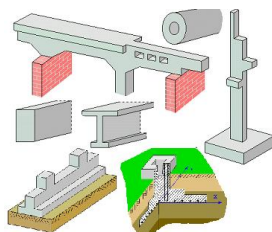




Пакет программ для проектирования и
расчётов сталежелезобетонных
элементов строительных конструкций
Статика-2024



Описание программ

Copyright© ООО ТЕХСОФТ
17630, Россия, Москва, Старокалужское шоссе, 62к1,
офис 4107, БЦ Валлекс

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

<i>Оглавление</i>	3
<i>Краткое руководство для пользователя</i>	5
1. Назначение	5
2. Ввод исходных данных	5
3. Расчёт и печать результатов.....	6
4. Создание проектов и управление ими	6
<i>310 - Сталежелезобетонная балка</i>	7
1. Расчетная схема.....	8
2. Нагружение	9
3. Определение внутренних силовых факторов.....	10
4. Конструирование продольной арматуры.....	11
5. Конструирование соединения стального профиля с железобетонной плитой.....	11
6. Учет проскальзывания между двутавром и железобетонной плитой	12
7. Вывод результатов.....	13
Литература	23
<i>411 – Сталежелезобетонная колонна</i>	24
1. Расчетная схема.....	25
2. Сечение.....	26
3. Нагрузки	28
4. Расчет по деформированной схеме	28
5. Расчет по недеформированной схеме	29
Литература	32
<i>414 – Сталежелезобетонная колонна (составная жесткая арматура)</i>	33
1. Расчетная схема.....	34
2. Сечение.....	35
3. Нагрузки	37
4. Расчет по деформированной схеме	37
5. Расчет по недеформированной схеме	38
Литература	40
<i>416 – Сталежелезобетонная колонна (сейсмика, пульсации ветра)</i>	41
1. Расчетная схема.....	42
2. Сечение.....	43
3. Нагрузки	44
4. Расчет	45

Литература.....	47
439 – Сталезелезобетонный элемент	48
1. Сечение балки	49
2. Сечение колонны	51
3. Усилия.....	54
4. Расчет балки по прочности.....	54
5. Расчет балки по трещиностойкости.....	55
6. Расчет колонны по прочности	56
7. Расчет колонны по трещиностойкости	57
8. Определение напряженно-деформированного состояния	58
Литература.....	59
480 - Сталезелезобетонное сечение с профилированным настилом	60
1. Сечение	61
2. Нагрузки	61
3. Расчет	62
4. Редуцирование.....	63
517 – Трубобетонная свая	64
1. Свая	65
2. Грунт	65
3. Нагрузки	66
4. Расчет сваи и ее основания	66
Литература.....	68

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**).

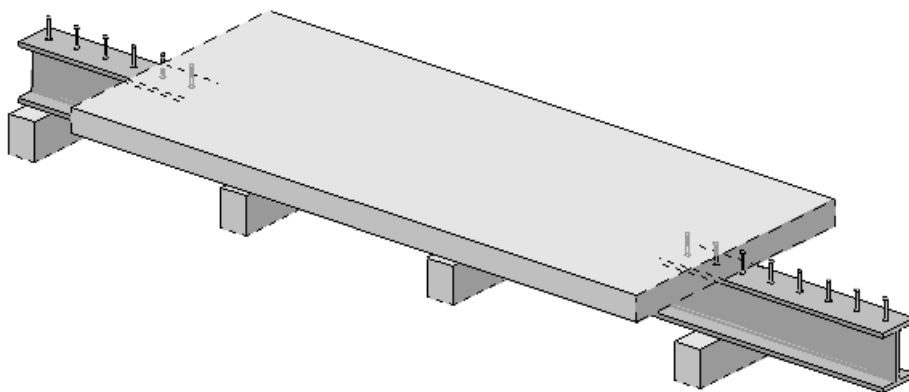
Результаты расчёта выводятся в программу документирования результатов расчета **Viewer** или на принтер. Результаты расчета проекта формируются как единый документ, который может быть напечатан или отправлен по электронной почте. При печати, единый документ будет иметь сквозную нумерацию страниц. Также 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**.

310 - Сталежелезобетонная балка



Программа предназначена для проектирования и расчёта многопролетной композитной балки, состоящей из стального двутавра и железобетонной плиты, согласно СТО «Сталежелезобетонные конструкции. Правила проектирования» [1]. Возможно задание шарниров и консолей. Могут задаваться распределённые и сосредоточенные нагрузки, а также температурные воздействия и осадки опор. Расчётные сочетания усилий определяются автоматически, согласно СП 20.13330.2016 “Нагрузки и воздействия” [2]. Возможен расчет с перераспределением усилий. Продольная арматура определяется на основе расчетов по прочности и трещиностойкости. При конструировании продольной арматуры подбираются диаметры продольных стержней и шаг их расположения в железобетонной плите. Производится расчет соединения стальной балки с железобетонной плитой с определением шага расположения гибких упоров.

1. Расчетная схема

Расчётная схема представляет собой многопролетную неразрезную балку с консолями. Максимальное количество пролётов равно 10. Сечение балки задается в виде прокатного или сварного двутавра и железобетонной плиты с одинаковыми или различными свесами.

Пользователь может задать расчетную величину свесов железобетонной плиты, либо она будет рассчитана программой по правилам СП 266.1325800.2016 [1] или EN 1994-1-1:2005 на выбор.

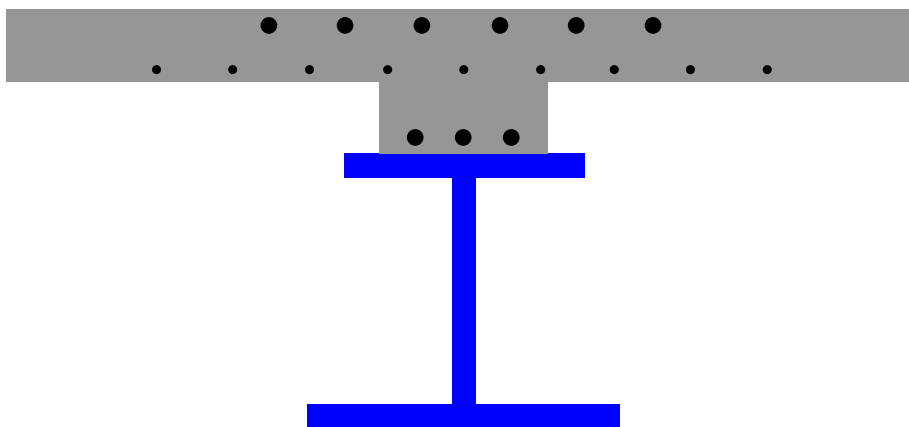


Рис.1. Пример сечения балки

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.

Модули упругости стали и железобетона принимаются согласно СП 16.13330.2011 [3] и СП 63.13330.2018 [4] в соответствии с заданным классом бетона по прочности.

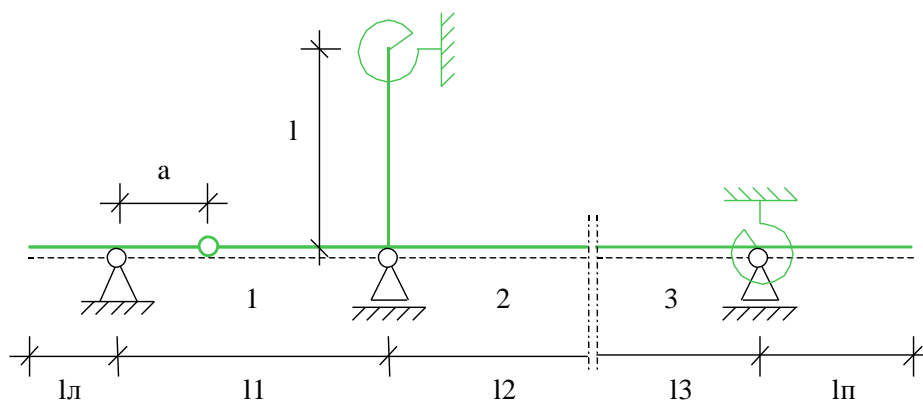


Рис.2. Пример расчётной схемы

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.

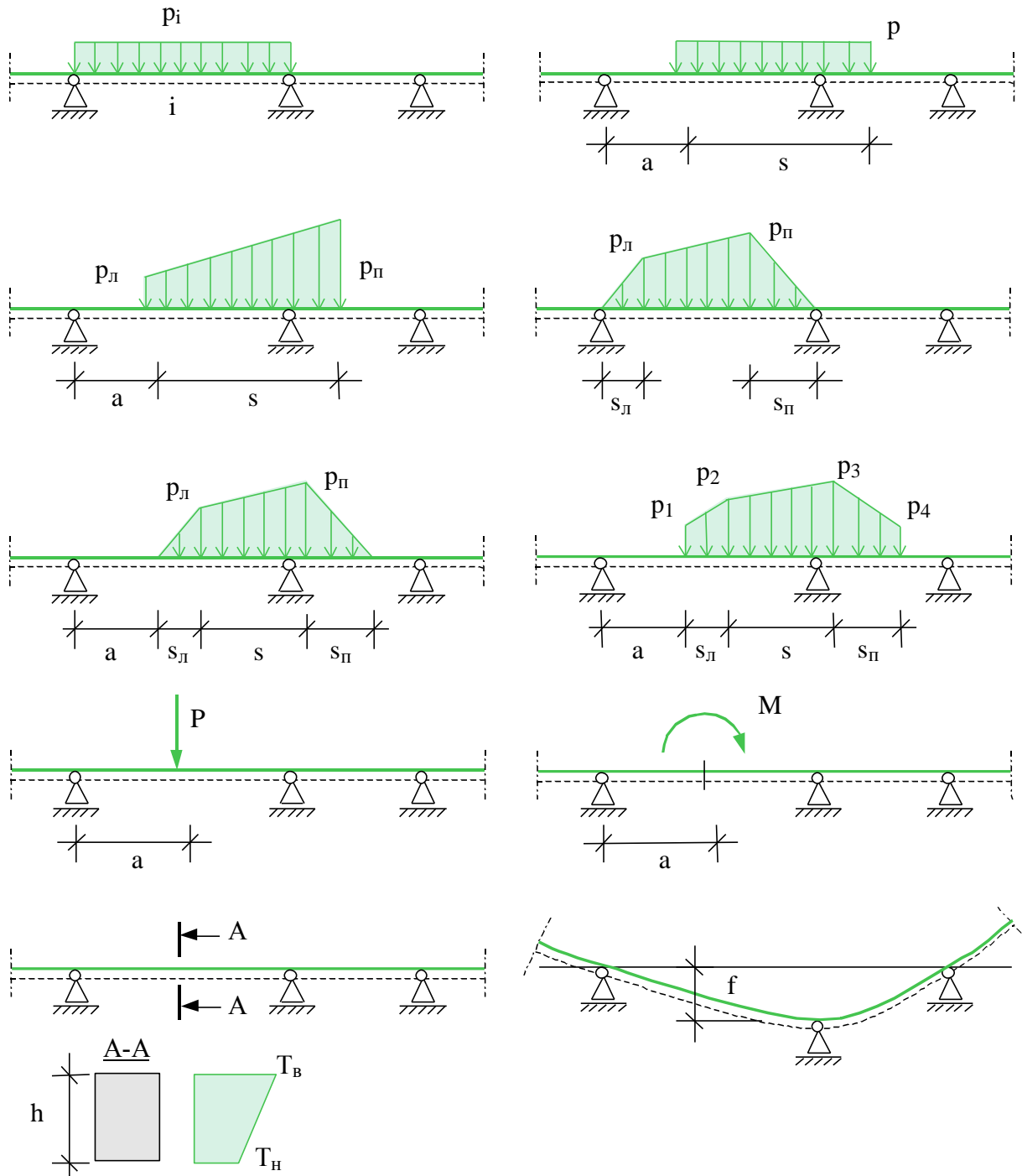


Рис.3. Виды нагрузок

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 учёт 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 два варианта конструирования арматуры:

- подбор только верхней арматуры плиты. В этом случае, для каждого пролета, нижняя арматура плиты и ребра (если имеется) задается пользователем. Для каждой опоры программа рассчитывает требуемую по условиям прочности арматуру, проводится подбор арматуры и проверка условий трещиностойкости. Если последние не выполняются, производится наращивание требуемой арматуры до удовлетворения условий трещиностойкости. Длина арматурных прутков соответствует зоне растяжения верхних волокон плиты, с учетом условия прочности по наклонным сечениям и анкеровки.
- подбор верхней и нижней арматуры плиты. В этом случае, сначала, для каждого пролета, рассчитывается и подбирается нижняя арматура плиты по условиям прочности и трещиностойкости. Длина прутков нижней арматуры соответствует длине пролета с учетом анкеровки. Затем рассчитывается верхняя арматура плиты аналогично предыдущему пункту.

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, максимальный шаг расположения стержней, минимальный и максимальный диаметры. При подборе арматуры, учитываются требования [4] по минимальным расстояниям между стержнями.

Расчет прочности и трещиностойкости проводится на основе диаграмм деформирования бетона, арматуры и конструкционной стали. Для сжатого бетона применяется одна из двух расчетных диаграмм, согласно [2], 6.1.20, 6.1.21. Для арматуры, в зависимости от ее класса, применяется двухлинейная или трехлинейная диаграмма, согласно [2], 6.2.14, 6.2.15. Для конструкционной стали применяется диаграмма типа Прандтля.

5. Конструирование соединения стального профиля с железобетонной плитой

Пользователь задает количество гибких упоров в ряду и их размеры. Программа рассчитывает погонные сдвигающие усилия на границе между стальной балкой и железобетонной плитой и несущую способность соединения в соответствии с [1]. Переменный шаг расположения рядов гибких упоров по длине балки подбирается из условия превышения их несущей способностью сдвигающих усилий.

6. Учет проскальзывания между двутавром и железобетонной плитой

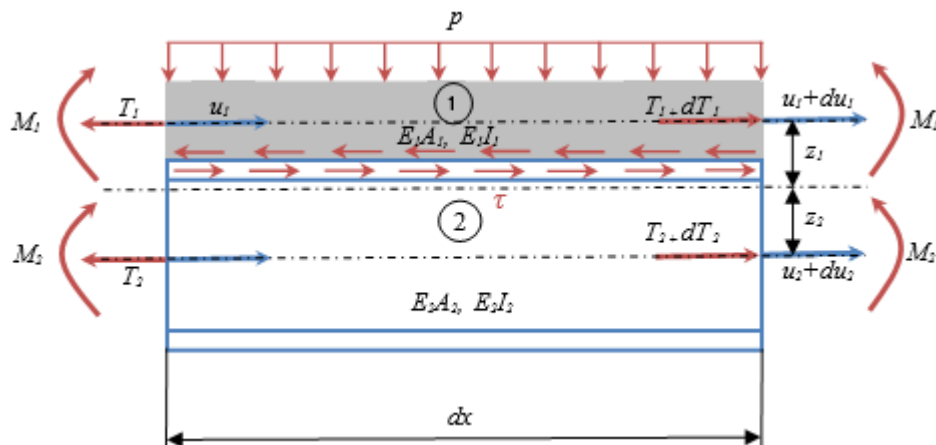


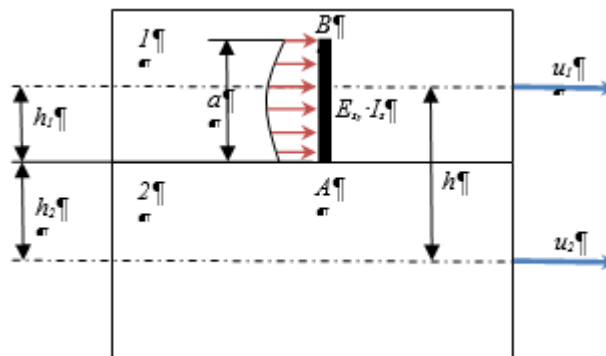
Рис. 4. Расчетная схема элемента балки с проскальзыванием

Для учета проскальзывания между стальным профилем и железобетонной плитой, балка рассматривается как двухслойная конструкция, в которой вертикальные перемещения слоев – w совпадают, а горизонтальные независимы, но при этом в горизонтальном направлении, между слоями, есть упругая связь, роль которой выполняют стад-болты. Уравнения равновесия для слоев и для элемента балки в целом имеют вид:

$$\frac{dT_1}{dx} = \tau, \quad \frac{dT_2}{dx} = -\tau, \quad T_1 = E_1 A_1 \frac{dv_1}{dx}, \quad T_2 = E_2 A_2 \frac{dv_2}{dx},$$

$$\frac{d^2 M}{dx^2} = p, \quad M = E_1 I_1 \frac{d^2 w}{dx^2} + E_2 I_2 \frac{d^2 w}{dx^2} + z_2 T_2 - z_1 T_1$$

Для определения связи распределенных тангенциальных усилий τ с характеристиками стад-болтов рассмотрим фрагмент балки с одним из них.



Перемещение точки В относительно точки А со слоем 2:

$$u_{B_2} = u_2 - \frac{dw}{dx} (h_2 + a),$$

перемещение точки В со слоем 1:

$$u_{B_1} = u_1 + \frac{dw}{dx} (h_1 - a),$$

перемещение точки В относительно точки А, обусловленные деформацией стад-болта:

$$\Delta u_B = u_{B_1} - u_{B_2} = u_1 - u_2 + \frac{dw}{dx} h.$$

Перемещение точки В относительно точки А как консольного стержня, нагруженного некоторой силой Р определяется соотношением:

$$\Delta u_B = k_s \frac{P a^3}{E_s I_s^2},$$

в котором коэффициент k_s , зависящий от распределения нагрузки по длине стержня, определяется экспериментально. Обозначив количество стержней на единицу длины стержня через r , получаем:

$$\tau = P \cdot r = K \cdot \Delta u_B, \quad \text{где } K = \frac{E_s I_s r}{k_s a^3}.$$

Это соотношение замыкает систему уравнений в перемещениях, принимающую вид:

$$\begin{aligned} E_1 A_1 \frac{d^2 u_1}{dx^2} - K u_1 + K u_2 - K h \frac{dw}{dx} &= 0, \\ E_1 A_1 \frac{du_1}{dx} + E_2 A_2 \frac{du_2}{dx} &= 0, \\ (E_1 I_1 + E_2 I_2) \frac{d^4 w}{dx^4} - E_1 A_1 z_1 \frac{d^3 u_1}{dx^3} + E_2 A_2 z_2 \frac{d^3 u_2}{dx^3} &= p. \end{aligned}$$

Решение уравнения 7-го порядка, помимо характерных для растяжения-сжатия и изгиба полиномиальных функций, соответствующих нулевым корням характеристического уравнения, содержит экспоненциальные решения с показателем

$$\kappa = \sqrt{K \frac{(E_1 A_1 + E_2 A_2) EI}{E_1 A_1 E_2 A_2 (E_1 I_1 + E_2 I_2)}}, \quad \text{где } EI \text{ — полная жесткость составного сечения.}$$

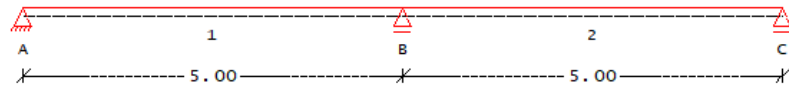
Последние описывают краевой эффект, благодаря которому, слои, под действием тангенциальных усилий, постепенно включаются в совместную работу на изгиб.

7. Вывод результатов

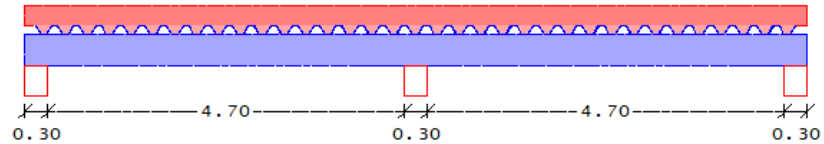
Вывод состоит из следующих частей: расчетная схема, нагрузки, результаты расчета внутренних силовых факторов, расчетные сочетания усилий, результаты расчета требуемой арматуры и конструирование арматуры, расчет и конструирование соединения стальной балки с железобетонной плитой. Вывод любой из этих шести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

Расчетная схема:

$$M = 1 : 90$$



$$M = 1 : 90$$



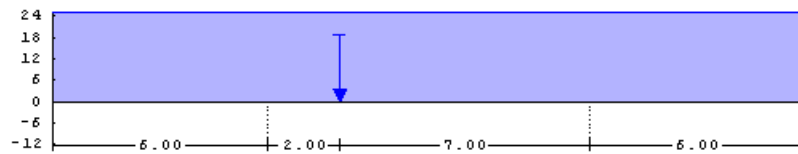
Размеры

Пролёт опора	l [м]	b _п [см]	h _п [см]	h _{з.р} [см]	EI [кН*м ²]
1	5.00	132.4	20.0	7.0	287955
2	5.00	132.4	20.0	7.0	287955
A		105.8	20.0	7.0	269612
B		88.6	20.0	7.0	255009
C		105.8	20.0	7.0	269612

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

Нагрузки:

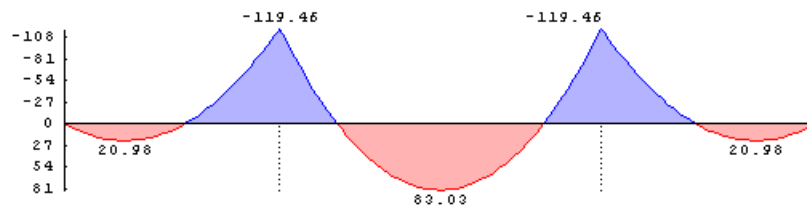
Напряжение 2 постоянные нагрузки



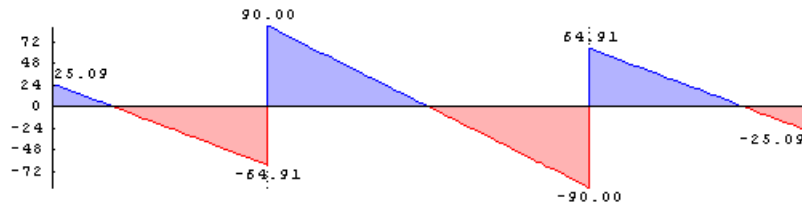
№	Пролёт	a [м]	z [м]	рл/Р [кН/м, кН, кНм]	рп/М
Равномерн.	1	1-3		25.00	
Сосредот.	1	2	2.00	125.00	

Внутренние силовые факторы:

Нагружение 1 моменты Мупр [кНм]



Нагружение 1 поперечные силы Qупр [кН]



Нагружение 1

Пролёт	x	max Мупр	min Мупр	max Qупр	min Qупр
	[м]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[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:

Нижняя арматура

Пролёт	x	M	h ₀	d	s/n	A _s	M _{пред}
	[м]	[кНм]	[мм]	[мм]	[мм]	[см ²]	[кНм]
1 п	1.99	343	171	12	255	4.5	712
2 п	3.01	343	171	12	255	4.5	712

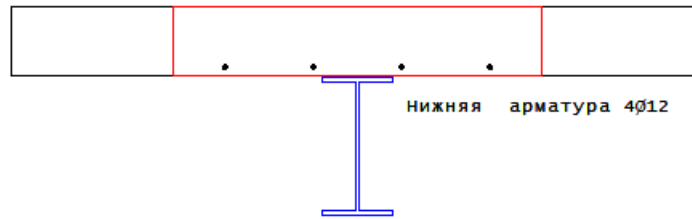
Верхняя арматура

Опора	x	l	M	h ₀	d	s	A _s	M _{пред}
	[м]	[м]	[кНм]	[мм]	[мм]	[мм]	[см ²]	[кНм]
В	-1.87	3.75	463	177	12	60	13.6	542

Длина стержней приведена с учетом анкеровки.

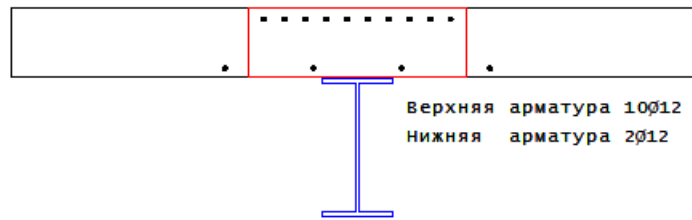
Пролет 1
М = 1 : 20

схема армирования сечения с координатой $x = 1.99$



Опора В
М = 1 : 20

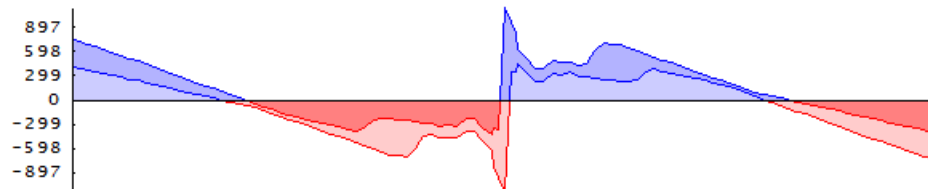
схема армирования сечения



В таблице расчета продольной арматуры выводятся значения максимальных моментов и расчетные значения площади арматуры. Красными линиями на схеме армирования отмечена зона эффективного сечения в соответствии с п. 4.4.4.9 СП 266.1325800.2016 [1] или п. 5.4.1.2 EN 1994-1-1:2005, в зависимости от выбора пользователя.

Конструирование соединения стального профиля и железобетонной плиты:

Погонная сдвиг. сила S [кН/м], основные сочетания усилий
М = 1 : 80



Соединение плиты

со стальным профилем с помощью гибких упоров
диаметром 20мм и длиной 120мм по 3 упора в ряду.
Расчетное сопротивление стали упоров $R_y=350\text{МПа}$

Пролет	x [м]	S [кН/м]	z [мм]	n	P [кН/м]	
1	0.00	735.2	100	2	1370.8	
	0.20	673.3	200	4	685.4	
	1.00	378.2	300	1	456.9	
	1.30	263.2	500	1	274.2	
	1.80	73.5	600	1	228.5	
	2.40	203.7	300	2	456.9	
	3.00	421.7	200	3	685.4	
	3.60	648.1	100	3	1370.8	
	3.90	664.9	200	1	685.4	
	4.10	435.5	200	2	685.4	
	4.50	432.3	200	1	685.4	
	4.70	448.0	100	5	1370.8	
	2	0.20	562.3	200	1	685.4
		0.40	391.7	200	2	685.4
0.80		443.4	200	1	685.4	
1.00		538.7	100	3	1370.8	
1.30		678.7	200	4	685.4	
2.10		384.0	300	1	456.9	
2.40		270.8	500	1	274.2	
2.90		94.8	600	1	228.5	
3.50		186.9	400	1	342.7	
3.90		340.6	300	1	456.9	
4.20		456.0	200	3	685.4	
4.80		676.3	100	1	1370.8	

Общее количество гибких упоров 138 штук

Несущая способность гибких упоров P [кН/м]
M = 1 : 80

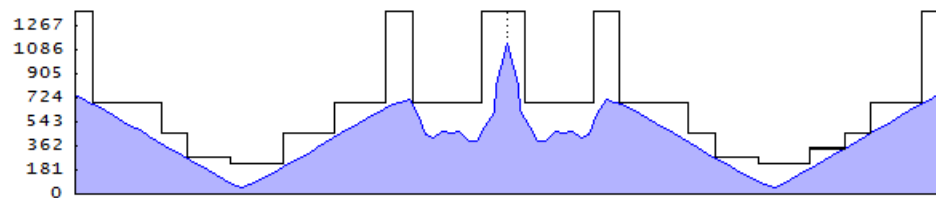
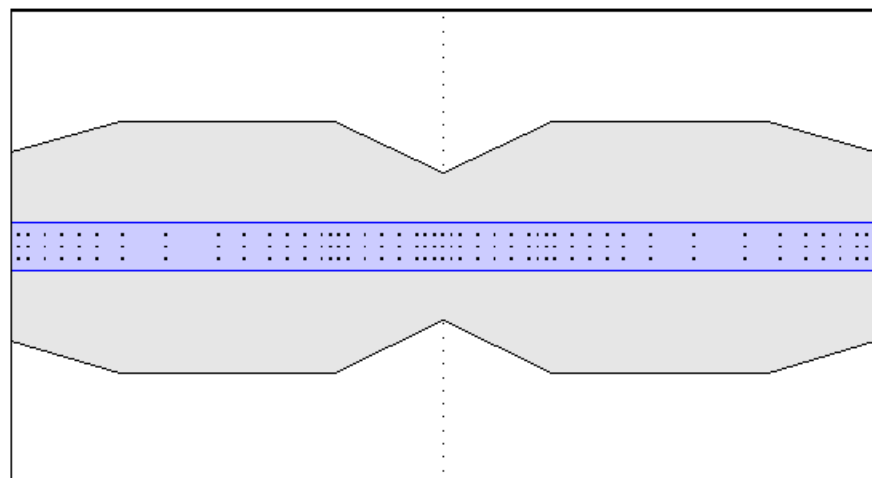


Схема установки
M = 1 : 80

гибких упоров и эффективная ширина плиты



На первом графике показано распределения сдвигающей силы по длине балки. Далее приводятся результаты расчета шага расположения рядов гибких упоров в табличном виде и эскиз, иллюстрирующий эту таблицу, на котором отображается и расчетная ширина плиты.

Расчет по образованию и раскрытию трещин:

Трещиностойкость Предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается из условия обеспечения сохранности арматуры $a_{сггс1}=0.40\text{мм}$ $a_{сггс2}=0.30\text{мм}$

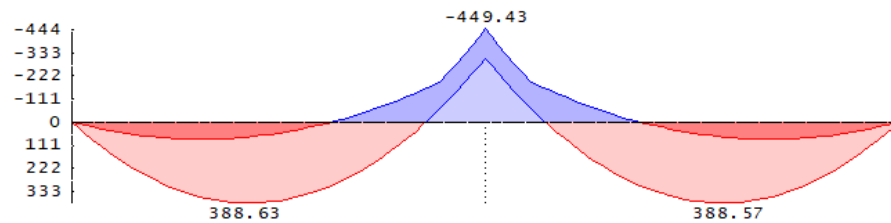
Нормальные трещины	Пролет опора	x [м]	Образование		Продолжительные		Непрод. $a_{сггс1}$ [мм]
			M [кНм]	$M_{сггс}$ [кНм]	M [кНм]	$a_{сггс2}$ [мм]	
	1	1.99	295.6	504.4	236.2	0.000	0.000
	2	3.01	295.6	504.4	236.2	0.000	0.000
	В		463.3	143.8	386.1	0.085	0.103

В таблице 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.

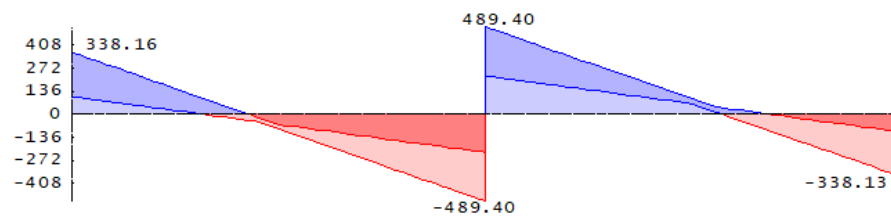
В результате расчёта с учётом проскальзывания между стальным профилем и железобетонной стеной, если такой расчёт был запрошен пользователем, меняется жесткость конструкции и, в общем случае, происходит перераспределение внутренних усилий.

Усилия и прогибы с учетом проскальзывания между плитой и профилем

Момент M [кНм] основные сочетания усилий
M = 1 : 80



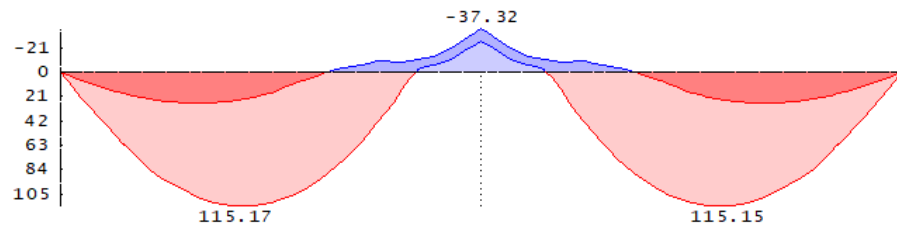
Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий
M = 1 : 80



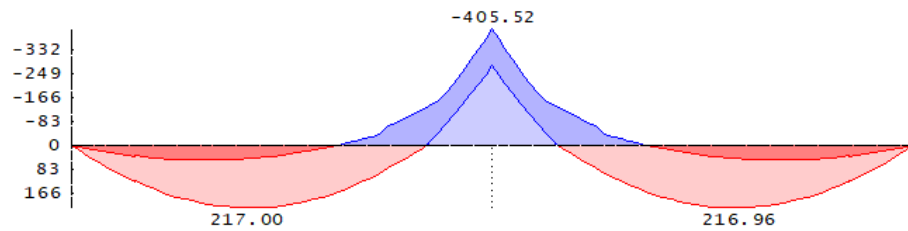
Пролёт	x [м]	max M_{pcy} [кНм]	min M_{pcy} [кНм]	max Q_{pcy} [кН]	min Q_{pcy} [кН]
1	0.00	0.00	0.00	363.66	103.63
	0.15 o	52.64	14.80	338.16	93.73
	1.25	321.76	77.97	151.16	21.13
	2.08 *	388.63	72.89	10.63	-33.43
	2.50	377.90	52.82	-61.34	-89.90
	3.75	168.41	-75.45	-143.87	-302.40
	4.85 o	-235.67	-374.16	-216.47	-489.40
5.00	-306.71	-449.48	-226.37	-514.90	
2	0.00	-306.71	-449.48	514.90	226.34
	0.15 o	-235.81	-374.16	489.40	216.44
	1.25	168.30	-75.34	302.40	143.84
	2.50	377.82	52.90	89.90	61.34
	2.92 *	388.57	72.95	33.40	-10.60
	3.75	321.72	78.01	-21.16	-151.13
	4.85 o	52.63	14.81	-93.76	-338.13
5.00	0.00	0.00	-103.66	-363.63	

Кроме того, выводятся продольные усилия и моменты в железобетонной плите и стальном профиле:

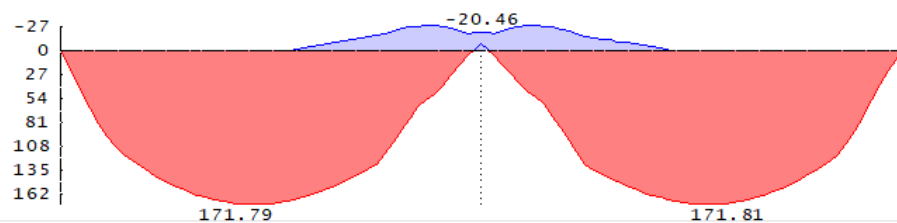
Момент в плите [кНм] основные сочетания усилий
M = 1 : 80



Момент в проф. [кНм] основные сочетания усилий
M = 1 : 80



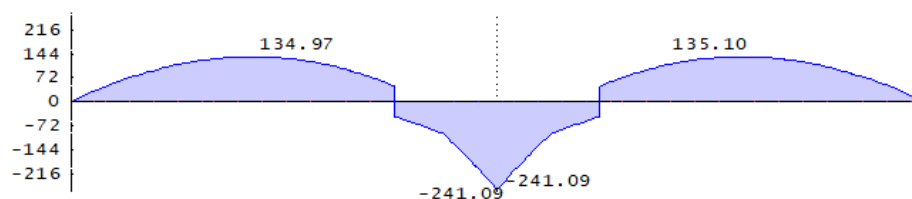
Сила в плите [кН] основные сочетания усилий
M = 1 : 80



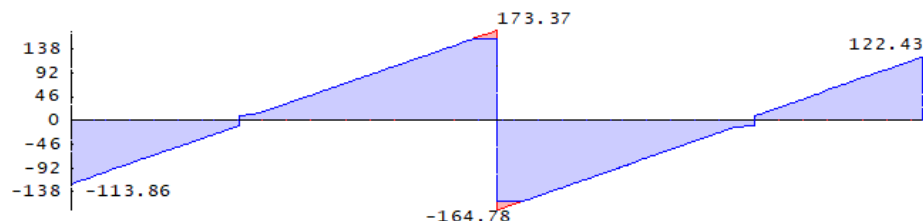
Про лет	х [м]	плита				профиль	
		Mmax [кНм]	Mmin [кНм]	Nmax [кН]	Nmin [кН]	Mmax [кНм]	Mmin [кНм]
1	0.00	0.0	0.0	-0.0	-0.0	0	0
	1.25	94.0	25.4	-12.6	-147.8	181	49
	2.08*	115.2	24.3	-8.4	-171.8	217	46
	2.50	112.6	18.0	-3.4	-171.9	210	34
	3.75	45.2	-7.1	15.9	-129.4	83	-46
	5.00	-26.3	-37.3	20.5	7.0	-278	-406
2	0.00	-26.3	-37.3	20.5	7.0	-278	-406
	1.25	44.7	-10.1	15.5	-129.8	82	-65
	2.50	112.5	18.0	-3.6	-172.0	210	34
	2.92*	115.1	24.3	-8.5	-171.8	217	46
	3.75	92.9	25.1	-12.6	-147.7	179	48
	5.00	0.0	0.0	-0.0	-0.0	0	0

Распределение нормальных и касательных напряжений в стальном профиле по длине балки выводятся для контроля его несущей способности.

Напряжения нормальные σ_x [МПа] - $M / (s_x * beta * W)$
M = 1 : 80



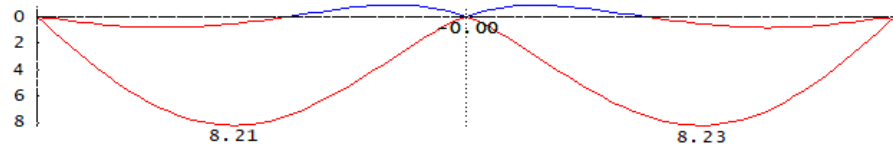
Напряжения касательные τ_{xy} [МПа] - Q / A_w
M = 1 : 80



Красные зоны на графиках напряжений показывают места, где превышено соответствующее расчетное сопротивление стали профиля.

Учёт проскальзывания между стальным профилем и железобетонной плитой изменяет расчётную жёсткость конструкции, что в свою очередь влияет на результаты расчёта прогибов:

Прогибы [мм]
M = 1 : 80



Прогибы

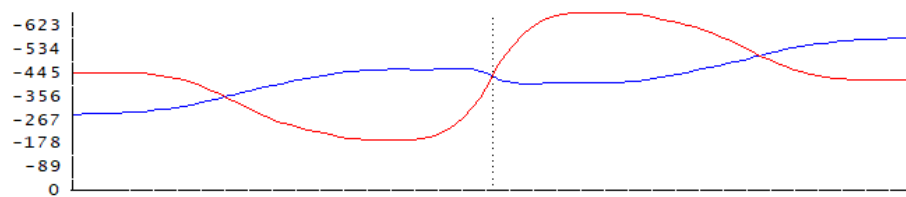
Пролет	x [м]	минимальные			максимальные		
		M [кНм]	100/r [1/м]	w [мм]	M [кНм]	100/r [1/м]	w [мм]
1	0.00	0.0	-0.00	0.00	0.0	-0.00	0.00
	1.25	67.5	-0.08	0.80	255.0	-0.27	6.31
	2.28*	52.8	-0.08	0.55	301.1	-0.34	8.21
	2.50	41.3	-0.07	0.38	291.6	-0.33	8.12
	3.75	-78.7	0.03	-0.72	109.1	-0.19	4.80
	5.00	-292.4	0.41	-0.00	-291.8	0.38	0.00
2	0.00	-291.8	0.44	-0.00	-292.4	0.44	0.00
	1.25	-78.3	0.14	-0.72	108.7	-0.05	4.81
	2.50	41.6	0.00	0.39	291.3	-0.26	8.14
	2.72*	53.1	-0.01	0.55	300.8	-0.27	8.23
	3.75	67.6	-0.02	0.81	254.9	-0.24	6.33
	5.00	0.0	-0.01	0.00	0.0	-0.04	0.00

При выборе расчёта с учётом проскальзывания, в разделе управления выводом результатов имеется возможность выбора дополнительных графиков: горизонтального смещения слоев (профиля и ж/б плиты) на поверхности контакта и сдвигающего усилия между ними. Поскольку эти графики не имеют отношения к прочности конструкции, а приводятся для иллюстрации эффекта, выводится результат только для одного РСН – того, которое оказывается первым. Обычно это сочетание постоянных нагрузок и переменных, приложенных к левому пролету.

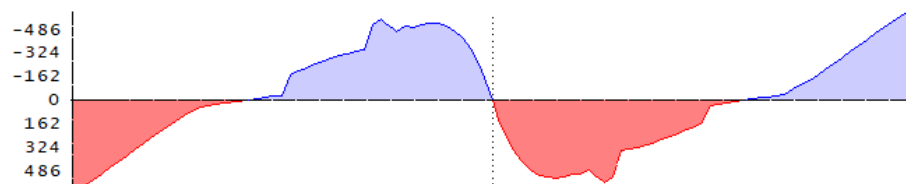
Комментарий	Расчётная схема	Нагружение	Сечение
Материалы	Арматура	Вывод	Пояснение
1			
Управление выводом ⊖			
1111111111 <input checked="" type="checkbox"/>		Текстовый вывод	
1111111 <input checked="" type="checkbox"/>		Графический вывод	
Параметры сглаживания эпюр внутренних усилий в слоях ⊖			
n_o	<input type="text"/>	количество точек разбиения	
a_o	<input type="text"/>	относительная ширина участка	
Вспомогательные графики при учете проскальзывания ⊖			
<input checked="" type="checkbox"/> Гориз. перемещения		<input checked="" type="checkbox"/> Сдвигающие усилия	

Перемещения
M = 1 : 80

горизонтальные v1, v2 [мкм] на поверхности сдвига



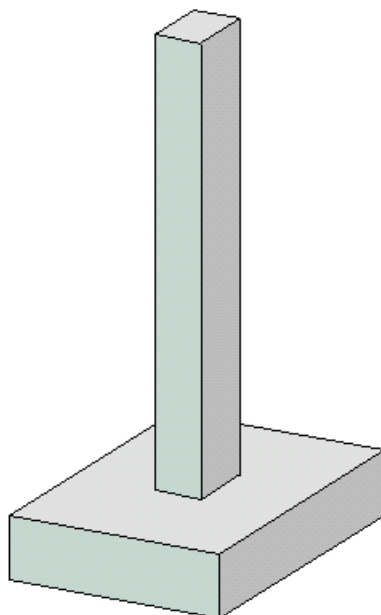
Сдвигающие усилия между профилем и плитой [кН/м]
M = 1 : 80



Литература

1. СП 266.1325800.2016 Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования. – М.: 2016.
2. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».
3. СП 16.13330.2017: Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – М., 2017.
4. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».

411 – Сталежелезобетонная колонна



Программа предназначена для проектирования одноярусной или многоярусной сталежелезобетонной колонны согласно СП 266.1325800.2016 [1], СП 63.13330.2018 [2], СП 16.13330.2017 [3] и СП 20.13330.2016 [4]. Предусмотрены два метода расчета колонны. По первому методу усилия в колонне определяются по деформированной схеме с учетом нелинейных свойств материалов, а также с учетом несовершенств колонны. По второму методу усилия в колонне определяются при помощи линейного расчета по недеформированной схеме, а влияние прогиба учитывается по методу условных критических сил.

1. Расчетная схема

Расчетная схема одноярусной колонны представляет собой стержневой элемент, имеющий упругие или абсолютно жесткие закрепления на одном или обоих краях. Расчетная схема многоярусной колонны представляет собой последовательность стержневых элементов (частей). Части колонны нумеруются в направлении снизу вверх (рис.1).

При расчете колонны, применяется система координат узлов, начало которой совпадает с центром тяжести нижнего сечения колонны. Ось x направлена снизу вверх.

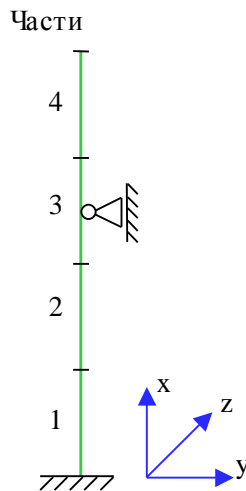


Рис. 1. Расчетная схема

Предполагается, что результирующая вертикальная сила воспринимается в нижней опоре. Условия упругого или абсолютно жесткого закрепления 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.2 даны формулы для определения коэффициентов жесткости упругих связей колонны с присоединенными к ней элементами конструкции.

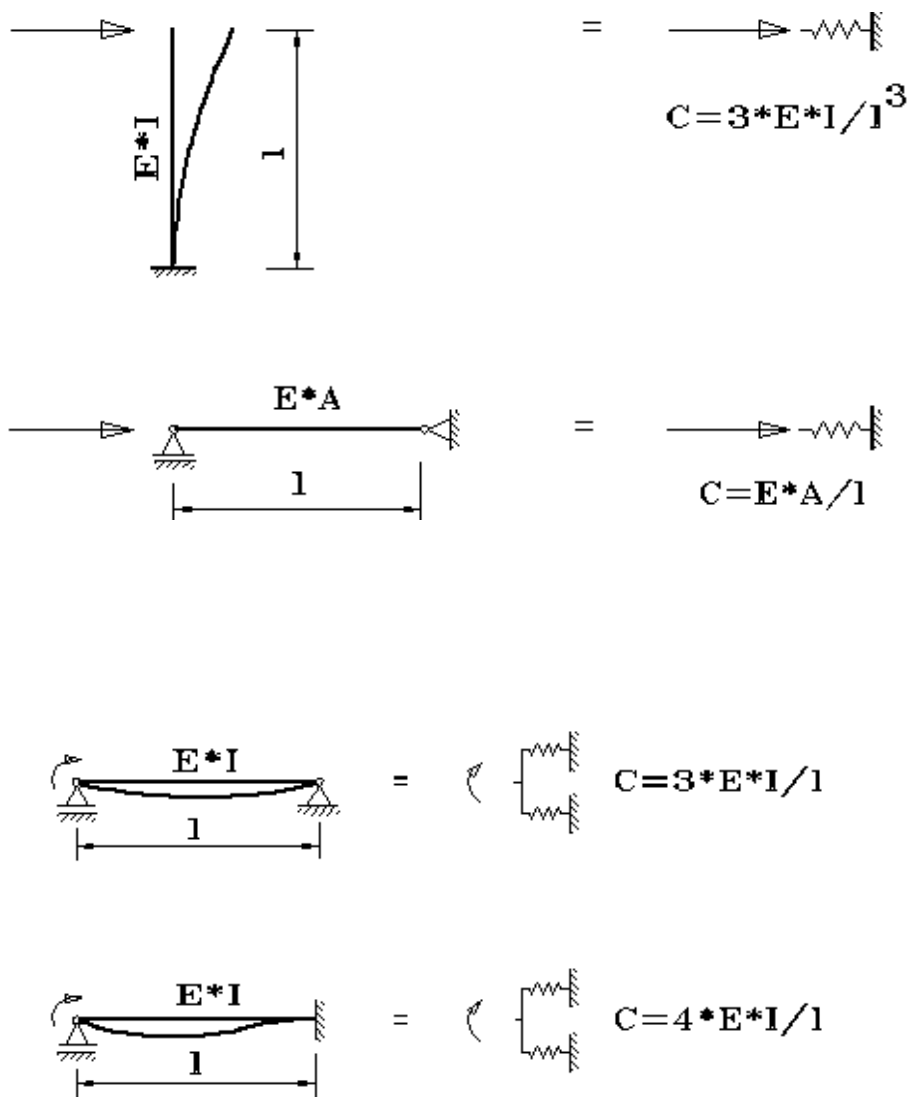


Рис. 2. Коэффициенты жесткости упругих связей

2. Сечение

Рассматриваются следующие сечения колонны: сечение с полностью обетонированным двутавром (рис.3), сечение с частично обетонированным двутавром (рис.4), прямоугольное и круглое трубобетонные сечения (рис.5).

В случае сечения с полностью обетонированным двутавром и в случае прямоугольного трубобетонного сечения, рассматриваются две схемы армирования: 1) арматура размещается в углах сечения, 2) арматура равномерно размещается вдоль контура сечения.

Двутавр может выбираться из сортамента прокатных двутавров или может задаваться сварным. В случае полностью обетонированного двутавра, учитывается вытеснение бетона сечением двутавра.

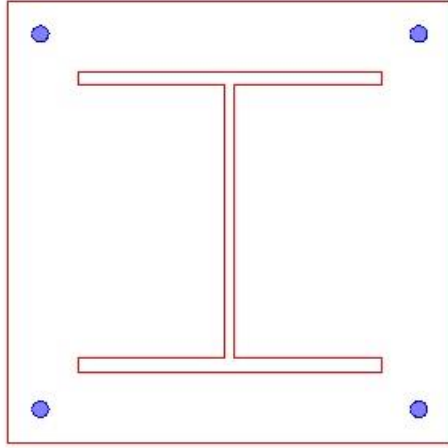


Рис. 3. Сечение с полностью обетонированным двутавром

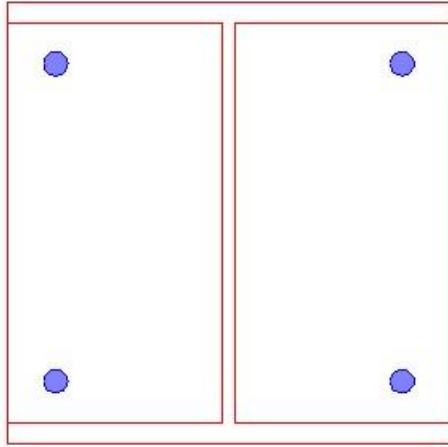


Рис. 4. Сечение с частично обетонированным двутавром

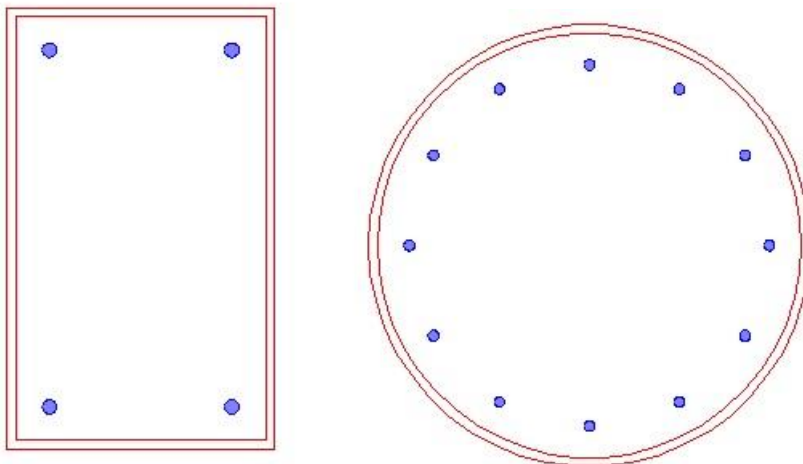


Рис. 5. Трубобетонные сечения

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

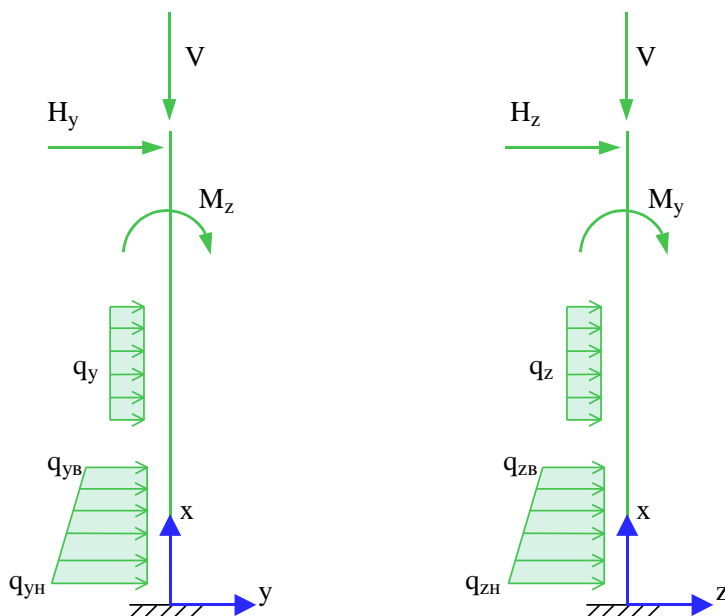


Рис. 6. Положительные направления нагрузок

Классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно [4]. Нагрузки подразделяются на постоянные, длительные, кратковременные, особые и сейсмические. При наличии особых и/или сейсмических нагрузок, наряду с основными комбинациями, генерируются также особые комбинации.

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 усилия или прогибы принимают наибольшие значения.

4. Расчет по деформированной схеме

Проводятся два расчета усилий по деформированной схеме: линейный расчет и нелинейный расчет. Линейный расчет основан на модели линейного деформирования бетона и конструкционной стали. В этом случае, кривизна (угловой коэффициент эпюры деформаций) в каждой плоскости изгиба выражается по формуле $\kappa = M / EI$. 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, арматуры и конструкционной стали. Для сжатого бетона применяется одна из двух расчетных диаграмм, согласно [2], 6.1.20, 6.1.21. Для арматуры, в зависимости от ее класса, применяется двухлинейная или трехлинейная диаграмма согласно [2], 6.2.14, 6.2.15. Для конструкционной стали применяется диаграмма типа Прандтля. Если не допускается пластическая деформация конструкционной стали, то предельная деформация

принимается равной $\gamma_c R_y / E$. В противном случае, предельная деформация конструкционной стали может быть задана любым значением, не превышающим 25 промилле.

В случае круглого трубобетонного сечения, предусмотрена корректировка сопротивления сжатого бетона и сопротивления при сжатии металла трубы согласно [1], 7.2.1.2 и 7.2.1.3.

Из-за нелинейного характера зависимости кривизны 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 становятся менее 1%. Для контроля точности результатов нелинейного расчета выводится итерационная ошибка.

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.

Предусмотрен автоматический учет минимального коэффициента армирования. В случае трубобетонного сечения, минимальный коэффициент армирования принимается в зависимости от наибольшего значения гибкости колонны $\lambda_{\max} = \max(\lambda_y, \lambda_z)$. Гибкость колонны в каждой координатной плоскости вычисляется по формуле $\lambda = l_0 \sqrt{A/I}$, в которой расчетная длина l_0 определяется для случая приложения вертикальной силы на верхнем краю колонны.

5. Расчет по недеформированной схеме

Расчет усилий проводится в предположении линейного деформирования бетона и конструкционной стали. В режиме подбора арматуры, жесткость сталежелезобетонного сечения определяется без учета арматуры, а в режиме проверки – с учетом арматуры.

В каждой координатной плоскости, влияние прогиба на величину расчетного момента учитывается путем умножения изгибающего момента M на повышающий коэффициент η . Коэффициент η вычисляется по формуле [1], (7.6):

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

где N - продольная сила, N_{cr} - критическая сила, которая определяется согласно [1], (7.7):

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

где D - жесткость колонны, l_0 - расчетная длина колонны. Жесткость вычисляется согласно [1], Приложение Г по формуле:

$$D = \frac{0.15E_{b1}I_b}{\varphi_l(0.3 + \delta_e)} + 0.7(E_s I_s + EI_{st})$$

Здесь $E_{b1} = k_1 E_b$; E_b, E_s, E - модули упругости бетона, арматуры и конструкционной стали; I_b, I_s, I_{st} - моменты инерции площади бетонного сечения, площади сечения арматуры и площади сечения стального профиля относительно центральной оси приведенного сечения, $\delta_e = e_0 / h$ - относительный эксцентриситет продольной силы, h - высота сечения в плоскости изгиба, $\varphi_l = 1 + M_{ll} / M_1$ - параметр, учитывающий длительное действие нагрузки. При непродолжительном действии нагрузки $k_1 = 0.85$, при продолжительном действии нагрузки $k_1 = 1 / (1 + \varphi_{b,cr})$.

Эксцентриситет e_0 определяется относительно центра тяжести приведенного сечения. При определении e_0 учитывается случайный эксцентриситет e_a [1], 7.1.1.5. 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_{ll} 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 расчет ставятся постоянные и длительные нагрузки, входящие в рассматриваемую комбинацию, а также длительные части кратковременных нагрузок, вычисляемые по заданным при вводе коэффициентам k_l .

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 $l_0 = \pi [EI / (\eta_* N)]^{1/2}$, где η_* - коэффициент критической нагрузки, равный отношению продольной силы при достижении критического состояния к действующей продольной силе, EI - изгибная

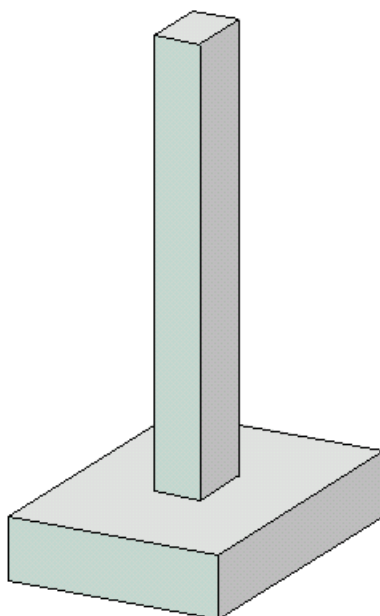
жесткость сечения. Коэффициент η_* отыскивается путем решения задачи об упругой устойчивости колонны при заданных краевых условиях и заданных вертикальных силах. Коэффициент η_* является системной характеристикой колонны. При действии распределенной вертикальной нагрузки или при действии сосредоточенной вертикальной нагрузки в промежуточных сечениях колонны, расчетная длина является переменной величиной. В программе предусмотрена возможность ввода l_0 .

Предусмотрен автоматический учет минимального коэффициента армирования. В случае трубобетонного сечения, минимальный коэффициент армирования принимается в зависимости от наибольшего значения гибкости колонны $\lambda_{\max} = \max(\lambda_y, \lambda_z)$. Гибкость колонны в каждой координатной плоскости вычисляется по формуле $\lambda = l_0 \sqrt{A/I}$, в которой расчетная длина l_0 определяется для случая приложения вертикальной силы на верхнем краю колонны.

Литература

1. СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования».
2. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».
3. СП 16.13330.2017 «СНиП II-23-81* Стальные конструкции».
4. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».

414 – Сталежелезобетонная колонна (составная жесткая арматура)



Программа предназначена для расчета одноярусной или многоярусной сталежелезобетонной колонны согласно СП 266.1325800.2016 [1], СП 63.13330.2018 [2], СП 16.13330.2017 [3] и СП 20.13330.2016 [4]. Предусмотрены два метода расчета колонны. По первому методу, усилия в колонне определяются по деформированной схеме с учетом нелинейных свойств материалов, а также - с учетом несовершенств колонны. По второму методу, усилия в колонне определяются при помощи линейного расчета по недеформированной схеме, а влияние прогиба учитывается по методу условных критических сил.

1. Расчетная схема

Расчетная схема одноярусной колонны представляет собой стержневой элемент, имеющий упругие или абсолютно жесткие закрепления на одном или обоих краях. Расчетная схема многоярусной колонны представляет собой последовательность стержневых элементов (частей). Части колонны нумеруются в направлении снизу вверх (рис.1).

При расчете колонны применяется система координат xuz , начало которой совпадает с центром тяжести нижнего сечения колонны. Ось x направлена снизу вверх.

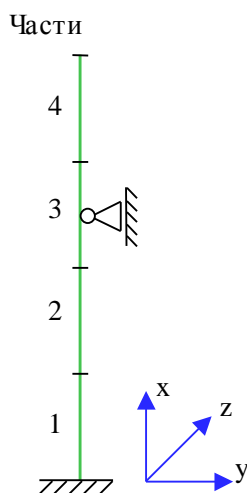


Рис. 1. Расчетная схема

Предполагается, что результирующая вертикальная сила воспринимается в нижней опоре. Условия упругого или абсолютно жесткого закрепления 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.2 даны формулы для определения коэффициентов жесткости упругих связей колонны с присоединенными к ней элементами конструкции.

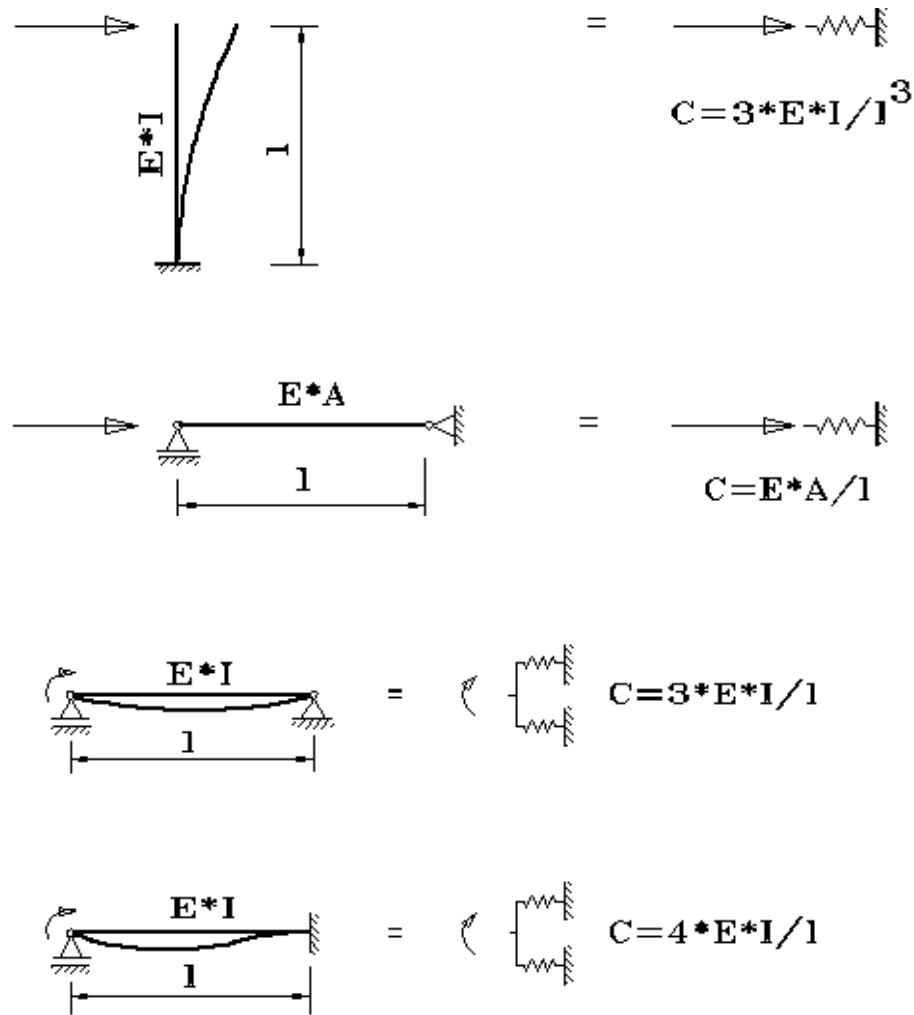


Рис. 2. Коэффициенты жесткости упругих связей

2. Сечение

Рассматривается прямоугольное бетонное сечение с жесткой и гибкой арматурой. Жесткая арматура может быть образована из тавров, швеллеров, уголков (рис.3 - 5) (см. также [1], рис.4.3). При расчете учитывается вытеснение бетона жесткой и гибкой арматурой. Площадь сечения жесткой арматуры может быть соизмеримой с площадью бетонного сечения. Жесткая арматура не учитывается, если толщина её элементов задана равной нулю.

Гибкая арматура равномерно размещается вдоль контура сечения. Гибкая арматура не учитывается, если её диаметр задан равным нулю.

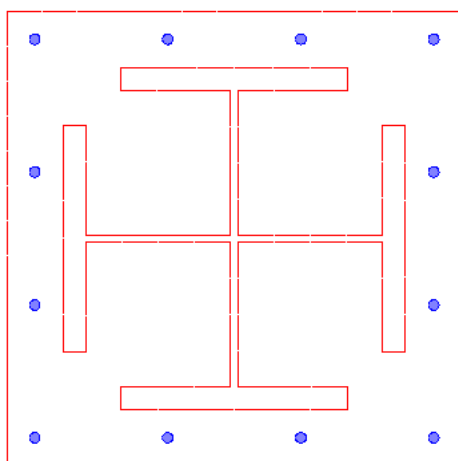


Рис. 3. Сечение с жесткой арматурой, образованной из тавров

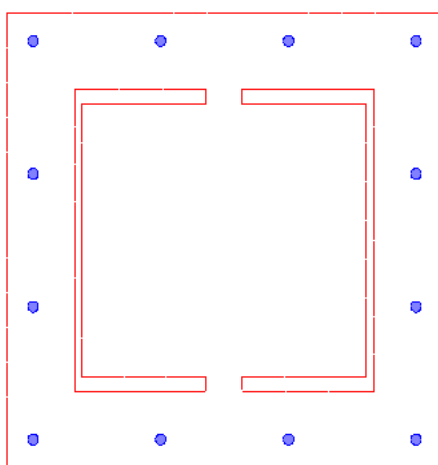


Рис. 4. Сечение с жесткой арматурой, образованной из швеллеров

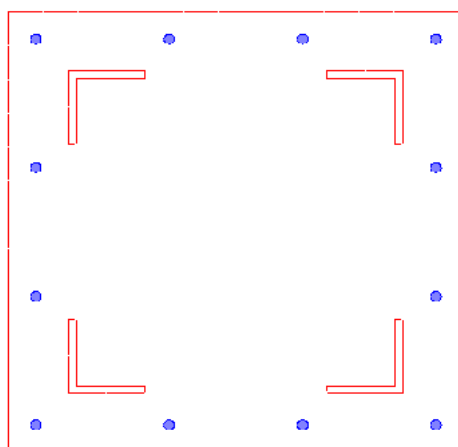


Рис. 5. Сечение с жесткой арматурой, образованной из уголков

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

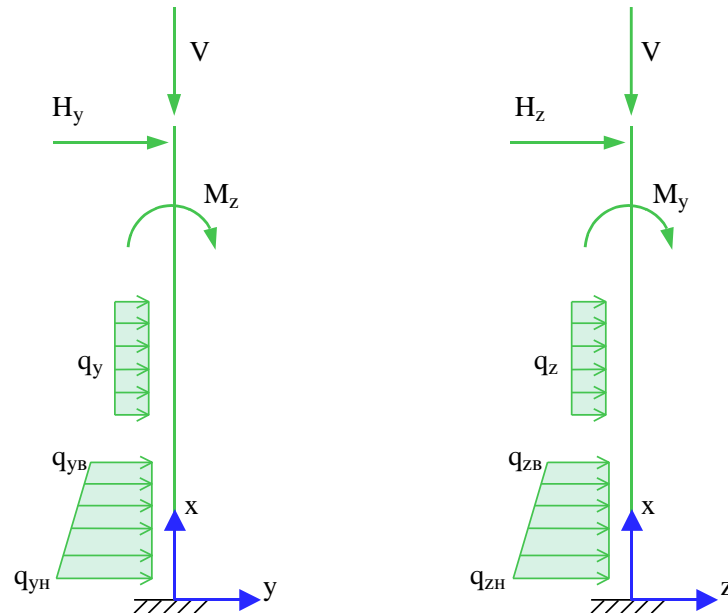


Рис. 6. Положительные направления нагрузок

Классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно [4]. Нагрузки подразделяются на постоянные, длительные, кратковременные, особые и сейсмические. При наличии особых и/или сейсмических нагрузок, наряду с основными комбинациями, генерируются также особые комбинации.

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 усилия или прогибы принимают наибольшие значения.

4. Расчет по деформированной схеме

Проводятся два расчета усилий по деформированной схеме: линейный расчет и нелинейный расчет. Линейный расчет основан на модели линейного деформирования бетона и арматуры. В этом случае, кривизна (угловой коэффициент эпюры деформаций) в каждой плоскости изгиба выражается по формуле $\kappa = M / EI$. 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, гибкой арматуры и конструкционной стали. Для сжатого бетона применяется одна из двух расчетных диаграмм согласно [2], 6.1.20, 6.1.21. Для гибкой арматуры, в зависимости от ее класса, применяется двухлинейная или трехлинейная диаграмма согласно [2], 6.2.14, 6.2.15. Для конструкционной стали применяется диаграмма типа Прандтля. Если не допускается пластическая деформация конструкционной стали, то предельная

деформация принимается равной $\gamma_c R_y / E$. В противном случае, предельная деформация конструкционной стали может быть задана любым значением, не превышающим 25 промилле.

Из-за нелинейного характера зависимости кривизны 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 становятся менее 1%. Для контроля точности результатов нелинейного расчета выводится итерационная ошибка.

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.

5. Расчет по недеформированной схеме

Расчет усилий проводится в предположении линейного деформирования бетона, гибкой арматуры и конструкционной стали. Жесткость сталежелезобетонного сечения определяется с учетом арматуры.

В каждой координатной плоскости влияние прогиба на величину расчетного момента учитывается путем умножения изгибающего момента M на повышающий коэффициент η . Коэффициент η вычисляется по формуле [1], (7.6):

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

где N - продольная сила, N_{cr} - критическая сила, которая определяется согласно [1], (7.7):

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

где D - жесткость колонны, l_0 - расчетная длина колонны. Жесткость вычисляется согласно [1], Приложение Г по формуле:

$$D = \frac{0.15 E_{bl} I_b}{\varphi_l (0.3 + \delta_e)} + 0.7 (E_s I_s + EI_{st})$$

Здесь $E_{b1} = k_1 E_b$; k_1 - коэффициент понижения модуля упругости бетона, E_b, E_s, E - модули упругости бетона, арматуры и конструкционной стали; I_b, I_s, I_{st} - моменты инерции площади бетонного сечения, площади сечения гибкой арматуры и площади сечения стального профиля относительно центральной оси приведенного 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 непродолжительном действии нагрузки $k_1 = 0.85$, при продолжительном действии нагрузки $k_1 = 1 / (1 + \varphi_{b,cr})$.

Эксцентриситет e_0 определяется относительно центра тяжести приведенного сечения. При определении e_0 учитывается случайный эксцентриситет e_a [1], 7.1.1.5. 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 $\frac{M}{N} < e_a$.

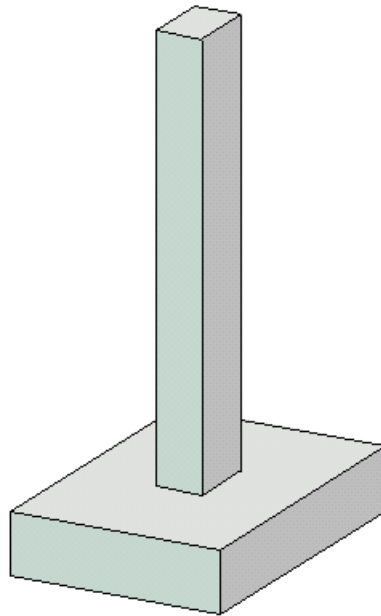
Моменты M_1, M_{l1} вычисляются относительно оси тяжести наиболее растянутой (или наименее сжатой) арматуры по усилиям N, M от полной нагрузки и по усилиям N_l, M_l от длительно действующей части нагрузки. При определении N_l, M_l в расчет ставятся постоянные и длительные нагрузки, входящие в рассматриваемую комбинацию, а также длительные части кратковременных нагрузок, вычисляемые по заданным при вводе коэффициентам k_l .

Расчетная длина l_0 в каждой координатной плоскости определяется по формуле $l_0 = \pi [EI / (\eta_* N)]^{1/2}$, где η_* - коэффициент критической нагрузки, равный отношению продольной силы при достижении критического состояния к действующей продольной силе, EI - изгибная жесткость сечения. 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 .

Литература

1. СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования».
2. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».
3. СП 16.13330.2017 «СНиП II-23-81* Стальные конструкции».
4. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».

416 – Сталежелезобетонная колонна (сейсмика, пульсации ветра)



Программа предназначена для расчета одноярусной сталежелезобетонной колонны согласно СП 266.1325800.2016 [1]. Программа ориентирована на расчет колонны с учетом сейсмических воздействий и пульсаций ветра. Усилия в колонне определяются при помощи линейного расчета по недеформированной схеме, влияние прогиба учитывается по методу условных критических сил.

1. Расчетная схема

Расчетная схема колонны представляет собой стержневой элемент, 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 *хуз*, начало которой совпадает с центром тяжести нижнего сечения колонны. Ось *х* направлена снизу вверх.

Возможен выбор частных расчетных схем, для которых не требуется явно задавать условия закрепления. На рис.1 даны формулы для определения коэффициентов жесткости упругих связей колонны с присоединенными к ней элементами конструкции.

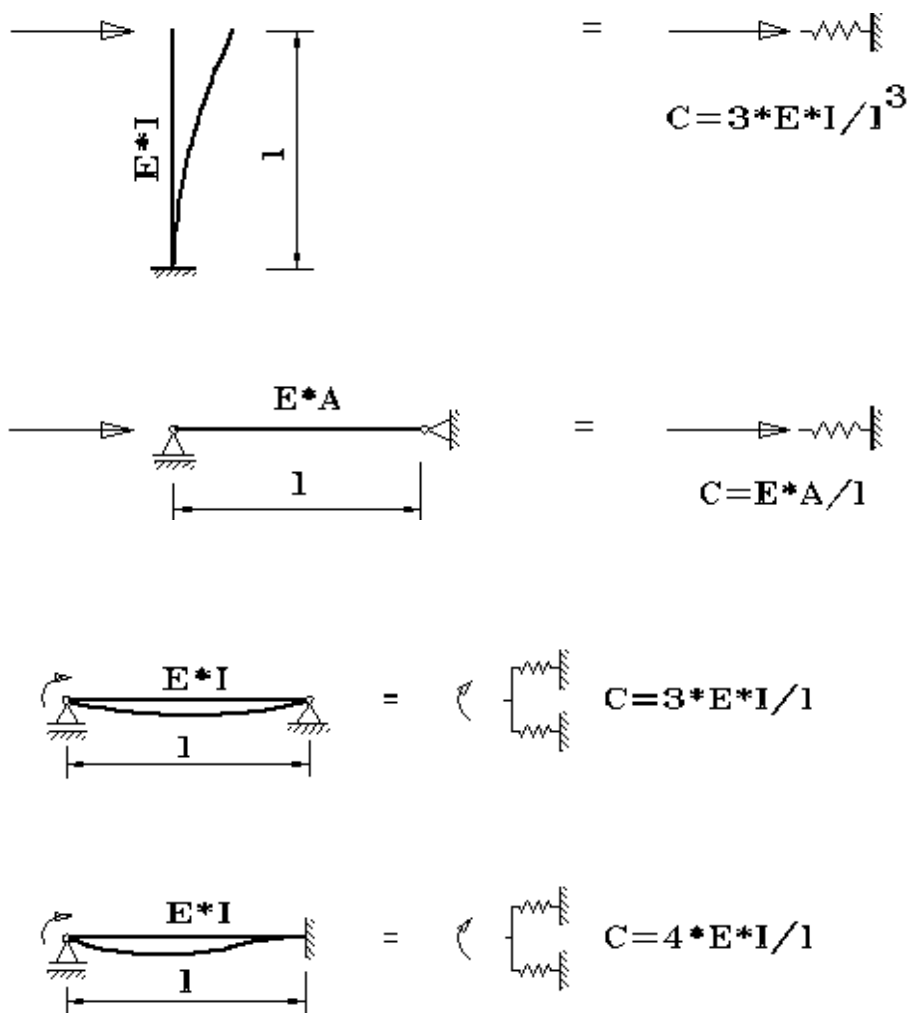


Рис. 1. Коэффициенты жесткости упругих связей

2. Сечение

Рассматриваются следующие сечения колонны: сечение с полностью обетонированным двутавром (рис.2), сечение с частично обетонированным двутавром (рис.3), прямоугольное и круглое трубобетонные сечения (рис.4).

В случае сечения с полностью обетонированным двутавром и в случае прямоугольного трубобетонного сечения, рассматриваются две схемы армирования: 1) арматура размещается в углах сечения, 2) арматура равномерно размещается вдоль контура сечения. Допускается отсутствие гибкой арматуры.

Двутавр может выбираться из сортамента прокатных двутавров или может задаваться сварным. В случае полностью обетонированного двутавра, учитывается вытеснение бетона сечением двутавра.

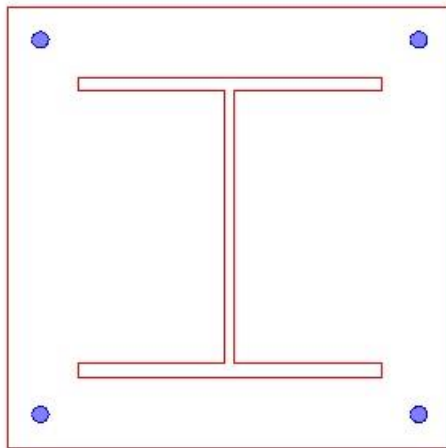


Рис. 2. Сечение с полностью обетонированным двутавром

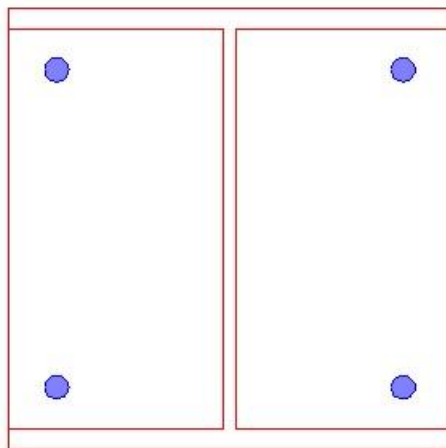


Рис. 3. Сечение с частично обетонированным двутавром

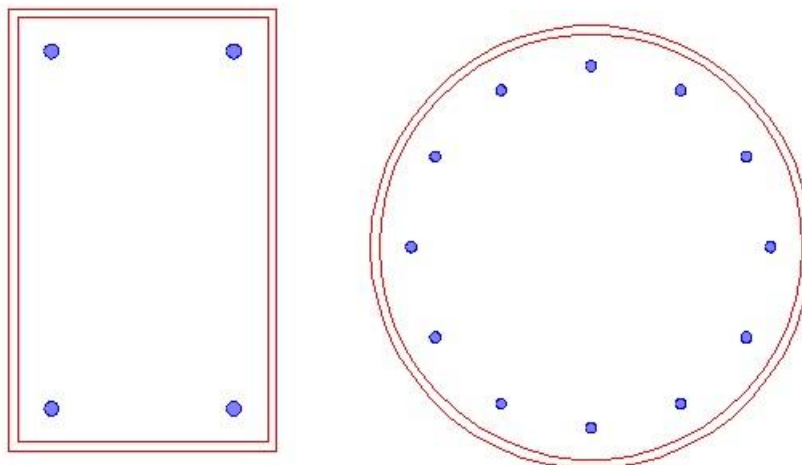


Рис. 4. Трубобетонные сечения

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

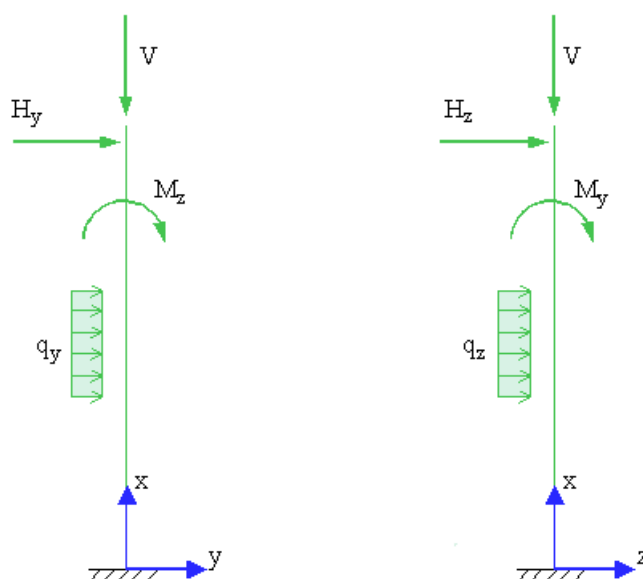


Рис. 5. Положительные направления нагрузок

Классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно [3]. Нагрузки подразделяются на постоянные, длительные, кратковременные, особые и сейсмические. При наличии особых и/или сейсмических нагрузок, наряду с основными комбинациями, генерируются также особые и/или сейсмические комбинации.

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 усилий в колонне проводится в предположении линейного деформирования бетона, гибкой и жесткой арматуры. Усилия, 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 [4] вычисляются аналогичным образом по нагрузкам, соответствующим формам колебаний. Сейсмическая нагрузка всегда принимается знакопеременной.

В каждой координатной плоскости влияние прогиба на величину расчетного момента учитывается путем умножения изгибающего момента M на повышающий коэффициент η , который вычисляется по формуле [1], (7.6):

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

где N - продольная сила, N_{cr} - критическая сила, которая определяется согласно [1], (7.7):

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

где D - жесткость колонны, l_0 - расчетная длина колонны. Жесткость колонны вычисляется согласно [1], Приложение Г по формуле:

$$D = \frac{0.15 E_{b1} I_b}{\varphi_l (0.3 + \delta_e)} + 0.7 (E_s I_s + E I_{st})$$

Здесь $E_{b1} = k_1 E_b$; E_b, E_s, E - модули упругости бетона, гибкой арматуры и конструкционной стали; I_b, I_s, I_{st} - моменты инерции площади бетонного сечения, площади сечения арматуры и площади сечения стального профиля относительно центральной оси приведенного 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 непродолжительном действии нагрузки $k_1 = 0.85$, при продолжительном действии нагрузки $k_1 = 1 / (1 + \varphi_{b,cr})$.

Эксцентриситет e_0 определяется относительно центра тяжести приведенного сечения. При определении e_0 учитывается случайный эксцентриситет e_a [1], 7.1.1.5. 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_{1l} 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 расчет ставятся постоянные и длительные нагрузки, входящие в рассматриваемую комбинацию, а также длительные части кратковременных нагрузок, вычисляемые по заданным при вводе коэффициентам k_l .

Расчетная длина l_0 в каждой координатной плоскости определяется по формуле $l_0 = \pi[EI / (\eta_* N)]^{1/2}$, где η_* – коэффициент критической нагрузки, равный отношению продольной силы при достижении критического состояния к действующей продольной силе, EI – изгибная жесткость сечения. Коэффициент η_* отыскивается путем решения задачи об упругой устойчивости колонны при заданных краевых условиях. В программе предусмотрена возможность ввода l_0 .

При определении предельных усилий применяются диаграммы деформирования. Для сжатого бетона применяется одна из двух расчетных диаграмм согласно [2], 6.1.20, 6.1.21. Для гибкой арматуры в зависимости от ее класса применяется двухлинейная или трехлинейная диаграмма согласно [2], 6.2.14, 6.2.15. Для конструкционной стали применяется диаграмма типа Прандтля. Если не допускается пластическая деформация конструкционной стали, то предельная деформация принимается равной $\gamma_c R_y / E$. В противном случае, предельная деформация конструкционной стали может быть задана любым значением, не превышающим 25 промилле.

В случае круглого трубобетонного сечения предусмотрена корректировка сопротивления сжатого бетона и сопротивления при сжатии металла трубы согласно [1], 7.2.1.2 и 7.2.1.3.

Литература

1. СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. 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».
4. СП 14.13330.2018 «СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах».

439 – Сталежелезобетонный элемент

Программа предназначена для расчёта сталежелезобетонной балки и сталежелезобетонной колонны согласно СП 266.1325800.2016 [1]. Для сечения элемента проводятся расчеты по прочности и трещиностойкости. Предусмотрено определение напряженно-деформированного состояния элемента при заданных усилиях. Применяются диаграммы деформирования бетона, арматуры и конструкционной стали согласно СП 63.13330.2018 [2] и СП 16.13330.2017 [3].

Предусмотрен расчет сталежелезобетонной балки согласно СП 35.13330.2011, раздел 9 [4]. Для балки с верхним расположением плиты проводится расчет по прочности при помощи приближенных формул из 9.19, 9.21.

1. Сечение балки

Рассматриваются следующие сечения: составное сечение (рис.1,2,3,4), прямоугольное сечение (рис.5), тавровое сечение (рис.6).

Составное сечение может быть с верхним или нижним расположением плиты. Свесы плиты могут быть как равной длины, так и неравной длины. Вводятся следующие обозначения: C_b – центр тяжести железобетонной части сечения, C_s – центр тяжести стальной части сечения, C – центр тяжести приведенного сечения. Предполагается, что в общем случае арматура размещается вдоль верхней и нижней сторон плиты. В частном случае, один или оба слоя арматуры могут отсутствовать.

При верхнем расположении плиты может задаваться ребро плиты (рис.3). Предусмотрено размещение арматуры вдоль нижней стороны ребра. Предусмотрено обетонирование двутавра (рис.4). Предполагается, что бетон заполняет все пространство между полками профиля. Предусмотрено задание арматуры в бетоне стенки.

Двутавр может выбираться из сортамента прокатных двутавров или может задаваться сварным.

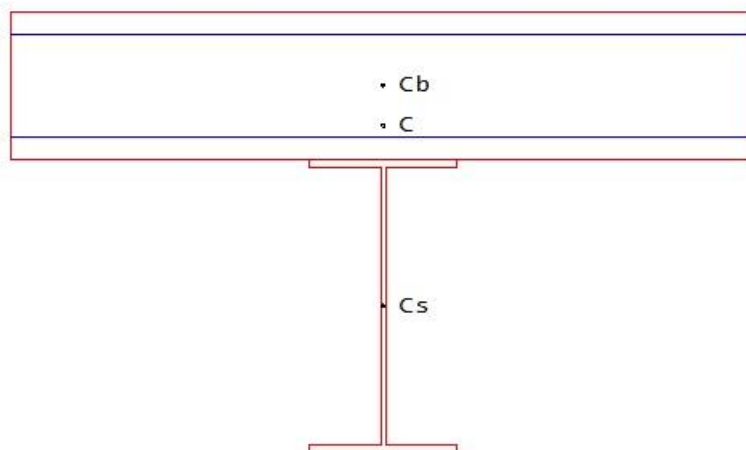


Рис. 1. Составное сечение балки с верхним расположением плиты

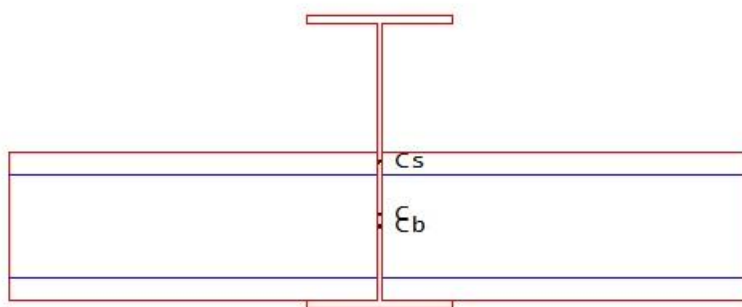


Рис. 2. Составное сечение балки с нижним расположением плиты

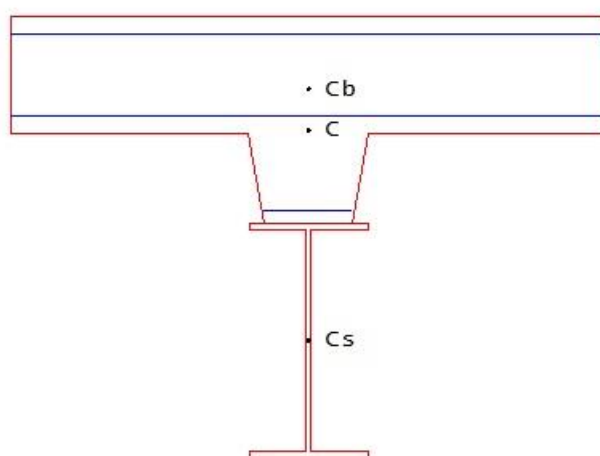


Рис. 3. Плита с ребром

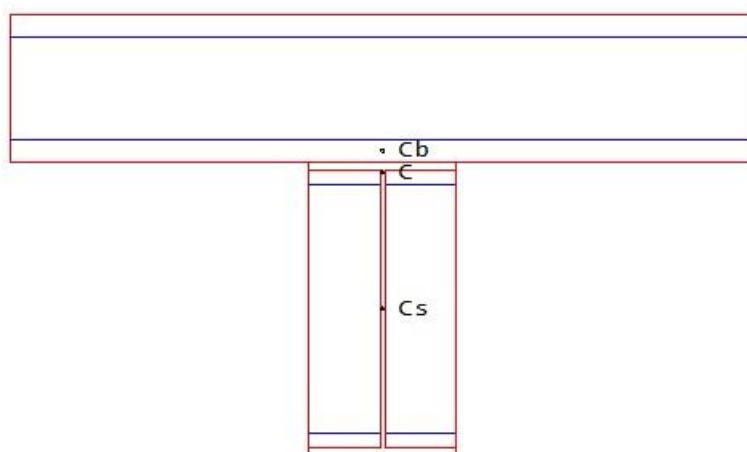


Рис. 4. Обетонирование двутавра

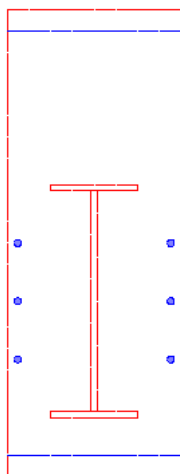


Рис. 5. Прямоугольное сечение

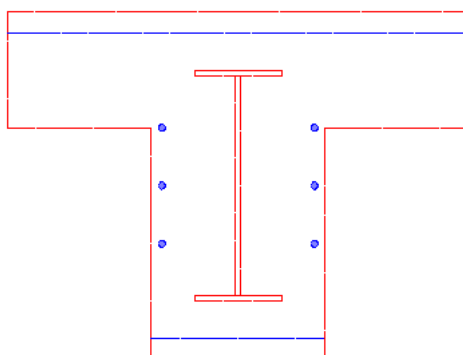


Рис. 6. Тавровое сечение

2. Сечение колонны

Рассматриваются следующие сечения: сечение с полностью обетонированным двутавром (рис.7), сечение с частично обетонированным двутавром (рис.8), прямоугольное и круглое трубобетонные сечения (рис.9), сечение с составной жесткой арматурой (рис.10 - 12) (см. также [1], рис.4.3). В случае сечения с составной жесткой арматурой, учитывается вытеснение бетона жесткой и гибкой арматурой. Площадь сечения жесткой арматуры может быть соизмеримой с площадью бетонного сечения. Жесткая арматура не учитывается, если толщина её элементов задана равной нулю.

Двутавр может выбираться из сортамента прокатных двутавров или может задаваться сварным.

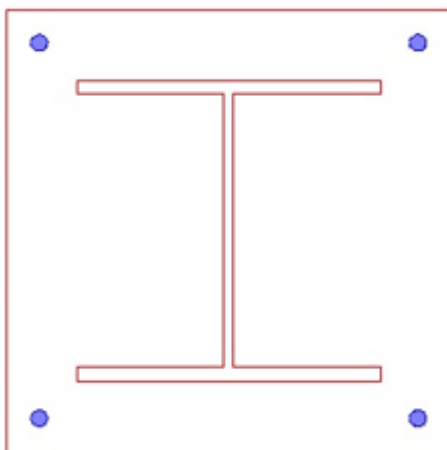


Рис. 7. Сечение с полностью обетонированным двутавром

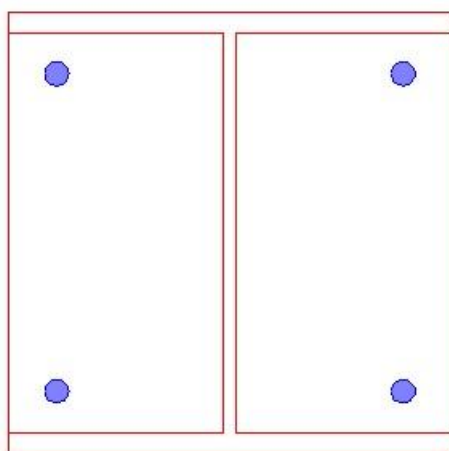


Рис. 8. Сечение с частично обетонированным двутавром

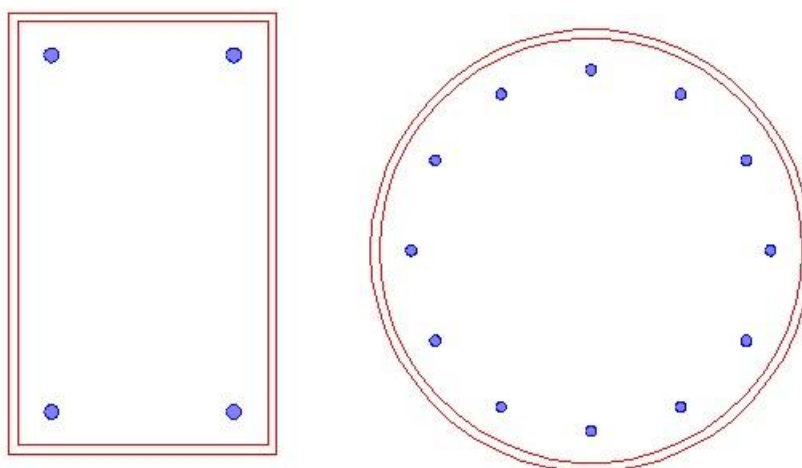


Рис. 9. Трубобетонные сечения

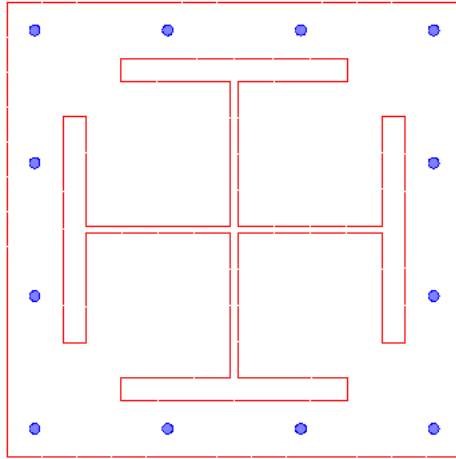


Рис.10. Сечение с жесткой арматурой из тавров

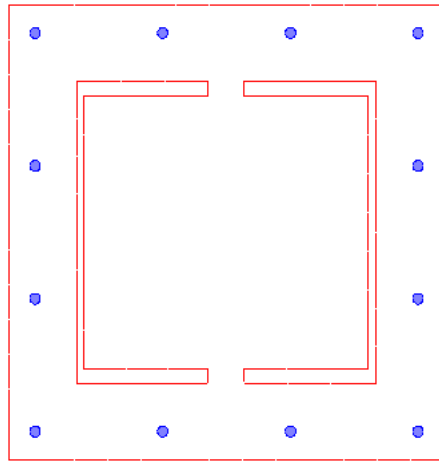


Рис.11. Сечение с жесткой арматурой из швеллеров

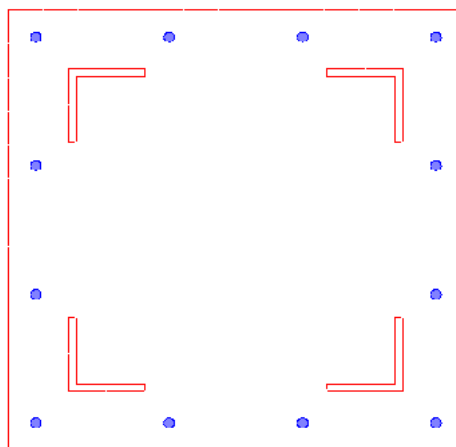


Рис.12. Сечение с жесткой арматурой из уголков

3. Усилия

При расчете балки задаются следующие усилия: N – продольная сила, M_y – изгибающий момент, Q_z – поперечная сила. При расчете колонны задаются следующие усилия: N – продольная сила, M_y – изгибающий момент относительно оси y , M_z – изгибающий момент относительно оси z . Усилия задаются относительно центральных осей приведенного 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. Знак Q_z не имеет значения.

Расчет по прочности проводится для усилий от расчетных нагрузок. Расчет по трещиностойкости проводится для усилий от нормативных нагрузок.

4. Расчет балки по прочности

Расчет проводится на основе диаграмм деформирования бетона, арматуры и конструкционной стали. Для сжатого бетона применяется одна из двух расчетных диаграмм согласно [2], 6.1.20, 6.1.21. Для арматуры, в зависимости от ее класса, применяется двухлинейная или трехлинейная диаграмма согласно [2], 6.2.14, 6.2.15. Для конструкционной стали применяется диаграмма типа Прандтля. Если не допускается пластическая деформация конструкционной стали, то предельная деформация принимается равной $\gamma_c R_y / E$. В противном случае, предельная деформация может быть задана любым значением, не превышающим 25 промилле.

При расчете по прочности определяются предельные усилия и коэффициент надежности γ_u .

При $\gamma_u \geq 1$ несущая способность сечения обеспечена. В выходном документе программы выводятся деформации и напряжения для предельного состояния, усилия в железобетонной и стальной частях сечения, а также эпюры напряжений в стали и в бетоне (рис. 11).

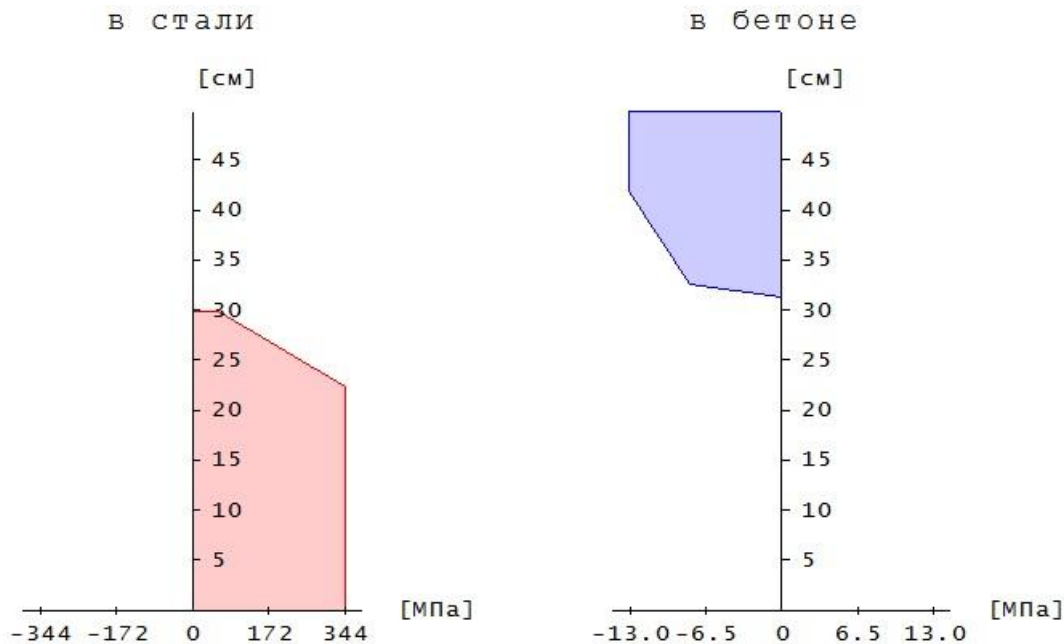


Рис. 11. Пример эпюр напряжений в балке

При выполнении условия прочности сталежелезобетонного сечения, определяется сдвигающее усилие S по шву объединения плиты и профиля. Значение S вычисляется по формуле:

$$S = \frac{|N_{b1} - N_{b2}|}{a_{12}}$$

Здесь N_{b1} и N_{b2} - продольные силы в плите при значениях изгибающего момента $M_{y1} = M_y$ и $M_{y2} = k_M M_y$. Величина a_{12} определяется по формуле:

$$a_{12} = \frac{|M_{y1} - M_{y2}|}{|Q_z|}$$

Значение понижающего коэффициента k_M принимается равным 0.95. Если значение a_{12} превышает 1м, то изменяется значение M_{y2} .

При выполнении условия прочности сталежелезобетонного сечения, проверяется прочность стенки стального профиля. Проверка проводится по условиям:

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

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

Здесь τ - касательное напряжение, $\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$ - приведенное напряжение, σ - нормальное напряжение, R_y - расчетное сопротивление конструкционной стали по пределу текучести, $R_s = 0.58 R_y$, γ_c - коэффициент условий работы стали.

При выполнении условия прочности сталежелезобетонного сечения, проверяется устойчивость стенки стального профиля. Проверка проводится согласно [3], 8.5.7 в случае, если в стенке профиля возникают сжимающие деформации, не превышающие по абсолютной величине значения R_y / E .

5. Расчет балки 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 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 $e_y = M_y / N = const$.

Расчет проводится на основе нелинейной деформационной модели. Изгибающий момент $M_{y,cr}$ при образовании трещин, а также напряжения в растянутой арматуре после образования трещин σ_s и $\sigma_{s,cr}$, входящие в формулы [2], (8.128), (8.137), вычисляются на основе диаграмм состояния бетона, арматуры и конструкционной стали. Площадь сечения растянутого бетона A_{bt} и площадь сечения растянутой арматуры A_s , через которые по формуле [2], (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 наиболее растянутой арматуры до ближайшей границы железобетонной части сечения, h – высота железобетонной части сечения.

6. Расчет колонны по прочности

Расчет проводится на основе диаграмм деформирования бетона, арматуры и конструкционной стали. Для сжатого бетона применяется одна из двух расчетных диаграмм согласно [2], 6.1.20, 6.1.21. Для арматуры, в зависимости от ее класса, применяется двухлинейная или трехлинейная диаграмма согласно [2], 6.2.14, 6.2.15. Для конструкционной стали жесткой арматуры применяется диаграмма типа Прандтля. Если не допускается пластическая деформация конструкционной стали, то предельная деформация принимается равной $\gamma_c R_y / E$. В противном случае, предельная деформация может быть задана любым значением, не превышающим 25 промилле.

В случае круглого трубобетонного сечения, предусмотрена корректировка сопротивления сжатого бетона и сопротивления при сжатии металла трубы согласно [1], 7.2.1.2 и 7.2.1.3.

При расчете колонны учитывается влияние прогиба путем умножения изгибающего момента M на повышающий коэффициент η . Коэффициент η вычисляется по формуле [1], (7.6):

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

где N – продольная сила, N_{cr} – критическая сила, которая определяется по формуле [1], (7.7):

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

где D – жесткость колонны, l_0 – расчетная длина колонны. Жесткость вычисляется согласно [1], Приложение Г по формуле:

$$D = \frac{0.15 E_{b1} I_b}{\varphi_l (0.3 + \delta_e)} + 0.7 (E_s I_s + E I_{st})$$

Здесь $E_{b1} = 0.85 E_b$; E_b, E_s, E – модули упругости бетона, арматуры и конструкционной стали; I_b, I_s, I_{st} – моменты инерции площади бетонного сечения, площади сечения арматуры и площади сечения стального профиля относительно центральной оси приведенного сечения, $\delta_e = e_0 / h$ – относительный эксцентриситет продольной силы, h – высота сечения в плоскости изгиба, $\varphi_l = 2$ – параметр, учитывающий длительное действие нагрузки.

Эксцентриситет e_0 определяется относительно центра тяжести приведенного сечения с учетом случайного эксцентриситета e_a согласно [1], 7.1.1.5. 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 $\frac{M}{N} < e_a$.

При расчете по прочности определяются предельные усилия и коэффициент надежности γ_u . При $\gamma_u \geq 1$ несущая способность сечения обеспечена. В выходном документе программы выводятся деформации и напряжения для предельного состояния, усилия в железобетонной и стальной частях сечения, а также эпюры напряжений в стали и в бетоне (рис. 12).

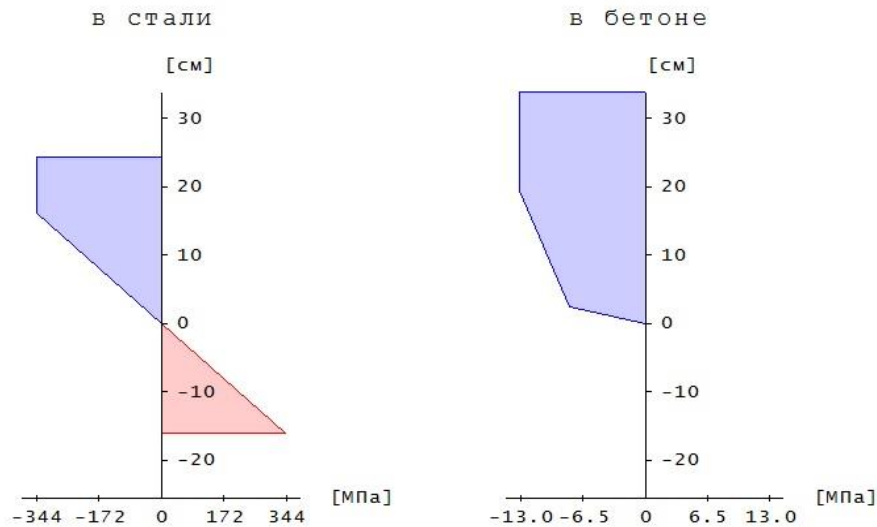


Рис. 12. Пример эпюр напряжений в колонне

7. Расчет колонны по трещиностойкости

Расчет по образованию и раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента, выполняется согласно [2], 8.2.14, 8.2.15.

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 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 [2], (8.128), (8.137), вычисляются на основе диаграмм состояния бетона, арматуры и конструкционной стали. Площадь сечения растянутого бетона A_{bt} и площадь сечения растянутой арматуры A_s , через которые по формуле [2], (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 наиболее растянутой арматуры до ближайшей границы железобетонной части сечения, h – сумма высот растянутой и сжатой зон железобетонной части 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 ε_{max} – деформация наиболее растянутой арматуры.

8. Определение напряженно-деформированного состояния

При расчете данного вида для заданных усилий от нормативных нагрузок определяются деформации и напряжения, возникающие в бетоне, арматуре и конструкционной стали, усилия в железобетонной и стальной частях сечения. Предусмотрено построение зависимости кривизны от изгибающего момента $\kappa(M)$ (рис. 13,14).

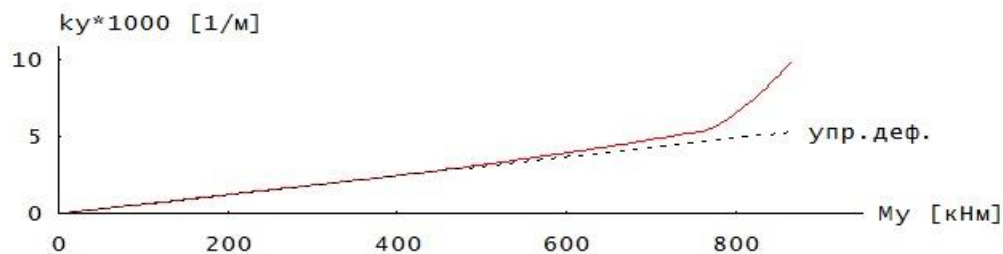


Рис. 13. Пример зависимости кривизны от момента для балки

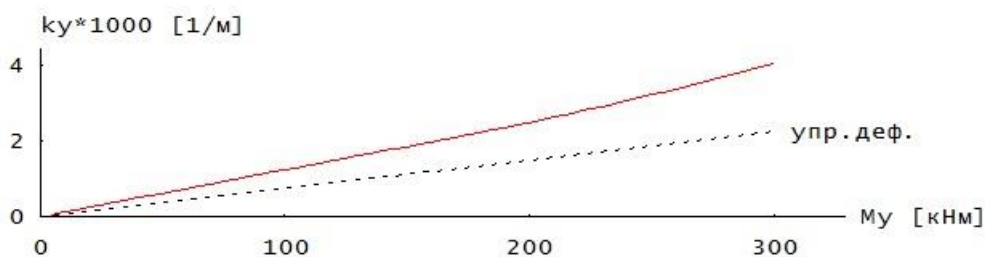


Рис. 14. Пример зависимости кривизны от момента для колонны

Литература

1. СП 266.1325800.2016 Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования.
2. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.
3. СП 16.13330.2017 Стальные конструкции.
4. СП 35.13330.2011 Мосты и трубы.

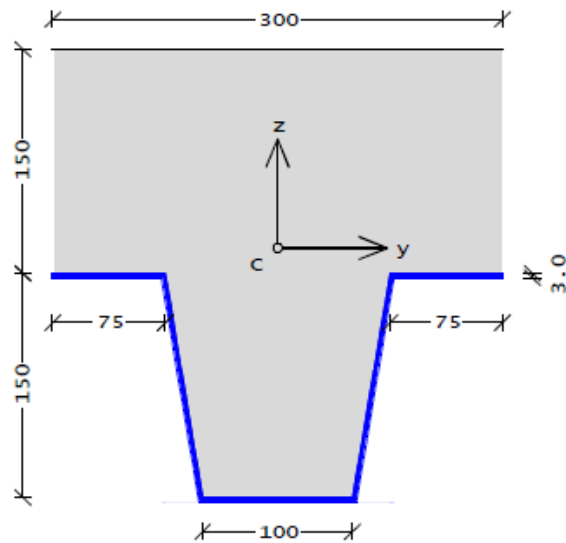
480 - Сталежелезобетонное сечение с
профилированным настилом

1. Сечение

Сечение

М = 1 : 5

Поперечное сечение



Высота сечения	h	=	300	мм
Шаг гофра	S_n	=	300	мм
Координата ц.т. сечения	z_c	=	167	мм
Высота бетона над настилом	$h_{\text{б}}$	=	150	мм

Профилированный настил с гофром открытого типа

Толщина настила	t_n	=	3.0	мм
Высота настила	h_n	=	150	мм
Ширина нижней полки	b	=	100	мм
Ширина бетонного ребра	b'	=	150	мм
Координата ц.т. настила	$z_{c, \text{н}}$	=	82	мм
Площадь сечения настила на 1 м	A	=	55.4	см ²
Момент инерции настила на 1 м	I_y	=	1944.4	см ⁴
Момент сопротивления настила на 1 м	W_y	=	237.8	см ³

Количество пролётов	$n_{\text{пр}}$	=	4	-
Длина пролёта	l	=	600.0	см
Ширина опоры настила	l_a	=	60	мм
Радиусгиба в гофра	r_n	=	5	мм

2. Нагрузки

Нагрузки

Нагрузка от веса бетона	$q_{\text{б}}$	=	5.212	кПа
Коэффициент надёжности	$\gamma_{\text{б}}$	=	1.2	-
Нагрузка от веса настила	$q_{\text{с}}$	=	0.427	кПа
Коэффициент надёжности	$\gamma_{\text{с}}$	=	1.05	-
Монтажная нагрузка	$q_{\text{м}}$	=	0.500	кПа
Коэффициент надёжности	$\gamma_{\text{м}}$	=	1.3	-
Нормативная нагрузка на настил	$q_{\text{н}}$	=	6.138	кПа
Расчётная нагрузка на настил	$q_{\text{р}}$	=	7.352	кПа

3. Расчет

Расчёт

Согласно СП 266.1325800.2016 КОНСТРУКЦИИ СЖБ

Бетон	<i>B 20 (тяжелый)</i>	
Плотность бетона	$\rho_b = 2500.0$	кг/м ³
Профилированный настил	<i>O 320</i>	
Плотность стали	$\rho_s = 7850.0$	кг/м ³
Предел текучести стали	$R_{yn} = 320.0$	МПа
Модуль упругости стали	$E_s = 206.0$	ГПа
Сопротивление настила	$R_y = 305.0$	МПа
Расчётное сопротивление сдвигу	$R_s = 176.9$	МПа

Расчёт настила на жёсткость:

Условие жёсткости:	$f_n \leq 1/200$	
Прогиб настила	$f_n = 17.5$	мм
Правая часть неравенства	$1/200 = 30.0$	мм

Жесткость настила обеспечена

Расчёт на устойчивость стенок гофров настила:

Условие устойчивости:	$Q \leq Q_{кр}$	
Поперечная сила	$Q = 10.115$	кН
Поперечная критическая сила	$Q_{кр} = 34.601$	кН

Устойчивость стенок настила обеспечена

Расчёт настила на прочность:

Условие прочности:	$M/W_y \leq R_y$	
Изгибающий момент от расчётных нагрузок на 1 м	$M = 28.320$	кНм
Левая часть неравенства	$M/W_y = 119.094$	МПа
Правая часть неравенства	$R_y = 305.0$	МПа

Прочность настила обеспечена

4. Редуцирование

Редуцирование

M = 1:3

Схема редуцирования сечения настила



Координата ц.т. редуц. настила $z_{c, \text{эф}}$ = 81 мм
 Площадь сечения настила на 1 м $A_{\text{эф}}$ = 51.4 см²
 Момент инерции настила на 1 м $I_{y, \text{эф}}$ = 1682.3 см⁴
 Момент сопротивления настила на 1 м $W_{y, \text{эф}}$ = 211.0 см³

Расчёт редуцированного сечения настила на прочность:

Условие прочности: $M/W_{y, \text{эф}} \leq R_y$
 Изгибающий момент от расчётных M = 28.320 МПа
 нагрузок на 1 м
 Левая часть неравенства $M/W_{y, \text{эф}}$ = 134.217 МПа
 Правая часть неравенства R_y = 305.0 МПа
Прочность настила обеспечена

Расчет выполнен модулем t480 программы СТАТИКА 2021 © ООО Тексофт

517 – Трубобетонная свая

Программа предназначена для подбора висячей забивной трубобетонной сваи согласно СП 24.13330.2011 [1]. Предусмотрены следующие расчеты: проверка прочности грунта основания сваи, проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи, проверка прочности материала сваи, проверка допустимости горизонтального перемещения и угла поворота головы сваи, проверка допустимости осадки сваи.

1. Свая

Рассматривается трубобетонная свая, представляющая собой стальную трубу, заполненную бетоном (рис.1). В общем случае, предполагается, что голова сваи находится выше поверхности грунта. Длина части сваи над грунтом обозначается через l_0 , а длина части сваи в грунте – через l . Предполагается, что $l_0 \geq 0$, $l > 3$ м. При расчете применяются две вертикальных оси координат. Координата z_0 отсчитывается от подошвы ростверка, координата z - от поверхности грунта.

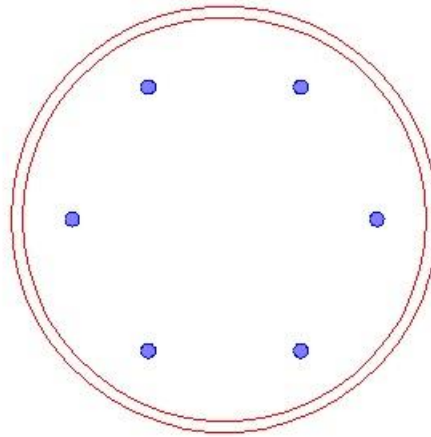


Рис. 1. Сечение сваи

При подборе сваи, применяются следующие сортаменты: труба бесшовная горячекатаная по ГОСТ 8732-78*, труба электросварная по ГОСТ 10704-91. Помимо задания сортамента, при подборе сваи, требуется задать максимальный диаметр трубы, минимальное и максимальное значения длины части сваи в грунте. Длина части сваи над грунтом не изменяется.

Глубина погружения сваи принимается с учетом требований [1], 8.14. При расчете предполагается, что толщина слоя грунта, принятого за основание под нижний конец сваи, является достаточной для применимости формул, по которым определяется сопротивление грунта под нижним концом сваи. При подборе длины сваи, учитывается заданное минимальное расстояние от сваи до подошвы слоя, в который заглублен нижний конец сваи.

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

2. Грунт

Грунт, в который заглублена свая, может состоять из нескольких горизонтальных слоев с различными физико-механическими характеристиками. Предполагается, что последний заданный слой подстилается скальным грунтом. Для каждого слоя грунта, задаются удельное сцепление c , угол внутреннего трения φ , модуль деформации E , коэффициент Пуассона ν .

При отсутствии ввода, для V автоматически применяются значения, указанные в нормах. Значения c , φ , E для грунта, залегающего ниже уровня подземных вод, но выше водоупора, должны задаваться для водонасыщенного состояния.

При учете взвешивающего действия воды, задаются номера первого и последнего водонасыщенных слоев грунта. При отсутствии водоупорного слоя, ввод номера последнего слоя не требуется. При наличии водоупорного слоя, учитывается давление воды на кровлю водоупорного слоя. На эпюре напряжения от собственного веса грунта, на уровне кровли водоупорного слоя, возникает скачок напряжения.

Предусмотрен учет отрицательных сил трения грунта согласно [1], 7.2.11-7.2.13. Форма ввода исходных данных позволяет учесть требования указанных пунктов норм. В программе определяется равнодействующая P_n отрицательных сил трения, которая рассматривается как дополнительная вертикальная нагрузка на сваю. Сила P_n учитывается при проверке прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке, при проверке прочности материала сваи и при определении осадки.

3. Нагрузки

В случае фундамента с однорядным расположением свай, нагрузка на сваю, помимо вертикальной силы N , включает горизонтальную силу H и момент M , действующие в плоскости, перпендикулярной к оси ряда свай. Положительное направление момента M совпадает с направлением момента горизонтальной силы H относительно нижнего конца сваи. В случае фундамента с многорядным расположением свай, нагрузка на сваю состоит из вертикальной силы N и горизонтальных сил H_1, H_2 , действующих в направлении осей 1,2.

Классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно [2]. Нагрузки подразделяются на постоянные, длительные, кратковременные, особые и сейсмические. 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 и/или сейсмических нагрузок, наряду с основными комбинациями, генерируются также особые комбинации.

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

Собственный вес сваи учитывается при проверке прочности грунта основания сваи, при проверке прочности материала сваи и при определении осадки. При действии сжимающей нагрузки на сваю, применяется заданный коэффициент надежности $\gamma_f > 1$, а при действии выдергивающей нагрузки принимается $\gamma_f = 1$.

4. Расчет сваи и ее основания

При расчете сваи и ее основания по предельным состояниям первой группы, проводятся следующие проверки: проверка прочности грунта основания сваи, при действии на сваю вертикальной силы (сжимающей и выдергивающей), проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи при действии на сваю горизонтальных сил и моментов, проверка

прочности материала сваи, при действии на сваю вертикальной силы, горизонтальных сил и моментов. При расчете по предельным состояниям второй группы, проводятся следующие проверки: проверка допустимости горизонтального перемещения и угла поворота головы сваи при действии горизонтальных сил и моментов, проверка допустимости осадки сваи.

Условия проверок представляются в виде:

$$V/V_u \leq 1$$

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

Напряженно-деформированное состояние сваи, при действии горизонтальных нагрузок, определяется путем численного решения задачи статики для стержня, часть которого расположена в упругой среде с кусочно-линейным коэффициентом постели. Краевые условия в верхнем сечении стержня соответствуют заданному виду сопряжения сваи с ростверком. Нижний конец стержня принимается свободным.

Проверка прочности материала сваи проводится согласно [3], [4] на основе диаграмм деформирования бетона, арматуры и конструкционной стали. Для сжатого бетона применяется трехлинейная диаграмма согласно [4], 6.1.20. Для арматуры, в зависимости от ее класса, применяется двухлинейная или трехлинейная диаграмма согласно [4], 6.2.14, 6.2.15. Для конструкционной стали применяется диаграмма типа Прандтля. Если не допускается пластическая деформация конструкционной стали, то предельная деформация принимается равной $\gamma_c R_y / E$. В противном случае, предельная деформация может быть задана любым значением, не превышающим 25 промилле. Предусмотрена корректировка сопротивления сжатого бетона и сопротивления при сжатии металла трубы согласно [3], 7.2.1.2 и 7.2.1.3.

Возможна проверка устойчивости сваи на действие касательных сил морозного пучения грунта согласно [1], Приложение Ж.

Расчет осадки сваи проводится согласно [1], 7.4.2, 7.4.3 по формуле:

$$s = \beta \frac{N}{G_1 l}$$

Вертикальная сила N включает вертикальную нагрузку на сваю, вес сваи и отрицательную силу трения.

Литература

1. СП 24.13330.2011 «СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты».
2. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».
3. СП 266.1325800.2016. Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования. – М.: 2016.
4. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».