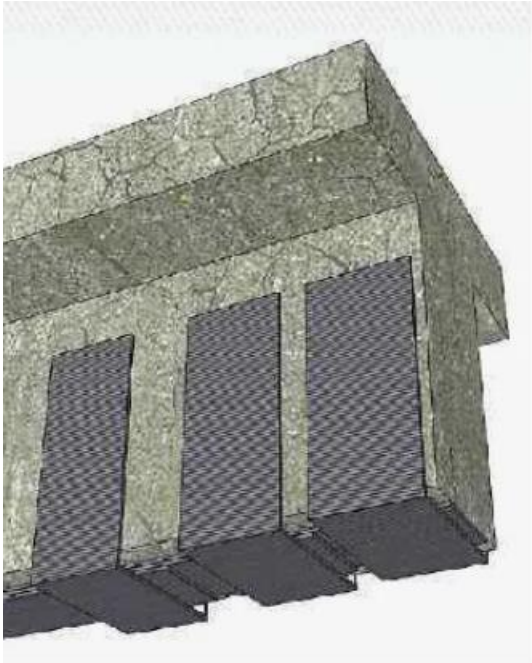
Площадь сечения растянутого бетона A_{bt} и площадь сечения растянутой арматуры A_s, через которые по формуле [1], (8.136) вычисляется базовое расстояние l_s между трещинами, определяются непосредственно перед образованием трещин. Значение A_{bt} определяется при следующих ограничениях на высоту растянутой зоны: $h_t \geq 2a$, $h_t \leq h/2$, где a – расстояние от наиболее растянутой арматуры до нижней грани сечения, h – высота сечения.

В случае, когда ширина раскрытия трещин превышает предельно допустимое значение, определяется требуемая площадь композитной арматуры. При этом площадь арматуры увеличивается до того значения, при котором удовлетворяются условия по ширине раскрытия трещин.

Литература

1. СП 164.1325800.2014 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования».
2. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции.Основные положения».

429 – Усиление ж/б балки композитной арматурой



Программа предназначена для проектирования усиления железобетонной балки путем устройства внешнего армирования композитным материалом согласно СП 164.1325800.2014 [1] и СП 63.13330.2018 [2].

1. Расчётная схема и нагрузки

Рассматривается однопролетная железобетонная балка с шарнирными или абсолютно жесткими закреплениями краев. Поперечное сечение балки может быть прямоугольным или тавровым с нижней и/или верхней стальной арматурой. (рис.1).

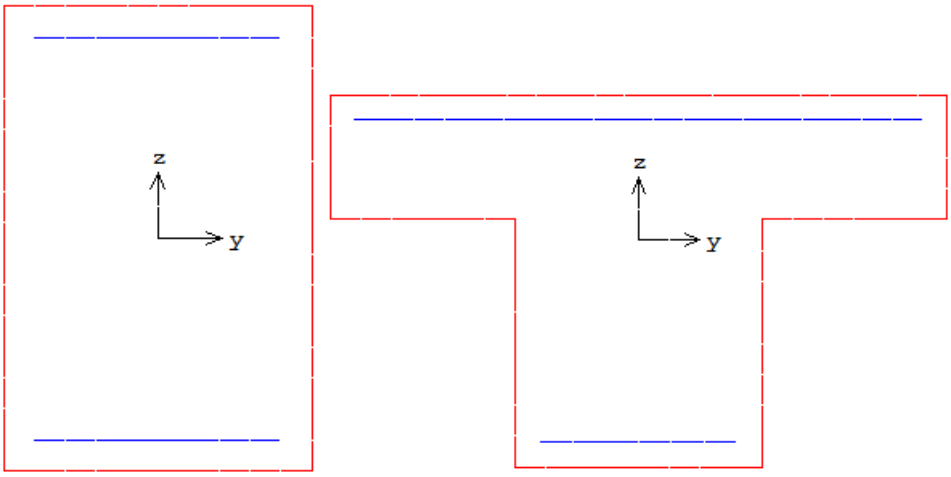


Рис. 1. Виды сечений

Композитная арматура в виде ламината или холста наклеивается на растянутую сторону сечения.

Возможно задание сосредоточенных Q и равномерно распределенных нагрузок q. Точка приложения сосредоточенной нагрузки определяется по расстоянию x от левого края балки. Пример задания нагрузок показан на рис.2.

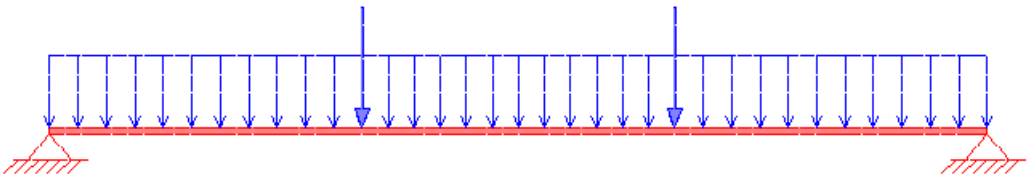


Рис.2. Нагрузки на балку

При вводе задаются действующие нагрузки Q, q и проектные нагрузки Q_n, q_n только одного знака. Предполагается, что действующие нагрузки не превосходят предельные нагрузки для балки до усиления, а проектные нагрузки превышают эти предельные нагрузки и для обеспечения несущей способности балки требуется дополнительное армирование композитной арматурой.

Классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно СП 20.13330.2016 [3]. Нагрузки подразделяются на постоянные, длительные и кратковременные. 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.

2. Расчет

Расчет по прочности проводится на основе нелинейной деформационной модели согласно [1],6.3.1 и [2],8.1.20. В качестве расчетной диаграммы состояния сжатого бетона принимается трехлинейная диаграмма согласно [2], 6.1.20. Для стальной арматуры, в зависимости от ее класса, применяется двухлинейная или трехлинейная диаграмма согласно [2],6.2.14, 6.2.15. Задаются последовательные участки армирования балки стальной арматурой, для которых указываются площади верхней $A_{sв}$ и нижней $A_{sн}$ арматуры, а также расстояния $a_в$ и $a_н$ от сторон сечения до центров тяжести площадей верхней и нижней арматуры. Предполагается, что в пределах заданных участков армирования площадь композитной арматуры постоянна.

Для композитной арматуры принимается линейная диаграмма деформирования. Предельная деформация растянутой композитной арматуры определяется как R_f / E_f, где R_f, E_f - расчётное сопротивление и модуль упругости арматуры. В программе предусмотрено либо определение расчётного сопротивления по заданному значению нормативного сопротивления $R_{f,n}$, либо задание расчётного сопротивления R_f. Во первом случае, требуется задать тип композита (углекомпозит или стеклокомпозит), вид композита (ламинат или холст), условия эксплуатации конструкции, а также число слоёв композита и толщину одного слоя. При расчете для комбинации, состоящей только из постоянных и длительных нагрузок, расчётное сопротивление композита R_{fl} определяется по формуле [1],(5.3), в противном случае, - по формуле [1],(5.1). При расчете прогиба балки применяется расчётное сопротивление $R_{f,II} = \gamma_{f1}\gamma_{f2}R_{f,n}$.

На первом этапе расчёта проводится проверка несущей способности балки при действующих нагрузках. При этом определяется предельный изгибающий момент $M_u = \gamma_u M$. Если имеется жесткое закрепление края балки, то определяется как положительный предельный момент M_{u+}, так и отрицательный предельный момент M_{u-}. Случай $\gamma_u < 1$ рассматривается как случай неправильного задания действующих (фактических) нагрузох и расчёт останавливается.

На втором этапе расчёта определяется напряженно-деформированное состояние от действующих нагрузок и выводится деформация на растянутой стороне сечения, которая рассматривается на последующем этапе расчёта как начальная деформация (до усиления элемента) ε_{bt}^0 (см.[1],6.3.4). На этом этапе учитывается указание [1],6.1.6, согласно которому расчёт напряженно-деформированного состояния следует проводить без учёта коэффициентов надежности по нагрузке.

На третьем этапе проводится проверка несущей способности балки при проектных нагрузках и устанавливается необходимость усиления балки.

На четвертом этапе расчёта проводится определение площади композитной арматуры на растянутых гранях балки, требуемой для обеспечения несущей способности при действии проектных нагрузок. Выводится рисунок, показывающий участки размещения композитной арматуры на нижней или верхней грани балки (рис.3).

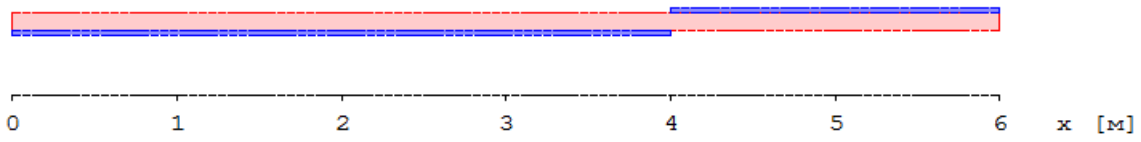


Рис.3. Пример размещения композитной арматуры

На пятом этапе расчёта определяется прогиб балки с композитной арматурой при действии нормативной комбинации проектных нагрузок. Прогиб вычисляется путём интегрирования кривизны $\frac{1}{r}$, примеры эпюры которой даны на рис.4,5. Кривизна определяется по формуле [2],(8.140) на участках без трещин и по формуле [2],(8.141) на участках с трещинами. Момент при образовании трещин определяется на основе диаграмм деформирования сжатого и растянутого бетона.

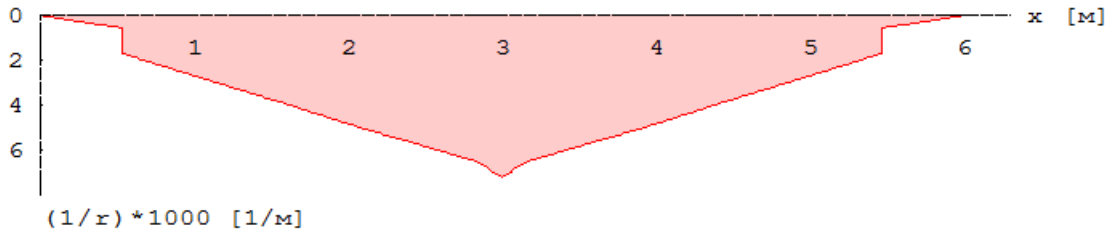


Рис.4. Пример распределения кривизны по длине шарнирно опёртой балки

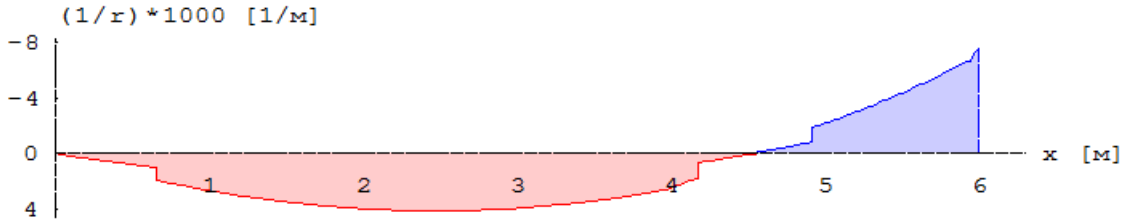


Рис.5. Пример распределения кривизны по длине балки с защемлённым краем

Если требуется ограничение прогиба, то проводится определение площади композитной арматуры, требуемой для ограничения прогиба. При вводе задаётся норма прогиба, равная частному от деления длины балки на предельный прогиб, а также шаг приращения площади композитной арматуры до значения, при котором выполняется условие ограничения прогиба балки. Предполагается, что норма прогиба не более 600, а шаг приращения не более 5 см^2 . Пример эпюры прогиба приведён на рис.6.

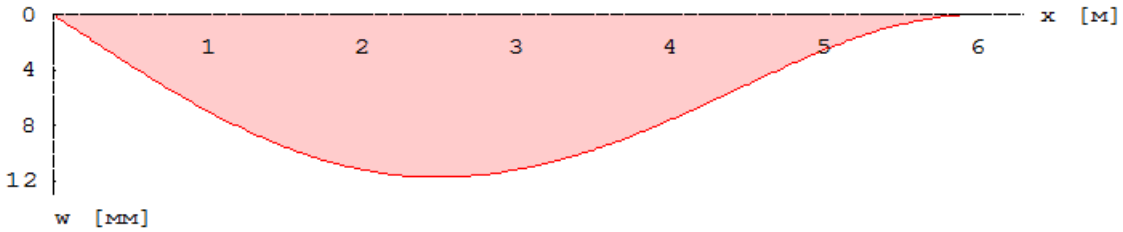
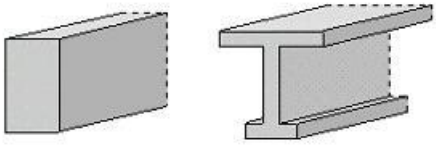


Рис.6. Пример эпюры прогиба

Литература

1. СП 164.1325800.2014 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования».
2. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции.Основные положения».
3. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».

430 – Сечение с композитной арматурой



Программа предназначена для расчёта сечений с композитной полимерной арматурой, согласно СП 63.13330.2018 [1] и СП 295.1325800.2017 [2]. Предусмотрены проверки прочности и трещиностойкости сечения с заданной арматурой и подбор арматуры по условиям прочности и трещиностойкости. Для оценки эффективности применения композитной арматуры, предусмотрен альтернативный расчет при замене композитной арматуры на стальную.

1. Сечение

Рассматриваются следующие виды сечений: прямоугольное сечение, двутавровое сечение, произвольное полигональное сечение (рис.1). Для прямоугольного и двутаврового сечений возможны все предусмотренные виды расчета, для произвольного сечения возможны проверка прочности и определение требуемой площади арматуры.

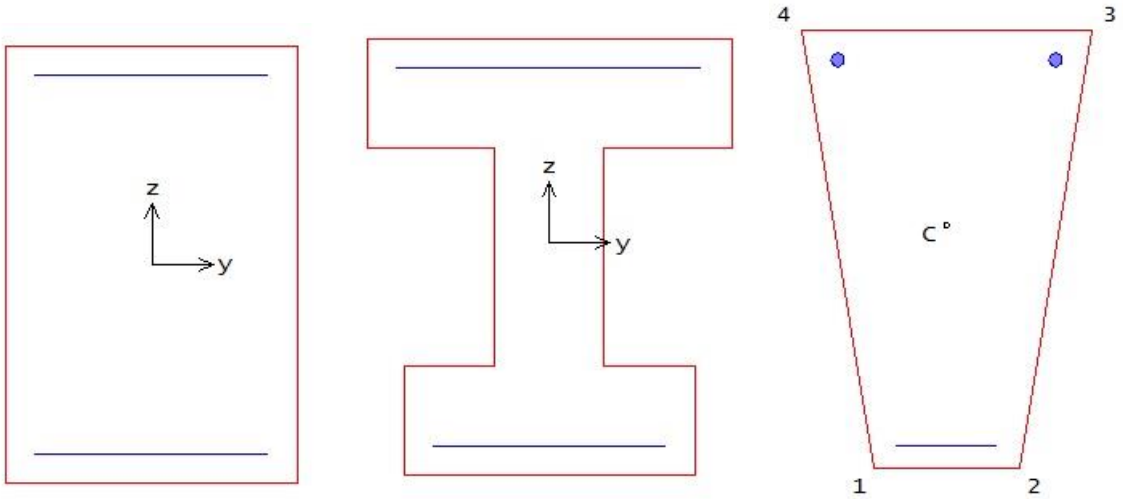


Рис. 1. Виды сечений

Для прямоугольного и двутаврового сечений рассматривается размещение арматуры вблизи верхней и нижней сторон сечения.

Задание произвольного полигонального сечения осуществляется путем ввода координат его 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.

В случае полигонального сечения, арматура задается как совокупность 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 отдельному арматурному стержню.

При расчете требуемой арматуры в произвольном сечении, для каждого арматурного слоя определяется его доля от общей площади арматуры. Доля слоя рассчитывается по заданным относительным площадям как $k_i = A_i / (A_1 + A_2 + \ldots)$, где $i = 1, 2, \ldots$; $A_1, A_2, \ldots$– относительные площади арматурных слоев. Площадь i-го слоя определяется по формуле $A_{fi} = k_i A_{f,tot}$, где $A_{f,tot}$ – общая площадь арматуры.

При проверке прочности и при определении требуемой площади композитной арматуры в произвольном сечении предусмотрено размещение дополнительной стальной арматуры, в частности, в сжатой зоне сечения

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 прямоугольного или двутаврового сечения усилия задаются относительно главных центральных осей *y*,*z*. В случае произвольного сечения, усилия задаются относительно центральных осей *y*, *z*, которые параллельны координатным осям, выбранным при вводе вершин и арматурных слоев.

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.

3. Расчет

Расчет по прочности проводится на основе нелинейной деформационной модели в соответствии с [1], 8.1.20 и [2], 6.1.15. В качестве расчетной диаграммы состояния сжатого бетона принимается трехлинейная диаграмма. Композитная арматура, расположенная в сжатой зоне сечения, не учитывается. Для композитной арматуры, расположенной в растянутой зоне сечения, принимается линейная диаграмма деформирования. Предельная деформация растянутой композитной арматуры определяется по формуле R_f / E_f, где R_f, E_f - расчетное сопротивление и модуль упругости арматуры.

При проверке прочности 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 подборе арматуры 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 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.

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

Расчет по образованию и раскрытию трещин проводится для прямоугольного или двутаврового сечения на основе нелинейной деформационной модели.

Изгибающий момент $M_{y,crc}$ при образовании трещин определяется по предельному состоянию растянутого бетона. При этом учет продольной силы *N* возможен одним из двух способов. Если продольная сила и изгибающий момент 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 $e = M_y / N = const$.

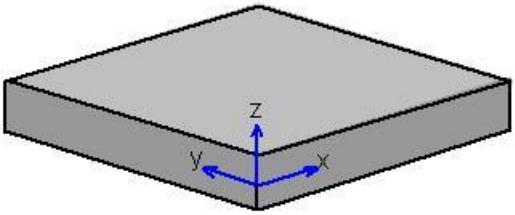
При расчете по образованию трещин предусмотрен вывод деформаций и напряжений, а также положения нейтральной линии непосредственно перед образованием трещин.

Изгибающий момент $M_{y,crc}$ при образовании трещин, а также напряжения в растянутой арматуре после образования трещин σ_f и $\sigma_{f,crc}$, входящие в формулы [1], (8.128), (8.137), вычисляются на основе диаграмм состояния бетона и арматуры при помощи численного метода. Площадь сечения растянутого бетона A_{bt} и площадь сечения растянутой арматуры A_{ft}, через которые по формуле [1], (8.136) вычисляется базовое расстояние l_f между трещинами, определяются непосредственно перед образованием трещин. Значение A_{bt} определяется при следующих ограничениях на высоту растянутой зоны: $x_t \geq 2a$, $x_t \leq h/2$, где a – расстояние от наиболее растянутой арматуры до ближайшей грани сечения, h – высота сечения.

Литература

4. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции.Основные положения».
5. СП 295.1325800.2017 «Конструкции бетонные, армированные полимерной композитной арматурой. Правила проектирования».

431 – Плита с композитной арматурой



Программа предназначена для расчёта плит с композитной полимерной арматурой согласно СП 63.13330.2018 [1] и СП 295.1325800.2017 [2]. Предусмотрены проверки прочности и трещиностойкости сечения с заданной арматурой и подбор арматуры по условиям прочности и трещиностойкости.

1. Расчет по прочности

При расчете элемента плиты толщиной h применяется система координат xyz, оси x и y которой лежат в срединной плоскости плиты (рис.1). В поперечных сечениях элемента, нормальных к оси x, действуют изгибающий момент M_x и крутящий момент M_{xy}. В поперечных сечениях элемента, нормальных к оси y, действуют изгибающий момент M_y и крутящий момент M_{xy}. Изгибающий момент является положительным, если при его действии сжатая зона возникает в верхней части поперечного сечения плиты. Знак крутящего момента не имеет значения.

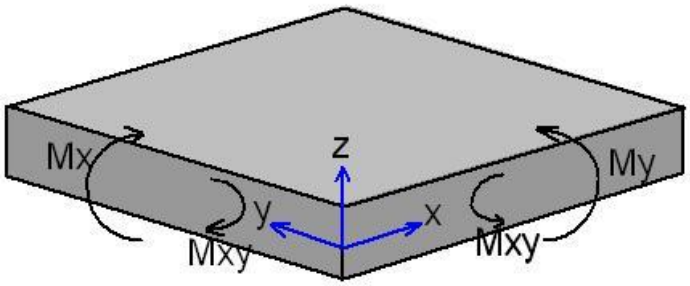


Рис. 1.Система координат и усилия

Проверка прочности плиты на действие моментов проводится по следующим условиям:

$$M_x / M_{x,ult} \le 1$$

$$M_y / M_{y,ult} \le 1$$

$$(M_{x,ult} - M_x)(M_{y,ult} - M_y) - M_{xy}^2 \ge 0$$

$$M_{xy} / M_{bxy,ult} \le 1$$

$$M_{xy} / M_{fxy,ult} \le 1$$

Предельные изгибающие моменты $M_{x,ult}$ и $M_{y,ult}$ определяются на основе нелинейной деформационной модели в соответствии с [1], 8.1.20 и [2], 6.1.15. В качестве расчетной диаграммы состояния сжатого бетона принимается трехлинейная диаграмма. Композитная арматура, расположенная в сжатой зоне сечения, не учитывается. Для композитной арматуры, расположенной в растянутой зоне сечения, принимается линейная диаграмма деформирования. Предельная деформация растянутой композитной арматуры определяется по формуле: R_f / E_f, где R_f, E_f - расчетное сопротивление и модуль упругости арматуры.

Предельные значения крутящего момента определяются по формулам:

$$M_{bxy,ult} = 0.1\gamma_b R_b h^2$$

$$M_{fxy,ult} = 0.5R_f(A_{fx} + A_{fy})h_0$$

где A_{fx}, A_{fy} - площади растянутой композитной арматуры в направлении осей x и y, $h_0 = (h_{0x} + h_{0y})/2$; h_{0x}, h_{0y} - значения рабочей высоты сечений, нормальных к осям x и y.

Третье из приведенных условий проверяется в том случае, когда выполняются первые два условия. При этом третье условие преобразуется к виду:

$$(M_{x,ult} - M_x)(M_{y,ult} - M_y)/M^2 - M_{xy}^2/M^2 \geq 0$$

где M определяется как максимум значений моментов по всем заданным сочетаниям усилий. Знаки моментов в приведенном условии не учитываются.

2. Расчет по трещиностойкости

Расчет по образованию и раскрытию трещин проводится на основе нелинейной деформационной модели.

Изгибающие моменты $M_{x,crc}$ и $M_{y,crc}$ при образовании трещин, а также напряжения в растянутой арматуре после образования трещин σ_f и $\sigma_{f,crc}$, входящие в формулы [1], (8.128), (8.137), вычисляются на основе диаграмм состояния бетона и арматуры при помощи численного метода. Площадь сечения растянутого бетона A_{bt} и площадь сечения растянутой арматуры A_{ft}, через которые по формуле [1], (8.136) вычисляется базовое расстояние l_f между трещинами, определяются непосредственно перед образованием трещин. Значение A_{bt} определяется при следующих ограничениях на высоту растянутой зоны: $x_t \geq 2a$, $x_t \leq h/2$, где a – расстояние от наиболее растянутой арматуры до ближайшей грани сечения.

3. Конструирование

При подборе арматуры 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 заданного значения минимальной толщины защитного слоя бетона и диаметра подобранных арматурных стержней, определяется номинальная толщина защитного слоя бетона. Затем определяется расстояние от грани элемента до центра тяжести площади арматуры, которое на следующем итерационном шаге ставится в расчет требуемой арматуры.

Конструирование продольной арматуры производится по заданным минимальным и максимальным диаметрам и шагам стержней. На рис.2 приведен пример подбора продольной арматуры для плиты. На приведенном рисунке даны сечения, нормальные к осям x и y.

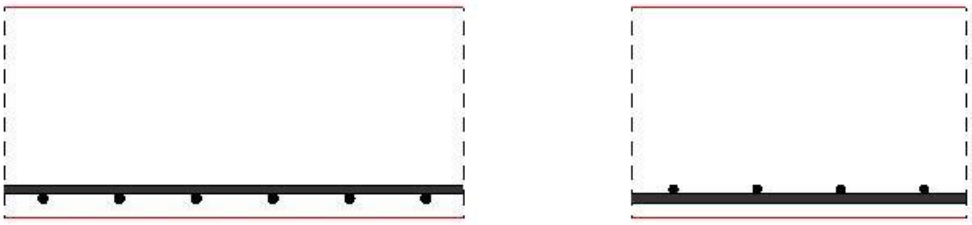
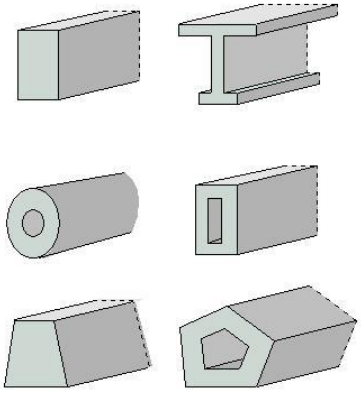


Рис. 2.Пример армирования плиты

Литература

1. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции.Основные положения».
2. СП 295.1325800.2017 «Конструкции бетонные, армированные полимерной композитной арматурой. Правила проектирования».

432 – Подбор продольной арматуры (MSZ EN 1992)



Программа предназначена для расчёта требуемой продольной арматуры и конструирования арматуры в сечении, а также для проверки несущей способности сечения с заданной арматурой согласно MSZ EN 1992-1-1 [1]. По результатам конструирования осуществляется графический вывод сечения с подобранными арматурными стержнями. При проверке несущей способности сечения с заданной арматурой определяется расчетная длина анкеровки.

1. Сечение

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

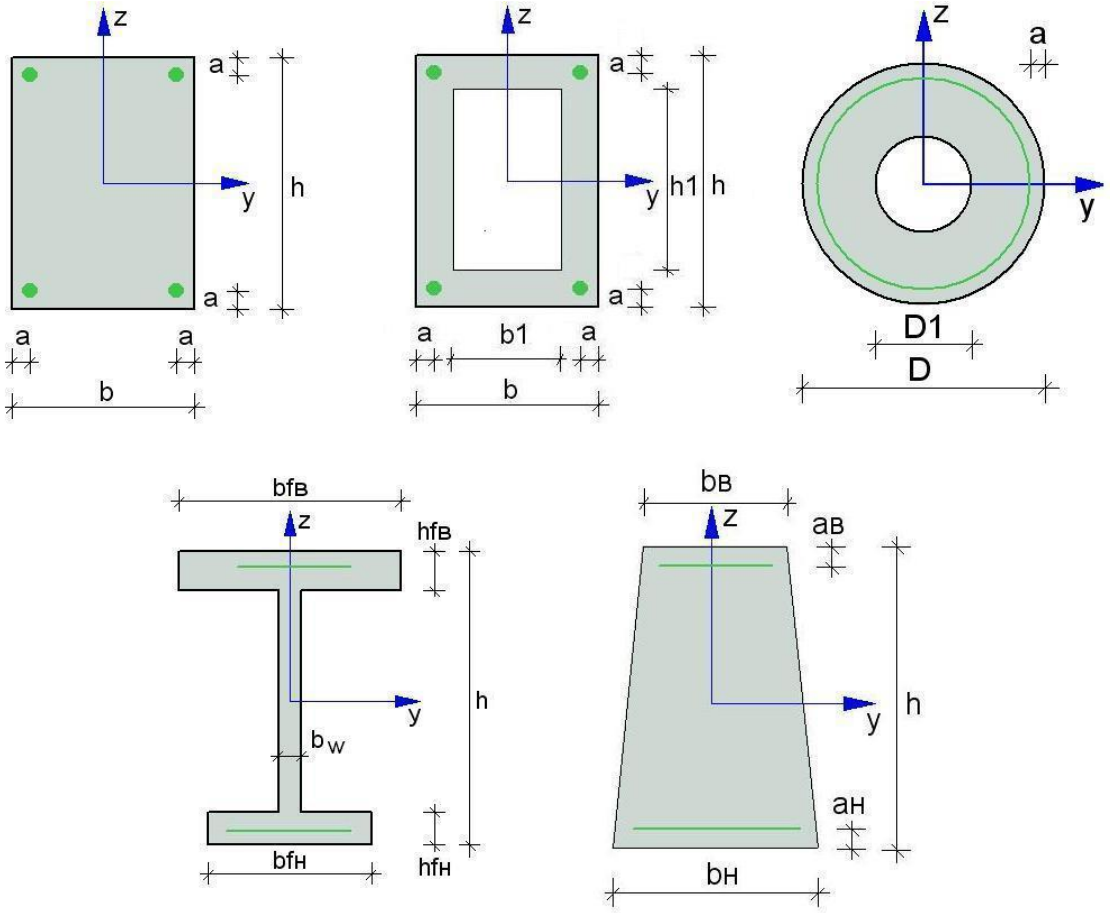


Рис. 1. Стандартные сечения

Для прямоугольного сечения рассматриваются 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 полого прямоугольного сечения рассматриваются схемы $A=0$, $A=1$, $A=2$. Для таврового (двутаврового) сечения и трапециевидного сечения рассматривается схема $A=3$. Для кругового (кольцевого) сечения рассматривается схема армирования с равномерным распределением площади арматуры вдоль контура сечения.

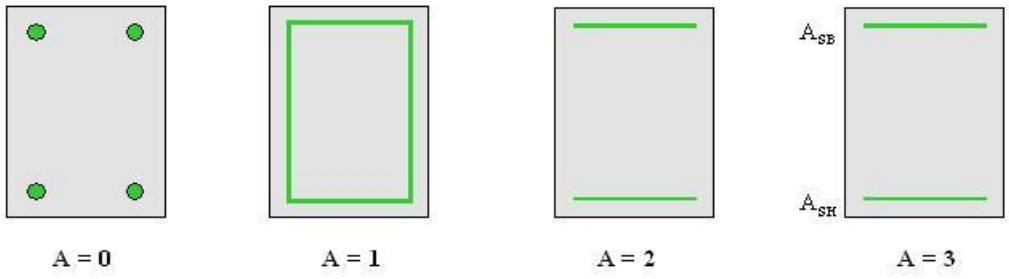


Рис. 2. Схемы армирования прямоугольного сечения

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. Возможно задание внутренних полостей прямоугольной, круглой и полигональной формы. При задании полости прямоугольной или круглой формы, требуется ввести координаты центра полости и ее размеры, при задании полигональной полости, требуется ввести координаты вершин полости.

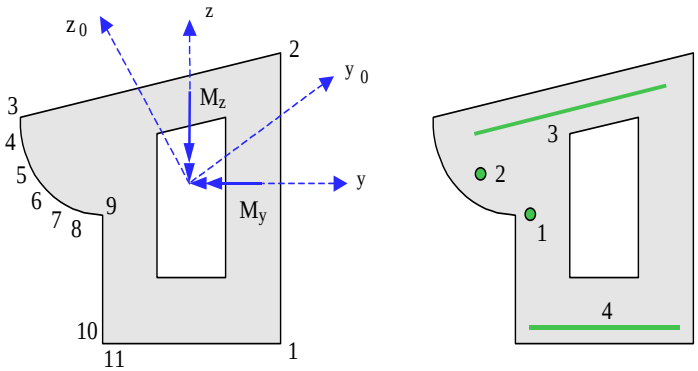


Рис. 3. Произвольное полигональное сечение

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 $180°$). 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 (неизменяемой 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 $k_i = A_i/(A_1 + A_2 + ...)$, где $i = 1,2,...$; $A_1, A_2,...$ – относительные площади арматурных слоев с варьируемой площадью. Площадь *i*-го слоя определяется по формуле $A_{si} = k_i A_{s,tot}$, где $A_{s,tot}$ – общая площадь арматуры (без учета постоянной площади).

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 (см. рис. 3). 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.

3. Расчет

Различаются два вида расчета: определение площади арматуры, требуемой для обеспечения несущей способности, и проверка несущей способности сечения с заданной арматурой.

При определении 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 запаса по усилиям γ_u, через который предельные усилия выражаются по формулам $N_u = \gamma_u N$, $M_{yu} = \gamma_u M_y$, $M_{zu} = \gamma_u M_z$. Несущая способность сечения обеспечена при $\gamma_u \geq 1$.

Расчет проводится на основе диаграмм деформирования сжатого бетона и арматурной стали. Диаграмма для сжатого бетона показана на рис.4.

При определении требуемой площади арматуры, 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 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.

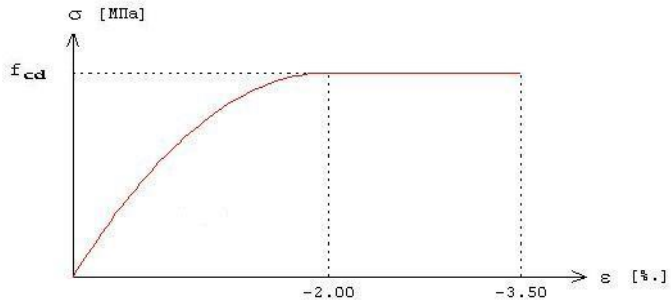


Рис. 4. Диаграмма деформирования сжатого бетона

В программе предусмотрен режим «Полный вывод», при котором проводится проверка несущей способности для всех расчетных сочетаний усилий, и выводятся следующие результаты: предельные усилия N_u, M_{yu}, M_{zu} и коэффициент запаса γ_u, положение нейтральной линии, кривизны κ_y, κ_z, деформации ε и напряжения σ бетона и арматуры. Если нейтральная линия пересекает сечение, то выводится изображение сжатой зоны сечения (рис. 5).

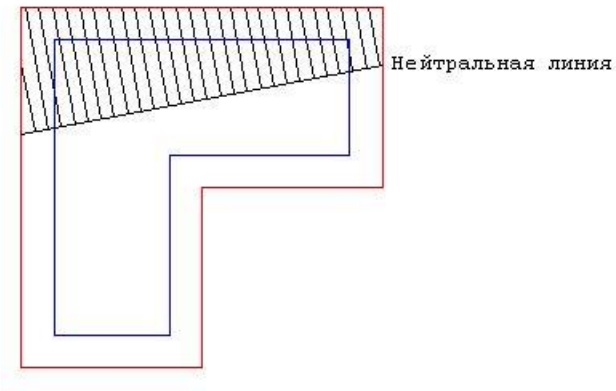


Рис. 5. Пример изображения сжатой зоны сечения

При проверке несущей способности сечения с заданной арматурой, определяется расчетная длина l_{bd} анкеровки вида «прямой стержень» согласно [1], 8.4. Длина l_{bd} для каждого стержня вычисляется по напряжению σ_{sd} в стержне при заданных усилиях с учетом типа комбинации воздействий. При выводе результатов, положительное значение σ_{sd} отвечает растяжению стержня, а отрицательное значение σ_{sd} - сжатию стержня. При определении l_{bd}, учитывается влияние толщины защитного слоя бетона при помощи коэффициента α_2, принимаемого согласно табл. 8.2.

Для прямоугольного сечения со схемой армирования $A = 0{,}1{,}2$, кругового сечения и полигонального сечения определяется наибольшее значение l_{bd} путем расчета для всех стержней и всех сочетаний усилий. Для прямоугольного сечения со схемой армирования $A = 3$, таврового (двутаврового) сечения и трапециевидного сечения определяются значения l_{bd} для верхней и нижней арматуры по отдельности путем расчета для всех сочетаний усилий. При этом учитываются условия сцепления согласно рис. 8.2.

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.

Арматурные стержни размещаются в сечении с учетом номинальной толщины защитного слоя бетона и номинального расстояния в свету между стержнями. Номинальная толщина защитного слоя определяется как $c_{nom} = c_{\min} + \Delta c$. Значение Δc вводится для учета возможных отклонений от проектных положений арматуры. Толщина защитного слоя принимается кратной 5мм. Значение $c_{\min}$ принимается не менее заданного значения и определяется с учетом следующих условий: $c_{\min} \geq d_{sw}$, $c_{\min} + d_{sw} \geq d_s$, где d_{sw} – диаметр поперечной арматуры, d_s – диаметр продольной арматуры.

При конструировании учитываются заданные минимальный и максимальный диаметры стержней, максимальное количество стержней, минимальное расстояние в свету между стержнями. Эти параметры позволяют управлять подбором арматуры. 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 задается доля арматуры в свесах полки (от 0% до 100%). При размещении арматуры в свесах полки требуется указать один из двух возможных случаев размещения. В первом случае, арматурные стержни размещаются на всей ширине полки. Этот вариант предназначен для расчета балки таврового (двутаврового) сечения. Во втором случае, 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 (рис. 6).

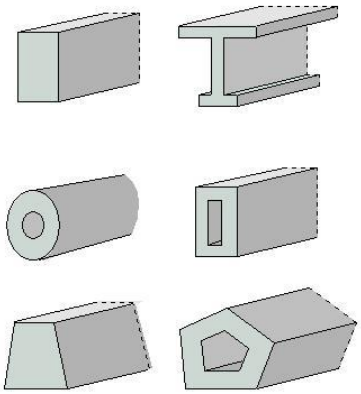
Рис. 6. Пример конструирования арматуры

Предусмотрена 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 запаса $\gamma_u \geq 1$, по которому можно судить о качестве подбора арматуры. Чем ближе γ_u к единице, тем лучше результат конструирования.

Литература

1. MSZ EN 1992-1-1:2010 Еврокод 2: Проектирование железобетонных конструкций – Часть 1-1: Общие правила и правила для зданий.

433 – Подбор продольной арматуры (Еврокод 2)



Программа предназначена для расчёта требуемой продольной арматуры и конструирования арматуры в сечении, а также для проверки несущей способности сечения согласно ТКП EN 1992-1-1-2009 [1]. По результатам конструирования осуществляется графический вывод сечения с подобранными арматурными стержнями.

1. Сечение

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

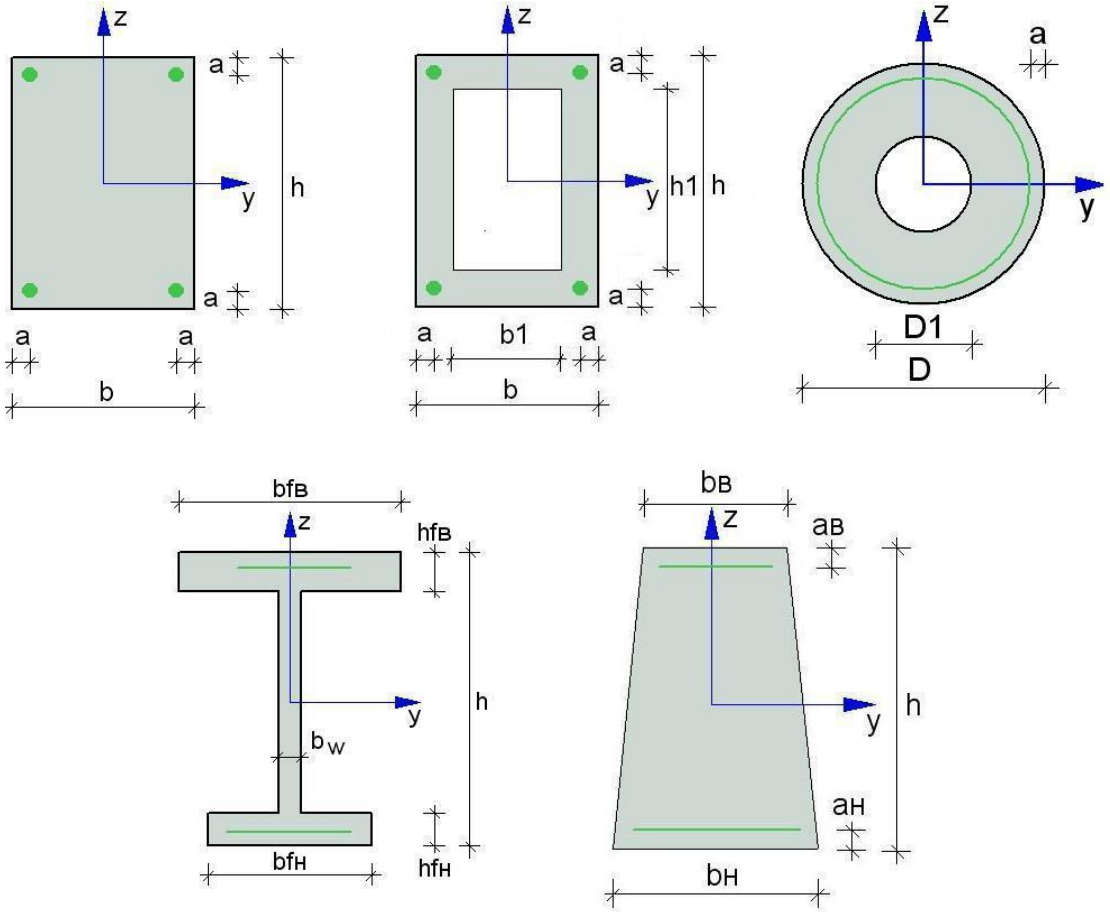


Рис. 1. Стандартные сечения

Для прямоугольного сечения рассматриваются 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 полого прямоугольного сечения рассматриваются схемы $A=0$, $A=1$, $A=2$. Для таврового (двутаврового) сечения и трапециевидного сечения рассматривается схема $A=3$. Для кругового (кольцевого) сечения рассматривается схема армирования с равномерным распределением площади арматуры вдоль контура сечения.

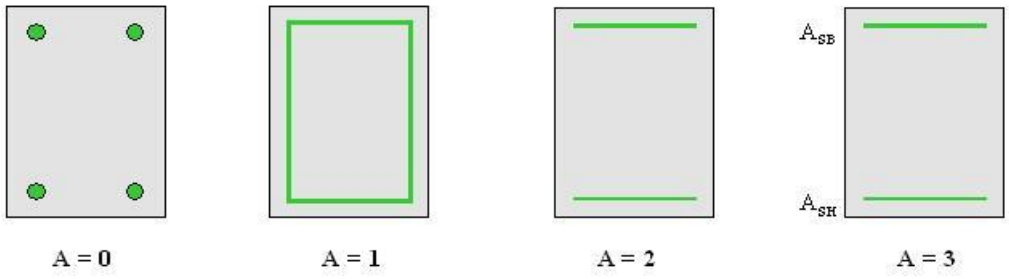


Рис. 2. Схемы армирования прямоугольного сечения

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.

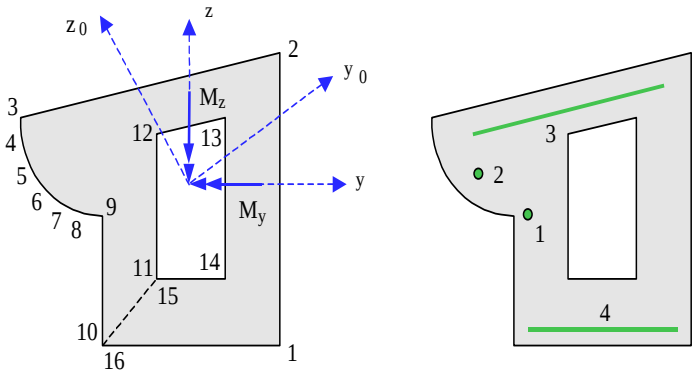


Рис. 3. Произвольное полигональное сечение

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 $180°$). 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 (неизменяемой 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 $k_i = A_i/(A_1 + A_2 + ...)$, где $i = 1,2,...$; $A_1, A_2,...$ – относительные площади арматурных слоев с варьируемой площадью. Площадь *i*-го слоя определяется по формуле $A_{si} = k_i A_{s,tot}$, где $A_{s,tot}$ – общая площадь арматуры (без учета постоянной площади).

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 (см. рис.3). 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.

3. Расчет

Различаются два вида расчета: определение площади арматуры, требуемой для обеспечения несущей способности, и проверка несущей способности сечения с заданной арматурой.

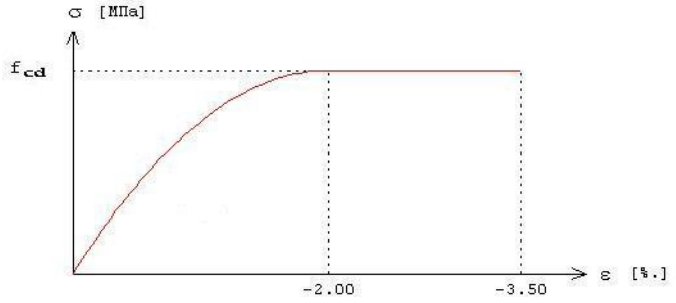
При определении требуемой арматуры, в зависимости от принятой схемы армирования, либо неизвестна только общая площадь арматуры $A_{s,tot}$ при заданном распределении арматуры по слоям, либо неизвестны площади арматурных слоев A_{si} при условии свободного распределении арматуры по слоям. В последнем случае, площади арматурных слоев отыскиваются на основе требования минимума общей площади арматуры.

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

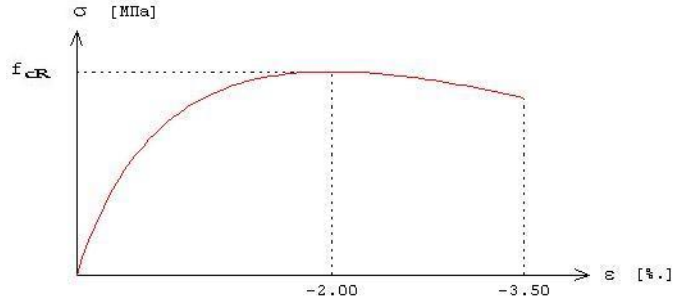
Расчет проводится на основе диаграмм деформирования сжатого бетона и арматурной стали. Предусмотрен выбор одной из двух диаграмм состояния сжатого бетона (рис.4). Параболическая диаграмма применяется при линейно-упругом расчете усилий. Криволинейная диаграмма применяется при нелинейном расчете усилий, в котором учитываются неупругие свойства бетона и арматурной стали.

При определении требуемой площади арматуры 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 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.



а)



б)

Рис. 4. Диаграммы деформирования сжатого бетона:

a) параболическая, b) криволинейная.

В программе предусмотрен режим «Полный вывод», при котором проводится проверка несущей способности для всех расчетных сочетаний усилий, и выводятся следующие результаты: предельные усилия N_u, M_{yu}, M_{zu} и коэффициент запаса γ_u, положение нейтральной линии, кривизны κ_y, κ_z, деформации ε и напряжения σ бетона и арматуры. Если нейтральная линия пересекает сечение, то выводится изображение сжатой зоны сечения (рис.5).

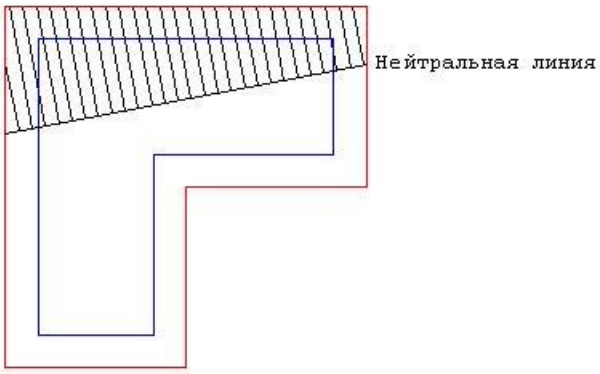


Рис. 5. Пример изображения сжатой зоны сечения

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.

Арматурные стержни размещаются в сечении с учетом номинальной толщины защитного слоя бетона и номинального расстояния в свету между стержнями. Номинальная толщина защитного слоя определяется как $c_{nom} = c_{\min} + \Delta c$, где $c_{\min}$ принимается не менее диаметра арматуры, значение Δc вводится для учета возможных отклонений от проектных положений арматуры. Толщина защитного слоя бетона принимается кратной 5мм. Значение $c_{\min}$ принимается не менее заданного значения и определяется с учетом следующих условий: $c_{\min} \geq d_{sw}$, $c_{\min} + d_{sw} \geq d_s$, где d_{sw} – диаметр поперечной арматуры, d_s – диаметр продольной арматуры.

При конструировании учитываются заданные минимальный и максимальный диаметры стержней, максимальное количество стержней, минимальное расстояние в свету между стержнями. Эти параметры позволяют управлять подбором арматуры. 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 углу 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 задается доля арматуры в свесах полки (от 0% до 100%). При размещении арматуры в свесах полки требуется указать один из двух возможных случаев размещения. В первом случае, арматурные стержни размещаются на всей ширине полки. Этот вариант предназначен для расчета балки таврового (двутаврового) сечения. Во втором случае, 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 (рис.6).

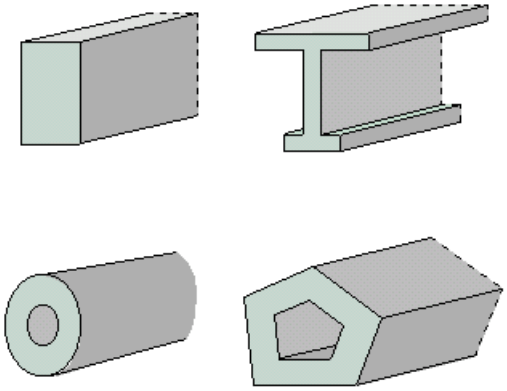
Рис. 6. Пример конструирования арматуры

Предусмотрена 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 запаса $\gamma_u \geq 1$, по которому можно судить о качестве подбора арматуры. Чем ближе γ_u к единице, тем лучше результат конструирования.

Литература

1. ТКП EN 1992-1-1-2009: Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций – Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.

434 – Подбор продольной арматуры



Программа предназначена для расчёта требуемой продольной арматуры, для проверки несущей способности сечения с имеющейся арматурой и для конструирования арматуры в сечении согласно следующим нормам: СП 63.13330.2018 [1], СП 52-101-2003 [2], СНиП 2.03.01-84* [3], СНБ 5.03.01-02 [4], [5], [6], [7]. По результатам конструирования осуществляется графический вывод сечения с подобранными арматурными стержнями. Предусмотрено построение диаграмм несущей способности сечения. Возможен подбор арматуры в колонне или проверка несущей способности колонны с учетом прогибов. Допускается задание бетона и/или арматурной стали с ненормированной прочностью. Для сечения балки возможно задание разных сталей верхней и нижней арматуры и задание разных значений минимальной толщины защитного слоя бетона для верхней и нижней арматуры.

1. Сечение

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

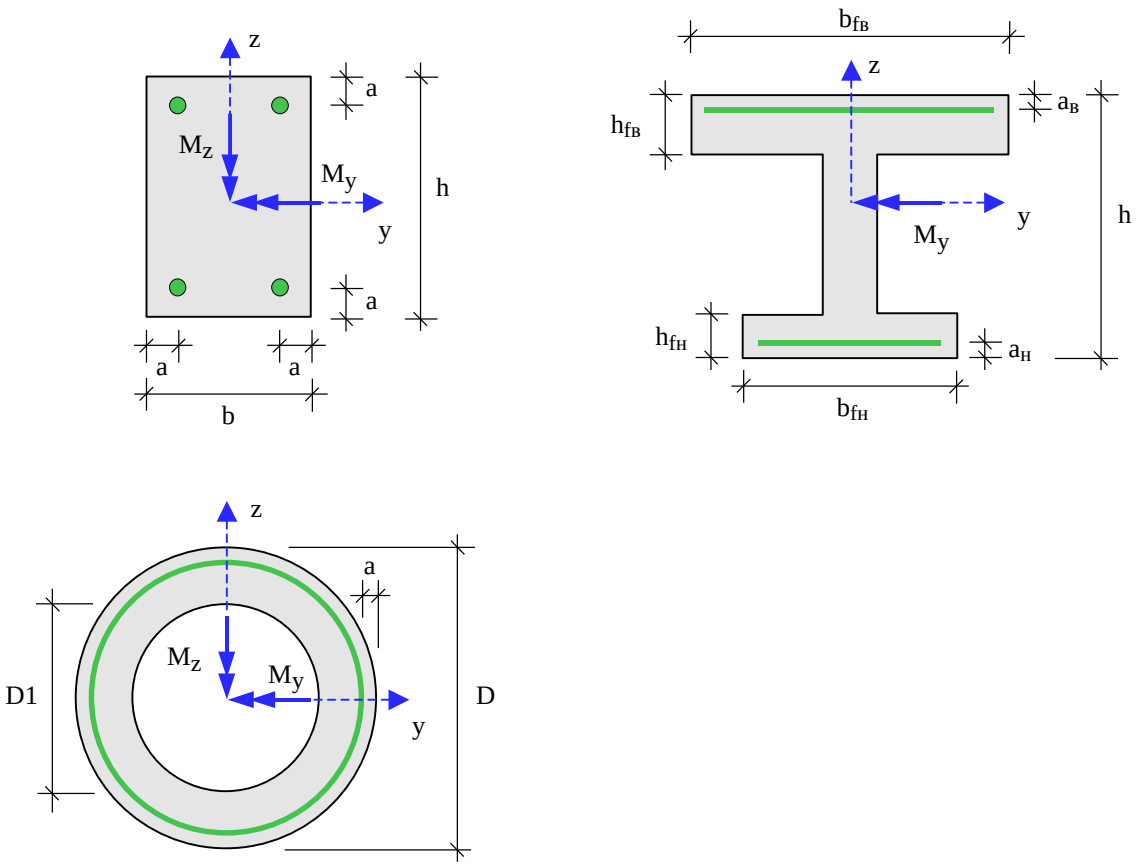


Рис. 1. Стандартные сечения

Для прямоугольного сечения возможны следующие схемы армирования 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.

Для сечения со схемой армирования A = 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 подборе арматуры в колонне с учетом прогибов, предусмотрено только заданное распределение общей площади арматуры по слоям.

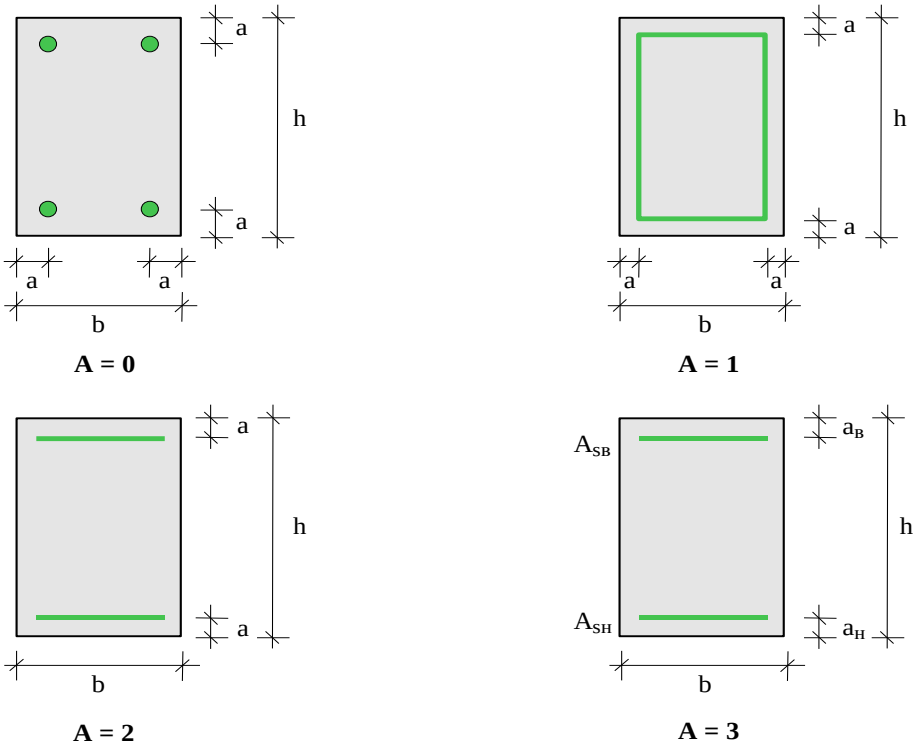


Рис. 2. Схемы армирования прямоугольного сечения

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

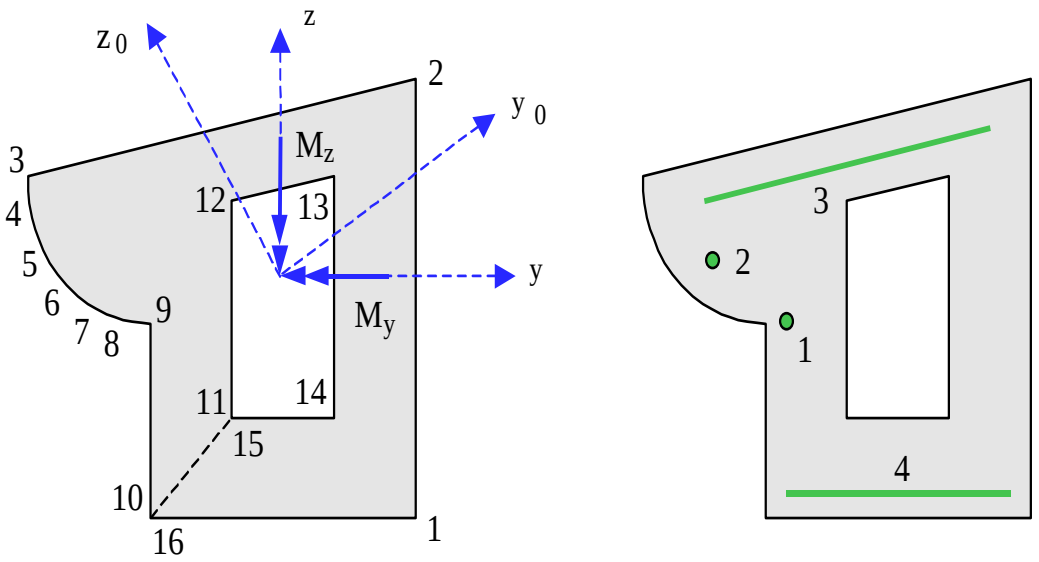


Рис. 3. Произвольное полигональное сечение

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 $i = 1, 2, \ldots$; $A_1, A_2, \ldots$ – 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 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 могут задаваться 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. При расчете колонны, усилия задаются относительно осей *y*, *z*. Принимается, что продольная сила *N* положительна при сжатии. Направления векторов изгибающих моментов M_y, M_z показаны на рис.1, 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 СП 20.13330.2016 [8] или СНиП 2.01.07-85* [9] 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 арматурой. 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, 4) построение диаграмм несущей способности сечения, 5) подбор арматуры в колонне или проверка несущей способности колонны 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 проводится на основе нелинейной деформационной модели в соответствии с 8.1.20. В качестве расчетной диаграммы состояния сжатого бетона, принимается трехлинейная диаграмма.

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

Согласно [3], расчет по прочности выполняется в соответствии с 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 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 [4], расчет по прочности проводится на основе нелинейной деформационной модели в соответствии с 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 нелинейном расчете усилий, в котором учитываются неупругие свойства бетона и арматурной стали. Предельные усилия определяются как $R(f_{cR}, f_{yR})/\gamma_R$, где $f_{cR} = \alpha\lambda f_{ck}$, $f_{yR} = 1.1 f_{yk}$, $\gamma_R = 1.35$.

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

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

где N - продольная сила, N_{cr} - критическая сила, которая определяется согласно [1],8.1.15, [2],6.2.16, [3],3.24, [4],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] , [2], жесткость вычисляется по формуле:

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

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), φ_l - параметр, учитывающий длительное действие нагрузки.

Согласно [3], жесткость вычисляется по формуле:

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

Согласно [4], жесткость вычисляется аналогичным образом.

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],8.1.7, [2],4.2.6, [3],1.21, [4],7.1.2.11). Согласно [1], [2], [3], при расчете колонны, являющейся элементом статически определимой конструкции, эксцентриситет e_0 принимается равным $\frac{M}{N} + e_a$, а при расчете колонны, являющейся элементом статически неопределимой конструкции, – равным $\frac{M}{N}$

, если $\frac{M}{N} \geq e_a$, и равным e_a, если $\frac{M}{N} < e_a$. Согласно [4], эксцентриситет e_0 всегда принимается равным $\frac{M}{N} + e_a$.

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.

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 углу 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.

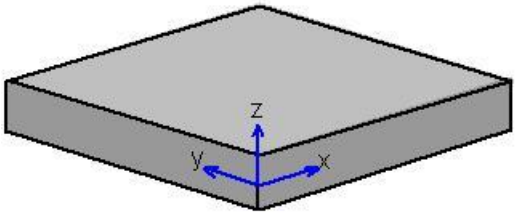
По результатам конструирования осуществляется графический вывод сечения с подобранными арматурными стержнями. В программе предусмотрен контроль корректности размещения арматурных стержней для сечений различных форм. Если корректное размещение стержней невозможно, то выдается предупреждающее сообщение.

Проводится 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. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции.Основные положения».
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
3. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
4. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
5. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №1 СНБ 5.03.01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2004.
6. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №3 СНБ 5.03.-01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2006.
7. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №4 СНБ 5.03.-01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2007.
8. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».
9. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.

435 – Подбор продольной арматуры в плитах и стенах



Программа предназначена для подбора продольной арматуры в плитах и стенах, а также для проверки несущей способности плит и стен согласно СП 63.13330.2012 [1]. Для плит предусмотрена проверка трещиностойкости, а также подбор арматуры, требуемой по условию трещиностойкости. По результатам конструирования осуществляется графический вывод сечений с подобранными арматурными стержнями.

1. Расчет

При расчете элемента плиты или стены толщиной h применяется система координат xyz, оси x и y которой лежат в срединной плоскости элемента (рис.1). В поперечных сечениях элемента, нормальных к оси x, действуют изгибающий момент M_x, крутящий момент M_{xy}, нормальная сила N_x и сдвигающая сила N_{xy}. В поперечных сечениях элемента, нормальных к оси y, действуют изгибающий момент M_y, крутящий момент M_{xy}, нормальная сила N_y и сдвигающая сила N_{xy}. Знак изгибающего момента имеет значение при расчете плиты. Изгибающий момент является положительным, если при его действии сжатая зона возникает в верхней части поперечного сечения плиты. Знак крутящего момента не имеет значения. Нормальная сила является положительной при сжатии. Знак сдвигающей силы не имеет значения.

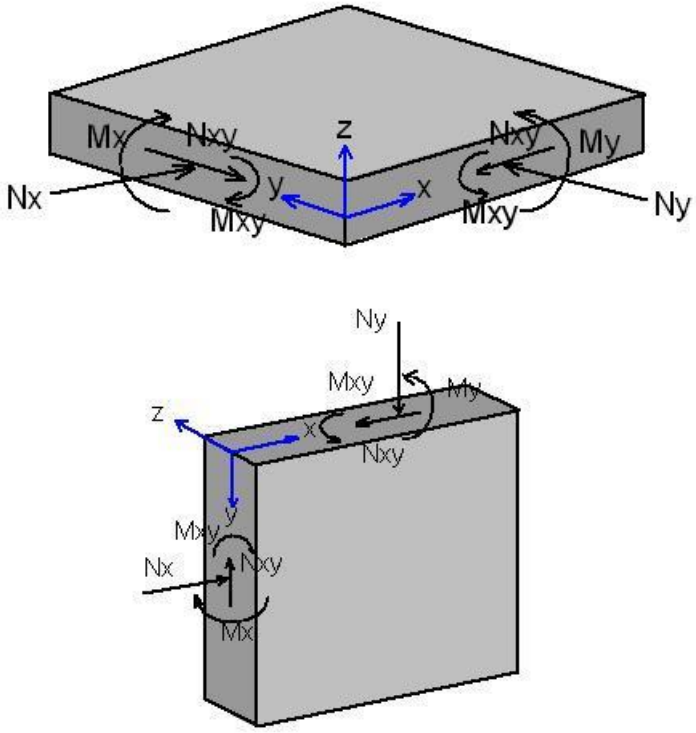


Рис. 1.Система координат и усилия

Проверка прочности элемента на действие моментов проводится по следующим условиям:

$$M_x / M_{x,ult} \le 1$$

$$M_y / M_{y,ult} \le 1$$

$$(M_{x,ult} - M_x)(M_{y,ult} - M_y) - M_{xy}^2 \ge 0$$

$$M_{xy} / M_{bxy,ult} \le 1$$

$$M_{xy} / M_{sxy,ult} \le 1$$

Предельные изгибающие моменты $M_{x,ult}$ и $M_{y,ult}$ определяются на основе деформационной модели с применением трехлинейной диаграммы для сжатого бетона и двухлинейной или трехлинейной диаграммы для арматуры. При этом учитываются нормальные силы N_x и N_y.

Предельные значения крутящего момента определяются по формулам:

$$M_{bxy,ult} = 0.1\gamma_b R_b h^2$$

$$M_{sxy,ult} = 0.5R_s(A_{sx} + A_{sy})h_0$$

где A_{sx}, A_{sy} - площади растянутой арматуры в направлении осей x и y, $h_0 = (h_{0x} + h_{0y})/2$; h_{0x}, h_{0y} - значения рабочей высоты сечений, нормальных к осям x и y.

Третье из приведенных условий проверяется в том случае, когда выполняются первые два условия. При этом третье условие преобразуется к виду:

$$(M_{x,ult} - M_x)(M_{y,ult} - M_y)/M^2 - M_{xy}^2/M^2 \ge 0$$

где M определяется как максимум значений моментов по всем заданным сочетаниям усилий. Знаки моментов в приведенном условии не учитываются.

Проверка прочности элемента на действие сил проводится по следующим условиям:

$$N_x / N_{x,ult} \le 1$$

$$N_y / N_{y,ult} \le 1$$

$$(N_{x,ult} - N_x)(N_{y,ult} - N_y) - N_{xy}^2 \ge 0$$

$$N_{xy} / N_{bxy,ult} \le 1$$

$$N_{xy} / N_{sxy,ult} \le 1$$

Предельные нормальные силы $N_{x,ult}$ и $N_{y,ult}$ определяются на основе деформационной модели с применением трехлинейной диаграммы для сжатого бетона и двухлинейной или трехлинейной диаграммы для арматуры. При этом учитываются изгибающие моменты M_x и M_y.

Предельные значения сдвигающей силы определяются по формулам:

$$N_{bxy,ult} = 0.3\gamma_b R_b h_0$$

$$N_{sxy,ult} = 0.5R_s(A_{sx} + A_{sy})$$

где A_{sx}, A_{sy} - площади арматуры в направлении осей x и y, $h_0 = (h_{0x} + h_{0y})/2$; h_{0x}, h_{0y} - значения рабочей высоты сечений, нормальных к осям x и y.

Третье из приведенных условий проверяется в том случае, когда выполняются первые два условия. При этом условие преобразуется к виду:

$$(N_{x,ult} - N_x)(N_{y,ult} - N_y)/N^2 - N_{xy}^2/N^2 \ge 0$$

где N определяется как максимум значений сил по всем заданным сочетаниям усилий.

При расчете стены учитывается влияние прогиба в плоскости yz. Расчетный изгибающий момент определяется путем умножения заданного изгибающего момента M_y на повышающий коэффициент η. Коэффициент η вычисляется по формуле:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_y}{N_{y,cr}}}$$

где $N_{y,cr}$ - критическая сила, которая определяется согласно [1], 8.1.15. Формула для критической силы записывается в виде:

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

где l_0 - расчетная длина стены в плоскости yz. Жесткость D вычисляется по формуле:

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

Здесь $\delta_e = e_0 / h$ - относительный эксцентриситет нормальной силы. Коэффициент φ_l принимается равным 2. При определении эксцентриситета e_0 учитывается случайный эксцентриситет e_a. Согласно [1], 8.1.7, эксцентриситет e_0 принимается равным $\frac{M_y}{N_y}$, если $\frac{M_y}{N_y} \geq e_a$, и равным e_a, если $\frac{M_y}{N_y} < e_a$.

Так как жесткость D вычисляется с учетом арматуры в сечении, то расчетный момент ηM_y также зависит от площади арматуры. Поэтому требуемая арматура может быть рассчитана только при помощи итераций. На текущем итерационном шаге для найденной площади арматуры вычисляется коэффициент η, а затем по расчетному моменту ηM_y вычисляется требуемая площадь арматуры. Далее выполняется следующая итерация. Итерационный процесс оканчивается тогда, когда относительное приращение площади арматуры становится менее 0,1%.

При подборе арматуры 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 заданного значения минимальной толщины защитного слоя бетона и диаметра подобранных арматурных стержней, определяется номинальная толщина защитного слоя бетона. Затем определяется расстояние от грани элемента до центра тяжести площади арматуры, которое на следующем итерационном шаге ставится в расчет требуемой арматуры.

Расчет по образованию и раскрытию трещин в плите проводится согласно [1], 8.2.14, 8.2.15 на основе нелинейной деформационной модели. Изгибающие моменты $M_{x,crc}$ и $M_{y,crc}$ при образовании трещин, а также напряжения в растянутой арматуре после образования трещин σ_s и $\sigma_{s,crc}$, входящие в формулы [1], (8.128), (8.137), вычисляются на основе диаграмм состояния бетона и арматуры при помощи численного метода.

2. Конструирование

Конструирование продольной арматуры производится по заданным минимальным и максимальным диаметрам и шагам стержней. На рис.2 приведен пример подбора продольной арматуры для плиты, а на рис.3 – для стены. На приведенных рисунках даны сечения, нормальные к осям x и y .

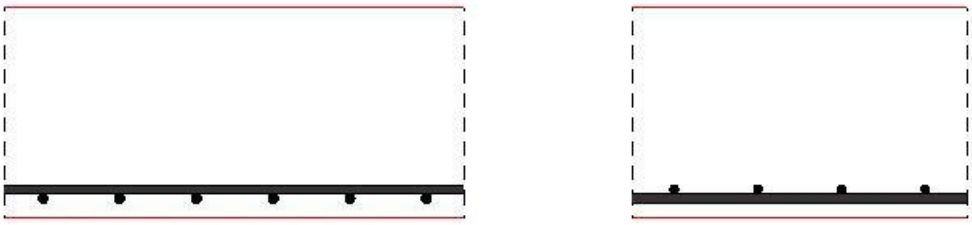


Рис. 2.Пример армирования плиты

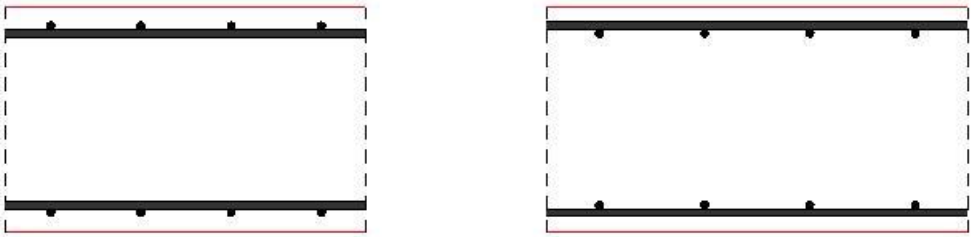
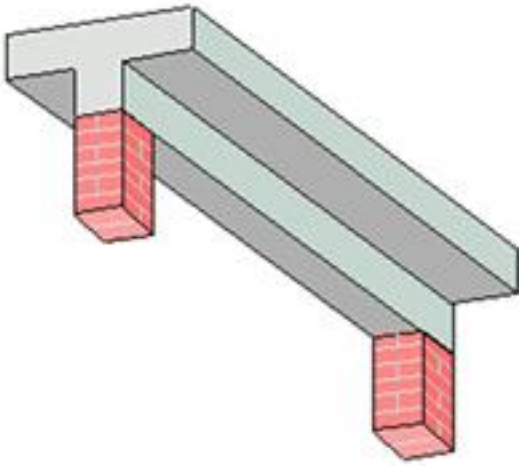


Рис. 3.Пример армирования стены

Литература

1. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции.Основные положения».

436– Подбор поперечной арматуры



Программа предназначена для подбора поперечной арматуры, требуемой для обеспечения прочности по наклонным и пространственным сечениям, согласно следующим нормам: СП 63.13330.2018 [1], СП 52-101-2003 [2], СНиП 2.03.01-84* [3], СНБ 5.03.01-02 [4]. 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 [3] и [4] допускается задание таврового (двутаврового) сечения для учета сжатой полки при определении несущей способности бетона сжатой зоны.

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 $x \le x_0$.

2. Расчет на изгиб

Расчет элемента по прочности проводится согласно [1], 8.1.33, [2], 6.2.34, [3], 3.31*, 3.32, [4], 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 [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 $Q_{sw}(c_0) = q_{sw} \cdot c_0$, $q_{sw} = R_{sw} \cdot A_{sw} / s_w$.

При расчете по [3] и [4], 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], 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 $q_{sw} \ge q_{sw,\min}$.

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

Наряду с проверкой прочности по наклонной трещине, проводится проверка прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами на основе условия $Q \le Q_{\max}$. Если это условие не выполняется, то выводится соответствующее сообщение. При расчете по [3] и [4], 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], 8.1.36 – 8.1.42, [2], 6.2.36 – 6.2.42, [3], 3.36 - 3.38, [4], 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 [3], 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 [1] и [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 [1], 6.2.10 по формуле (8.4) или согласно [2], 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 [1], 8.1.33, в соответствии с формулой (8.60) или, согласно [2], 6.2.34, в соответствии с формулой (6.70).

Расчет по прочности пространственных сечений согласно [4], аналогичен расчету по [3].

Согласно [3] и [4], 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 [3] и [4] или условие прочности вида $T \le T_{\max}(1 - Q/Q_{\max})$ при расчете по [1] и [2] не выполняется, то выводится соответствующее сообщение. Здесь $T_{\max} = 0.1R_b b^2 h$ при расчете по [1], [2], [3] и $T_{\max} = 0.1\alpha f_{cd} b^2 h$ при расчете по [4], причем $b = \min\{b, h\}$, $Q_{\max} = 0.3R_b bh_0$. Согласно [3], 3.37 расчетное сопротивление R_b для бетона класса выше B30 принимается как для бетона класса B30. Согласно [4], 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 [4], 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, вычисленная 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 $M(x), Q(x), T(x)$.

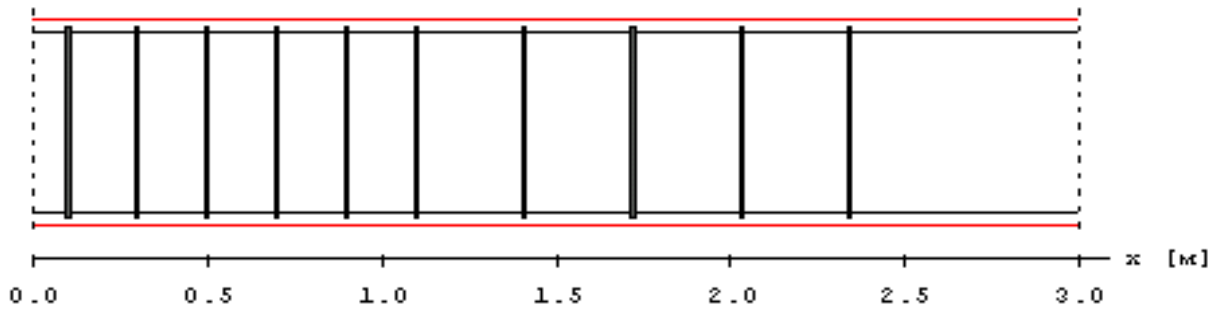
4. Конструирование

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.

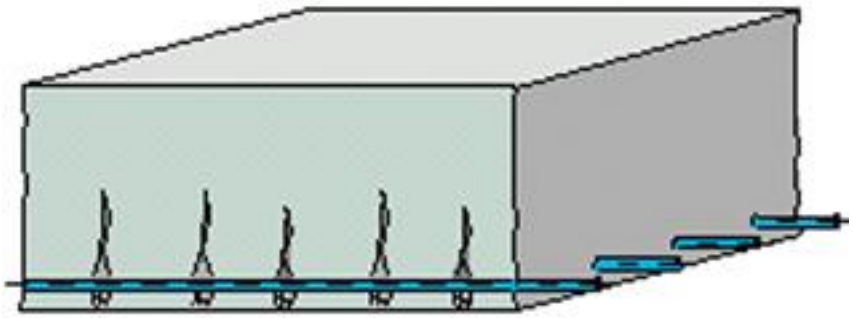
По результатам конструирования выводится изображение приопорного участка элемента с подобранными хомутами.



Литература

1. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции.Основные положения».
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
3. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
4. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 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 прочности и трещиностойкости



Программа предназначена для подбора арматуры по условиям прочности и трещиностойкости, а также для проверки по условиям трещиностойкости согласно следующим нормам: СП 63.13330.2018 [1], СП 52-101-2003 [2], СНиП 2.03.01-84* [3], СНБ 5.03.01-02 [4], [5]. Допускается задание бетона и/или арматурной стали с ненормированной прочностью. Для сечения балки возможно задание разных сталей верхней и нижней арматуры и задание разных значений минимальной толщины защитного слоя бетона для верхней и нижней арматуры.

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], [2], [4], может проводиться для всех указанных видов сечений, а расчет согласно [3], – для прямоугольного или таврового (двутаврового) сечений.

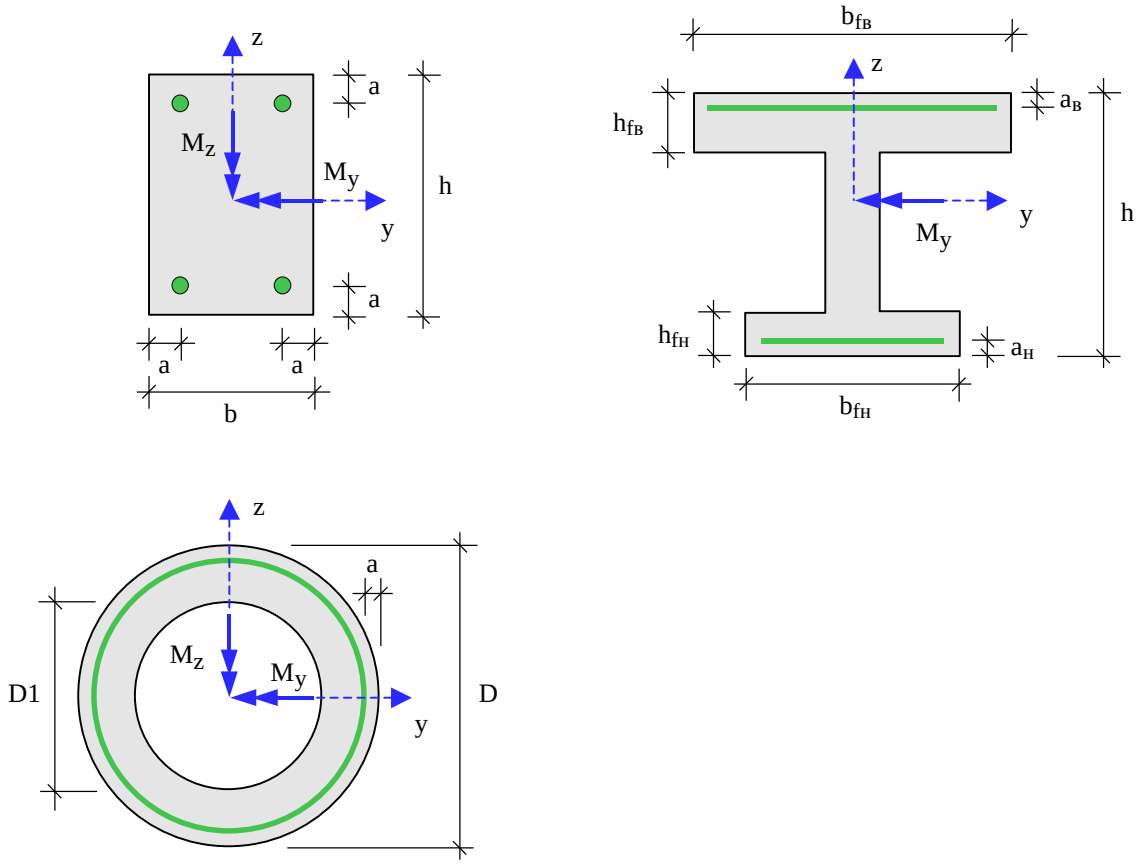


Рис. 1. Стандартные сечения

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.

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.

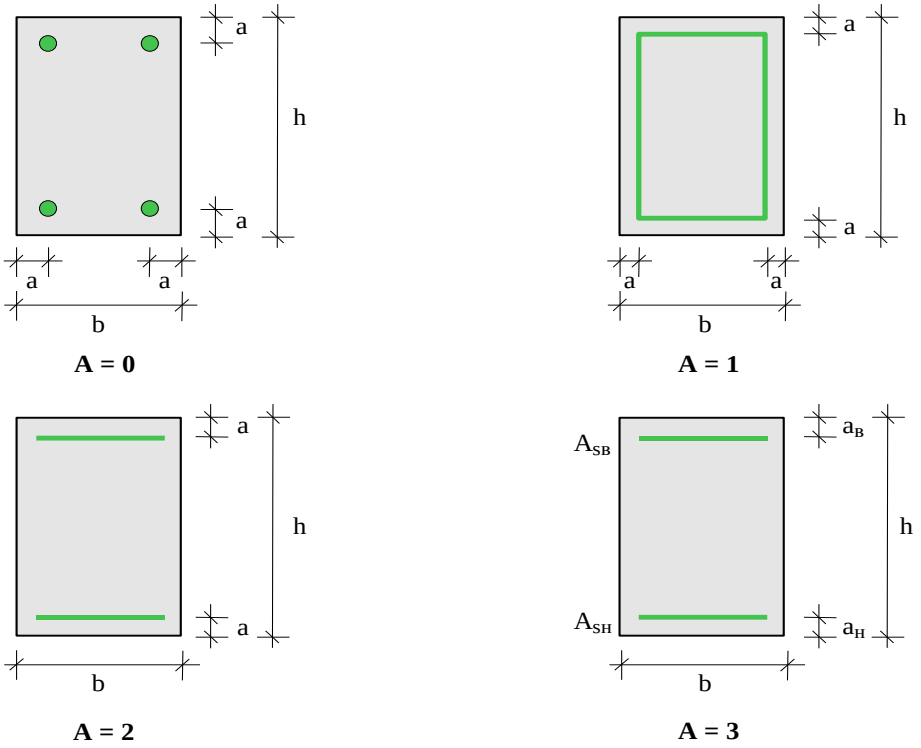


Рис. 2. Схемы армирования прямоугольного сечения

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], [2] и [3], усилия соответствуют комбинациям нормативных нагрузок (γ_f = 1), образованным согласно СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» [6], [7], а при расчете согласно [4], усилия соответствуют практически постоянным комбинациям нагрузок (γ_F = 1), образованным согласно Приложению А. При расчете по [1], [2] и [3], наряду с усилиями от полной нагрузки задаются усилия от длительно действующей части нагрузки.

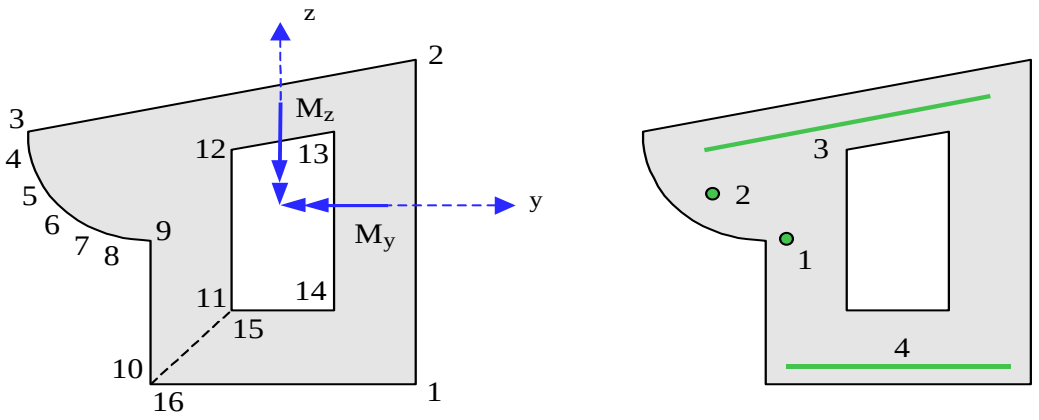


Рис. 3. Произвольное полигональное сечение

3. Расчет

Расчет по образованию и раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента, выполняется согласно [1], 8.2.14, 8.2.15, [2], 7.2.11, 7.2.12, [3], 4.5, 4.14, [4], 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] или [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 [1], (8.128), (8.137) или [2], (7.13), (7.22), вычисляются на основе диаграмм состояния бетона и арматурной стали при помощи численного метода. При этом 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 [1], (8.136) или [2], (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. 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 при помощи формул, приведенных в [3] и [8]. Предусмотрен вывод промежуточных результатов расчета, при этом применяются обозначения, принятые в нормах.

Расчет согласно [4], 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. 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 [1], [2] и [4], 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.

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 А = 0, 1, 2 ограничивается количество стержней в сечении, а для схемы армирования А = 3 – количество стержней в одном ряду.

В сечении со схемой армирования А = 0, в каждом углу 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 А = 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. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции.Основные положения».
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
3. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
4. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
5. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №1 СНБ 5.03.01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2004.
6. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».
7. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
8. 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.

438 – Преднапряженный элемент

Программа предназначена для расчёта преднапряженного элемента согласно СП 63.13330.2018 [1] на основе диаграмм деформирования бетона и арматуры. Для сечения элемента проводится расчет по прочности в стадии предварительного обжатия, определяется предельный изгибающий момент в стадии эксплуатации, проводится расчет по трещиностойкости для изгибающего момента от нормативных нагрузок. Предусмотрен вывод зависимости «кривизна-момент». При расчете плиты, предусмотрено определение прогиба однопролетной плиты под действием равномерной нагрузки на плиту.

1. Сечение и усилия

Рассматриваются следующие сечения: прямоугольное, тавровое, двутавровое, ТТ-образное, П-образное, сечение многопустотной плиты (рис.1).

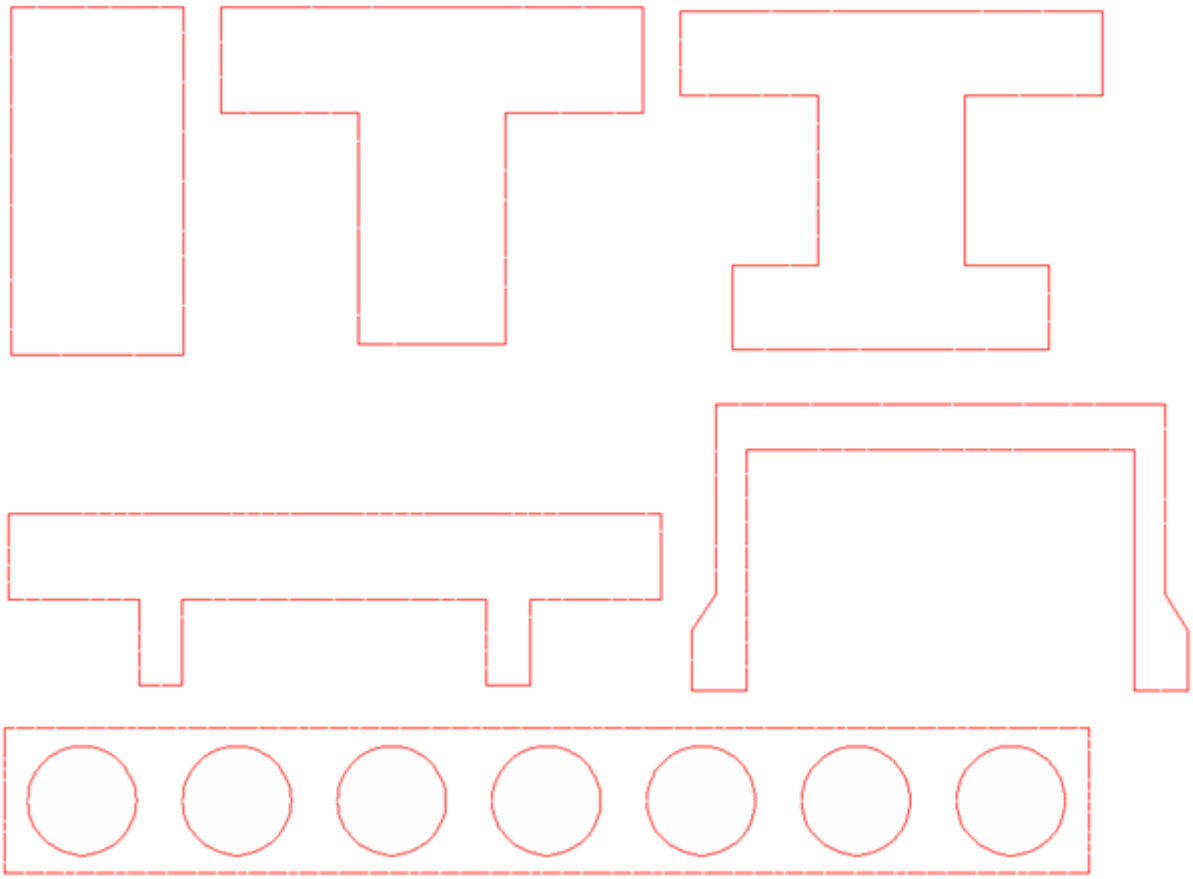


Рис. 1. Сечения преднапряженного элемента

При рассмотрении сечения многопустотной плиты, задаются число и диаметр полостей, а также смещение центров полостей относительно центра сечения. Положительное смещение отсчитывается вверх, а отрицательное смещение - вниз.

Напрягаемая и ненапрягаемая арматура может размещаться у верхней и у нижней сторон сечения. Предполагается, что ближайшей к стороне сечения является ненапрягаемая арматура. Для верхней и нижней арматуры задается площадь арматуры, расстояние от соответствующей стороны сечения до центра тяжести арматуры и диаметр арматуры. При отсутствии арматуры ее площадь должна быть задана нулем. Диаметр арматуры используется при расчете по трещиностойкости.

В программе рассматривается действие изгибающего момента. При положительном значении момента, сжатая зона возникает в верхней части сечения, а при отрицательном значении – в нижней части сечения. Для каждого расположения арматуры определяется соответствующий предельный момент.

Для расчета по трещиностойкости задается момент от нормативных нагрузок и его длительная часть.

2. Предварительное напряжение

Для напрягаемой арматуры задается вид и класс арматуры, величина предварительного напряжения в арматуре. Потери предварительного напряжения могут либо определяться в программе, либо задаваться при вводе данных.

Расчетное сопротивление R_b и модуль упругости E_b бетона в стадии обжатия определяются по заданному значению R_{bp} передаточной прочности бетона в момент обжатия. При этом значение R_{bp} рассматривается как класс бетона по прочности на сжатие и применяется линейная интерполяция по таблицам 6.8 и 6.11 [1]. Также при помощи интерполяции определяется коэффициент ползучести $\varphi_{b,cr}$.

Проверка прочности элемента в стадии предварительного обжатия проводится по условию:

$$\sigma_{b,\max} / 0.9R_{bp} \le 1$$

Напряжения и деформации в сжатом бетоне и арматуре определяются по деформационной модели на основе диаграмм деформирования бетона и арматуры. Для сжатого бетона применяется трехлинейная диаграмма [1], рис.6.1а. Для ненапрягаемой арматуры, в зависимости от класса арматуры, применяется либо двухлинейная диаграмма [1], рис.6.2а, либо трехлинейная диаграмма [1], рис.6.2б. Для напрягаемой арматуры применяется трехлинейная диаграмма [1], рис.6.2б.

3. Определение предельного изгибающего момента в стадии эксплуатации

Предельный изгибающий момент определяется по расчетным значениям сопротивлений бетона и арматуры с учетом полных потерь предварительного напряжения. Напряжения и деформации в сжатом бетоне и арматуре определяются по деформационной модели на основе диаграмм деформирования бетона и арматуры. При наличии нижней арматуры (ненапрягаемой и/или напрягаемой), определяется положительный предельный момент, при наличии верхней арматуры, определяется отрицательный предельный момент. При наличии верхней и нижней арматуры определяются предельные моменты обоих знаков.

4. Расчет по трещиностойкости

Изгибающий момент трещинообразования M_{crc} определяется по нормативным значениям сопротивлений бетона и арматуры для предельного состояния растянутого бетона, которое характеризуется равенством наибольшего напряжения сопротивлению $R_{bt,n}$. Расчет проводится на основе нелинейной деформационной модели. Для растянутого бетона применяется трехлинейная диаграмма согласно [1], 6.1.24.

Напряжения в растянутой арматуре после образования трещин σ_s и $\sigma_{s,crc}$, входящие в формулы [1], (8.128), (8.137), вычисляются на основе диаграмм деформирования бетона и арматуры.

Площадь сечения растянутого бетона A_{bt} и площадь сечения растянутой арматуры A_s, через которые по формуле [1], (8.136) вычисляется базовое расстояние l_s между трещинами, определяются непосредственно перед образованием трещин. Значение A_{bt} определяется при

следующих ограничениях на высоту растянутой зоны: $x_t \geq 2a$, $x_t \leq h/2$, где a – расстояние от арматуры до ближайшей стороны сечения, h - высота сечения.

При наличии в растянутой зоне ненапрягаемой и напрягаемой арматуры, значение A_s определяется как сумма $A_s + A_{sp}\varepsilon_{sp} / \varepsilon_s$, где A_s, ε_s – площадь и деформация ненапрягаемой арматуры, A_{sp}, ε_{sp} – площадь и деформация напрягаемой арматуры ($\varepsilon_{sp} / \varepsilon_s < 1$).

5. Вывод зависимости «кривизна-момент»

В программе предусмотрен графический и табличный вывод зависимости кривизны от изгибающего момента. Пример графика для случая положительного момента приведен на рис.2. Скачок на графике при значении $M = M_{crc}$ обусловлен выключением из работы растянутого бетона.

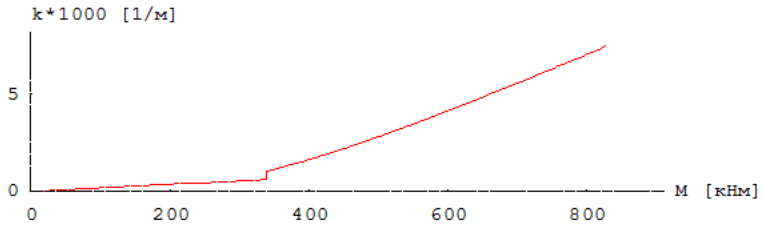
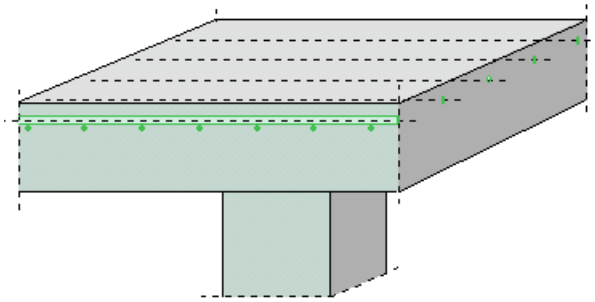


Рис. 2. Пример графика «кривизна-момент»

Литература

1. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции.Основные положения».

440 – Расчет на продавливание



Программа предназначена для расчёта на продавливание плиты, воспринимающей нагрузки от колонн прямоугольного или круглого сечения, согласно следующим нормам: СП 63.13330.2018 [1], СП 52-101-2003 [2], СНиП 2.03.01-84* [3], СНБ 5.03.01-02 [4], [5]. Предусмотрен учет влияния свободных краев плиты. Если прочность плиты без поперечной арматуры не обеспечена, то производится конструирование арматуры. При расчете по [1] и [2], в случае колонны прямоугольного сечения, рассматриваются два вида расположения арматуры: равномерное и крестообразное. По результатам конструирования выводится картина размещения хомутов. Допускается задание бетона и/или арматуры с ненормированной прочностью.

1. Расчетная схема и нагрузка

Рассматривается железобетонная плита толщиной h, опирающаяся на колонну прямоугольного или круглого 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 [3] не учитывается. В расчете по [1] и [2] предусмотрено задание моментов M_x, M_y относительно осей x, y соответственно. Согласно [1], 8.1.46 и [2], 6.2.46, при расчете на продавливание следует учитывать только половины сосредоточенных моментов, действующих на плиту. При расчете по [4], 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], [2] и [3], расчетной областью является нижнее (большее) основание пирамиды продавливания, расположенное на уровне растянутой продольной арматуры. По [4], в качестве расчетной области принимается область, ограниченная расчетным контуром.

2. Расчет по СП 63.13330.2018 и СП 52-101-2003

Расчет плиты на продавливание проводится согласно [1], 8.1.46 – 8.1.52 и [2], 6.2.46 – 6.2.52. Условие прочности плиты, армированной хомутами в пределах расчетной области, имеет вид:

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

Здесь $F_{b,ult}=R_{bt}\cdot u\cdot h_0$, $F_{sw,ult}=0.8\cdot q_{sw}\cdot u$, $M_{bx,ult}=R_{bt}\cdot W_{bx}\cdot h_0$, $M_{sw,x,ult}=0.8\cdot q_{sw}\cdot W_{sw,x}$, $M_{by,ult}=R_{bt}\cdot W_{by}\cdot h_0$, $M_{sw,y,ult}=0.8\cdot q_{sw}\cdot W_{sw,y}$, $q_{sw}=\frac{R_{sw}\cdot A_{sw}}{s_w}$, 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_{bx}, W_{by} - моменты сопротивления расчетного контура, соответствующие моментам M_x, M_y и имеющие размерность квадрата единицы длины. При расположении поперечной арматуры, равномерном по расчетному контуру, принимается, что $W_{sw,x} = W_{bx}$ и $W_{sw,y} = W_{by}$. При крестообразном расположении поперечной арматуры, периметр и моменты сопротивления арматуры определяются по фактическим длинам $L_{sw,x}$ и $L_{sw,y}$ участков расположения арматуры по расчетному контуру.

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, в случае равномерного расположения арматуры, 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 указаниям [1], 8.1.46, учитывается ограничение:

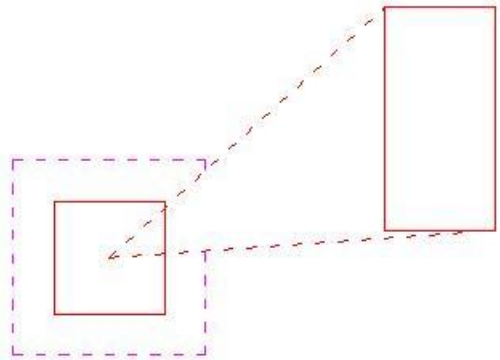
$$\frac{M_x}{M_{bx,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 0.5 \frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}}$$

Согласно указаниям [2], 6.2.46, учитывается ограничение:

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

При крестообразном расположении арматуры, среди всевозможных вариантов размещения хомутов, для которых выполняется условие проверки, отыскивается вариант с наименьшим числом хомутов. При проведении проверки длины $L_{sw,x}$ и $L_{sw,y}$ принимаются равными расстояниям между осями крайних хомутов согласно [1], рис.8.11 и [2], рис.6.12. Моменты сопротивления арматуры $W_{sw,x}$ и $W_{sw,y}$ определяются относительно центральных осей расчетного контура. При проверке прочности плиты за границей расположения поперечной арматуры, расчетный контур принимается согласно [1], рис.8.11 и [2], рис.6.12.

В случае колонны прямоугольного сечения, при равномерном расположении поперечной арматуры в плите перекрытия, возможен учет влияния отверстия прямоугольной формы. Согласно [1], 8.1.46, учет производится, если расстояние от колонны до отверстия не превышает $6h$. При этом часть расчетного контура, заключенная между касательными к отверстию, не учитывается.



Предусмотрена возможность проверки по предельному напряжению согласно условию:

$$\frac{\max|\tau|}{R_{bt}+0.8\dfrac{R_{sw}A_{sw}}{s_w h_0}}\le 1$$

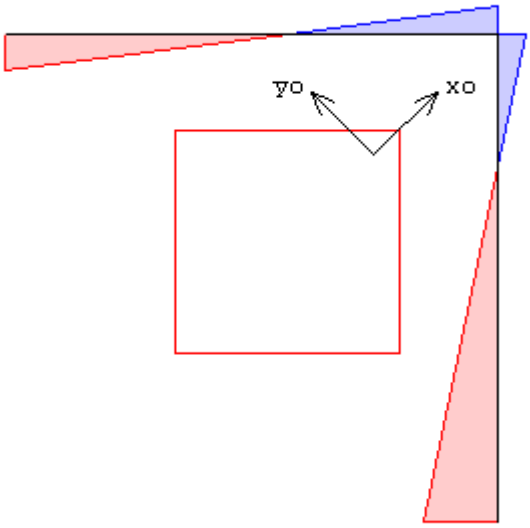
где $\max|\tau|$ - наибольшее абсолютное значение напряжения τ в расчетном поперечном сечении плиты. Данное условие получается путем преобразования исходного условия проверки с использованием выражений для предельных усилий. Ограничение вклада моментов принимает вид:

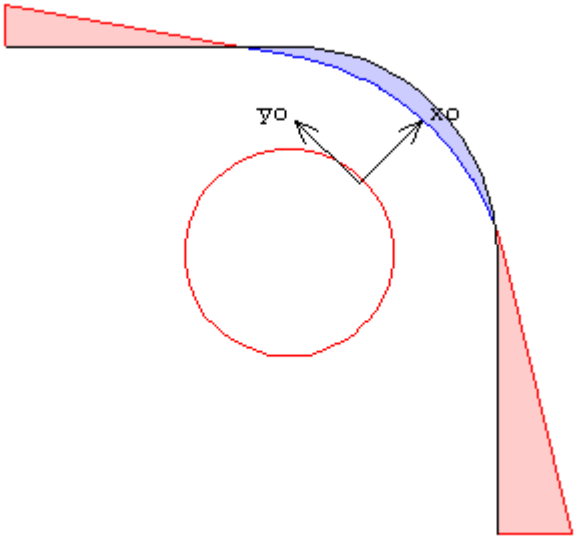
$\max|\tau|\le 1.5\tau_F$ при расчете согласно [1]

$\max|\tau|\le 2\tau_F$ при расчете согласно [2]

где $\tau_F=\dfrac{F}{uh_0}$ - напряжение от действия силы F. Напряжение τ определяется из уравнений равновесия в предположении линейного распределения. При этом сила F автоматически принимается положительной при расчете плиты перекрытия и отрицательной при расчете фундаментной плиты. Положительные направления моментов принимаются в соответствии с правилом правого винта:

Ниже приведены примеры распределения напряжения τ вдоль расчетного контура в случае угловой колонны прямоугольного и круглого сечения. Оси x_0, y_0 являются главными центральными осями расчетного контура.





3. Расчет по СНиП 2.03.01-84*

Расчет плиты на продавливание проводится согласно [3], 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 армированием. В этом случае необходимо увеличить толщину плиты.

4. Расчет по СНБ 5.03.01-02

Расчет плиты на продавливание проводится согласно [4], 7.4.3.1 - 7.4.3.12 с учетом [5]. Условие прочности плиты, армированной хомутами, имеет вид:

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

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

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

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

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

Здесь β - коэффициент, учитывающий действие 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; $k = 1 + \sqrt{20/d} \leq 2$ ($[d] = \text{см}$), $\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0.02$ - 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:

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

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

5. Конструирование арматуры

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

В случае колонны прямоугольного сечения, при расчете по [3], рассматривается равномерное расположение арматуры. При расчете по [1] и [2], рассматривается как равномерное, так и крестообразное расположение арматуры. При равномерном расположении арматуры, шаги хомутов вдоль расчетного контура и перпендикулярно к нему принимаются одинаковыми. Хомуты размещаются по всей зоне продавливания. При крестообразном расположении арматуры шаги хомутов различны. Хомуты размещаются сосредоточенно у осей сечения колонны.

В случае круглой колонны, хомуты устанавливаются по направлениям, перпендикулярным к расчетному контуру.

Согласно [3] 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 [1] и [2], шаг хомутов должен удовлетворять следующим условиям:

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

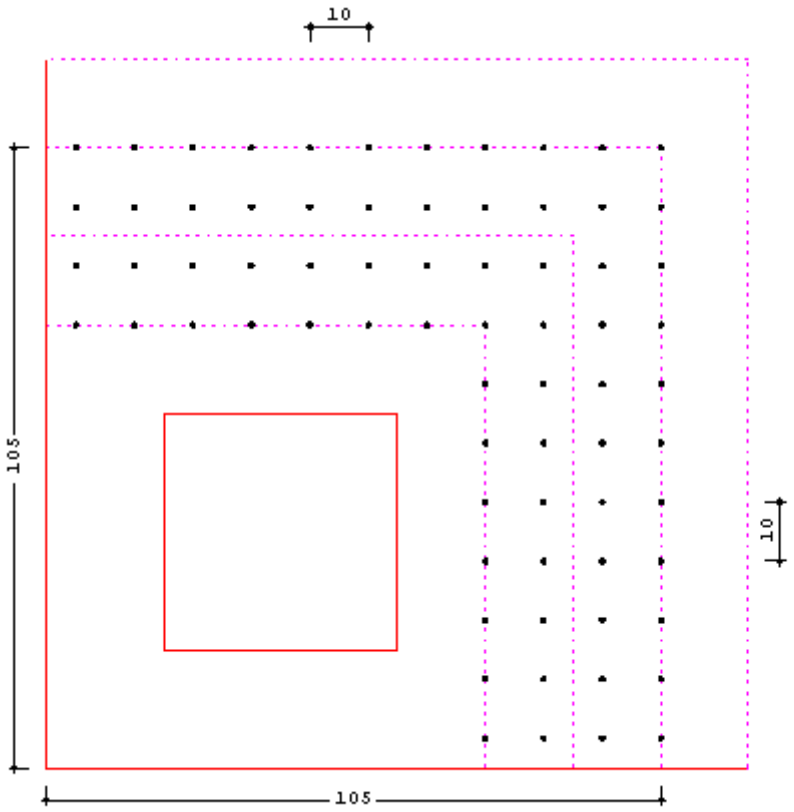
Расстояние между колонной и ближайшими к ней хомутами должно быть не меньше $h_0/3$ и не больше $h_0/2$. Размер зоны армирования должен быть не меньше $1.5h_0$ (h_0 - средняя рабочая высота сечения плиты).

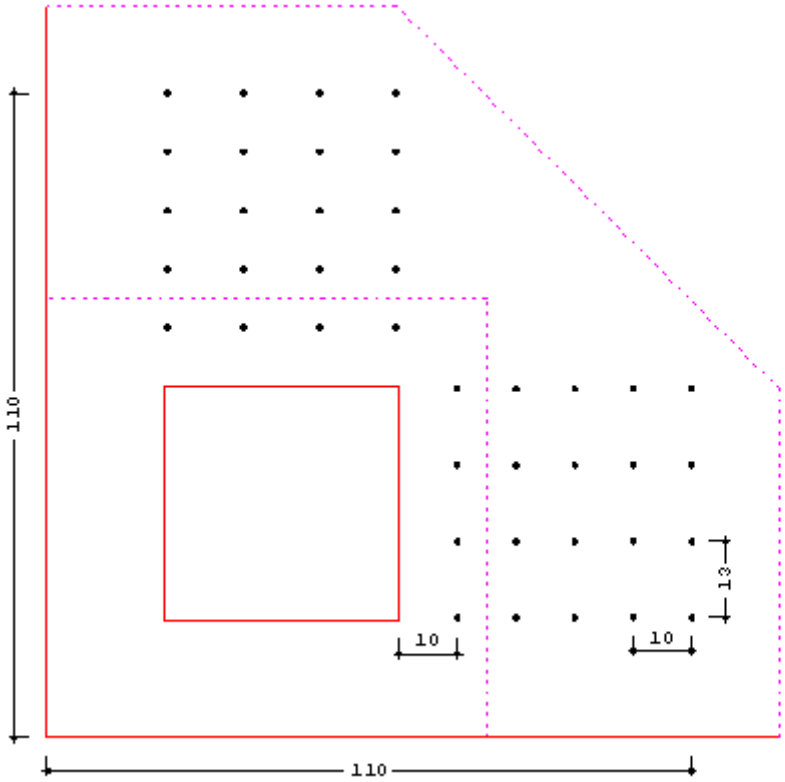
В соответствии с [1], 8.1.48, [2], 6.2.48 и [3], 3.42, производится дополнительный расчет на продавливание для зоны плиты, находящейся за пределами области армирования.

При расчете согласно [4], 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.

Ниже приведены примеры равномерного и крестообразного размещения хомутов в случае угловой колонны прямоугольного сечения.

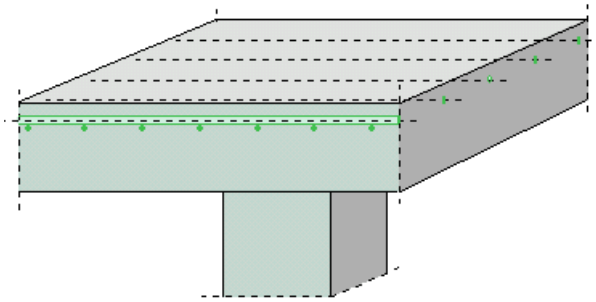

10
105
10
105


110
13
10
10
110

Литература

1. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции.Основные положения».
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
3. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
4. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
5. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №1 СНБ 5.03.-01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2004.

441 – Расчет на продавливание (ТКП EN 1992)



Программа предназначена для расчёта на продавливание плиты, воспринимающей нагрузки от колонн прямоугольного или круглого сечения, согласно ТКП EN 1992-1-1 [1]. Предусмотрен учет влияния свободных краев плиты. Если прочность плиты без поперечной арматуры не обеспечена, то определяется требуемая площадь арматуры и производится конструирование арматуры. По результатам конструирования выводится картина размещения хомутов.

1. Расчетная схема и нагрузка

Рассматривается железобетонная плита, находящаяся под действием нагрузки от колонны прямоугольного или круглого 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. Пример угловой колонны приведен на рис. 1. Различаются плиты перекрытия и фундаментные плиты.

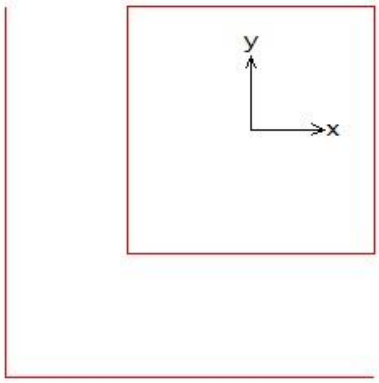


Рис. 1. Пример угловой колонны

Нагрузка на плиту включает поперечную силу V и моменты M_x, M_y относительно осей x, y. При расчете плиты перекрытия, поперечная сила V автоматически принимается положительной, а при расчете фундаментной плиты - отрицательной. Положительные направления моментов принимаются в соответствии с правилом правого винта (рис. 2). При расчете фундаментной плиты задается реактивное давление грунта p.

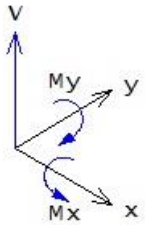


Рис. 2. Положительные направления силы и моментов

2. Расчет

Расчет плиты на продавливание проводится согласно 6.4 и заключается в проверке прочности по контуру колонны и по основному контрольному контуру, расположенному на расстоянии $2d$ от колонны, где $d = (d_x + d_y)/2$ - средняя рабочая высота плиты.

Условие прочности плиты без поперечной арматуры имеет вид:

$$v_{Ed} \le v_{Rd,c}$$

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d}$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \ge v_{\min}$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Здесь V_{Ed} - расчетная поперечная сила, β - коэффициент учета моментов, u_1 - периметр основного контрольного контура, $C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_C$, γ_C - коэффициент безопасности для бетона, зависящий от типа комбинации воздействий ($\gamma_C = 1.5$ для основной комбинации, $\gamma_C = 1.2$ для особой комбинации), $k = 1 + \sqrt{20/d} \le 2$ ($[d] =$ см), $\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \le 0.02$ - среднее значение коэффициента продольного армирования, f_{ck} - характеристическая прочность бетона при сжатии. При расчете фундаментной плиты, сила V_{Ed} уменьшается на величину равнодействующей P среднего реактивного давления грунта p, учитываемого в пределах основного контрольного контура.

Условие прочности плиты, армированной хомутами, имеет вид:

$$v_{Ed} \le v_{Rd,cs}$$

$$v_{Rd,cs} = 0.75 v_{Rd,c} + 1.5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} / (u_1 d)$$

Здесь $A_{sw} = n_t \cdot A_s$ - площадь n_t хомутов, расположенных вдоль контура, A_s - площадь сечения одного хомута, s_r - радиальный шаг хомутов, $f_{ywd,ef} = 250 + 0.25d \le f_{ywd}$, $f_{ywd} = f_{ywk}/\gamma_S$ - расчетный предел текучести поперечной арматуры, γ_S - коэффициент безопасности для арматуры, зависящий от типа комбинации воздействий ($\gamma_S = 1.15$ для основной комбинации, $\gamma_S = 1.0$ для особой комбинации).

Наряду с проверкой по основному контрольному контуру, проводится проверка по условию (6.53):

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \le v_{Rd,\max}$$

$$v_{Rd,\max} = 0.5 \nu f_{cd}$$

$$v = 0.6(1 - f_{ck}/250)$$

Здесь $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_C$ - расчетная прочность бетона при сжатии. Периметр u_0, в случае средней колонны, равен периметру сечения колонны.

Для краевой колонны и угловой колонны прямоугольного сечения, значение u_0 вычисляется по формулам:

$$u_0 = c_2 + 3d \le c_2 + 2c_1 \qquad \text{для краевой колонны}$$

$$u_0 = 3d \le c_1 + c_2 \qquad \text{для угловой колонны}$$

Здесь c_1 - длина стороны, перпендикулярной к краю плиты, c_2 - длина стороны, параллельной краю плиты.

Для краевой колонны круглого сечения, значение u_0 вычисляется по формулам:

$$u_0 = D \cdot \arccos(1 - 1.5d/R) \text{ при } 1.5d < R$$

$$u_0 = \pi D/2 + 2a \text{ при } 1.5d \ge R$$

$$a = 1.5d - R \le R$$

Здесь D - диаметр сечения колонны, $R = D/2$.

Для угловой колонны круглого сечения, значение u_0 вычисляется по формулам:

$$u_0 = D \cdot \arccos\{1/\sqrt{2}[1/\sqrt{2} + \sqrt{1 - (1/\sqrt{2} - 1.5d/R)^2} - 1.5d/R]\} \text{ при } 1.5d < R/\sqrt{2}$$

$$u_0 = \pi D/4 + 2a \text{ при } 1.5d \ge R/\sqrt{2}$$

$$a = 1.5d - R/\sqrt{2} \le R$$

Перечисленные проверки проводятся для всех заданных сочетаний усилий. При этом коэффициенты безопасности γ_C, γ_S принимаются в соответствии с типом комбинации воздействий. В выходном документе программы приводятся результаты, полученные для наиболее опасного сочетания усилий.

В программе предусмотрена возможность ввода значений коэффициента β, равных 1.15 для средней колонны, 1.4 для краевой колонны, 1.5 для угловой колонны. Согласно 6.4.3 (6), эти значения могут применяться при расчете конструкций, в которых примыкающие пролеты различаются по длине не более, чем на 25%.

Для определения коэффициента β, учитывающего действие моментов, основное контрольное сечение разбивается на две части: часть с положительными значениями τ и часть с отрицательными значениями $-\tau$ поперечных усилий. Пример распределения поперечных усилий в случае средней колонны, приведенный в [1] на рис. 6.19, показан на рис.3.

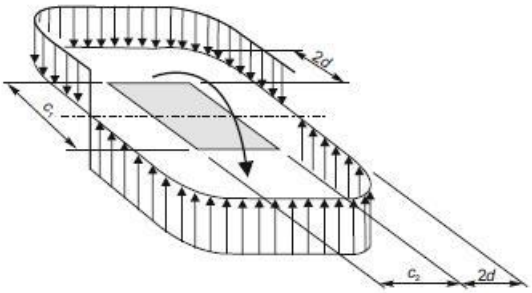


Рис. 3. Пример распределения поперечных усилий

Формула для определения коэффициента β имеет вид (6.39):

$$\beta = 1 + k\frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$$

Здесь k - коэффициент по таблице 6.1, W_1 - момент сопротивления, соответствующий принятому распределению поперечных усилий.

В случае средней колонны прямоугольного сечения со сторонами c_1, c_2, при действии момента в плоскости, параллельной стороне c_1, момент сопротивления вычисляется по формуле (6.41):

$$W_1 = c_1^2/2 + c_1c_2 + 4c_2d + 16d^2 + 2\pi dc_1$$

Заменой c_1 на c_2 и наоборот получается формула для случая действия момента в плоскости, параллельной стороне c_2. При действии двух моментов допускается применение приближенной формулы (6.43):

$$\beta = 1 + 1.8\sqrt{\left(\frac{e_x}{b_y}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{b_x}\right)^2}$$

Здесь $b_x = c_x + 2d$, $b_y = c_y + 2d$ - размеры основного контрольного контура; c_x, c_y - длины сторон сечения колонны вдоль осей x, y; $e_x = M_y/V$, $e_y = M_x/V$.

В случае средней колонны круглого сечения, коэффициент учета моментов вычисляется по формуле (6.42):

$$\beta = 1 + 0.6\pi\frac{e}{D + 4d}$$

$$e = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}/V.$$

В общем случае, коэффициент учета моментов определяется по формуле:

$$\beta = 1 + \frac{\tau u_1}{V_{Ed}}$$

Величина поперечных усилий τ, возникающих в контрольном поперечном сечении плиты при действии моментов, определяется численным методом путем отыскания такого распределения поперечных усилий, для которого выполняются условия равновесия при действии моментов k_xM_{x0} и k_yM_{y0} относительно центральных осей x_0, y_0 основного контрольного контура, параллельных осям x, y. Коэффициенты k_x, k_y принимаются по таблице 6.1. В общем случае, $M_{x0} = M_x + M_{xV} + M_{xP}$, $M_{y0} = M_y + M_{yV} + M_{yP}$. Моменты M_{xV}, M_{yV} - моменты поперечной силы V относительно осей x_0, y_0. Моменты M_{xP}, M_{yP} - моменты равнодействующей P давления грунта относительно осей x_0, y_0. Положительные значения моментов принимаются в соответствии с правилом правого винта. В программе предусмотрена возможность расчета без учета знака заданных моментов M_x, M_y. В этом случае, вычисления проводятся для комбинаций моментов $\pm M_x + M_{xV} + M_{xP}$, $\pm M_y + M_{yV} + M_{yP}$ и из вычисленных значений β выбирается наибольшее значение.

В программе предусмотрен графический вывод основного контрольного контура с изображением нулевой линии, отделяющей зоны с усилиями τ и $-\tau$ (рис. 4).

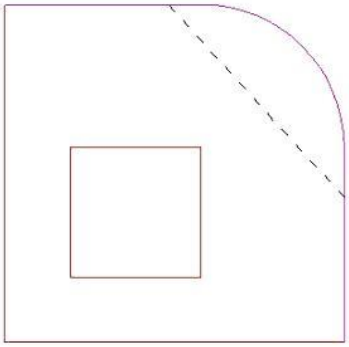


Рис. 4. Пример расположения нулевой линии при определении τ

Если условие прочности плиты без поперечной арматуры не выполняется, то определяется требуемая площадь арматуры и производится конструирование арматуры с учетом конструктивных требований по пункту 9.4.3. При этом поперечная арматура размещается в пределах контура с периметром u_{out}, для которого выполняется условие:

$$\beta \frac{V_{Ed}}{u_{out} d} = v_{Rd,c}$$

Расстояние от арматуры до этого контура не должно быть больше $1.5d$.

3. Конструирование арматуры

При конструировании арматуры учитываются следующие требования: арматура должна быть размещена на двух или более контурах; радиальный шаг хомутов s_r не должен превышать $0.75d$; расстояние от колонны до первого контура с хомутами не должно быть меньше $0.3d$ и не должно быть больше $d/2$.

При конструировании учитываются ограничения тангенциального шага хомутов s_t, определяемом как $s_t = u_i / n_t$, где u_i - периметр контура с хомутами. На контуре, ближайшем к основному контрольному контуру со стороны колонны, $s_t \le 1.5d$; на контуре, наиболее удаленном от колонны, $s_t \le 2d$. Расстояние от колонны до наиболее удаленного контура равно $s_1 + (n_r - 1)s_r + d_{sw}/2$. На этом контуре дополнительно учитывается условие (9.11).

$$A_{s,\min} \frac{1.5}{s_r s_t} \ge 0.08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

где $A_{s,\min}$ - минимально требуемая площадь сечения хомута. При заданном диаметре хомута данное условие можно рассматривать как ограничение тангенциального шага хомутов:

$$s_t \le s_{t,\max}$$

$$s_{t,\max} = \frac{1.5 A_s f_{yk}}{0.08 s_r \sqrt{f_{ck}}}$$

При конструировании арматуры, шаги хомутов s_r и s_t подбираются по условию минимума общего числа хомутов.

На рис. 5 приведен пример размещения хомутов в случае угловой колонны прямоугольного сечения.

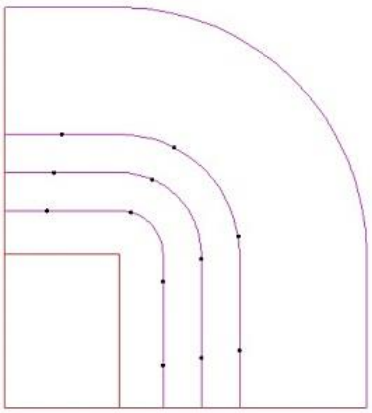
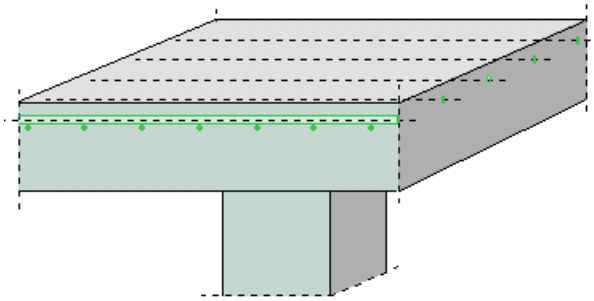


Рис. 5. Пример размещения хомутов

Литература

1. ТКП EN 1992-1-1-2009*: Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций – Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.

442 – Расчет на продавливание (MSZ EN 1992)



Программа предназначена для расчёта на продавливание плиты, воспринимающей нагрузки от колонн прямоугольного или круглого сечения, согласно MSZ EN 1992-1-1 [1]. Предусмотрен учет влияния свободных краев плиты. Если прочность плиты без поперечной арматуры не обеспечена, то определяется требуемая площадь арматуры и производится конструирование арматуры. По результатам конструирования выводится картина размещения хомутов.

1. Расчетная схема и нагрузка

Рассматривается железобетонная плита, находящаяся под действием нагрузки от колонны прямоугольного или круглого 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. Пример угловой колонны приведен на рис. 1. Различаются плиты перекрытия и фундаментные плиты.

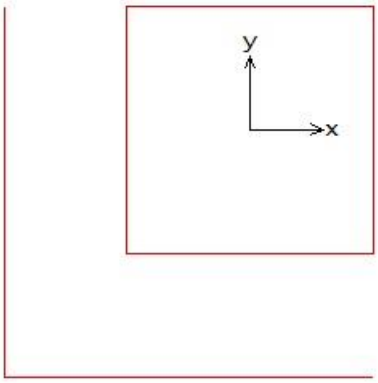


Рис. 1. Пример угловой колонны

Нагрузка на плиту включает поперечную силу V и моменты M_x, M_y относительно осей x, y. При расчете плиты перекрытия, поперечная сила V автоматически принимается положительной, а при расчете фундаментной плиты - отрицательной. Положительные направления моментов принимаются в соответствии с правилом правого винта (рис. 2). При расчете фундаментной плиты задается реактивное давление грунта p.

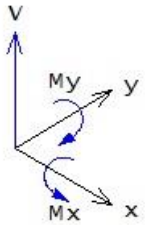


Рис. 2. Положительные направления силы и моментов

2. Расчет

Расчет плиты на продавливание проводится согласно 6.4 и заключается в проверке прочности по контуру колонны и по основному контрольному контуру, расположенному на расстоянии $2d$ от колонны, где $d = (d_x + d_y)/2$ - средняя рабочая высота плиты.

Условие прочности плиты без поперечной арматуры имеет вид:

$$v_{Ed} \le v_{Rd,c}$$

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d}$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \ge v_{\min}$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Здесь V_{Ed} - расчетная поперечная сила, β - коэффициент учета моментов, u_1 - периметр основного контрольного контура, $C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_C$, γ_C - коэффициент безопасности для бетона, зависящий от типа комбинации воздействий ($\gamma_C = 1.5$ для основной комбинации, $\gamma_C = 1.2$ для особой комбинации), $k = 1 + \sqrt{20/d} \le 2$ ($[d] =$ см), $\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \le 0.02$ - среднее значение коэффициента продольного армирования, f_{ck} - характеристическая прочность бетона при сжатии. При расчете фундаментной плиты, сила V_{Ed} уменьшается на величину равнодействующей P среднего реактивного давления грунта p, учитываемого в пределах основного контрольного контура.

Условие прочности плиты, армированной хомутами, имеет вид:

$$v_{Ed} \le v_{Rd,cs}$$

$$v_{Rd,cs} = 0.75 v_{Rd,c} + 1.5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} / (u_1 d)$$

Здесь $A_{sw} = n_t \cdot A_s$ - площадь n_t хомутов, расположенных вдоль контура, A_s - площадь сечения одного хомута, s_r - радиальный шаг хомутов, $f_{ywd,ef} = 250 + 0.25d \le f_{ywd}$, $f_{ywd} = f_{ywk}/\gamma_S$ - расчетный предел текучести поперечной арматуры, γ_S - коэффициент безопасности для арматуры, зависящий от типа комбинации воздействий ($\gamma_S = 1.15$ для основной комбинации, $\gamma_S = 1.0$ для особой комбинации).

Наряду с проверкой по основному контрольному контуру, проводится проверка по условию (6.53):

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \le v_{Rd,\max}$$

$$v_{Rd,\max} = 0.4 v f_{cd}$$

$$v = 0.6(1 - f_{ck}/250)$$

Здесь $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_C$ - расчетная прочность бетона при сжатии. Периметр u_0, в случае средней колонны, равен периметру сечения колонны.

Для краевой колонны и угловой колонны прямоугольного сечения значение u_0 вычисляется по формулам:

$$u_0 = c_2 + 3d \le c_2 + 2c_1 \quad \text{для краевой колонны}$$

$$u_0 = 3d \le c_1 + c_2 \quad \text{для угловой колонны}$$

Здесь c_1 - длина стороны, перпендикулярной к краю плиты, c_2 - длина стороны, параллельной краю плиты.

Для краевой колонны круглого сечения, значение u_0 вычисляется по формулам:

$$u_0 = D \cdot \arccos(1 - 1.5d/R) \text{ при } 1.5d < R$$

$$u_0 = \pi D/2 + 2a \text{ при } 1.5d \ge R$$

$$a = 1.5d - R \le R$$

Здесь D - диаметр сечения колонны, $R = D/2$.

Для угловой колонны круглого сечения, значение u_0 вычисляется по формулам:

$$u_0 = D \cdot \arccos\{1/\sqrt{2}[1/\sqrt{2} + \sqrt{1 - (1/\sqrt{2} - 1.5d/R)^2} - 1.5d/R]\} \text{ при } 1.5d < R/\sqrt{2}$$

$$u_0 = \pi D/4 + 2a \text{ при } 1.5d \ge R/\sqrt{2}$$

$$a = 1.5d - R/\sqrt{2} \le R$$

Перечисленные проверки проводятся для всех заданных сочетаний усилий. При этом коэффициенты безопасности γ_C, γ_S принимаются в соответствии с типом комбинации воздействий. В выходном документе программы приводятся результаты, полученные для наиболее опасного сочетания усилий.

В программе предусмотрена возможность ввода значений коэффициента β, равных 1.15 для средней колонны, 1.4 для краевой колонны, 1.5 для угловой колонны. Согласно 6.4.3 (6), эти значения могут применяться при расчете конструкций, в которых примыкающие пролеты различаются по длине не более, чем на 25%.

Для определения коэффициента β, учитывающего действие моментов, основное контрольное сечение разбивается на две части: часть с положительными значениями τ и часть с отрицательными значениями $-\tau$ поперечных усилий. Пример распределения поперечных усилий в случае средней колонны, приведенный в [1] на рис. 6.19, показан на рис.3.

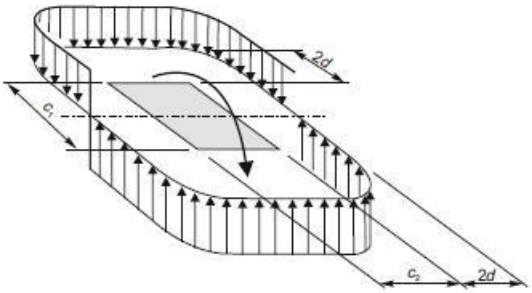


Рис. 3. Пример распределения поперечных усилий

Формула для определения коэффициента β имеет вид (6.39):

$$\beta = 1 + k\frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$$

Здесь k - коэффициент по таблице 6.1, W_1 - момент сопротивления, соответствующий принятому распределению поперечных усилий.

В случае средней колонны прямоугольного сечения со сторонами c_1, c_2 при действии момента в плоскости, параллельной стороне c_1, момент сопротивления вычисляется по формуле (6.41):

$$W_1 = c_1^2/2 + c_1c_2 + 4c_2d + 16d^2 + 2\pi dc_1$$

Заменой c_1 на c_2 и наоборот получается формула для случая действия момента в плоскости, параллельной стороне c_2.

При действии двух моментов допускается применение приближенной формулы (6.43):

$$\beta = 1 + 1.8\sqrt{\left(\frac{e_x}{b_y}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{b_x}\right)^2}$$

Здесь $b_x = c_x + 2d$, $b_y = c_y + 2d$ - размеры основного контрольного контура; c_x, c_y - длины сторон сечения колонны вдоль осей x, y; $e_x = M_y/V$, $e_y = M_x/V$.

В случае средней колонны круглого сечения, коэффициент учета моментов вычисляется по формуле (6.42):

$$\beta = 1 + 0.6\pi\frac{e}{D + 4d}$$

$$e = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}/V.$$

В общем случае, коэффициент учета моментов определяется по формуле:

$$\beta = 1 + \frac{\tau u_1}{V_{Ed}}$$

Величина поперечных усилий τ, возникающих в контрольном поперечном сечении плиты при действии моментов, определяется численным методом путем отыскания такого распределения поперечных усилий, для которого выполняются условия равновесия при действии моментов k_xM_{x0} и k_yM_{y0} относительно центральных осей x_0, y_0 основного контрольного контура, параллельных осям x, y. Коэффициенты k_x, k_y принимаются по таблице 6.1. В общем случае, $M_{x0} = M_x + M_{xV} + M_{xP}$, $M_{y0} = M_y + M_{yV} + M_{yP}$. Моменты M_{xV}, M_{yV} - моменты поперечной силы V относительно осей x_0, y_0. Моменты M_{xP}, M_{yP} - моменты равнодействующей P давления грунта относительно осей x_0, y_0. Положительные значения моментов принимаются в соответствии с правилом правого винта. В программе предусмотрена возможность расчета без учета знака заданных моментов M_x, M_y. В этом случае, вычисления проводятся для комбинаций моментов $\pm M_x + M_{xV} + M_{xP}$, $\pm M_y + M_{yV} + M_{yP}$ и из вычисленных значений β выбирается наибольшее значение.

В программе предусмотрен графический вывод основного контрольного контура с изображением нулевой линии, отделяющей зоны с усилиями τ и $-\tau$ (рис. 4).

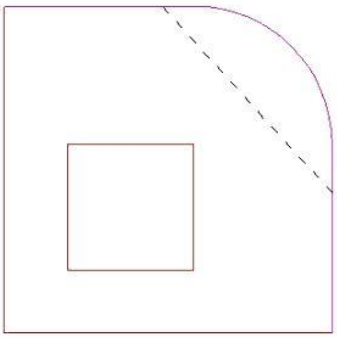


Рис. 4. Пример расположения нулевой линии при определении τ

Если условие прочности плиты без поперечной арматуры не выполняется, то определяется требуемая площадь арматуры и производится конструирование арматуры с учетом конструктивных требований по пункту 9.4.3. При этом поперечная арматура размещается в пределах контура с периметром u_{out}, для которого выполняется условие:

$$\beta \frac{V_{Ed}}{u_{out} d} = v_{Rd,c}$$

Расстояние от арматуры до этого контура не должно быть больше $1.5d$.

3. Конструирование арматуры

При конструировании арматуры учитываются следующие требования: арматура должна быть размещена на двух или более контурах; радиальный шаг хомутов s_r не должен превышать $0.75d$; расстояние от колонны до первого контура с хомутами не должно быть меньше $0.3d$ и не должно быть больше $d/2$.

При конструировании учитываются ограничения тангенциального шага хомутов s_t, определяемом как $s_t = u_i / n_t$, где u_i - периметр контура с хомутами. На контуре, ближайшем к основному контрольному контуру со стороны колонны, $s_t \le 1.5d$; на контуре, наиболее удаленном от колонны, $s_t \le 2d$. Расстояние от колонны до наиболее удаленного контура равно $s_1 + (n_r - 1)s_r + d_{sw}/2$. На этом контуре дополнительно учитывается условие (9.11):

$$A_{s,\min} \frac{1.5}{s_r s_t} \ge 0.08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

где $A_{s,\min}$ - минимально требуемая площадь сечения хомута. При заданном диаметре хомута, данное условие можно рассматривать как ограничение тангенциального шага хомутов:

$$s_t \le s_{t,\max}$$

$$s_{t,\max} = \frac{1.5 A_s f_{yk}}{0.08 s_r \sqrt{f_{ck}}}$$

При конструировании арматуры, шаги хомутов s_r и s_t подбираются по условию минимума общего числа хомутов.

На рис. 5 приведен пример размещения хомутов в случае угловой колонны прямоугольного сечения.

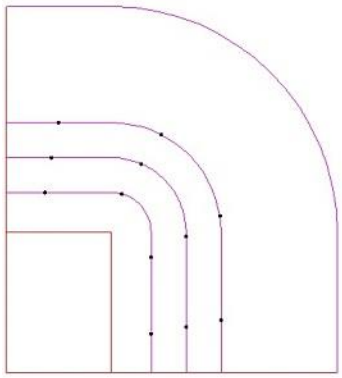
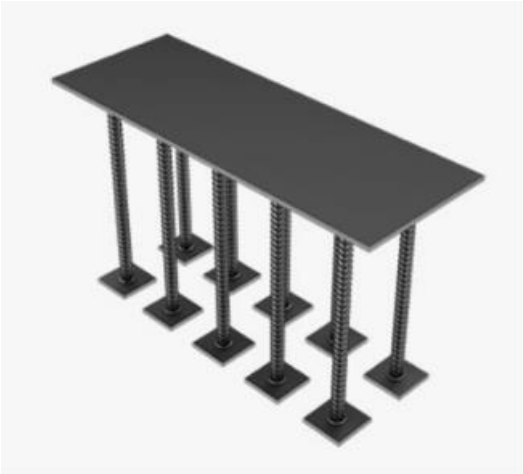


Рис. 5. Пример размещения хомутов

Литература

1. MSZ EN 1992-1-1:2010 Еврокод 2: Проектирование железобетонных конструкций – Часть 1-1: Общие правила и правила для зданий.

444 – Закладная деталь



Программа предназначена для расчёта закладной детали согласно СП 63.13330.2018, приложение Б [1]. Возможны следующие виды расчёта: проверка прочности закладной детали, подбор диаметра анкеров, подбор диаметра анкеров и размера анкерной пластины.

1. Закладная деталь

Рассматривается закладная деталь, состоящая из пластины и приваренных втавр анкеров из арматурных стержней, на которую действуют нормальная сила N, сдвигающая сила Q и момент M (рис.1). Момент определяется относительно оси, расположенной в плоскости наружной грани пластины и проходящей через центр тяжести всех анкеров.

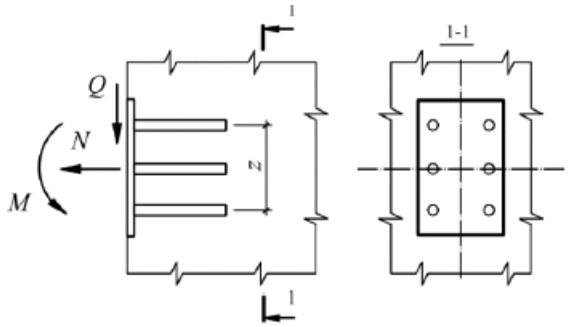


Рис. 1. Усилия, действующие на закладную деталь

Анкеры могут иметь усиление в виде приваренной втавр квадратной анкерной пластины.

2. Расчет закладной детали

Расчёт закладной детали включает проверку прочности анкеров (1), проверку допустимости нагрузки на бетон (2). Проверка (1) проводится по условию (Б.1):

$$\frac{Q_{an,j}}{Q_{an,j,0}} + \frac{N_{an,j}}{N_{an,j,0}} \le 1, \qquad (Б.1)$$

Проверка (2) в случае анкеров без усиления проводится по условию:

$$N_{an1} / N_{bond} \le 1$$

Здесь N_{an1} - растягивающая сила, действующая на отдельный анкер, $N_{bond} = \pi d_{an} l_{an} R_{bond}$, d_{an} - диаметр анкера l_{an} - длина анкера,. Расчётное сопротивление сцепления анкера с бетоном определяется по формуле (10.2):

$$R_{bond} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt}, \qquad (10.2)$$

Здесь R_{bt} - расчетное сопротивление бетона осевому растяжению.

В случае анкеров с усилением, условие проверки имеет вид:

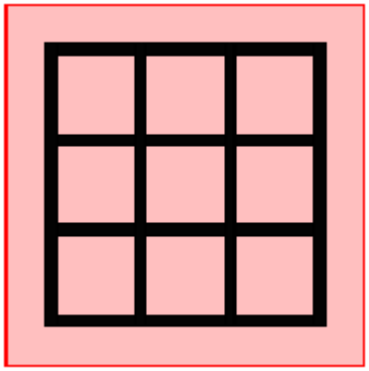
$$(N_{an1} - N_n) / N_{bond} \le 1$$

Здесь $N_n = (b^2 - A_{an1}) R_b$, b - ширина анкерной пластины, A_{an1} - площадь поперечного сечения анкера, R_b - расчетное сопротивление бетона сжатию.

Литература

1. СП 63.13330.2018: СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения - 2018.

445 – Расчет на местное сжатие



Программа предназначена для расчёта на местное сжатие (смятие) согласно следующим нормам: СП 63.13330.2018 [1], СП 52-101-2003 [2], СНиП 2.03.01-84* [3], СНБ 5.03.01-02 [4], [5]. Предусмотрен учет влияния краев элемента. Если прочность элемента без косвенной арматуры не обеспечена, то производится подбор сеток косвенной арматуры и их размещение.

1. Расчет по СНиП 2.03.01-84*

Расчет на местное сжатие проводится согласно [3], 3.39 – 3.41. Условие прочности элемента без косвенной арматуры имеет вид:

$$\frac{N}{N_b} \le 1$$

Здесь $N_b = \psi R_{b,loc} c_x c_y$ - предельное значение сжимающей силы при отсутствии косвенной арматуры, ψ - коэффициент учета неравномерности распределения местной нагрузки; c_x, c_y - размеры грузовой площади по направлениям x, y; $R_{b,loc} = \alpha \varphi_b R_b$, α - коэффициент, равный 1 для бетона класса ниже В25 и равный $13.5 R_{bt} / R_b$ для бетона класса В25 и выше, $\varphi_b = \sqrt[3]{A_{loc2} / c_x c_y} \le 2.5$, $\alpha \varphi_b \ge 1$; R_b, R_{bt} - расчетные сопротивления бетона при сжатии и растяжении (с учетом коэффициента условий работы γ_b), A_{loc2} - расчетная площадь смятия. Центры тяжести грузовой площади $c_x c_y$ и расчетной площади A_{loc2} совпадают. Если грузовая площадь расположена вдали от краев элемента, то $A_{loc2} = (c_x + 2c_y)(c_y + 2c_x)$. Если расстояние a_x от стороны c_x до края, параллельного этой стороне, меньше c_x, то $A_{loc2} = (c_x + 2c_y)(c_y + 2a_x)$. При $a_x < c_x$ и $a_y < c_y$ расчетная площадь равна $A_{loc2} = (c_x + 2a_y)(c_y + 2a_x)$. При $a_x = 0$ и $a_y = 0$ грузовая и расчетная площади равны, т.е. $A_{loc2} = c_x c_y$.

Условие прочности элемента с косвенной арматурой имеет вид:

$$\frac{N}{N_{bs}} \le 1$$

Здесь $N_{bs} = \varphi_b R_b c_x c_y + \varphi \mu_{xy} R_{s,xy} \varphi_s A_{loc1}$ - предельное значение сжимающей силы при наличии косвенной арматуры, $R_{s,xy}$ - расчетное сопротивление арматуры сеток, $\varphi = 1/(0.23 + \Psi)$, $\Psi = \mu_{xy} R_{s,xy} / (R_b + 10)$, $\mu_{xy} = (n_x l_x + n_y l_y) A_s / l_x l_y s$ - коэффициент косвенного армирования; l_x, l_y - длины стержней, параллельных направлениям x, y; n_x, n_y - числа стержней, A_s - площадь сечения одного стержня, s - шаг сеток косвенной арматуры, $\varphi_s = 4.5 - 3.5 A_{loc1} / A_{ef}$, A_{loc1} - грузовая площадь за вычетом той ее части, которая находится за пределами площади сетки, A_{ef} - площадь сетки за вычетом той ее части, которая находится за пределами расчетной площади A_{loc2}.

Площадь сетки A_{xy} определяется как площадь внутри контура, образованного осями крайних стержней сетки. Область, в пределах которой располагается сетка, строится так же, как и расчетная область. При расположении грузовой площади вдали от краев элемента, сетка располагается в пределах расчетной области. При наличии близкорасположенного края, расчетная область меньше площади сетки. Часть площади сетки, находящаяся вне расчетной области, не учитывается при определении предельного значения сжимающей силы.

На рис.1 грузовая площадь совпадает с сечением элемента. В этом случае $A_{loc2} = c_x c_y$, $A_{ef} = A_{xy}$, причем $A_{xy} < A_{loc2}$. Площадь A_{loc1} меньше грузовой площади $c_x c_y$ на ту ее часть, которая находится за пределами площади сетки A_{xy} .

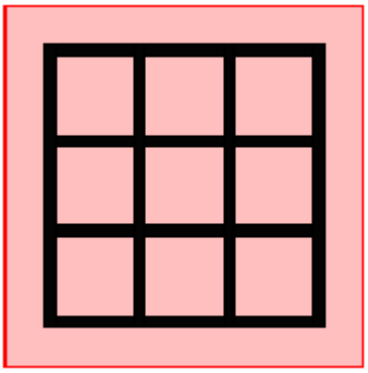


Рис.1

На рис.2 грузовая площадь находится в углу элемента. В этом случае, $A_{loc2} = c_x c_y$, $A_{ef} < A_{xy}$, причем $A_{xy} > A_{loc2}$. Площадь A_{loc1} меньше грузовой площади $c_x c_y$ на ту ее часть, которая находится за пределами площади сетки. Площадь A_{ef} меньше площади сетки A_{xy} на ту ее часть, которая находится за пределами расчетной области A_{loc2} .

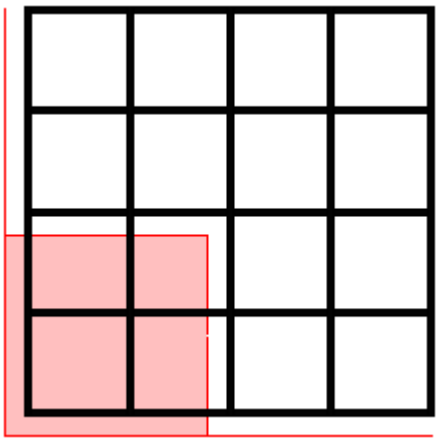


Рис.2

На рис.3 грузовая площадь находится на небольшом удалении от краев. При этом $A_{loc2} > c_x c_y$, $A_{ef} < A_{s,xy}$, $A_{loc1} = c_x c_y$. Площадь A_{ef} меньше площади сетки $A_{s,xy}$ на ту ее часть, которая находится за пределами расчетной области A_{loc2} .

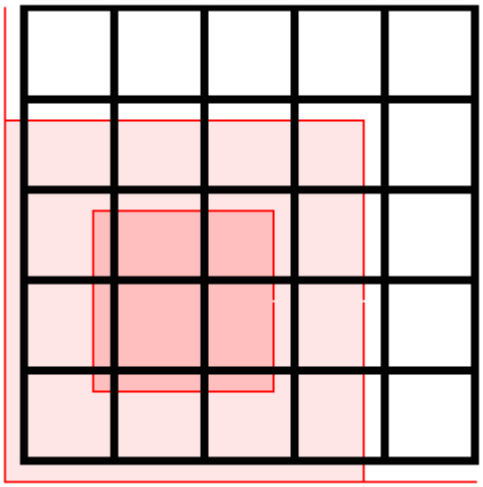


Рис.3

На рис.4 грузовая площадь находится вдали от краев элемента. В этом случае, $A_{loc2} > c_x c_y$, $A_{ef} = A_{xy}$, $A_{xy} \approx A_{loc2}$ (причем A_{xy} не более A_{loc2}), $A_{loc1} = c_x c_y$.

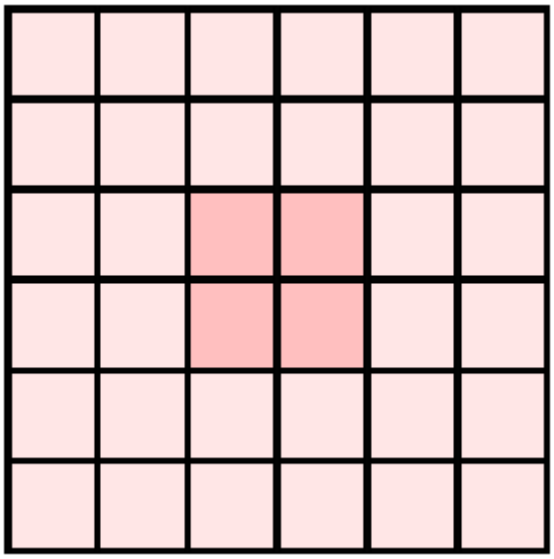


Рис.4

2. Расчет по СП 63.13330.2018 и СП 52-101-2003

Расчет на местное сжатие проводится согласно [1], 8.1.43 - 8.1.45 или [2], 6.2.43 – 6.2.45. Условие прочности элемента без косвенной арматуры имеет вид:

$$\frac{N}{N_b} \le 1$$

Здесь $N_b = \psi R_{b,loc} c_x c_y$ - предельное значение сжимающей силы при отсутствии косвенной арматуры, ψ - коэффициент учета неравномерности распределения местной нагрузки; c_x, c_y - размеры грузовой площади по направлениям x, y; $R_{b,loc} = \varphi_b R_b$, $\varphi_b = 0.8\sqrt{A_{b,\max} / c_x c_y} \le 2.5$, причем $\varphi_b \ge 1$, R_b - расчетное сопротивление бетона при сжатии (с учетом коэффициента условий работы γ_b), $A_{b,\max}$ - расчетная площадь смятия. Центры тяжести грузовой площади $c_x c_y$

и расчетной площади $A_{b,\max}$ совпадают. Если грузовая площадь расположена вдали от краев элемента, то $A_{b,\max} = (c_x + 2c_y)(c_y + 2c_x)$. Если расстояние a_x от стороны c_x до края, параллельного этой стороне, меньше c_x, то $A_{b,\max} = (c_x + 2c_y)(c_y + 2a_x)$. При $a_x < c_x$ и $a_y < c_y$ расчетная площадь равна $A_{b,\max} = (c_x + 2a_y)(c_y + 2a_x)$. При $a_x = 0$ и $a_y = 0$ грузовая и расчетная площади равны, т.е. $A_{b,\max} = c_x c_y$.

Условие прочности элемента с косвенной арматурой имеет вид:

$$\frac{N}{N_{bs}} \le 1$$

Здесь $N_{bs} = N_b + N_s$ - предельное значение сжимающей силы при наличии косвенной арматуры, N_b - предельное значение силы при отсутствии косвенной арматуры, $N_s = 2\psi\varphi_{s,xy} R_{s,xy} \mu_{s,xy} A_{b,loc}$, $R_{s,xy}$ - расчетное сопротивление арматуры сеток, $\varphi_{s,xy} = \sqrt{A_{b,loc,ef} / A_{b,loc}}$, $\mu_{s,xy} = (n_x l_x + n_y l_y) A_s / l_x l_y s$ - коэффициент косвенного армирования; l_x, l_y - длины стержней, параллельных направлениям x, y; n_x, n_y - числа стержней, A_s - площадь сечения одного стержня, s - шаг сеток косвенной арматуры, $A_{b,loc}$ - грузовая площадь за вычетом той ее части, которая находится за пределами площади сетки, $A_{b,loc,ef}$ - площадь сетки за вычетом той ее части, которая находится за пределами расчетной площади $A_{b,\max}$.

При проверке условия прочности учитывается ограничение $N_{bs} \le 2N_b$. При $N > 2N_b$ прочность элемента невозможно обеспечить при помощи косвенного армирования.

Некоторые случаи расположения грузовой площади относительно краев элемента и расположения сетки относительно грузовой площади рассмотрены в разделе 1.

3. Расчет по СНБ 5.03.01-02

Расчет на местное сжатие проводится согласно [4], 7.4.1. Условие прочности элемента без косвенной арматуры имеет вид:

$$\frac{N}{N_b} \le 1$$

Здесь $N_b = \alpha_u f_{cud} c_x c_y$ - предельное значение сжимающей силы при отсутствии косвенной арматуры, α_u - коэффициент учета неравномерности распределения местной нагрузки; c_x, c_y - размеры грузовой площади по направлениям x, y; $f_{cud} = \omega_u \alpha f_{cd}$, $\omega_u = 1 + k_u k_f \frac{f_{ctd}}{f_{cd}} (\sqrt{A_{c1} / c_x c_y} - 1) \le 3$; f_{cd}, f_{ctd} - расчетные сопротивления бетона при сжатии и растяжении, A_{c1} - расчетная площадь смятия. Центры тяжести грузовой площади $c_x c_y$ и расчетной площади A_{c1} совпадают. Если грузовая площадь расположена вдали от краев элемента, то $A_{c1} = (c_x + 2c_y)(c_y + 2c_x)$. Если расстояние a_x от стороны c_x до края, параллельного этой стороне, меньше c_x, то $A_{c1} = (c_x + 2c_y)(c_y + 2a_x)$. При $a_x < c_x$ и $a_y < c_y$ расчетная площадь равна $A_{c1} = (c_x + 2a_y)(c_y + 2a_x)$. При $a_x = 0$ и $a_y = 0$ грузовая и расчетная площади равны, т.е. $A_{c1} = c_x c_y$.

Условие прочности элемента с косвенной арматурой имеет вид:

$$\frac{N}{N_{bs}} \le 1$$

Здесь $N_{bs} = N_b + N_s$ - предельное значение сжимающей силы при наличии косвенной арматуры, N_b - предельное значение силы при отсутствии косвенной арматуры, $N_s = \alpha_u \varphi_0 \rho_{xy} f_{yd,xy} \varphi_s A_{c0}$, $f_{yd,xy}$ - расчетное сопротивление арматуры сеток, $\varphi_0 = 1/(0.23 + \Psi)$, $\Psi = \rho_{xy} f_{yd,xy} / (\alpha f_{cd} + 10)$, $\rho_{xy} = (n_x l_x + n_y l_y) A_s / l_x l_y s$ - коэффициент косвенного армирования; l_x, l_y - длины стержней, параллельных направлениям x, y; n_x, n_y - числа стержней, A_s - площадь сечения одного стержня, s - шаг сеток косвенной арматуры, $\varphi_s = 4.5 - 3.5 A_{c0} / A_{eff}$, A_{c0} - грузовая площадь за вычетом той ее части, которая находится за пределами площади сетки, A_{eff} - площадь сетки за вычетом той ее части, которая находится за пределами расчетной площади A_{c1}.

При проверке условия прочности учитывается ограничение $N_{bs} \le 2N_b$. При $N > 2N_b$ прочность элемента невозможно обеспечить при помощи косвенного армирования.

Некоторые случаи расположения грузовой площади относительно краев элемента и расположения сетки относительно грузовой площади рассмотрены в разделе 1.

4. Конструирование арматуры

Параметрами, применяемыми при подборе сеток косвенной арматуры, являются следующие параметры: диаметр арматуры d_s, минимальная толщина защитного слоя бетона $a_{\min}$, минимальное и максимальное значения шага стержней сетки s_0, минимальное и максимальное значения шага сеток s, глубина зоны армирования h_s. Шаг s_0 принимается одинаковым по направлениям x, y.

Значение $a_{\min}$ применяется при размещении сеток вблизи краев, а также при определении положения сеток по толщине элемента h. Глубина зоны армирования h_s определяется как расстояние от нагруженной поверхности элемента до граничной плоскости крайней сетки. Крайняя сетка располагается так, чтобы расстояние от ненагруженной поверхности элемента до стержней сетки было не менее $a_{\min}$ и не менее d_s. Наименьшее число сеток косвенной арматуры принимается равным двум.

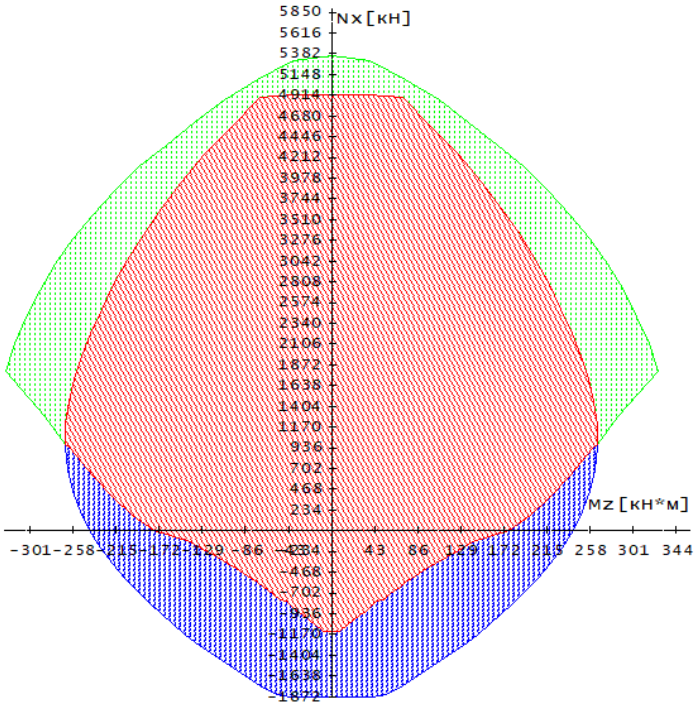
Согласно [1], 10.3.18 и [2], 8.3.16, по глубине сетки располагают либо в пределах удвоенного большего размера грузовой площади $\max(2c_x, 2c_y)$, либо в пределах толщины элемента. При расчете по [3] и [4], глубина зоны армирования может приниматься согласно [1] или определяться по заданному значению h_s.

При подборе сеток косвенной арматуры в качестве критерия применяется коэффициент косвенного армирования μ_{xy} (в обозначениях [3]). Отыскиваются такие параметры косвенной арматуры, при которых обеспечивается прочность элемента и μ_{xy} принимает наименьшее значение.

Литература

1. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции.Основные положения».
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
3. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
4. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
5. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №3 СНБ 5.03.-01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2006.

671 – Предельные диаграммы железобетонного сечения



Программа предназначена для построения предельных диаграмм: M_y-N_x, M_z-N_x, M_z-M_y железобетонного сечения по первому (прочность) и второму (трещиностойкость) предельным состояниям согласно СП 63.13330.2012 [1]. Для сечения балки возможно задание разных сталей верхней и нижней арматуры и задание разных значений минимальной толщины защитного слоя бетона для верхней и нижней арматуры. Диаграммы строятся в отдельных квадрантах, полуплоскостях или на всей плоскости усилий при различных значениях третьего силового фактора.

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 может проводиться для всех указанных видов сечений.

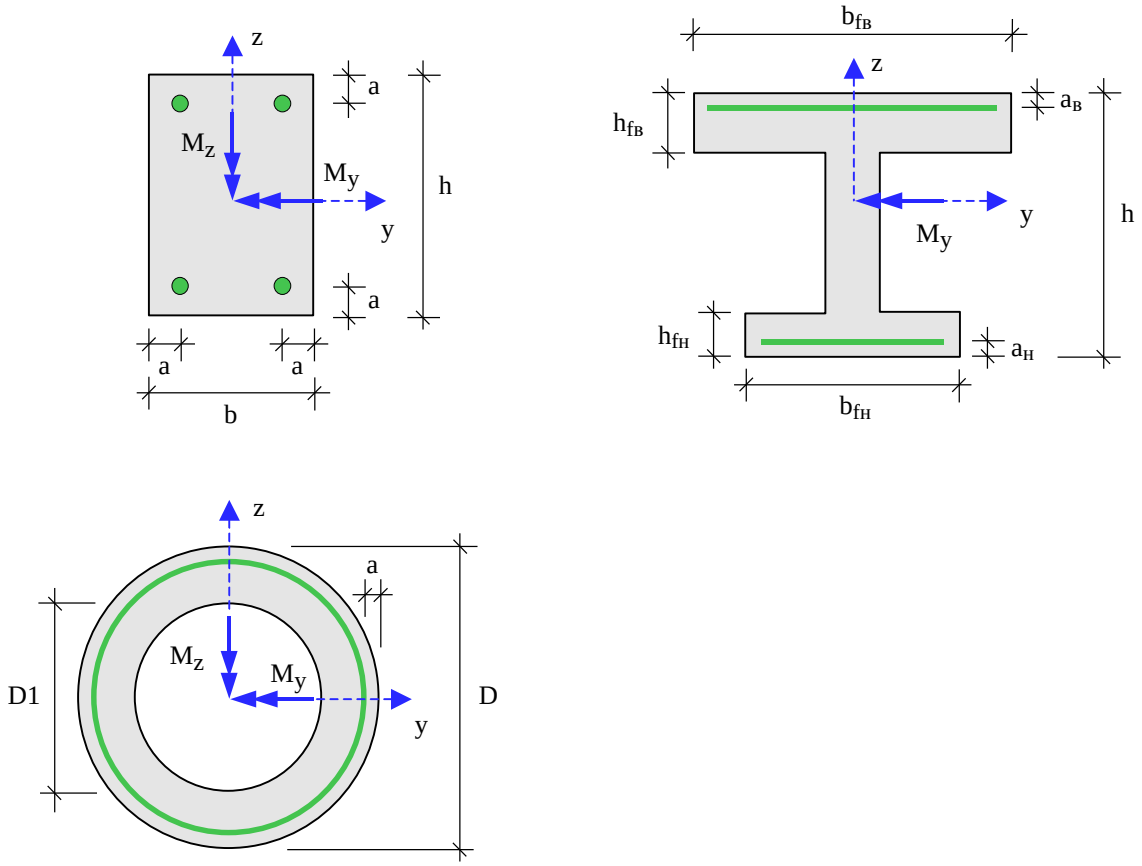


Рис. 1. Стандартные сечения

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.

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.

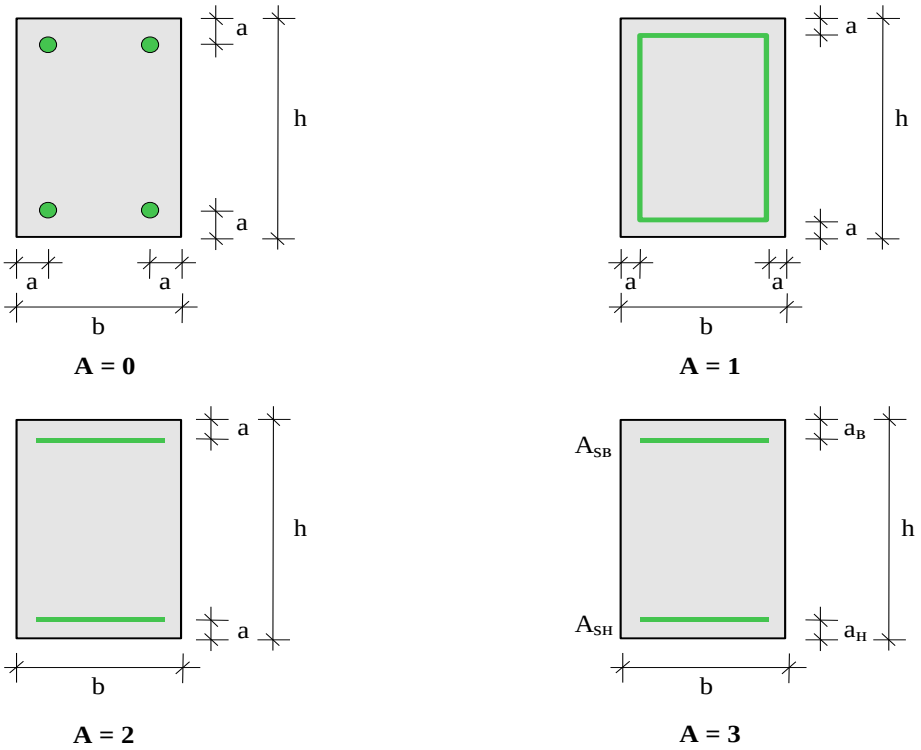


Рис. 2. Схемы армирования прямоугольного сечения

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 и выводятся на диаграммах 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. Предельные диаграммы по прочности строятся с учётом коэффициентов безопасности нагрузок. Для построения предельных диаграмм по трещиностойкости задаётся коэффициент длительной части нагрузок.

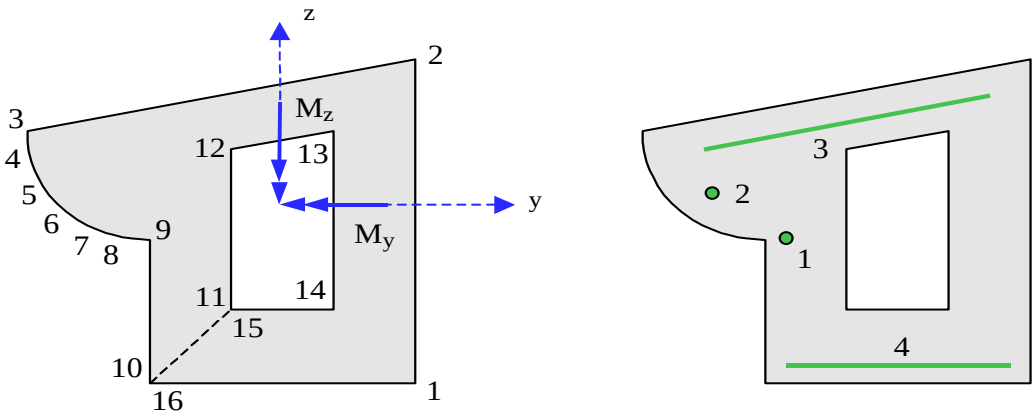


Рис. 3. Произвольное полигональное сечение

3. Расчет

Расчет по образованию и раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента, выполняется согласно [1], 8.2.14, 8.2.15.

Изгибающие моменты при образовании трещин определяются по предельному состоянию растянутого бетона. Расчет 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 формулу [1], (8.128), вычисляются на основе диаграмм состояния бетона и арматурной стали при помощи численного метода. При этом 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 [1], (8.136), 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. 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.

4. Построение диаграмм

По запросу пользователя строится набор диаграмм M_y-N_x, M_z-N_x, M_z-M_y при заданных значениях третьего силового фактора. На диаграммах различными цветами и штриховками показаны области допустимых значений нагрузок по первому и второму предельным состояниям, а также пересечение этих областей. Табличный вывод организован в полярных или декартовых координатах. В первом случае, выводятся предельные значения нагрузок с равномерным шагом по углу между ними, а во втором – с равномерным шагом по оси абсцисс.

Литература

1. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».