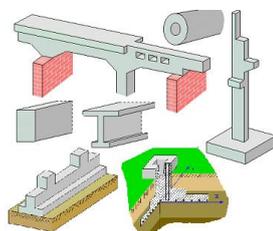




Пакет программ для проектирования и
расчётов оснований и подпорных стенок
Статика-2024



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>	11
1. Назначение	11
2. Ввод исходных данных	11
3. Расчёт и печать результатов.....	12
4. Создание проектов и управление ими	12
<i>500 – Плитный фундамент</i>	13
1. Расчётная схема.....	14
2. Нагрузки	14
3. Расчет усилий, осадки и давления.....	15
4. Расчет продольной арматуры.....	15
5. Расчет поперечной арматуры	16
6. Расчёт на продавливание	16
7. Конструирование продольной арматуры.....	17
8. Расчёт по трещиностойкости	17
Литература	18
<i>508 – Винтовая свая</i>	19
1. Свая	20
2. Грунт.....	20
3. Нагрузки	20
4. Расчет сваи и ее основания	21
Литература	23
<i>509 – Расчет сваи по результатам полевых испытаний</i>	24
1. Свая	25
2. Грунт.....	25
3. Нагрузки	25
4. Расчет сваи и ее основания	26
Литература	28
<i>510 - Железобетонная свая</i>	29
1. Свая	30
2. Грунт.....	31
3. Нагрузки	34
4. Расчет сваи и ее основания	34
5. Расчет осадки сваи.....	35

Литература.....	36
<i>511 – Свая в вечномёрзлом грунте.....</i>	<i>37</i>
1. Свая.....	38
2. Грунт.....	38
3. Нагрузки.....	39
4. Проверка прочности грунта основания сваи.....	40
5. Проверка прочности и трещиностойкости сваи.....	40
Литература.....	41
<i>512 – Короткая железобетонная свая.....</i>	<i>42</i>
1. Свая.....	43
2. Грунт.....	43
3. Нагрузки.....	43
4. Расчет сваи и ее основания.....	44
5. Расчет осадки сваи.....	45
Литература.....	46
<i>513 – Свая опоры ЛЭП.....</i>	<i>47</i>
1. Свая.....	48
2. Грунт.....	48
3. Нагрузки.....	48
4. Расчет сваи и ее основания.....	49
5. Расчет осадки сваи.....	50
Литература.....	51
<i>514 – Забивная свая при высоком ростверке.....</i>	<i>52</i>
1. Свая.....	53
2. Грунт.....	53
3. Нагрузки.....	54
4. Расчет сваи и ее основания.....	54
5. Расчет осадки сваи.....	55
Литература.....	56
<i>515 - Свайный фундамент с плитным ростверком.....</i>	<i>57</i>
1. Фундамент.....	58
2. Грунт.....	60
3. Нагрузки.....	63
4. Расчет свай и их оснований.....	64
5. Расчет ростверка.....	65
6. Расчет осадки фундамента.....	66

Литература	67
516 - Свайный фундамент с ленточным ростверком.....	68
1. Фундамент	69
2. Грунт.....	70
3. Нагрузки	73
4. Расчет свай и их оснований	74
5. Расчет ростверка	75
6. Расчет осадки фундамента	76
Литература	77
517 – Трубобетонная свая	78
1. Свая	79
2. Грунт.....	79
3. Нагрузки	80
4. Расчет свай и ее основания	80
Литература	82
518 – Стальная свая.....	83
1. Свая	84
2. Грунт.....	84
3. Нагрузки	85
4. Расчет свай и ее основания	85
Литература	87
519 – Свая в полускальном грунте	88
1. Свая	89
2. Грунт.....	89
3. Нагрузка.....	90
4. Проверка прочности грунта основания свай	90
5. Проверка прочности материала свай	90
Литература	92
520 - Ленточный фундамент	93
1. Фундамент	94
2. Грунт.....	94
3. Нагрузки	95
4. Расчет усилий	96
5. Расчет и конструирование продольной арматуры.....	96
6. Расчет и конструирование арматуры в свесах полки	97
7. Расчет и конструирование поперечной арматуры	98

8. Расчет по трещиностойкости	98
9. Расчет осадки.....	99
10. Нелинейный расчет осадки	100
Литература.....	101
<i>521 - Ленточный фундамент под стену</i>	<i>102</i>
1. Фундамент.....	103
2. Грунт	103
3. Нагрузки.....	104
4. Расчет по прочности.....	104
5. Расчет по трещиностойкости	105
6. Расчет осадки и крена.....	105
Литература.....	106
<i>522 - Ленточный фундамент под колонны (MSZ EN 1992)</i>	<i>107</i>
1. Фундамент.....	108
2. Грунт	108
3. Воздействия.....	108
4. Расчет	109
5. Конструирование	111
6. Трещиностойкость	112
7. Прочность грунта	113
8. Осадка	113
<i>523 - Ленточный фундамент под стену (MSZ EN 1992).....</i>	<i>116</i>
1. Фундамент.....	117
2. Грунт	117
3. Воздействия.....	117
4. Расчет	118
<i>524 - Ленточный фундамент под колонны (ТКП EN 1992)</i>	<i>121</i>
1. Фундамент.....	122
2. Грунт	122
3. Воздействия.....	122
4. Расчет	123
5. Конструирование	125
6. Трещиностойкость	126
7. Прочность грунта	127
8. Осадка	128
<i>525- Ленточный фундамент под стену (ТКП EN 1992).....</i>	<i>130</i>

1. Фундамент	131
2. Грунт	131
3. Воздействия	131
4. Расчет	132
534 - Отдельный фундамент под колонну (MSZ EN)	135
1. Данные для расчета	136
2. Воздействия	137
3. Комбинации нагрузок	137
4. Результаты	138
5. Расчет фундамента	139
6. Продавливание	140
7. Расчет арматуры	140
8. Трещиностойкость	140
535 – Отдельный фундамент под колонну	141
1. Расчетная схема	142
1.1 Характеристики основания	142
1.2 Характеристики фундамента	142
2. Нагрузки	143
3. Расчет основания, выбор размеров подошвы фундамента	143
4. Выбор размеров фундамента и расчет арматуры	144
5. Вывод результатов	145
5.1 Исходные данные	145
5.2 Расчетные сочетания усилий	146
5.3 Результаты расчета фундамента	146
5.4 Расчет основания	148
5.5 Расчет железобетонного фундамента	148
Литература	150
536 – Поле столбчатых фундаментов под колонны	151
1. Расчетная схема	152
1.1 Характеристики основания	152
1.2 Характеристики фундамента	153
2. Нагрузки	153
3. Расчет основания, выбор размеров подошвы фундамента	154
4. Выбор размеров фундамента и расчет арматуры	155
5. Вывод результатов	156
5.1. Исходные данные	156
5.2. Расчетные сочетания усилий	158
5.3. Расчет основания	159
5.4. Результаты расчета фундамента	159
5.5. Расчет железобетонного фундамента	160
Литература	162

537 - Несимметричный столбчатый фундамент	163
1. Расчетная схема	164
1.1. Характеристики основания.....	164
1.2. Характеристики фундамента	164
2. Нагрузки.....	165
3. Расчет основания, выбор размеров подошвы фундамента	165
4. Выбор размеров фундамента и расчет арматуры	166
5. Вывод результатов	167
Литература.....	172
538 – Поле свайных фундаментов	173
1. Фундаменты.....	174
2. Грунт	174
3. Нагрузки.....	174
4. Расчет свай.....	175
5. Расчет ростверка.....	176
Литература.....	178
544 – Подпорная стенка на сваях.....	179
1. Фундамент.....	180
1.1. Расчет свай и их оснований	180
1.2. Расчет ростверка	181
Литература.....	183
545 – Подпорная стенка углового профиля.....	184
1. Расчетная схема	185
2. Нагрузки.....	186
3. Расчет давления грунта.....	186
3.1 Метод Кульмана	187
3.2 Давление грунта для проверки устойчивости.....	187
3.3 Давление грунта для конструктивного расчета стены.....	187
4. Проверка устойчивости угловой подпорной стенки	187
5. Расчет прочности железобетонной конструкции стенки.....	188
Литература.....	189
546 – Стена подвала	190
1. Расчетная схема	191
2. Нагрузки.....	191
3. Расчет давления грунта.....	192
3.1 Метод Кульманна	193
4. Проверка устойчивости подвальной стенки.....	193
5. Расчет прочности железобетонной конструкции стенки.....	193
Литература.....	194

550 – Расчет оснований	195
1. Фундамент	196
2. Грунт	196
3. Нагрузка	198
4. Расчет осадки	198
5. Расчет просадки	200
6. Подбор размеров фундамента	201
7. Определение несущей способности	202
Литература	203
551 – Расчет оснований (MSZ EN 1997)	204
1. Фундамент	205
2. Грунт	205
3. Воздействия	205
4. Расчет	206
552 – Свая РИТ	210
1. Свая	211
2. Грунт	212
3. Нагрузки	212
4. Расчет свай и ее основания	212
Литература	214
570 – Шпунтовая стенка	215
1. Расчетная схема	216
2. Нагружение	216
3. Расчет давления грунта	217
3.1 Определение давления грунта по методу Кульмана	217
4. Расчет усилий в сечениях стенки	218
4.1 Методы расчета	218
4.2 Определение положения воображаемой опоры	218
4.3 Определение дополнительной глубины заделки	218
4.4 Вычисление требуемой длины профиля	218
5. Проектирование несущих элементов стенки	219
5.1 Несущие элементы стенки из стали	219
5.2 Несущие элементы стенки из железобетона	219
6. Дополнительные расчеты и проверки	219
7. Пояснительные чертежи	219
7.1 Чертеж расчетной схемы	219
7.2 Чертеж нагрузок	219
7.3 Чертеж давления грунта	220
7.4 Чертеж усилий в сечении	220
Литература	221

580 – Свайный фундамент под колонну	222
1. Фундамент.....	223
2. Грунт	225
3. Нагрузки.....	228
4. Расчет свай и их оснований	229
5. Расчет ростверка по прочности сечений и по трещиностойкости.....	230
6. Расчет ростверка на смятие колонной	231
7. Расчет ростверка на продавливание.....	232
Литература.....	234

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**).

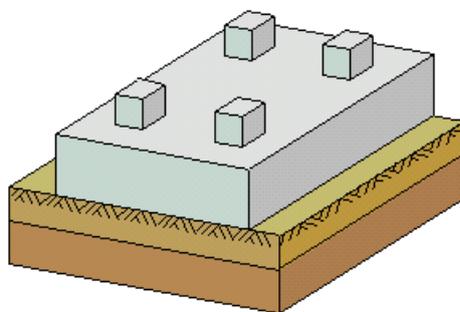
Результаты расчёта выводятся в программу документирования результатов расчета **Viewer** или на принтер. Результаты расчета проекта формируются как единый документ, который может быть напечатан или отправлен по электронной почте. При печати, единый документ будет иметь сквозную нумерацию страниц. Также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

500 – Плитный фундамент



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

1. Расчётная схема

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

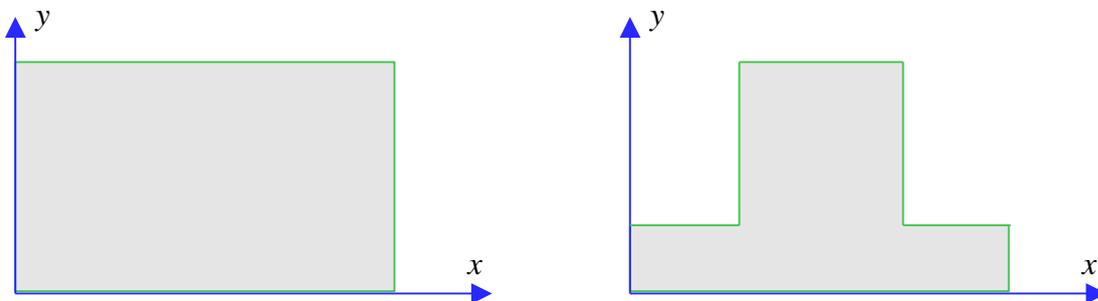


Рис. 1. Система координат

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

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

2. Нагрузки

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

Нагрузки подразделяются согласно СНиП 2.01.07-85 “Нагрузки и воздействия” [3], на постоянные, длительные, кратковременные и особые. Возможен ввод до 20 нагрузок. При расчете производится генерация множества возможных комбинаций нагрузок с учетом коэффициентов надежности по нагрузке и коэффициентов, связанных с одновременным учетом

двух и более временных нагрузок. При наличии особых нагрузок, наряду с основными комбинациями, генерируются также особые комбинации.

Возможен ввод несочетаемых временных (длительных и кратковременных) нагрузок. Такие нагрузки включаются в группу несочетаемых нагрузок. В комбинацию может войти только одна нагрузка из каждой группы. Нумерация групп начинается с единицы. Группы могут применяться, в частности, для нагрузок, которые относятся к длительным нагрузкам, если берутся с пониженным нормативным значением, или относятся к кратковременным нагрузкам, если берутся с полным нормативным значением.

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

3. Расчет усилий, осадки и давления

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

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

4. Расчет продольной арматуры

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

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

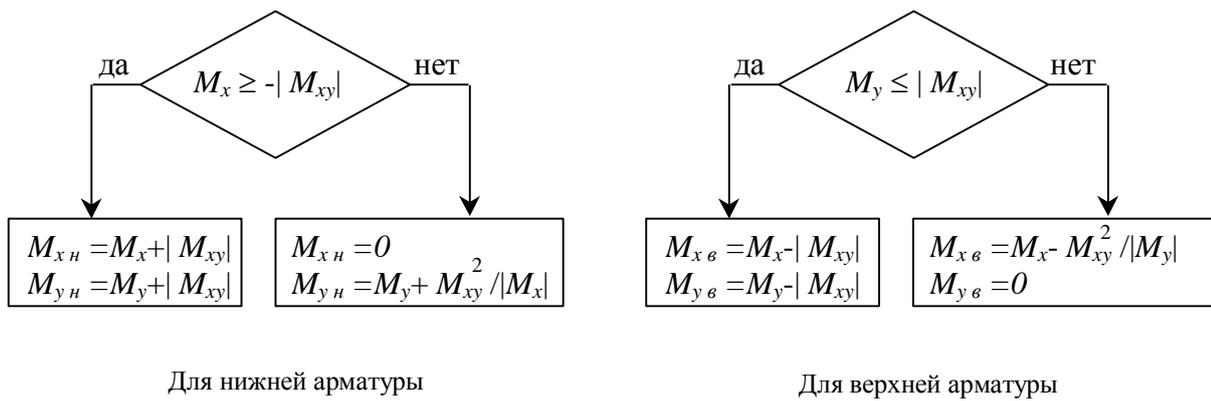


Рис. 2. Определение моментов для расчета продольной арматуры при $M_y > M_x$

5. Расчет поперечной арматуры

Требуемая поперечная арматура определяется в каждом узле конечноэлементной сетки из расчёта по прочности наклонных сечений на действие поперечной силы согласно [1], пп. 3.29, 3.30, 3.31*, 3.32, либо пп. 6.2.34 [5]. В качестве расчетного значения поперечной силы в узле принимается наибольшее значение по всем нормальным сечениям плиты, равное

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

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

6. Расчёт на продавливание

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

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

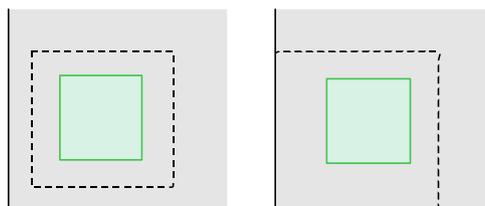


Рис. 3. Учёт близко расположенного свободного края плиты

7. Конструирование продольной арматуры

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

При подборе арматурных стержней применяется следующий общий ряд диаметров (в мм): 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32, 36, 40. По классам арматурной стали могут выбираться стержни следующих диаметров: для А-I $d = 6 - 40$; для А-II $d = 10 - 40$; для А-III $d = 10 - 40$; для А-IV $d = 10 - 32$; для А500С $d = 10 - 40$.

8. Расчёт по трещиностойкости

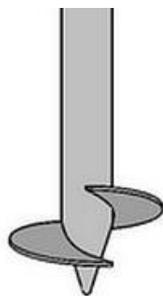
Расчет по трещиностойкости проводится для фундаментной плиты с подобранной продольной арматурой по 3-й категории требований к трещиностойкости (допускается ограниченное по ширине непродолжительное $a_{срс1}$ и продолжительное $a_{срс2}$ раскрытие трещин). Он включает расчет по образованию трещин и (при необходимости) расчет по раскрытию трещин. Расчет по трещиностойкости проводится для направлений x и y по отдельности. При этом крутящий момент учитывается так же, как при расчёте по прочности. Если условия по ширине раскрытия трещин не удовлетворяются, то подбирается арматура, обеспечивающая трещиностойкость сечения.

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

Литература

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

508 – Винтовая свая



Программа предназначена для расчёта винтовой однолопастной сваи согласно СП 24.13330.2011 [1]. Предусмотрены следующие расчеты: проверка прочности грунта основания сваи при вертикальной нагрузке, проверка устойчивости сваи при морозном пучении, проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи, проверка прочности и устойчивости ствола сваи, проверка допустимости горизонтального перемещения и угла поворота головы сваи.

1. Свая

В общем случае, предполагается, что голова сваи находится выше поверхности грунта. Длина части сваи над грунтом обозначается через l_0 , глубина погружения лопасти обозначается через l . При расчете применяются две вертикальных оси координат. Координата z_0 отсчитывается от подошвы ростверка, координата z - от поверхности грунта.

При расчете предполагается, что рабочая зона лопасти расположена в однородном слое грунта.

При рассмотрении фундамента с многорядным расположением свай, возможно задание шарнирного или жесткого сопряжения сваи с ростверком. Вид сопряжения учитывается при расчете сваи на действие горизонтальной силы. 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. Для каждого слоя грунта задаются удельное сцепление c и угол внутреннего трения φ . Значения c , φ 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.

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 горизонтальной силы H .

Классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно [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.

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.

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 (вдавливающей или выдергивающей), проверка устойчивости сваи при морозном пучении, проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи при действии на сваю горизонтальной силы и момента, проверка прочности и устойчивости ствола сваи при действии на сваю вертикальной силы, горизонтальной силы и момента. При расчете по предельным состояниям второй группы, проводится проверка допустимости горизонтального перемещения и угла поворота головы сваи при действии горизонтальной силы и момента.

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

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 горизонтальной нагрузки, 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 защемленным.

Проверка прочности и устойчивости ствола сваи проводится согласно [3]. Условие прочности имеет вид:

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

Здесь σ - нормальное напряжение, R_y - расчетное сопротивление стали, γ_c - коэффициент условий работы.

При проверке устойчивости, свая рассматривается согласно [1], 7.1.8 как стержень длиной $l_1 = l_0 + 2/\alpha_\varepsilon$, жестко защемленный в нижнем сечении. Здесь α_ε - коэффициент деформации, определяемый по приложению В.

Условие устойчивости, при отсутствии горизонтальной нагрузки, имеет вид:

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

а при горизонтальной нагрузке имеет вид:

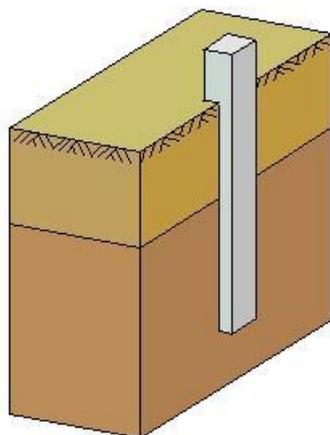
$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \leq 1$$

Коэффициент φ продольного изгиба вычисляется по формуле (8) из [3]. Коэффициент φ_e определяется на основе таблицы Д.3 из [3] при помощи линейной интерполяции. Коэффициенты φ и φ_e зависят от гибкости $\lambda = l_{ef} / i$, где $i = \sqrt{I / A}$ - радиус инерции сечения, $l_{ef} = \mu l_1$. В случае фундамента с однорядным расположением свай, $\mu = 2$, а в случае фундамента с многорядным расположением свай, $\mu = 0.699$ или $\mu = 0.5$ при шарнирном или жестком сопряжении сваи с ростверком.

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 16.13330.2017 «СНиП II-23-81* Стальные конструкции».

509 – Расчет сваи по результатам полевых испытаний



Программа предназначена для расчета висячей железобетонной сваи на вертикальные и горизонтальные нагрузки 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, расчет по образованию и раскрытию трещин в свае. Несущая способность сваи при действии вертикальной сжимающей нагрузки определяется по результатам полевых испытаний.

1. Свая

При задании сваи, указывается вид сваи по способу заглубления в грунт (забивная, набивная, буровая). Рассматриваются забивные сваи квадратного и круглого сечения, набивные сваи, указанные в [1], 6.4а,б; буровые сваи, указанные в [1], 6.5а,б,д.

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 (рис. 1). Для каждого слоя грунта задается удельный вес γ_s твердых частиц, удельный вес γ грунта природной влажности и природная влажность W (%). Для глинистого грунта задаются влажность на границе раскатывания W_p и влажность на границе текучести w_L . Вместо W_p и w_L могут задаваться число пластичности I_p и показатель текучести I_L .

Для каждого слоя грунта (за исключением грунта с нулевым сопротивлением) задаются удельное сцепление c , угол внутреннего трения φ . Значения c , φ для грунта, залегающего ниже уровня подземных вод, но выше водоупора, должны задаваться для водонасыщенного состояния. Значения c , φ применяются при проверке допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи согласно условию [1], (В.7).

3. Нагрузки

Нагрузка на сваю состоит из вертикальной силы N , горизонтальных сил H_1, H_2 и моментов M_1, M_2 . Сила H_1 и момент M_1 действуют в плоскости оси 1, сила H_2 и момент M_2 - в плоскости оси 2. Горизонтальная сила положительна, если она действует в положительном направлении соответствующей координатной оси. Положительные направления моментов совпадают с направлениями моментов горизонтальных сил относительно нижнего конца сваи.

Классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно СП 20.13330.2016 [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.

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 и при проверке прочности материала сваи.

Схема геологического разреза

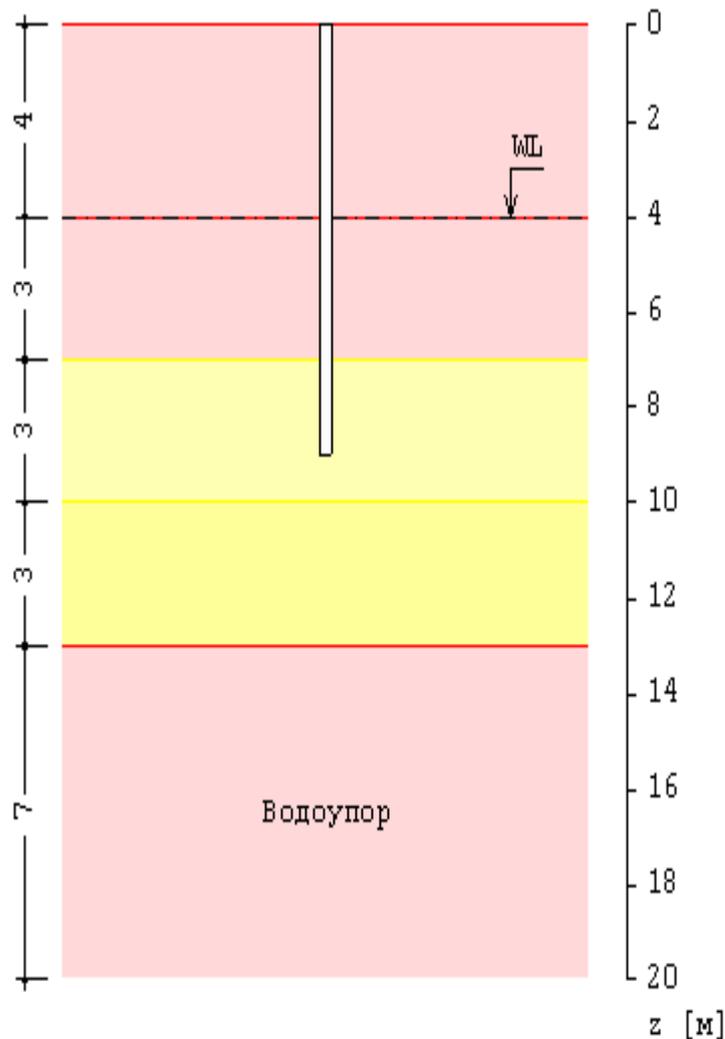


Рис. 1. Пример задания грунта

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 вдавливающей силы, 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 трещиностойкости при действии вертикальной силы, горизонтальных сил и моментов.

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.

Предельное сопротивление сваи F_u определяется по результатам статических или динамических испытаний. При рассмотрении забивной сваи, значение F_u может быть рассчитано по формуле [1], (7.20), если остаточный отказ $s_a \geq 0.002$ м или по формуле [1], (7.21), если $s_a < 0.002$ м. Условие прочности грунта основания сваи при вдавливающей нагрузке имеет вид:

$$N_0 \gamma_n \gamma_{c,g} / F_d \leq 1$$

Здесь N_0 - расчетная нагрузка с учетом веса сваи, γ_n - коэффициент надежности по ответственности сооружения, $\gamma_{c,g}$ - коэффициент надежности по грунту, $F_d = F_u$ - несущая способность сваи.

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

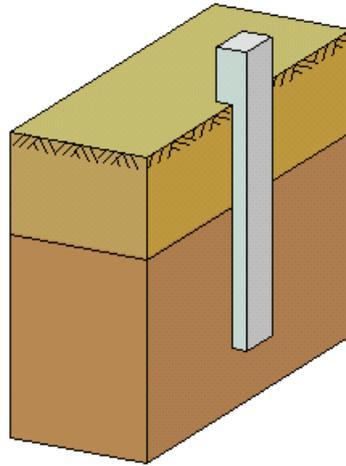
Проверка прочности материала сваи проводится согласно СП 63.13330.2018 [3].

Расчет по образованию и раскрытию трещин, нормальных к оси сваи, проводится согласно [3], 8.2.3-8.2.7, 8.2.14, 8.2.15, 8.2.17, 8.2.18. Расчет по трещиностойкости не проводится, если не выполняются условия прочности материала сваи.

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

510 - Железобетонная свая



Программа предназначена для подбора сваи согласно СП 24.13330.2011 [1], СП 50-102-2003 [2] и СНиП 2.02.03-85 [3]. 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, расчет по образованию и раскрытию трещин в свае, расчет осадки сваи.

Для висячей сваи подбирается размер сечения и ее длина, для сваи-стойки - размер сечения и глубина заделки сваи в скальный грунт.

Предусмотрено задание слоев грунта с нулевым сопротивлением и слоев грунта с заданным сопротивлением. Предусмотрено задание просадочного грунта.

1. Свая

При задании сваи, указывается тип сваи по характеру работы в грунте (висячая свая или свая-стойка) и вид сваи по способу заглубления в грунт (забивная, набивная, буровая, свая-оболочка). Рассматриваются забивные железобетонные сваи квадратного и круглого сечения, набивные бетонные и железобетонные сваи, указанные в [1], 6.4а,б; [2], 6.4а,б; [3], 2.4а,б, буровые железобетонные сваи, указанные в [1], 6.5а,б,д; [2], 6.5а,е; [3], 2.5а,д, сваи-оболочки, погружаемые без выемки грунта или погружаемые с выемкой грунта и заполняемые бетоном. Для висячих набивных и буровых свай предусмотрено задание уширения пяты сваи. При расчете несущей способности сваи, уширение пяты представляется в виде шара.

При подборе сваи, требуется задать минимальный и максимальный размеры сечения, а также величину приращения размера. Для висячей сваи, требуется задать минимальную длину сваи. Для набивной и буровой сваи-стойки, а также для сваи-оболочки, заполняемой бетоном, требуется задать максимальную глубину заделки сваи в скальный грунт. При подборе полой сваи, требуется задать диаметр полости, при подборе сваи-оболочки, – толщину стенки сваи, при подборе сваи с уширением, - диаметр уширения. Эти значения рассматриваются как фиксированные.

Глубина погружения забивной сваи принимается с учетом требований [1], 8.14, [2], 8.15, [3], 7.10, глубина погружения буровой сваи – с учетом требований [1], 7.2.7, [2], 7.2.7, [3], 4.7. 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 наличии просадочного грунта, предполагается, что свая прорезает все слои просадочного грунта и заглубляется в непросадочный грунт, для которого выполняются требования [1], 9.3, [2], 9.3, [3], 8.4.

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. Для сваи-стойки, заделываемой в скальный грунт, предусмотрено задание граничного условия на нижнем конце сваи. Оно применяется при расчете сваи на горизонтальную нагрузку. При шарнирном опирании, полагается равным нулю перемещение, а при жесткой заделке, - перемещение и поворот. Граничное условие ставится на уровне кровли скального грунта.

2. Грунт

Грунт, в который заглублена свая, может состоять из нескольких горизонтальных слоев с различными физико-механическими характеристиками (рис.1). Предполагается, что последний заданный слой подстилается скальным грунтом.

Для каждого слоя грунта задается удельный вес γ_s твердых частиц, удельный вес γ грунта природной влажности и природная влажность W (%). Для глинистого грунта задаются влажность на границе раскатывания W_p и влажность на границе текучести W_L . Вместо W_p и W_L могут задаваться число пластичности I_p и показатель текучести I_L .

Коэффициент пористости грунта определяется по формуле:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} \left(1 + \frac{W}{100}\right) - 1$$

Удельный вес грунта в водонасыщенном состоянии определяется по формуле:

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + e\gamma_w}{1 + e}$$

Удельный вес водонасыщенного грунта с учетом взвешивающего действия воды определяется по формуле:

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}$$

Степень водонасыщения грунта определяется по формуле:

$$S_r = \frac{W}{100e} \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

Число пластичности глинистого грунта вводится формулой:

$$I_p = W_L - W_p$$

Показатель текучести глинистого грунта выражается по формуле:

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}$$

При учете просадочного грунта, применяется показатель текучести при водонасыщении грунта, определяемый согласно [1], (9.1), [2], (9.1), [3], (31) по формулам:

$$I_{Lsat} = \frac{ke\gamma_w / \gamma_s - w_p}{w_L - w_p}$$

$$w_p = W_p / 100, \quad w_L = W_L / 100$$

В приведенных формулах γ_w - удельный вес воды ($\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$).

Схема геологического разреза

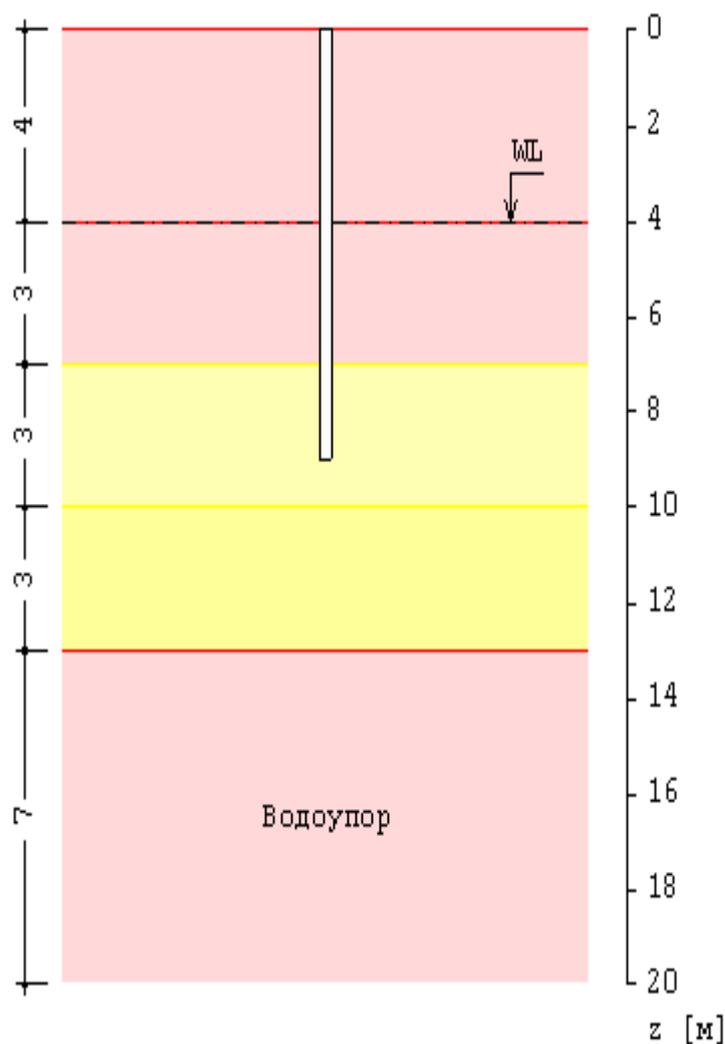


Рис. 1. Пример задания грунта

Для каждого слоя грунта (за исключением грунта с нулевым сопротивлением) задаются удельное сцепление c , угол внутреннего трения φ , модуль деформации E , коэффициент Пуассона ν . При отсутствии ввода для ν , 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 наличии просадочного грунта, учитываются особенности расчета сваи в просадочном грунте согласно [1], 9, [2], 9, [3], 8. При вводе данных, сначала задаются один или несколько слоев просадочного грунта, а затем задаются слои непросадочного грунта. Расчет сваи производится при условии замачивания просадочного грунта сверху до полного водонасыщения. Расчетное сопротивление f на боковой поверхности сваи при расчете сваи на вертикальную нагрузку и коэффициент пропорциональности K в выражении для коэффициента постели, при расчете сваи на горизонтальную нагрузку, определяются при показателе текучести грунта в водонасыщенном состоянии I_{Lsat} . Удельное сцепление c , угол внутреннего трения φ и модуль деформации E для просадочного грунта должны задаваться для водонасыщенного состояния.

Тип грунтовых условий по просадочности определяется в зависимости от величины просадки от собственного веса грунта. В грунтовых условиях I типа, просадка от собственного веса грунта

отсутствует или не превышает 5 см. В грунтовых условиях II типа, просадка от собственного веса грунта превышает 5 см. При определении типа грунтовых условий, используются зависимости относительной просадочности ε_{sl} от давления p для заданных слоев просадочного грунта (рис.2), полученные при испытаниях просадочных грунтов в компрессионном приборе согласно [9]. На основе графиков относительной просадочности вычисляется просадка грунта на уровне головы сваи. Если просадка не превышает 5 см, то грунтовые условия относятся к I типу, и расчет сваи проводится аналогично расчету для непросадочного грунта, но с применением физико-механических характеристик просадочного грунта в водонасыщенном состоянии. В грунтовых условиях II типа, учитывается действие на сваю отрицательных сил трения, возникающих при просадке околосвайного грунта. Силы трения учитываются до глубины h_{sl} , на которой просадка грунта равна 5 см. Суммарная сила трения грунта P_n учитывается с коэффициентом условий работы $\gamma_{cn} \leq 0.8$, при проверке прочности грунта основания свай, и учитывается с полным значением, при проверке прочности материала свай при вертикальной нагрузке. Сопротивление f грунта на боковой поверхности висячей сваи при действии сжимающей нагрузки учитывается от глубины h_{sl} до глубины погружения нижнего конца сваи.

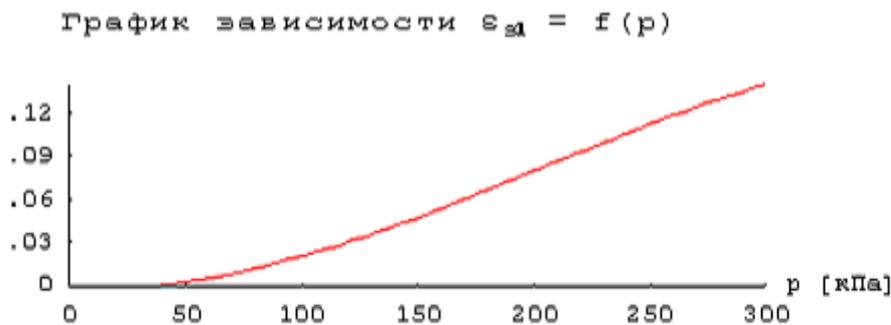


Рис. 2. Пример зависимости относительной просадочности от давления

Суммарная отрицательная сила трения P_n определяется по формулам [1], 9.10, [2], 9.10, [3], 8.11:

$$P_n = u \sum_0^{h_{sl}} \tau_i h_i$$

$$\tau_i = \zeta \sigma_{zg} \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1$$

Здесь u - периметр сечения сваи, φ_1, c_1 - значения угла внутреннего трения и удельного сцепления. Согласно [1], $\zeta = (0.55/n)(1+z)^{-0.5}$, где n - пористость грунта, $n = e/(1+e)$. Согласно [2] и [3], $\zeta = 0.7$, значения φ_1, c_1 осредняются по глубине h_{sl} , расчетное сопротивление τ_i при $z \geq 6$ м принимается постоянным и равным τ_i на глубине 6 м.

При отсутствии просадочного грунта, предусмотрен учет отрицательных сил трения грунта согласно [1], 7.2.11-7.2.13 или [2], 7.2.13-7.2.15 или [3], 4.11-4.13.

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 расчете осадки.

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. Предполагается, что уровень подземных вод ниже просадочного грунта.

3. Нагрузки

Нагрузка на сваю состоит из вертикальной силы N , горизонтальных сил H_1, H_2 и моментов M_1, M_2 . Сила H_1 и момент M_1 действуют в плоскости оси 1, сила H_2 и момент M_2 - в плоскости оси 2. Вертикальная сила положительна, если она действует сверху вниз. Горизонтальная сила положительна, если она действует в положительном направлении соответствующей координатной оси. Положительные направления моментов совпадают с направлениями моментов горизонтальных сил относительно нижнего конца сваи.

Классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно [4] или [5]. 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. Если при подборе сваи требуется обеспечить отсутствие трещин, то расчет по образованию трещин, согласно [6], проводится для расчетных ($\gamma_f > 1$) основных комбинаций нагрузок.

Собственный вес сваи учитывается при проверке прочности грунта основания сваи, при проверке прочности материала сваи и при расчете 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 трещиностойкости при действии вертикальной силы, горизонтальных сил и моментов.

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 сил и моментов определяется путем численного решения задачи статики для стержня в упругой среде с кусочно-линейным коэффициентом постели. Краевые условия в верхнем сечении стержня соответствуют заданному виду сопряжения сваи с ростверком. При рассмотрении висячей сваи, нижний конец стержня принимается свободным, а при рассмотрении сваи-стойки, нижний конец сваи принимается закрепленным согласно заданному граничному условию. Условия на нижнем конце могут иметь значение в случае коротких свай.

Проверка прочности материала сваи проводится согласно [6] или [7]. При подборе размеров сваи также производится подбор продольной арматуры в свае по требуемой площади арматуры, определяемой расчетом по прочности для всех комбинаций нагрузок. Расстояние от контура сечения сваи до центров арматурных стержней первоначально определяется по заданному максимальному диаметру стержней и толщине защитного слоя бетона. После вычисления требуемой площади арматуры и подбора стержней, уточняется расстояние до центров стержней и расчет повторяется. В случае сваи квадратного сечения, первоначально подбор проводится для схемы армирования с четырьмя стержнями, расположенными вблизи углов сечения. Если четырех стержней максимального диаметра недостаточно, то проводится подбор для схемы армирования с дополнительными стержнями, расположенными вблизи середин сторон сечения. В случае круглой сваи, число стержней при подборе арматуры принимается не менее 6.

В необходимых случаях, арматура подбирается с учетом обеспечения трещиностойкости сваи.

Предусмотрено определение длины анкеровки стержней в случае, если в голове сваи требуется продольная арматура. Длина анкеровки в общем случае выводится для растянутых и для сжатых стержней.

Расчет по образованию и раскрытию трещин, нормальных к оси сваи, проводится согласно [6], 8.2.3-8.2.7, 8.2.14, 8.2.15, 8.2.17, 8.2.18. Расчет по трещиностойкости не проводится, если не выполняются условия прочности материала сваи.

При расчете по [1], предусмотрена проверка устойчивости сваи на действие касательных сил морозного пучения грунта согласно Приложению Ж.

5. Расчет осадки сваи

Расчет осадки сваи проводится согласно [1], 7.4.2, 7.4.3 в случае сваи без уширения пяты по формуле:

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

а в случае сваи с уширением пяты по формуле:

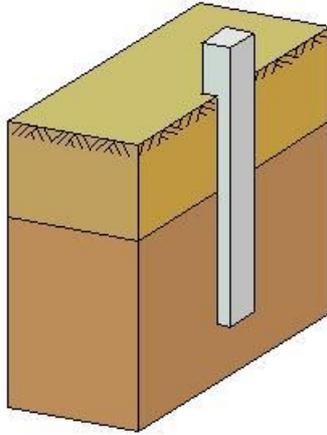
$$s = \frac{0.22N}{G_2 d_b} + \frac{Nl}{EA}$$

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

Литература

1. СП 24.13330.2011 «СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты».
2. СП 50-102-2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов / Госстрой России. – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 82 с.
3. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 48 с.
4. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».
5. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
6. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».
7. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
8. СП 22.13330.2016 «СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений».
9. ГОСТ 23161-78 Грунты. Метод лабораторного определения характеристик просадочности.

511 – Свая в вечномёрзлом грунте



Программа предназначена для подбора свай железобетонной сваи в вечномёрзлом грунте согласно СП 25.13330.2020 [1] при проектировании по принципу I. Подбирается размер сечения сваи и ее длина при фиксированной длине части сваи, выступающей над поверхностью грунта. Предусмотрены следующие расчеты: проверка прочности грунта основания сваи, проверка прочности материала сваи, проверка трещиностойкости сваи.

1. Свая

Рассматривается свая квадратного и круглого сечения размером d . Задается длина l_0 части сваи, выступающей над поверхностью грунта. При подборе сваи требуется задать минимальный и максимальный размеры сечения, величину приращения размера, минимальную и максимальную длину сваи, величину приращения длины. При подборе длины сваи l , учитывается заданное минимальное расстояние от сваи до подошвы слоя, в который заглублен нижний конец сваи.

Возможно задание шарнирного или жесткого сопряжения сваи с ростверком. Вид сопряжения учитывается при расчете сваи на действие горизонтальных сил и моментов. При шарнирном сопряжении, ненулевыми являются горизонтальное перемещение и угол поворота головы сваи, при жестком сопряжении, отлично от нуля только горизонтальное перемещение головы сваи. В первом случае, граничные условия соответствуют свободному краю, во втором случае, – подвижной заделке.

2. Грунт

Грунт, в который заглублена свая, может состоять из нескольких горизонтальных слоев с различными характеристиками. Для каждого слоя грунта задается плотность твердых частиц ρ_s (кг/м³), плотность грунта ρ (кг/м³), суммарная влажность W_{tot} (%), влажность грунта между включениями льда W_m (%). Для глинистого грунта задаются влажность на границе раскатывания W_p (%) и число пластичности I_p (%). Для засоленного грунта задается степень засоленности D_{sal} (%).

При расчете определяются следующие характеристики грунта: $\rho_d = \frac{\rho}{1 + w_{tot}}$ - плотность сухого

грунта, w_w - влажность мерзлого грунта за счет незамерзшей воды, $i_{tot} = \frac{\rho(w_{tot} - w_w)}{900(1 + w_{tot})}$ -

суммарная льдистость мерзлого грунта, $i_i = \frac{\rho_s(w_{tot} - w_m)}{900 + \rho_s(w_{tot} - 0.1w_w)}$ - льдистость мерзлого грунта

за счет видимых включений льда, T_{bf} - температура начала замерзания грунта, C_f - объемная теплоемкость мерзлого грунта, C_{th} - объемная теплоемкость грунта в талом и охлажденном состояниях, λ_f - теплопроводность мерзлого грунта, λ_{th} - теплопроводность грунта в талом и охлажденном состояниях. В приведенных формулах $w_{tot} = W_{tot}/100$, $w_m = W_m/100$.

В случае многослойного мерзлого грунта, значения C_f и λ_f принимаются как средние значения, определяемые по следующим формулам:

$$C_f = \frac{\sum C_{f,i} h_i}{\sum h_i}$$

$$\lambda_f = \frac{\sum h_i}{\sum h_i / \lambda_{f,i}}$$

Суммирование в приведенных формулах производится в пределах толщи мерзлого грунта, прорезанного свай.

В первом варианте расчета, температура грунта задается на основании ее измерения гирляндой температурных датчиков в термометрической скважине, проведенного согласно ГОСТ 25358-2012 [4]. Во втором варианте расчета, температура грунта рассчитывается по формулам и таблицам [1] для заданного значения T_0 среднегодовой температуры вечномерзлого грунта на глубине 10 м от поверхности грунта.

В первом варианте, на основе заданного распределения температуры, определяется глубина d_{th} оттаивания грунта, в пределах которой сопротивление грунта полагается равным нулю.

Во втором варианте, распределение температуры по глубине определяется по формуле:

$$T(z) = (T_0' - T_{bf})\alpha_z(z, C_f, \lambda_f) + (T_0 - T_0')k_1(L, B, z) + T_{bf}$$

Здесь T_0' - среднегодовая температура на верхней поверхности вечномерзлого грунта, определяемая согласно приложению Д, α_z - коэффициент сезонного изменения температуры, определяемый по табл. 7.3, k_1 - коэффициент теплового влияния сооружения, определяемый по табл. 7.4, z - расстояние от верхней поверхности мерзлого грунта; L, B - длина и ширина сооружения. Значение T_{bf} в приведенной формуле принимается равным значению T_{bf} на верхней поверхности вечномерзлого грунта.

Во втором варианте, глубина d_{th} оттаивания грунта либо задается по данным натурных наблюдений, либо рассчитывается по формуле (Г.3) по заданным значениям $T_{th,m}$ и $t_{th,m}$ ($T_{th,m}$ - средняя по многолетним данным температура воздуха за период положительных температур, $t_{th,m}$ - продолжительность периода положительных температур воздуха). Значения $T_{th,m}$ и $t_{th,m}$ принимаются по СП 131.13330.2012 [5]. Расчет d_{th} проводится на основе характеристик первого слоя грунта.

3. Нагрузки

Нагрузка на сваю состоит из вертикальной сжимающей силы N , горизонтальных сил H_1, H_2 и моментов M_1, M_2 . Сила H_1 и момент M_1 действуют в плоскости оси 1, сила H_2 и момент M_2 - в плоскости оси 2. Горизонтальная сила положительна, если она действует в положительном направлении соответствующей координатной оси. Положительные направления моментов совпадают с направлениями моментов горизонтальных сил относительно нижнего конца сваи.

Классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно [3]. Нагрузки подразделяются на постоянные, длительные, кратковременные и особые. Комбинирование нагрузок представляет собой генерацию множества возможных комбинаций нагрузок с учетом коэффициентов надежности по нагрузке γ_f и коэффициентов, связанных с одновременным учетом двух и более временных нагрузок. При наличии особых нагрузок, наряду с основными комбинациями генерируются также особые комбинации.

Проверка по несущей способности сваи проводится для расчетных ($\gamma_f > 1$) основных и особых комбинаций нагрузок, а проверка по трещиностойкости сваи - для нормативных ($\gamma_f = 1$) основных комбинаций. Если при подборе сваи требуется обеспечить отсутствие трещин, то

расчет по образованию трещин, согласно [2], проводится для расчетных ($\gamma_f > 1$) основных комбинаций нагрузок.

Собственный вес сваи учитывается при проверке прочности грунта основания сваи.

4. Проверка прочности грунта основания сваи

Условие прочности грунта, при действии на сваю сжимающей силы, имеет вид:

$$N\gamma_n / N_u \leq 1$$

Здесь N - расчетная сжимающая сила с учетом собственного веса сваи, γ_n - коэффициент надежности по ответственности сооружения. Несущая способность основания определяется по формуле:

$$N_u = \gamma_t \gamma_c (RA + u \sum R_{af,i} h_i)$$

Здесь γ_t - температурный коэффициент, учитывающий изменения температуры грунта основания из-за случайных изменений температуры наружного воздуха, γ_c - коэффициент условий работы основания, R - сопротивление мерзлого грунта под нижним концом сваи, A - площадь сечения сваи, u - периметр сечения сваи, R_{af} - сопротивление мерзлого грунта сдвигу по боковой поверхности сваи. Суммирование в приведенной формуле производится в пределах толщи мерзлого грунта, прорезанного сваями. Температурный коэффициент γ_t определяется по формуле (П.1). Коэффициент условий работы γ_c принимается по табл. 7.2. Сопротивления R и R_{af} принимаются по таблицам приложения В.

5. Проверка прочности и трещиностойкости сваи

При проверке прочности, свая моделируется как стержень, жестко защемленный на нижнем конце. Краевые условия в верхнем сечении стержня соответствуют заданному виду сопряжения сваи с ростверком. Длина стержня принимается равной $l_1 = l_o + d_{th} + 1.5d$. Стержень рассчитывается как внецентренно сжатый элемент согласно [2]. Расчетная длина стержня принимается равной $2l_1$ или l_1 при шарнирном или жестком сопряжении сваи с ростверком. Предусмотрен учет случайного эксцентриситета приложения сжимающей силы.

При подборе размеров сваи также производится подбор продольной арматуры в свае по требуемой площади арматуры, определяемой расчетом по прочности. Расстояние от контура сечения сваи до центров арматурных стержней первоначально определяется по заданному максимальному диаметру стержней и толщине защитного слоя бетона. После вычисления требуемой площади арматуры и подбора стержней, уточняется расстояние до центров стержней, и расчет повторяется. В случае сваи квадратного сечения, первоначально подбор проводится для схемы армирования с четырьмя стержнями, расположенными вблизи углов сечения. Если четырех стержней максимального диаметра недостаточно, то проводится подбор для схемы армирования с дополнительными стержнями, расположенными вблизи середин сторон сечения. В случае круглой сваи, число стержней при подборе арматуры принимается не менее 6.

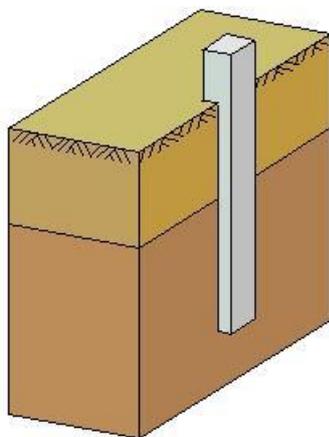
В необходимых случаях, арматура подбирается с учетом обеспечения трещиностойкости сваи.

Расчет по образованию и раскрытию трещин, нормальных к оси сваи, проводится согласно [2]. Расчет по трещиностойкости не проводится, если не выполняются условия прочности материала сваи.

Литература

1. СП 25.13330.2020 «СНиП 2.02.04-88 Основания и фундаменты на вечномёрзлых грунтах».
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. ГОСТ 25358-2012 Грунты. Метод полевого определения температуры.
5. СП 131.13330.2012: Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99*. – Минрегион России, 2012.

512 – Короткая железобетонная свая



Программа предназначена для подбора висячей железобетонной сваи длиной от 2м до 3м согласно СП 24.13330.2011, разд.15 [1], СП 50-102-2003, разд.14 [2] и СНиП 2.02.03-85, разд.13 [3]. 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, расчет по трещиностойкости сваи, расчет осадки сваи.

1. Свая

При задании сваи, указывается вид сваи по способу заглубления в грунт (забивная, набивная, буровая). Рассматриваются забивные сваи квадратного сечения, набивные сваи, указанные в [1], 6.4а,б; [2], 6.4а,б; [3], 2.4а,б, буровые сваи, указанные в [1], 6.5а,б,д; [2], 6.5а,е; [3], 2.5а,д.

При подборе сваи, требуется задать минимальный и максимальный размеры сечения, а также величину приращения размера. Минимальная длина сваи принимается равной 2м, а максимальная длина – равной 3м.

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. Для каждого слоя грунта задается удельный вес γ_s твердых частиц, удельный вес γ грунта природной влажности и природная влажность W (%). Для глинистого грунта задаются влажность на границе раскатывания W_p и влажность на границе текучести w_L . Вместо W_p и w_L могут задаваться число пластичности I_p и показатель текучести I_L .

Для каждого слоя грунта задаются удельное сцепление c , угол внутреннего трения φ , модуль деформации E , коэффициент Пуассона ν . При отсутствии ввода для ν 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.

3. Нагрузки

Нагрузка на сваю состоит из вертикальной силы N , горизонтальных сил H_1, H_2 и моментов M_1, M_2 . Сила H_1 и момент M_1 действуют в плоскости оси 1, сила H_2 и момент M_2 - в плоскости оси 2. Вертикальная сила положительна, если она действует сверху вниз. Горизонтальная сила положительна, если она действует в положительном направлении соответствующей координатной оси. Положительные направления моментов совпадают с направлениями моментов горизонтальных сил относительно нижнего конца сваи.

Классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно [4] или [5]. 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. Проверки по первой группе предельных состояний проводятся для расчетных ($\gamma_f > 1$) комбинаций нагрузок, а проверки по второй группе – для нормативных ($\gamma_f = 1$) комбинаций.

Собственный вес сваи учитывается при проверке прочности грунта основания сваи, при проверке прочности материала сваи и при расчете 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 трещиностойкости при действии вертикальной силы, горизонтальных сил и моментов.

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 сил и моментов определяется путем численного решения задачи статики для стержня в упругой среде с кусочно-линейным коэффициентом постели. Краевые условия в верхнем сечении стержня соответствуют заданному виду сопряжения сваи с ростверком. Нижний конец стержня принимается свободным.

Проверка прочности материала сваи проводится согласно [6] или [7]. При подборе размеров сваи также производится подбор продольной арматуры в свае по требуемой площади арматуры, определяемой расчетом по прочности для всех комбинаций нагрузок. Расстояние от контура сечения сваи до центров арматурных стержней первоначально определяется по заданному максимальному диаметру стержней и толщине защитного слоя бетона. После вычисления требуемой площади арматуры и подбора стержней, уточняется расстояние до центров стержней и расчет повторяется. В случае сваи квадратного сечения, первоначально подбор проводится для схемы армирования с четырьмя стержнями, расположенными вблизи углов сечения. Если четырех стержней максимального диаметра недостаточно, то проводится подбор для схемы армирования с дополнительными стержнями, расположенными вблизи середин сторон сечения. В случае круглой сваи, число стержней при подборе арматуры принимается не менее 6.

В необходимых случаях, арматура подбирается с учетом обеспечения трещиностойкости сваи.

Предусмотрено определение длины анкерной стержней в случае, если в голове сваи требуется продольная арматура. Длина анкерной, в общем случае, выводится для растянутых и для сжатых стержней.

Расчет по трещиностойкости сваи проводится согласно [6], 8.2.3-8.2.7, 8.2.14, 8.2.15, 8.2.17, 8.2.18.

При расчете по [1], предусмотрена проверка устойчивости сваи на действие касательных сил морозного пучения грунта согласно Приложению Ж.

5. Расчет осадки сваи

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

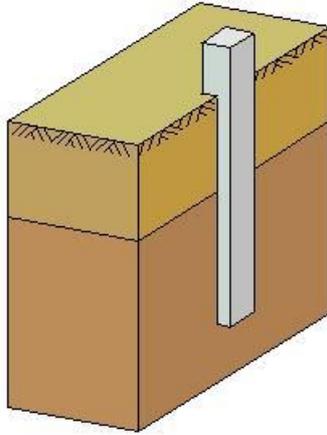
$$s = \beta \frac{N}{G_1 l}$$

Вертикальная сила N включает вертикальную нагрузку на сваю и вес сваи.

Литература

1. СП 24.13330.2011 «СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты».
2. СП 50-102-2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов / Госстрой России. – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 82 с.
3. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 48 с.
4. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».
5. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
6. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».
7. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.

513 – Свая опоры ЛЭП



Программа предназначена для подбора сваи фундамента опоры ЛЭП согласно СП 24.13330.2011, разд.14 [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, расчет по трещиностойкости сваи, расчет осадки сваи.

1. Свая

Рассматривается висячая забивная железобетонная свая квадратного сечения.

При подборе сваи требуется задать минимальный и максимальный размеры сечения, величину приращения размера, минимальную и максимальную длину сваи.

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. Для каждого слоя грунта задается удельный вес γ_s твердых частиц, удельный вес γ грунта природной влажности и природная влажность W (%). Для глинистого грунта задаются влажность на границе раскатывания W_p и влажность на границе текучести w_L . Вместо W_p и w_L могут задаваться число пластичности I_p и показатель текучести I_L .

Для каждого слоя грунта задаются удельное сцепление c , угол внутреннего трения φ , модуль деформации E , коэффициент Пуассона ν . При отсутствии ввода для ν 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.

3. Нагрузки

Нагрузка на сваю состоит из вертикальной силы N , горизонтальных сил H_1, H_2 и моментов M_1, M_2 . Сила H_1 и момент M_1 действуют в плоскости оси 1, сила H_2 и момент M_2 - в плоскости оси 2. Вертикальная сила положительна, если она действует сверху вниз. Горизонтальная сила положительна, если она действует в положительном направлении соответствующей координатной оси. Положительные направления моментов совпадают с направлениями моментов горизонтальных сил относительно нижнего конца сваи.

Классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно [2]. 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. Проверки по первой группе предельных состояний проводятся для расчетных ($\gamma_f > 1$) комбинаций нагрузок, а проверки по второй группе – для нормативных ($\gamma_f = 1$) комбинаций.

Собственный вес сваи учитывается при проверке прочности грунта основания сваи, при проверке прочности материала сваи и при расчете 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 трещиностойкости при действии вертикальной силы, горизонтальных сил и моментов.

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 сил и моментов определяется путем численного решения задачи статики для стержня в упругой среде с кусочно-линейным коэффициентом постели. Краевые условия в верхнем сечении стержня соответствуют заданному виду сопряжения сваи с ростверком. Нижний конец стержня принимается свободным.

Проверка прочности материала сваи проводится согласно [3]. При подборе размеров сваи также производится подбор продольной арматуры в свае по требуемой площади арматуры, определяемой расчетом по прочности для всех комбинаций нагрузок. Расстояние от контура сечения сваи до центров арматурных стержней первоначально определяется по заданному максимальному диаметру стержней и толщине защитного слоя бетона. После вычисления требуемой площади арматуры и подбора стержней уточняется расстояние до центров стержней и расчет повторяется. Первоначально подбор проводится для схемы армирования с четырьмя стержнями, расположенными вблизи углов сечения. Если четырех стержней максимального диаметра не достаточно, то проводится подбор для схемы армирования с дополнительными стержнями, расположенными вблизи середин сторон сечения.

В необходимых случаях арматура подбирается с учетом обеспечения трещиностойкости сваи.

Предусмотрено определение длины анкеровки стержней в случае, если в голове сваи требуется продольная арматура. Длина анкеровки, в общем случае, выводится для растянутых и для сжатых стержней.

Расчет по образованию и раскрытию трещин, нормальных к оси сваи, проводится согласно [3], 8.2.3-8.2.7, 8.2.14, 8.2.15, 8.2.17, 8.2.18. Расчет по трещиностойкости не проводится, если не выполняются условия прочности материала сваи.

Предусмотрена проверка устойчивости свай на действие касательных сил морозного пучения грунта согласно Приложению Ж.

5. Расчет осадки свай

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

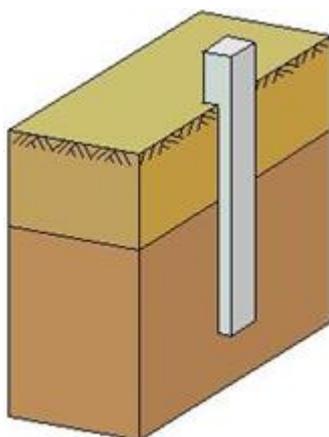
$$s = \beta \frac{N}{G_1 l}$$

Вертикальная сила N включает вертикальную нагрузку на сваю и вес свай.

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

514 – Забивная свая при высоком ростверке



Программа предназначена для подбора забивной железобетонной 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, расчет по образованию и раскрытию трещин в свае, расчет осадки сваи.

1. Свая

Рассматривается забивная железобетонная свая квадратного или круглого сечения, голова которой 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.

При подборе сваи, требуется задать минимальный и максимальный размеры сечения, величину приращения размера, а также минимальную длину части сваи в грунте. Длина части сваи над грунтом не изменяется. При подборе полой сваи требуется задать диаметр полости.

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.

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 ν , 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 расчете осадки.

3. Нагрузки

Нагрузка на сваю состоит из вертикальной силы N , горизонтальных сил H_1, H_2 и моментов M_1, M_2 . Сила H_1 и момент M_1 действуют в плоскости оси 1, сила H_2 и момент M_2 - в плоскости оси 2. Вертикальная сила положительна, если она действует сверху вниз. Горизонтальная сила положительна, если она действует в положительном направлении соответствующей координатной оси. Положительные направления моментов совпадают с направлениями моментов горизонтальных сил относительно нижнего конца сваи.

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 расчете 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 трещиностойкости при действии вертикальной силы, горизонтальных сил и моментов.

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 сил и моментов, 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]. При подборе размеров сваи, также производится подбор продольной арматуры в свае по требуемой площади арматуры, определяемой расчетом по прочности для всех комбинаций нагрузок. Расстояние от контура сечения сваи до центров арматурных стержней первоначально определяется по заданному максимальному диаметру стержней и толщине защитного слоя бетона. После вычисления требуемой площади арматуры и подбора стержней, уточняется расстояние до центров стержней и расчет повторяется. В случае сваи квадратного сечения, подбор проводится для схемы армирования с четырьмя стержнями, расположенными вблизи углов сечения. Если четырех стержней максимального диаметра не достаточно и допускается размещение восьми стержней, то проводится подбор для схемы армирования с дополнительными стержнями, расположенными вблизи середин сторон сечения. В случае круглой сваи, число стержней при подборе арматуры принимается не менее 6.

В необходимых случаях, арматура подбирается с учетом обеспечения трещиностойкости сваи.

Предусмотрено определение длины анкеровки стержней в случае, если в голове сваи требуется продольная арматура. Длина анкеровки, в общем случае, выводится для растянутых и для сжатых стержней.

Расчет по образованию и раскрытию трещин, нормальных к оси сваи, проводится согласно [3]. Расчет по трещиностойкости не проводится, если не выполняются условия прочности материала сваи.

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

5. Расчет осадки сваи

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

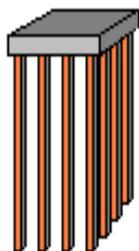
$$s = \beta \frac{N}{G_1 l}$$

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

515 - Свайный фундамент с плитным ростверком



Программа предназначена для проектирования свайного фундамента с плитным ростверком согласно СП 24.13330.2011 [1], СП 50-102-2003 [2] и СНиП 2.02.03-85 [3]. Предусмотрены следующие расчеты: проверка прочности грунта основания свай, проверка допустимости давления на грунт боковыми поверхностями свай, проверка прочности материала свай, проверка допустимости горизонтального перемещения и угла поворота головы сваи, расчет по образованию и раскрытию трещин в свае, расчет осадки свайного куста или свайного поля, расчет ростверка на продавливание угловыми сваями.

Программа позволяет провести подбор размеров свай и толщины ростверка, при которых обеспечивается работоспособность свайного фундамента и выполняются требования норм по заглублению свай. Для висячих свай подбирается размер сечения сваи и ее длина, для свай-стоек - размер сечения и глубина заделки сваи в скальный грунт.

Предусмотрено задание слоев грунта с нулевым сопротивлением и слоев грунта с заданным сопротивлением. Предусмотрено задание просадочного грунта.

1. Фундамент

Ростверк в плане может иметь прямоугольную форму, произвольную полигональную форму или круглую форму. остверк в плане может иметь прямоугольную форму или произвольную полигональную форму. При расчете фундамента с ростверком прямоугольной формы (рис.1), применяется система координат с началом в левом нижнем углу прямоугольника и осями x, y , направленными вдоль его сторон l_x, l_y . Задание плана ростверка произвольной полигональной формы (рис.2) осуществляется путем ввода координат его вершин. При этом выбор координатных осей x, y может быть произвольным. Вершины задаются в последовательности, которая соответствует обходу полигона по контуру в определенном направлении.

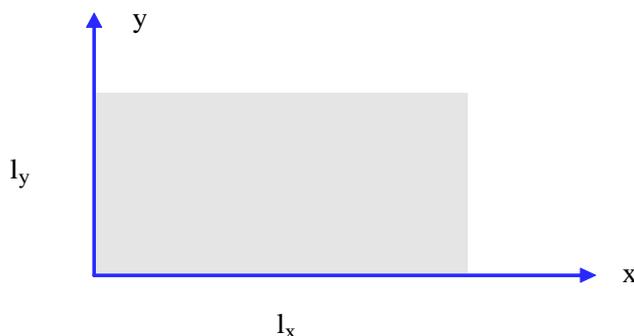


Рис.1. Ростверк прямоугольной формы

Предполагается, что все сваи фундамента одинаковы. При задании свай указывается тип свай по характеру работы в грунте (висячие сваи или сваи-стойки) и вид свай по способу заглубления в грунт (забивные, набивные или буровые сваи). Забивные сваи могут иметь следующие поперечные сечения: сплошное квадратное, квадратное с круглой полостью, круглое полое. Рассматриваются набивные сваи, указанные в [1], 6.4а,б; [2], 6.4а,б; [3], 2.4а,б, и буровые сваи, указанные в [1], 6.5а,б,д; [2], 6.5а,е; [3], 2.5а,д. Для висячих набивных и буровых свай предусмотрено задание уширения пяты сваи. При расчете несущей способности сваи, уширение пяты представляется в виде шара.

При подборе свай требуется задать минимальный и максимальный размеры сечения, а также величину приращения размера. Для висячих свай требуется задать минимальную длину сваи, а для набивных и буровых свай-стоек – максимальную глубину заделки сваи в скальный грунт.

При подборе полых свай требуется задать диаметр полости, при подборе свай с уширением - диаметр уширения. Эти значения рассматриваются как фиксированные.

Глубина погружения висячих забивных свай принимается с учетом требований [1], 8.14, [2], 8.15, [3], 7.10, глубина погружения висячих буровых свай – с учетом требований [1], 7.2.7, [2], 7.2.7, [3], 4.7. При расчете предполагается, что толщина слоя грунта, принятого за основание под нижние концы свай, является достаточной для применимости формул, по которым определяется сопротивление грунта под нижними концами свай. При подборе длины свай учитывается заданное минимальное расстояние от сваи до подошвы слоя, в который заглублен нижний конец сваи.

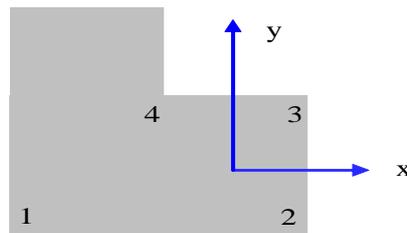


Рис.2. Ростверк полигональной формы ($n = 6$)

При наличии просадочного грунта, предполагается, что сваи пререзают все слои просадочного грунта и заглубляются в непросадочный грунт, для которого выполняются требования [1], 9.3, [2], 9.3, [3], 8.4.

Возможно задание шарнирного или жесткого сопряжения свай с ростверком. Вид сопряжения учитывается при расчете свай на действие горизонтальных сил. При шарнирном сопряжении, ненулевыми являются как горизонтальное перемещение u , так и угол поворота ψ головы сваи, а при жестком сопряжении отлично от нуля только горизонтальное перемещение u головы сваи. Для свай-стоек, заделываемых в скальный грунт, предусмотрено задание граничного условия на нижнем конце сваи. Оно применяется при расчете сваи на горизонтальную нагрузку. При шарнирном опирании, полагается равным нулю перемещение, а при жесткой заделке, - перемещение и поворот. Граничное условие ставится на уровне кровли скального грунта.

Свайный фундамент с прямоугольным ростверком может рассматриваться либо как свайный куст с числом свай не более 25, либо как свайное поле. В случае свайного куста возможно рядовое или шахматное размещение свай. В случае свайного поля, наряду с рядовым и шахматным размещением, возможно произвольное размещение свай. При рядовом и шахматном размещении, координаты осей свай определяются по заданным числам n_x, n_y свай в крайних рядах и расстояниям a_x, a_y от осей крайних свай до ближайших сторон плана ростверка (рис.3).

При произвольном размещении, каждый ряд свай определяется путем задания координат x_1, y_1 оси первой сваи ряда и координат x_2, y_2 оси последней сваи ряда, а также задания числа n свай в ряду. При $n = 1$ используются только значения x_1, y_1 .

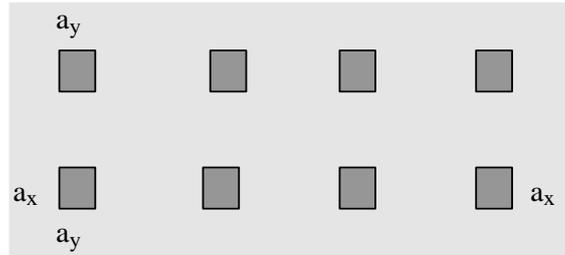


Рис.3. Размещение свай

2. Грунт

Грунт, расположенный под подошвой ростверка, может состоять из нескольких горизонтальных слоев с различными физико-механическими характеристиками (рис.4). Слои нумеруются в направлении от подошвы ростверка вглубь основания. Предполагается, что последний заданный слой подстилается скальным грунтом. При отсутствии скального грунта, суммарная толщина слоев должна превышать сжимаемую толщину.

Для каждого слоя грунта задается удельный вес γ_s твердых частиц, удельный вес γ грунта природной влажности и природная влажность W (%). Для глинистого грунта задаются влажность на границе раскатывания W_p и влажность на границе текучести W_L . Вместо W_p и W_L , могут задаваться число пластичности I_p и показатель текучести I_L .

Коэффициент пористости грунта определяется по формуле:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} \left(1 + \frac{W}{100}\right) - 1$$

Удельный вес грунта в водонасыщенном состоянии определяется по формуле:

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + e\gamma_w}{1 + e}$$

Удельный вес водонасыщенного грунта с учетом взвешивающего действия воды определяется по формуле:

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}$$

Схема геологического разреза

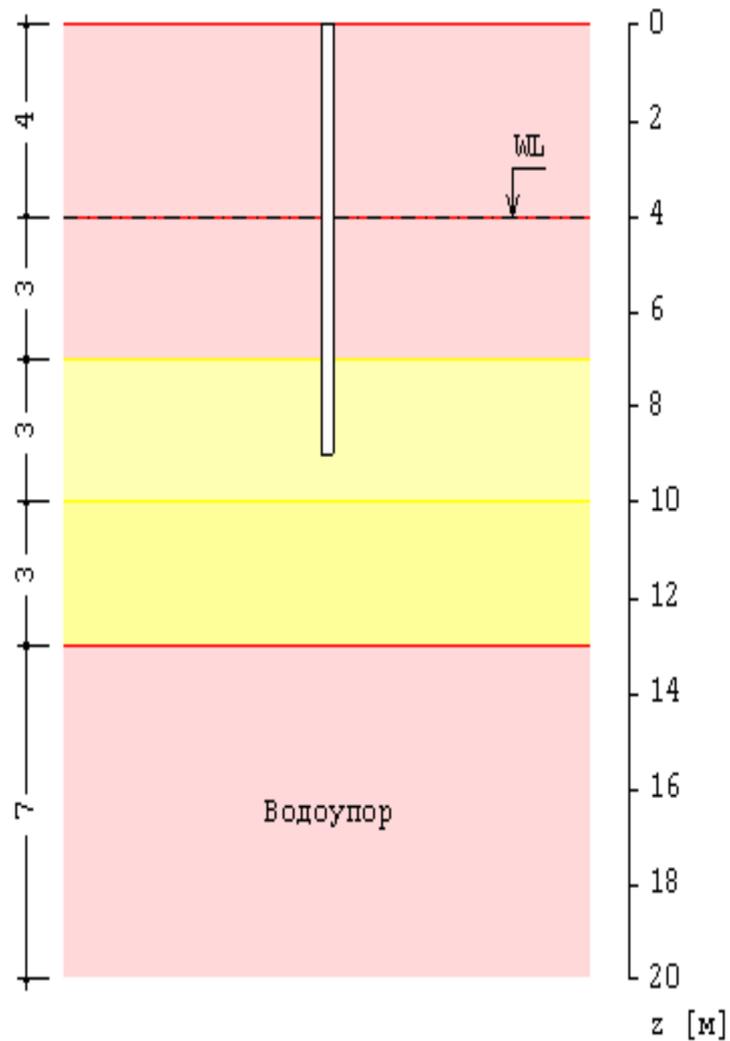


Рис. 4. Пример задания грунта

Степень водонасыщения грунта определяется по формуле:

$$S_r = \frac{W}{100e} \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

Число пластичности глинистого грунта вводится формулой:

$$I_p = W_L - W_p$$

Показатель текучести глинистого грунта выражается формулой:

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}$$

При учете просадочного грунта, применяется показатель текучести при водонасыщении грунта, определяемый согласно [1], (9.1), [2], (9.1), [3], (31) по формулам:

$$I_{Lsat} = \frac{ke\gamma_w / \gamma_s - w_p}{w_L - w_p}$$

$$w_p = W_p / 100$$

$$w_L = W_L / 100$$

В приведенных формулах γ_w - удельный вес воды ($\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$).

Для каждого слоя грунта (за исключением грунта с нулевым сопротивлением) задаются удельное сцепление c , угол внутреннего трения φ , модуль деформации E , коэффициент Пуассона ν . При отсутствии ввода для ν , 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 наличии просадочного грунта, учитываются особенности расчета свайного фундамента в просадочном грунте согласно [1], 9, [2], 9, [3], 8. При вводе данных, сначала задаются один или несколько слоев просадочного грунта, а затем задаются слои непросадочного грунта. Расчет свайного фундамента производится при условии замачивания просадочного грунта сверху до полного водонасыщения. Расчетное сопротивление f на боковой поверхности сваи при расчете сваи на вертикальную нагрузку и коэффициент пропорциональности K в выражении для коэффициента постели при расчете сваи на горизонтальную нагрузку определяются при показателе текучести грунта в водонасыщенном состоянии I_{Lsat} . Удельное сцепление c , угол внутреннего трения φ и модуль деформации E для просадочного грунта должны задаваться для водонасыщенного состояния.

Тип грунтовых условий по просадочности определяется в зависимости от величины просадки от собственного веса грунта. В грунтовых условиях I типа, просадка от собственного веса грунта отсутствует или не превышает 5 см. В грунтовых условиях II типа, просадка от собственного веса грунта превышает 5 см. При определении типа грунтовых условий, используются зависимости относительной просадочности ε_{st} от давления p для заданных слоев просадочного грунта (рис.5), полученные при испытаниях просадочных грунтов в компрессионном приборе согласно [9]. На основе графиков относительной просадочности вычисляется просадка грунта на уровне подошвы ростверка. Если просадка не превышает 5 см, то грунтовые условия относятся к I типу, и расчет сваи проводится аналогично расчету для непросадочного грунта, но с применением физико-механических характеристик просадочного грунта в водонасыщенном состоянии. В грунтовых условиях II типа, учитывается действие на сваю отрицательных сил трения, возникающих при просадке околосвайного грунта. Силы трения учитываются до глубины h_{st} , на которой просадка грунта равна 5 см. Суммарная сила трения грунта P_n учитывается с коэффициентом условий работы $\gamma_{cn} \leq 0.8$, при проверке прочности грунта основания свай, и учитывается с полным значением, при проверке прочности материала свай при вертикальной нагрузке. Сопротивление f грунта на боковой поверхности свай при действии сжимающей нагрузки учитывается от глубины h_{st} до глубины погружения нижнего конца свай.

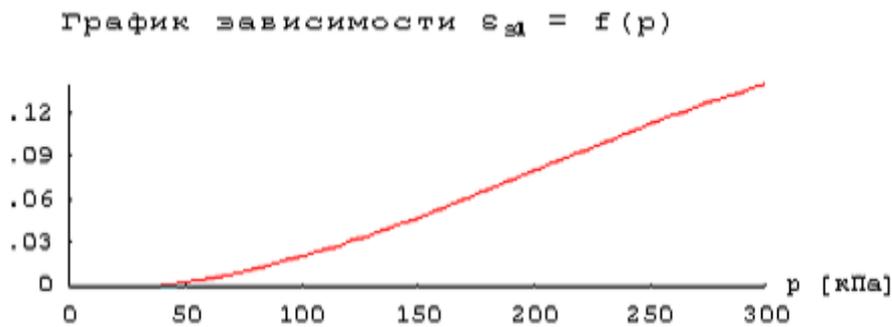


Рис.5. Пример зависимости относительной просадочности от давления

Суммарная отрицательная сила трения P_n определяется по формулам [1], 9.10, [2], 9.10, [3], 8.11:

$$P_n = u \sum_0^{h_{sl}} \tau_i h_i$$

$$\tau_i = \zeta \sigma_{zg} \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1$$

Здесь u - периметр сечения сваи, φ_1, c_1 - значения угла внутреннего трения и удельного сцепления. Согласно [1], $\zeta = (0.55/n)(1+z)^{-0.5}$, где n - пористость грунта, $n = e/(1+e)$. Согласно [2] и [3], $\zeta = 0.7$, значения φ_1, c_1 осредняются по глубине h_{sl} , расчетное сопротивление τ_i при $z \geq 6$ м принимается постоянным и равным τ_i на глубине 6 м.

При отсутствии просадочного грунта, предусмотрен учет отрицательных сил трения грунта согласно [1], 7.2.11-7.2.13, [2], 7.2.13-7.2.15, [3], 4.11-4.13. 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 и при проверке прочности материала сваи. При определении осадки, отрицательная сила трения определяется по периметру свайного куста или свайного поля.

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. Предполагается, что уровень подземных вод ниже просадочного грунта.

3. Нагрузки

Возможны следующие нагрузки на фундамент: сосредоточенные нагрузки и нагрузки, распределенные по отрезкам. Сосредоточенная нагрузка состоит из вертикальной силы N , горизонтальных сил H_x, H_y и моментов M_x, M_y , которые приложены в точке x, y на верхней поверхности ростверка. Вертикальная сила положительна, если она действует сверху вниз. Горизонтальная сила положительна, если она действует в положительном направлении соответствующей координатной оси. Положительные направления моментов совпадают с направлениями моментов горизонтальных сил относительно осей координат в плоскости

подшвы ростверка (рис.6). Нагрузка, распределенная на отрезке $[(x_1, y_1), (x_2, y_2)]$, характеризуется погонными значениями вертикальной силы n , горизонтальных сил h_x, h_y и моментов m_x, m_y .

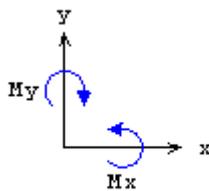


Рис.6. Положительные направления моментов

Классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно [4] или [5]. 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. Если при подборе свай требуется обеспечить отсутствие трещин, то расчет по образованию трещин, согласно [6], проводится для расчетных ($\gamma_f > 1$) основных комбинаций нагрузок.

Предусмотрен учет собственного веса ростверка в комбинации нагрузок. При этом в расчетных комбинациях собственный вес ростверка принимается с заданным коэффициентом надежности. Собственный вес сваи учитывается при проверке прочности грунта основания свай, при проверке прочности материала свай и при расчете 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 свай и их оснований

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

Условия проверок представляются в виде:

$$V/V_u \leq 1$$

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.

При определении вертикальных нагрузок на сваи, учитываются моменты горизонтальных сил относительно осей координат, лежащих в плоскости подошвы ростверка. Предполагается, что ростверк является абсолютно жестким и что размеры поперечного сечения свай малы по сравнению с размерами плана ростверка. Указанные предположения согласуются с допущениями [1], 7.1.12, [2], 7.1.12, [3], 3.11.

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

Проверка прочности материала свай проводится согласно [6] или [7]. При подборе размеров свай, также производится подбор продольной арматуры в сваях по требуемой площади арматуры, определяемой расчетом по прочности для всех комбинаций нагрузок. Расстояние от контура сечения сваи до центров арматурных стержней первоначально определяется по заданному максимальному диаметру стержней и толщине защитного слоя бетона. После вычисления требуемой площади арматуры и подбора стержней, уточняется расстояние до центров стержней и расчет повторяется. В случае свай квадратного сечения, первоначально подбор проводится для схемы армирования с четырьмя стержнями, расположенными вблизи углов сечения. Если четырех стержней максимального диаметра недостаточно, то проводится подбор для схемы армирования с дополнительными стержнями, расположенными вблизи середин сторон сечения. В случае круглых свай, число стержней при подборе арматуры принимается не менее 6.

В необходимых случаях, арматура подбирается с учетом ограничения ширины раскрытия трещин.

Предусмотрено определение длины анкеровки стержней в случае, если в голове сваи требуется продольная арматура. Длина анкеровки в общем случае выводится для растянутых и для сжатых стержней.

Расчет по образованию и раскрытию трещин, нормальных к оси сваи, проводится согласно [6], 8.2.3-8.2.7, 8.2.14, 8.2.15, 8.2.17, 8.2.18. Расчет по трещиностойкости не проводится, если не выполняются условия прочности материала свай.

5. Расчет ростверка

Расчет на продавливание ростверка без поперечной арматуры проводится согласно [6], 8.1.46–8.1.52. Условие прочности ростверка без поперечной арматуры имеет вид:

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bX,ult}} + \frac{M_y}{M_{bY,ult}} \leq 1$$

Здесь F - продавливающая сила, равная сжимающей нагрузке на сваю; $F_{b,ult} = R_{bt} \cdot u \cdot h$ - предельная сила; X, Y - главные центральные оси расчетного контура, расположенного на расстоянии $h/2$ от сваи; M_x, M_y - моменты силы F относительно осей X, Y ;

$M_{bX,ult} = R_{bt} \cdot W_X \cdot h$ и $M_{bY,ult} = R_{bt} \cdot W_Y \cdot h$ - предельные моменты; R_{bt} - расчетное сопротивление бетона при растяжении (с учетом коэффициента условий работы бетона γ_b); u - периметр расчетного контура; W_X, W_Y - моменты сопротивления расчетного контура относительно осей X, Y .

Данное условие преобразуется к виду:

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

Здесь τ - касательное напряжение в расчетном поперечном сечении, распределенное по линейному закону (рис.7). Из указаний [6], 8.1.46 следует, что проверка должна производиться с учетом ограничения $|\tau| \leq 1.5\tau_F$, где $\tau_F = \frac{F}{uh}$.

6. Расчет осадки фундамента

Расчет осадки свайного куста проводится согласно [1], 7.4.4, 7.4.5. Осадка свайного куста принимается как наибольшая из осадок свай в кусте с учетом их взаимного влияния.

Расчет осадки свайного поля, в случае прямоугольного ростверка, проводится согласно [1], 7.4.6-7.4.9. Осадка вычисляется как сумма трех слагаемых.

$$s = s_{ef} + \Delta s_p + \Delta s_c$$

Значение s_{ef} вычисляется как осадка условного фундамента с ограничением сжимаемой толщи согласно [8]. Значения Δs_p и Δs_c , называемые соответственно осадкой продавливания и осадкой за счет сжатия ствола, вычисляются по формулам (7.42)-(7.45). В качестве шага a свайного поля, принимается наименьшее расстояние между осями свай.

При определении осадки, учитывается отрицательная сила трения проседающих слоев грунта, действующая по периметру свайного куста или свайного поля.

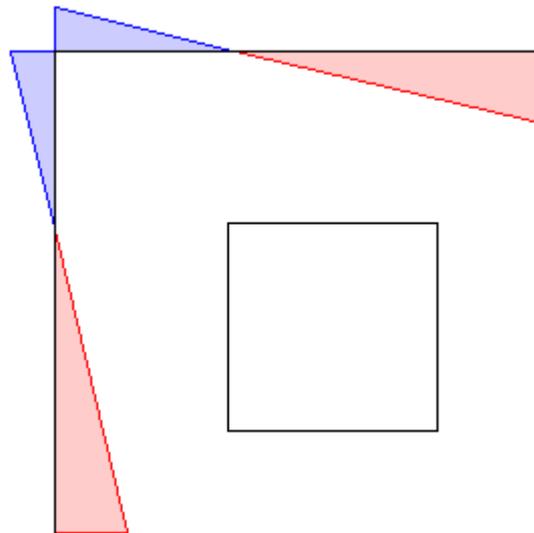


Рис. 7. Пример эпюры напряжения

Литература

1. СП 24.13330.2011 «СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты».
2. СП 50-102-2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов / Госстрой России. – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 82 с.
3. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 48 с.
4. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».
5. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
6. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».
7. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
8. СП 22.13330.2016 «СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений».
9. ГОСТ 23161-78 Грунты. Метод лабораторного определения характеристик просадочности.

516 - Свайный фундамент с ленточным ростверком



Программа предназначена для проектирования свайного фундамента с ленточным ростверком согласно СП 24.13330.2011 [1], СП 50-102-2003 [2] и СНиП 2.02.03-85 [3]. Предусмотрены следующие расчеты: проверка прочности грунта основания свай, проверка допустимости давления на грунт боковыми поверхностями свай, проверка прочности материала свай, проверка допустимости горизонтального перемещения и угла поворота головы сваи, расчет по образованию и раскрытию трещин в свае, расчет осадки свайной ленты, расчет ростверка как многопролетной балки, проверка прочности и трещиностойкости ростверка.

Программа позволяет провести подбор размеров свай, при которых обеспечивается работоспособность свайного фундамента и выполняются требования норм по заглублению свай. Для висячих свай подбирается размер сечения сваи и ее длина, для свай-стоек - размер сечения и глубина заделки сваи в скальный грунт.

Предусмотрено задание слоев грунта с нулевым сопротивлением и слоев грунта с заданным сопротивлением. Предусмотрено задание просадочного грунта.

1. Фундамент

Рассматривается свайный фундамент с ленточным ростверком прямоугольного поперечного сечения. Предполагается, что все сваи фундамента одинаковы. При задании свай указывается тип свай по характеру работы в грунте (висячие сваи или сваи-стойки) и вид свай по способу заглубления в грунт (забивные, набивные или буровые сваи). Забивные сваи могут иметь следующие поперечные сечения: сплошное квадратное, квадратное с круглой полостью, круглое полое. Рассматриваются набивные сваи, указанные в [1], 6.4а,б; [2], 6.4а,б; [3], 2.4а,б и буровые сваи, указанные в [1], 6.5а,б,д; [2], 6.5а,е; [3], 2.5а,д. Для висячих набивных и буровых свай предусмотрено задание уширения пяты сваи. При расчете несущей способности свай, уширение пяты представляется в виде шара.

При подборе свай требуется задать минимальный и максимальный размеры сечения, а также величину приращения размера. Для висячих свай требуется задать минимальную длину сваи, а для набивных и буровых свай-стоек – максимальную глубину заделки сваи в скальный грунт. При подборе полых свай требуется задать диаметр полости, при подборе свай с уширением - диаметр уширения. Эти значения рассматриваются как фиксированные.

Глубина погружения висячих забивных свай принимается с учетом требований [1], 8.14, [2], 8.15, [3], 7.10, глубина погружения висячих буровых свай – с учетом требований [1], 7.2.7, [2], 7.2.7, [3], 4.7. При расчете предполагается, что толщина слоя грунта, принятого за основание под нижние концы свай, является достаточной для применимости формул, по которым определяется сопротивление грунта под нижними концами свай. При подборе длины свай учитывается заданное минимальное расстояние от сваи до подошвы слоя, в который заглублен нижний конец сваи.

При наличии просадочного грунта предполагается, что сваи прорезают все слои просадочного грунта и заглубляются в непросадочный грунт, для которого выполняются требования [1], 9.3, [2], 9.3, [3], 8.4.

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

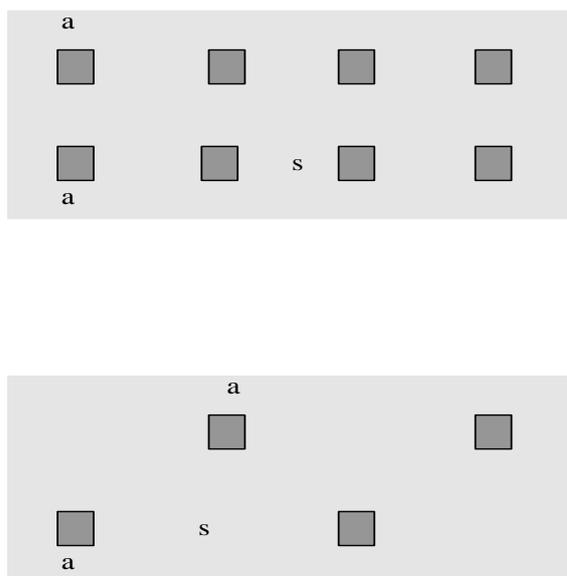


Рис.1. Размещение свай

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

Для свай-стоек, заделываемых в скальный грунт, предусмотрено задание граничного условия на нижнем конце сваи. Оно применяется при расчете сваи на горизонтальную нагрузку. При шарнирном опирании, полагается равным нулю перемещение, а при жесткой заделке - перемещение и поворот. Граничное условие ставится на уровне кровли скального грунта.

2. Грунт

Грунт, расположенный под подошвой ростверка, может состоять из нескольких горизонтальных слоев с различными физико-механическими характеристиками (рис.2). Слои нумеруются в направлении от подошвы ростверка вглубь основания. Предполагается, что последний заданный слой подстилается скальным грунтом. При отсутствии скального грунта, суммарная толщина слоев должна превышать сжимаемую толщину.

Для каждого слоя грунта задается удельный вес γ_s твердых частиц, удельный вес γ грунта природной влажности и природная влажность W (%). Для глинистого грунта задаются влажность на границе раскатывания W_p и влажность на границе текучести W_L . Вместо W_p и W_L могут задаваться число пластичности I_p и показатель текучести I_L .

Схема геологического разреза

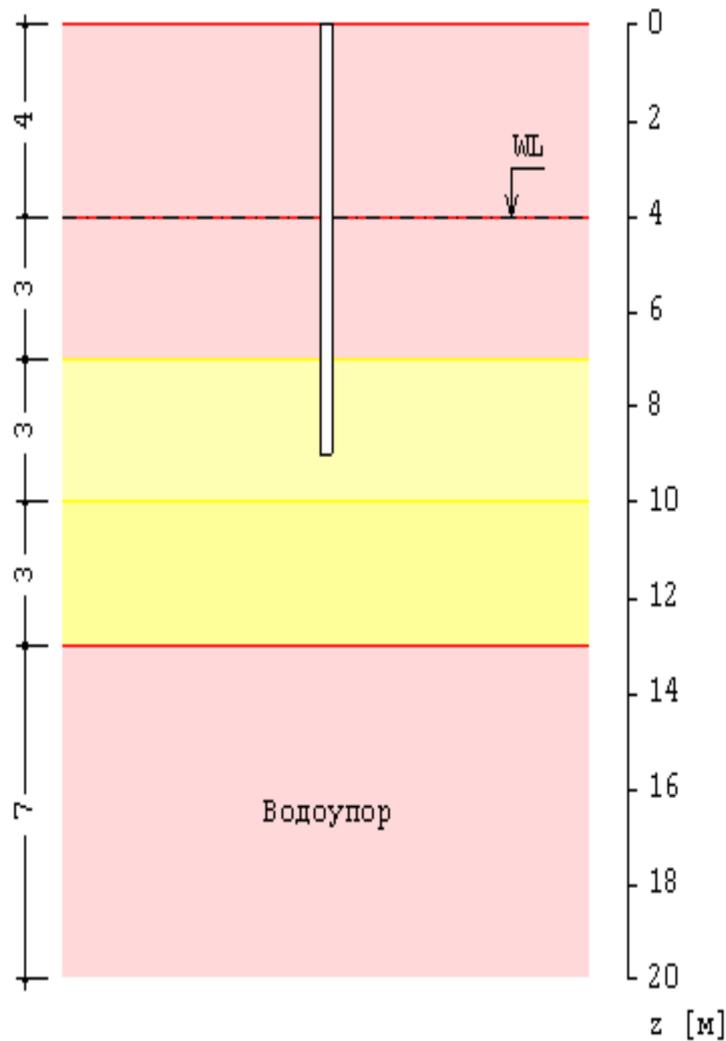


Рис. 2. Пример задания грунта

Коэффициент пористости грунта определяется по формуле:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} \left(1 + \frac{W}{100}\right) - 1$$

Удельный вес грунта в водонасыщенном состоянии определяется по формуле:

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + e\gamma_w}{1 + e}$$

Удельный вес водонасыщенного грунта с учетом взвешивающего действия воды определяется по формуле:

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}$$

Степень водонасыщения грунта определяется по формуле:

$$S_r = \frac{W}{100e} \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

Число пластичности глинистого грунта вводится формулой:

$$I_p = W_L - W_p$$

Показатель текучести глинистого грунта выражается по формуле:

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}$$

При учете просадочного грунта, применяется показатель текучести при водонасыщении грунта, определяемый согласно [1], (9.1), [2], (9.1), [3], (31) по формулам:

$$I_{Lsat} = \frac{ke\gamma_w / \gamma_s - w_p}{w_L - w_p}$$

$$w_p = W_p / 100$$

$$w_L = W_L / 100$$

В приведенных формулах γ_w - удельный вес воды ($\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$).

Для каждого слоя грунта (за исключением грунта с нулевым сопротивлением) задаются удельное сцепление c , угол внутреннего трения φ , модуль деформации E . Значения c , φ , E для грунта, залегающего ниже уровня подземных вод, но выше водоупора, должны задаваться для водонасыщенного состояния.

При наличии просадочного грунта, учитываются особенности расчета свайного фундамента в просадочном грунте согласно [1], 9, [2], 9, [3], 8. При вводе данных сначала задаются один или несколько слоев просадочного грунта, а затем задаются слои непросадочного грунта. Расчет свайного фундамента производится при условии замачивания просадочного грунта сверху до полного водонасыщения. Расчетное сопротивление f на боковой поверхности сваи при расчете сваи на вертикальную нагрузку и коэффициент пропорциональности K в выражении для коэффициента постели при расчете сваи на горизонтальную нагрузку определяются при показателе текучести грунта в водонасыщенном состоянии I_{Lsat} . Удельное сцепление c и угол внутреннего трения φ для просадочного грунта должны задаваться для водонасыщенного состояния.

Тип грунтовых условий по просадочности определяется в зависимости от величины просадки от собственного веса грунта. В грунтовых условиях I типа просадка от собственного веса грунта отсутствует или не превышает 5 см. В грунтовых условиях II типа просадка от собственного веса грунта превышает 5 см. При определении типа грунтовых условий используются зависимости относительной просадочности ε_{sl} от давления p для заданных слоев просадочного грунта (рис.3), полученные при испытаниях просадочных грунтов в компрессионном приборе согласно [9]. На основе графиков относительной просадочности вычисляется просадка грунта на уровне подошвы ростверка. Если просадка не превышает 5 см, то грунтовые условия относятся к I типу, и расчет сваи проводится аналогично расчету для непросадочного грунта, но с применением физико-механических характеристик просадочного грунта в водонасыщенном состоянии. В грунтовых условиях II типа учитывается действие на сваю отрицательных сил трения, возникающих при просадке околосвайного грунта. Силы трения учитываются до глубины h_{sl} , на которой просадка грунта равна 5 см. Суммарная сила трения грунта P_n учитывается с коэффициентом условий работы $\gamma_{cn} \leq 0.8$, при проверке прочности грунта основания свай, и учитывается с полным значением, при проверке прочности материала свай при вертикальной нагрузке. Сопротивление f грунта на боковой поверхности свай при действии сжимающей нагрузки учитывается от глубины h_{sl} до глубины погружения нижнего конца свай.

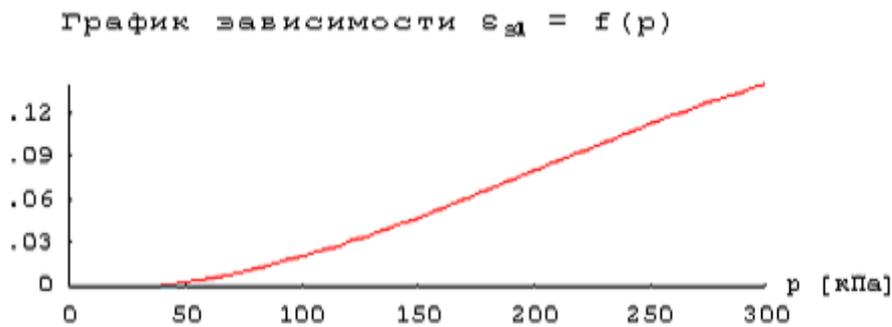


Рис.3. Пример зависимости относительной просадочности от давления

Суммарная отрицательная сила трения P_n определяется по формулам [1], 9.10, [2], 9.10, [3], 8.11.

$$P_n = u \sum_0^{h_{sl}} \tau_i h_i$$

$$\tau_i = \zeta \sigma_{zg} \operatorname{tg} \varphi_I + c_I$$

Здесь u - периметр сечения сваи, φ_I, c_I - значения угла внутреннего трения и удельного сцепления. Согласно [1], $\zeta = (0.55/n)(1+z)^{-0.5}$, где n - пористость грунта, $n = e/(1+e)$. Согласно [2] и [3], $\zeta = 0.7$, значения φ_I, c_I осредняются по глубине h_{sl} , расчетное сопротивление τ_i при $z \geq 6$ м принимается постоянным и равным τ_i на глубине 6 м.

При отсутствии просадочного грунта, предусмотрен учет отрицательных сил трения грунта согласно [1], 7.2.11-7.2.13, [2], 7.2.13-7.2.15, [3], 4.11-4.13. 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 и при проверке прочности материала сваи. При определении осадки, отрицательная сила трения определяется по периметру свайной ленты.

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. Предполагается, что уровень подземных вод ниже просадочного грунта.

3. Нагрузки

Распределенная нагрузка на фундамент характеризуется погонными значениями вертикальной силы N , горизонтальной силы H и момента M . Линия приложения нагрузки лежит в плоскости обреза фундамента и параллельна оси ростверка. Горизонтальная сила H и момент M действуют в плоскости, перпендикулярной к оси ростверка. Вертикальная сила положительна, если она действует сверху вниз. Положительное направление момента совпадает с направлением момента горизонтальной силы относительно оси в плоскости подошвы ростверка.

Классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно [4] или [5]. 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. Если при подборе свай требуется обеспечить отсутствие трещин, то расчет по образованию трещин, согласно [6], проводится для расчетных ($\gamma_f > 1$) основных комбинаций нагрузок.

Предусмотрен учет собственного веса ростверка в комбинации нагрузок. При этом в расчетных комбинациях собственный вес ростверка принимается с заданным коэффициентом надежности. Собственный вес сваи учитывается при проверке прочности грунта основания сваи, при проверке прочности материала сваи и при расчете 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 свай и их оснований

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

Условия проверок представляются в виде:

$$V/V_u \leq 1$$

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.

При определении вертикальных нагрузок на сваи, учитываются моменты горизонтальных сил относительно оси, лежащей в плоскости подошвы ростверка. Предполагается, что ростверк является абсолютно жестким в поперечном направлении. В случае фундамента с несколькими рядами свай, предполагается, что размеры поперечного сечения свай малы по сравнению с шириной поперечного сечения ростверка. Указанные предположения согласуются с допущениями [1], 7.1.12, [2], 7.1.12, [3], 3.11.

Горизонтальные нагрузки на сваи определяются в предположении равномерного распределения между всеми сваями горизонтальных нагрузок, действующих на фундамент. Напряженно-деформированное состояние свай, при действии горизонтальных сил, определяется путем численного решения задачи статики для стержня в упругой среде с кусочно-линейным коэффициентом постели. Краевые условия в верхнем сечении стержня соответствуют заданному виду сопряжения сваи с ростверком. При рассмотрении висячих свай, нижний конец стержня

принимается свободным, а при рассмотрении свай-стоек, нижний конец сваи принимается закрепленным согласно заданному граничному условию. Условия на нижнем конце могут иметь значение в случае коротких свай.

Проверка прочности материала свай проводится согласно [6] или [7]. При подборе размеров свай, также производится подбор продольной арматуры в сваях по требуемой площади арматуры, определяемой расчетом по прочности для всех комбинаций нагрузок. Расстояние от контура сечения сваи до центров арматурных стержней первоначально определяется по заданному максимальному диаметру стержней и толщине защитного слоя бетона. После вычисления требуемой площади арматуры и подбора стержней, уточняется расстояние до центров стержней и расчет повторяется. В случае свай квадратного сечения, первоначально подбор проводится для схемы армирования с четырьмя стержнями, расположенными вблизи углов сечения. Если четырех стержней максимального диаметра недостаточно, то проводится подбор для схемы армирования с дополнительными стержнями, расположенными вблизи середин сторон сечения. В случае круглых свай, число стержней при подборе арматуры принимается не менее 6.

В необходимых случаях, арматура подбирается с учетом ограничения ширины раскрытия трещин.

Предусмотрено определение длины анкеровки стержней в случае, если в голове сваи требуется продольная арматура. Длина анкеровки в общем случае выводится для растянутых и для сжатых стержней.

Расчет по образованию и раскрытию трещин, нормальных к оси сваи, проводится согласно [6], 8.2.3-8.2.7, 8.2.14, 8.2.15, 8.2.17, 8.2.18. Расчет по трещиностойкости не проводится, если не выполняются условия прочности материала свай.

5. Расчет ростверка

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

Расчеты по прочности и по трещиностойкости ростверка проводятся согласно [6] или [7]. Подбор верхней и нижней продольной арматуры в ростверке проводится по требуемым площадям арматуры $A_{s\text{в}}$ и $A_{s\text{н}}$, определяемым расчетом по прочности для всех комбинаций нагрузок. Расстояния от контура поперечного сечения ростверка до центров стержней верхней и нижней арматуры первоначально определяются по заданным максимальным диаметрам стержней и толщинам защитного слоя бетона. После вычисления требуемых площадей арматуры и подбора стержней, уточняются расстояния до центров стержней верхней и нижней арматуры, и расчет повторяется. При подборе арматуры учитывается требование норм по максимальному расстоянию между осями стержней.

Проверка прочности ростверка проводится по условиям:

$$M_o / M_{u-} \leq 1$$

$$M_n / M_{u+} \leq 1$$

Здесь M_o, M_n - изгибающие моменты на краю опоры и в середине пролета (рис.4), M_{u+}, M_{u-} - предельные моменты при растянутой нижней и верхней арматуре.

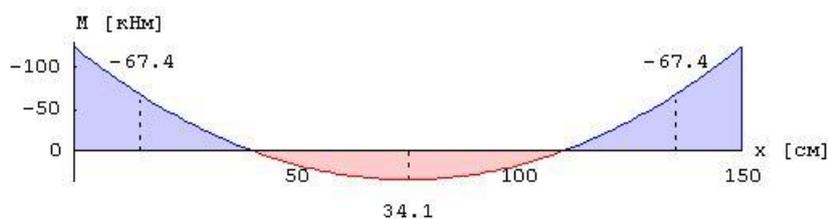


Рис. 4. Пример эпюры изгибающего момента в ростверке

6. Расчет осадки фундамента

Осадка свайной ленты определяется как осадка условного ленточного фундамента с ограничением сжимаемой толщи согласно [8]. Нижняя граница сжимаемой толщи принимается на глубине, на которой отношение напряжения от нагрузки к напряжению от веса грунта равно 0.5. Предусмотрено задание другого значения отношения напряжений.

При определении осадки, учитывается отрицательная сила трения проседающих слоев грунта, действующая по периметру свайной ленты.

Литература

1. СП 24.13330.2011 «СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты».
2. СП 50-102-2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов / Госстрой России. – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 82 с.
3. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 48 с.
4. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».
5. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
6. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».
7. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
8. СП 22.13330.2016 «СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений».
9. ГОСТ 23161-78 Грунты. Метод лабораторного определения характеристик просадочности.

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.

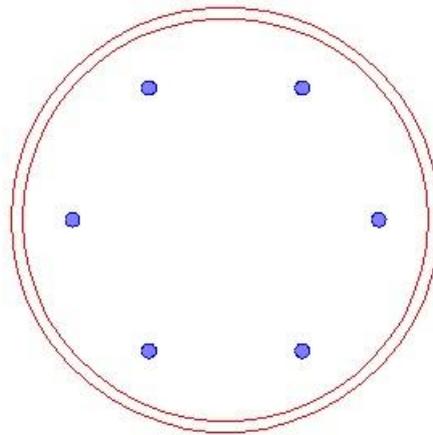


Рис. 1. Сечение сваи

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».

518 – Стальная свая

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

1. Свая

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.

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 ν 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 и устойчивости 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 и устойчивости сваи проводится согласно [3]. Условие прочности имеет вид:

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

Здесь σ - нормальное напряжение, R_y - расчетное сопротивление стали, γ_c - коэффициент условий работы.

При проверке устойчивости, свая рассматривается согласно [1], 7.1.8 как стержень длиной $l_1 = l_0 + 2/\alpha_\varepsilon$, жестко защемленный в нижнем сечении. Здесь α_ε - коэффициент деформации, определяемый по приложению Г.

Условие устойчивости при отсутствии горизонтальной нагрузки имеет вид:

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

а при горизонтальной нагрузке имеет вид:

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

Коэффициент φ продольного изгиба вычисляется по формуле (8) из [3]. Коэффициент φ_e определяется на основе таблицы Д.3 из [3] при помощи линейной интерполяции. Коэффициенты φ и φ_e зависят от гибкости $\lambda = l_{ef}/i$, где $i = \sqrt{I/A}$ - радиус инерции сечения, $l_{ef} = \mu l_1$. В случае фундамента с однорядным расположением свай, $\mu = 2$, а в случае фундамента с многорядным расположением свай, $\mu = 0.699$ или $\mu = 0.5$ при шарнирном или жестком сопряжении сваи с ростверком.

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 16.13330.2017: Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – Минстрой России, 2017.

519 – Свая в полускальном грунте

Программа предназначена для проверки и подбора набивной или буровой железобетонной сваи, заглубленной в полускальный грунт, согласно СП 24.13330.2011 [1] и СП 63.13330.2018 [2]. Проводятся проверки прочности грунта основания сваи и прочности материала сваи.

1. Свая

Рассматривается набивная или буровая железобетонная свая, прорезающая слабые слои грунта и заглубленная в полускальный грунт (рис.1). Предполагается, что длина сваи l больше глубины залегания полускального грунта h_0 более чем на 0.5 м. Глубина h_0 отсчитывается от уровня подошвы ростверка.

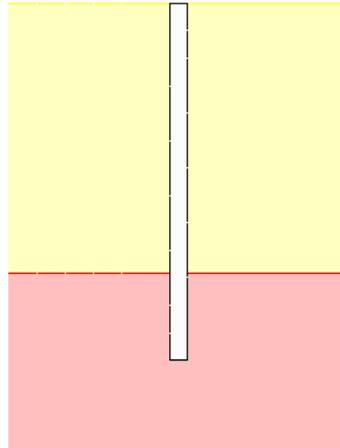


Рис. 1. Свая в полускальном грунте

Расчетная модель сваи, при проверке прочности материала, представляет собой стержень, жестко защемленный в сечении на уровне кровли полускального грунта. Закрепление верхнего сечения сваи может быть шарнирным или жестким.

Для подбора сваи требуется задать максимальные значения диаметра и длины сваи. Для подбора арматуры в свае могут быть заданы минимальный и максимальный диаметры арматурных стержней, максимальное число стержней, минимальное расстояние в свету между стержнями.

2. Грунт

Полускальный грунт характеризуется нормативным значением предела прочности при одноосном сжатии грунта в водонасыщенном состоянии $R_{c,n}$ и показателем качества породы RQD . Расчетное значение предела прочности определяется по формуле $R_c = R_{c,n} / \gamma_g$, где γ_g - коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1,4. Показатель качества породы RQD служит для определения коэффициента снижения прочности K_s согласно таблице 7.1 [1]. При помощи коэффициента K_s учитывается снижение прочности из-за трещиноватости массива полускального грунта.

Значение $R_{c,n}$ определяется по результатам испытаний монолитов в лабораторных условиях.

3. Нагрузка

Предусмотрено задание вдавливающей нагрузки ($N > 0$) или выдергивающей нагрузки ($N < 0$), а также горизонтальной нагрузки H .

Собственный вес сваи G учитывается при проверке прочности грунта основания сваи. При действии вдавливающей нагрузки на сваю, применяется заданный коэффициент надежности $\gamma_f > 1$, а при действии выдергивающей нагрузки - $\gamma_f = 0,9$.

Предусмотрен учет случайного эксцентриситета продольной силы согласно [2].

4. Проверка прочности грунта основания сваи

Условие прочности имеет вид:

$$N_0 \gamma_n \gamma_{c,g} / F_d \leq 1$$

Здесь $N_0 = N + \gamma_f G$ - расчетная нагрузка на грунт, γ_n - коэффициент надежности по ответственности сооружения, $\gamma_{c,g}$ - коэффициент надежности по грунту. Расчетная несущая способность сваи F_d определяется как $\max(F_{db}, F_{ds})$.

Несущая способность сваи, при учете сопротивления под нижним концом сваи, определяется по формуле:

$$F_{db} = R \pi d^2 / 4$$

Здесь $R = K_s R_c (1 + 0,4 \frac{l_d}{d})$ - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, $l_d = l - h_0$ - глубина заделки сваи в полускальный грунт. Множитель $(1 + 0,4 \frac{l_d}{d})$ принимается не более 3.

Несущая способность сваи, при учете сопротивления на боковой поверхности, определяется согласно Приложению Б [1] по формуле:

$$F_{ds} = R_s \pi d l_d$$

Здесь $R_s = 0,63 \sqrt{p_a R_c}$, $p_a = 100$ кПа.

5. Проверка прочности материала сваи

Проверка прочности материала сваи проводится согласно [2] на основе диаграмм деформирования сжатого бетона и арматуры. Для сжатого бетона применяется трехлинейная диаграмма согласно [2], 6.1.20. Для арматуры, в зависимости от ее класса, применяется двухлинейная или трехлинейная диаграмма согласно [2], 6.2.14, 6.2.15.

Условия прочности имеют вид:

$$N / N_u \leq 1$$

$$M / M_u \leq 1$$

Здесь N_u , M_u - предельные усилия. Продольная сила N равна вертикальной нагрузке на сваю.

При вдавливающей нагрузке, изгибающий момент M определяется как для сжатого элемента с учетом прогиба по формуле $M = \eta M_0$, где $M_0 = Hh_0$. Значение M_0 принимается не менее Ne_a , где e_a - случайный эксцентриситет продольной силы, определяемый согласно [2]. Повышающий коэффициент η вычисляется по формуле:

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

Здесь N_{cr} - критическая сила, которая определяется согласно [2], 8.1.15 по формуле:

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

Здесь D - жесткость сваи, l_0 - расчетная длина сваи. Жесткость сваи вычисляется по формуле:

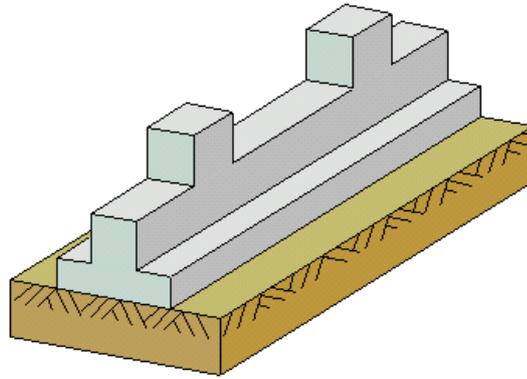
$$D = \frac{0.15E_b I_b}{\varphi_l(0.3 + \delta_e)} + 0.7E_s I_s$$

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, $\delta_e = e_0/d$ - относительный эксцентриситет продольной силы, $e_0 = M/N$, значение φ_l принимается равным 2. Расчетная длина сваи l_0 при шарнирном сопряжении сваи с ростверком равна $0,699h_0$, а при жестком сопряжении - $0,5h_0$.

Литература

1. СП 24.13330.2011 «СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты».
2. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».

520 - Ленточный фундамент



Программа предназначена для проектирования ленточного фундамента под колонны 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]. Осадка фундамента определяется согласно следующим нормам: СП 22.13330.2016 [5], СП 50-101-2004 [6], СНиП 2.02.01-83* [7]. Реактивное давление грунта рассчитывается с учетом совместного деформирования фундамента и основания. Учитывается возможность отрыва частей фундамента от основания. Определяется требуемая площадь арматуры и производится конструирование арматуры в сечении. Проводится расчет фундамента по трещиностойкости. Предусмотрен нелинейный расчет осадки фундамента с учетом неупругих свойств железобетона и наличия трещин.

1. Фундамент

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

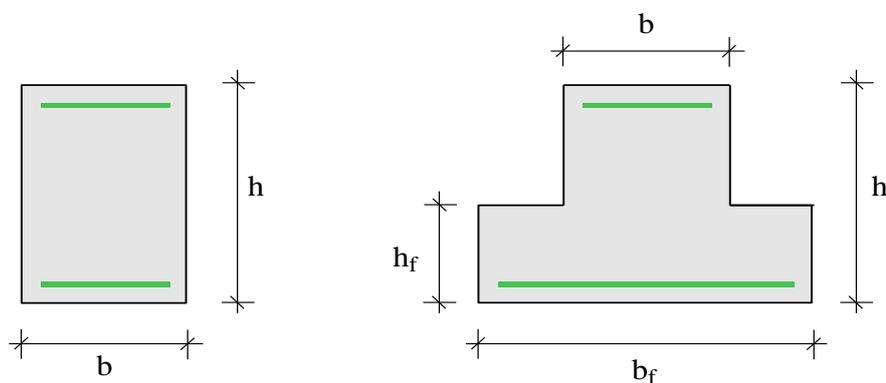


Рис. 1. Сечения

2. Грунт

Грунт, расположенный под подошвой фундамента, может состоять из нескольких горизонтальных слоев с различными физико-механическими характеристиками. Слои нумеруются в направлении от подошвы фундамента вглубь основания. Возможно задание до 40 слоев. Предполагается, что последний заданный слой подстилается скальным грунтом. При отсутствии скального грунта, суммарная толщина слоев должна превышать сжимаемую толщину.

При наличии подземных вод, задается номер слоя грунта, кровля которого находится на уровне подземных вод. При наличии водоупора, задается номер слоя глинистого грунта, в котором практически отсутствует фильтрация подземных вод.

Для каждого слоя грунта задается удельный вес γ_s твердых частиц, удельный вес γ грунта природной влажности, коэффициент пористости e , удельное сцепление c , угол внутреннего

трения φ , модуль деформации E . Для глинистого грунта дополнительно задается показатель текучести I_L . Значения c , φ , E для грунта, залегающего ниже уровня подземных вод, но выше водоупора, должны задаваться для водонасыщенного состояния.

Удельный вес грунта в водоносном слое, с учетом взвешивающего действия воды, определяется

автоматически по формуле $\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}$ (γ_w - удельный вес воды, $\gamma_w = 10$ кН/м³).

3. Нагрузки

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

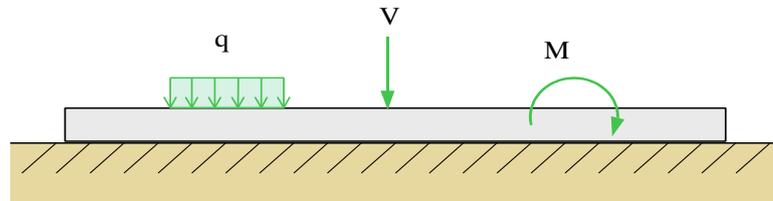


Рис. 2. Положительные направления нагрузок

При расчете по [1], классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно СП 20.13330.2016 [8], а при расчете по [2] и [3], – согласно СНиП 2.01.07-85* [9]. Нагрузки подразделяются на постоянные, длительные, кратковременные, сейсмические 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 сейсмических или 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.

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

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

Для сокращения вычислений предусмотрен выбор среди всех возможных комбинаций нагрузок таких комбинаций, для которых усилия, осадка и давление принимают наибольшие значения при решении упрощенной задачи, в которой рассматривается винклеровское основание с постоянным коэффициентом постели и не учитывается отрыв фундамента от основания. Следует отметить, что численные результаты упрощенной задачи отличаются от результатов, полученных с учетом переменности коэффициента постели и отрыва фундамента от основания.

4. Расчет усилий

Задача о совместном деформировании фундамента и основания относится к классу пространственных контактных задач. При ее решении предполагается, что перемещение точек подошвы фундамента и реактивное давление грунта постоянны по ширине фундамента b (или b_f). Учитывается, что на участках отрыва фундамента от основания реактивное давление равно нулю. Увеличение жесткости участков фундамента непосредственно под колоннами в программе не учитывается. Влияние повышенной жесткости подколонных участков может быть оценено при помощи расчета, в котором фундамент разбивается на части, и сечения подколонных частей фундамента принимаются с увеличенной высотой.

Решение задачи строится при помощи метода итераций. На текущем итерационном шаге, по найденному давлению, вычисляется осадка основания. При этом применяется интегральное представление сжимающих напряжений $\sigma_z(x, y, z)$ в грунте через давление по области контакта на границе полупространства и метод послойного суммирования, согласно которому осадка вычисляется по формуле $w(x) = \beta \sum_i \int_{h_i} \frac{\sigma_z(x, 0, z)}{E_i} dz$, где $\beta = 0,8$. Суммирование производится по

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

При решении задачи об изгибе фундамента предполагается, что бетон и арматурная сталь деформируются по линейному закону. Расчет фундамента производится дважды. Площадь требуемой арматуры, вычисленная при первом расчете фундамента, учитывается при определении изгибной жесткости фундамента во втором расчете. В рассматриваемой задаче увеличение изгибной жесткости фундамента при учете арматуры приводит к увеличению изгибающего момента. Результаты расчета выводятся в табличной и графической формах. Следует учитывать, что при положительном изгибающем моменте растянута верхняя часть сечения, а при отрицательном – нижняя. При построении эпюры, значения изгибающего момента откладываются со стороны растянутой зоны и, следовательно, верхняя часть эпюры соответствует положительному моменту, а нижняя часть – отрицательному моменту.

5. Расчет и конструирование продольной арматуры

Площади продольной арматуры рассчитываются из условия прочности нормальных сечений. При этом подколонные участки фундамента не рассматриваются, так как напряженное состояние

на этих участках существенно отличается от изгибного напряженного состояния и прочность обеспечивается при более низком армировании, чем на соседних участках.

При расчете фундамента согласно [1], [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

При расчете фундамента 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.

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

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

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

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

6. Расчет и конструирование арматуры в свесах полки

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

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

$$Q = pc$$

где c - свес полки, p - давление грунта, наибольшее для рассматриваемого сечения фундамента. При подборе арматуры учитываются минимальный и максимальный диаметры стержней, минимальное и максимальное значение шага стержней, а также минимальное значение коэффициента армирования, который определяется как отношение площади арматуры к

эффективной площади сечения, равной произведению ширины сечения (1 м) на рабочую высоту сечения.

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

7. Расчет и конструирование поперечной арматуры

Погонная площадь поперечной арматуры A_{sw}/s_w рассчитывается из условия прочности наклонных сечений на действие поперечной силы по наклонной трещине. Расчет производится согласно [1], 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. 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.

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

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

8. Расчет по трещиностойкости

Расчет по образованию и раскрытию трещин, нормальных к продольной оси фундамента, проводится после конструирования арматуры. Расчет 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. При определении изгибающих моментов при помощи расчета усилий учитывается подобранная арматура.

Расчет по [1], [2] и [3] проводится для изгибающих моментов от комбинаций нормативных нагрузок ($\gamma_f = 1$). При расчете с выбором комбинаций выбираются такие комбинации, для которых изгибающий момент M от постоянных, длительных и кратковременных нагрузок и изгибающий момент M_l от длительно действующих нагрузок достигают наибольших по модулю значений. Моменты M и M_l определяются при помощи отдельных расчетов усилий.

Расчет согласно [1] и [2] проводится с использованием нелинейной деформационной модели. Момент M_{crc} при образовании трещин, а также напряжения σ_s и $\sigma_{s,crc}$, входящие в формулы [1],

(8.128), (8.137) и [2], (7.13), (7.22), вычисляются на основе диаграмм состояния бетона и арматурной стали при помощи численного метода. Площадь сечения растянутого бетона A_{bt} и площадь сечения растянутой арматуры A_s , через которые по формуле [1], (8.136) и [2], (7.21) вычисляется базовое расстояние l_s между трещинами, определяются по моменту M_{crc} непосредственно перед образованием трещин. Значение A_{bt} определяется при следующих ограничениях на высоту растянутой зоны: $h_t \geq 2a$, $h_t \leq h/2$, где a – расстояние от центра тяжести площади растянутой арматуры до ближайшей грани сечения.

Расчет согласно [3] выполняется по 3-й категории требований к трещиностойкости (допускается ограниченное по ширине непродолжительное a_{crc1} и продолжительное a_{crc2} раскрытие трещин) на основе формул, приведенных в [3] и [10].

Расчет по трещиностойкости, согласно [4], проводится для изгибающих моментов от практически постоянных комбинаций нагрузок ($\gamma_F = 1$) с использованием нелинейной деформационной модели. Момент M_{cr} при образовании трещин, деформация растянутой арматуры ε_s , напряжения в растянутой арматуре после образования трещин σ_s и σ_{sr} вычисляются на основе параболически-линейной диаграммы состояния сжатого бетона и диаграммы арматурной стали при помощи численного метода. Момент M_{cr} определяется из условия достижения на растянутой грани сечения напряжения f_{ctm} . При этом состояние растянутого бетона описывается линейной диаграммой, соответствующей модулю упругости E_{cm} . Эффективная площадь растянутой зоны $A_{c,eff}$ определяется при высоте $h_{c,eff} = 2.5a$, которая ограничивается условиями $h_{c,eff} \leq h_t/2$ и $h_{c,eff} \leq h/2$, где h_t – высота растянутой зоны непосредственно перед образованием трещин.

9. Расчет осадки

Расчет осадки основания проводится для каждой части фундамента согласно [5], 5.6.31, [6], 5.5.31, [7], прил.2, п.1 методом послойного суммирования. При этом учитывается влияние других частей как соседних фундаментов.

Нижняя граница сжимаемой толщи принимается на глубине H_c , для которой выполняется условие $\sigma_{zp} = k\sigma_{zg}$, где σ_{zp} – напряжение от нагрузки при расчете по [5], [6] и дополнительное напряжение при расчете по [7], σ_{zg} – напряжение от собственного веса грунта. При расчете по [6], значение k принимается в зависимости от ширины b подошвы фундамента в пределах от 0.2 до 0.5. При расчете по [5] и [7], значение k принимается независимо от ширины b равным 0.5 и 0.2 соответственно.

Если найденная нижняя граница сжимаемой толщи лежит в слое грунта с модулем деформации $E < 7$ МПа (согласно [5]) или $E < 5$ МПа (согласно [6], [7]), то значение H_c принимается равным минимальному из значений, соответствующих подошве этого слоя или глубине, где выполняется условие $\sigma_{zp} = k_1\sigma_{zg}$ ($k_1 = 0.2$ согласно [5] и $k_1 = 0.1$ согласно [6], [7]). В программе предусмотрена возможность задания значения k , которая может быть использована для включения в сжимаемую толщу слоя с пониженным модулем деформации в том случае, когда этот слой находится ниже найденной границы $z = H_c$.

10. Нелинейный расчет осадки

При нелинейном расчете осадки, учитываются нелинейные свойства железобетона и наличие трещин. При изгибе фундамента, распределение продольной деформации по высоте сечения определяется кривизной, величина которой зависит от изгибающего момента.

При расчете согласно [1] и [2], кривизна определяется на основе нелинейной деформационной модели. При этом применяются диаграммы деформирования сжатого и растянутого бетона при непродолжительном и продолжительном действии нагрузки. Значения изгибающего момента от длительно действующих нагрузок определяются при помощи отдельного нелинейного расчета для длительно действующих нагрузок.

При расчете согласно [3], кривизна вычисляется по формулам (155), (160) и (170). При этом учитывается длительность действия нагрузки, влияющая на величину деформаций ползучести.

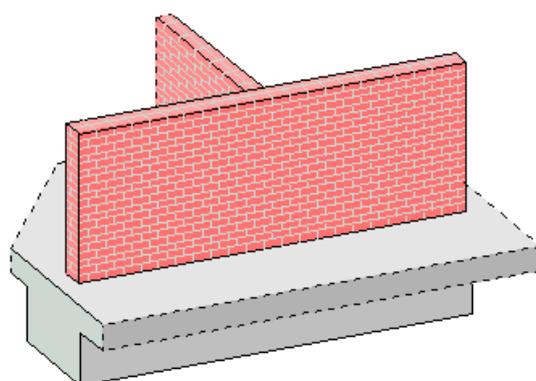
Нелинейный расчет усилий в фундаменте проводится при помощи метода итераций. Итерационный процесс оканчивается тогда, когда относительные приращения изгибающего момента и прогиба становятся менее 1%.

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

Литература

1. 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. СП 22.13330.2016 «СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений».
6. СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. – М.:ФГУП ЦПП, 2005.
7. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2002. – 48 с.
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.
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.

521 - Ленточный фундамент под стену



Программа предназначена для проектирования железобетонного ленточного фундамента под стену 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]. Предусмотрен подбор сечения фундамента, удовлетворяющего условиям прочности, жесткости, трещиностойкости, а также ограничениям осадки и крена. Деформации основания определяются согласно следующим нормам: СП 22.13330.2016 [5], СП 50-101-2004 [6], СНиП 2.02.01-83* [7].

1. Фундамент

Возможны следующие виды сечений фундамента: прямоугольное, трапециевидное, ступенчатое (рис.1).

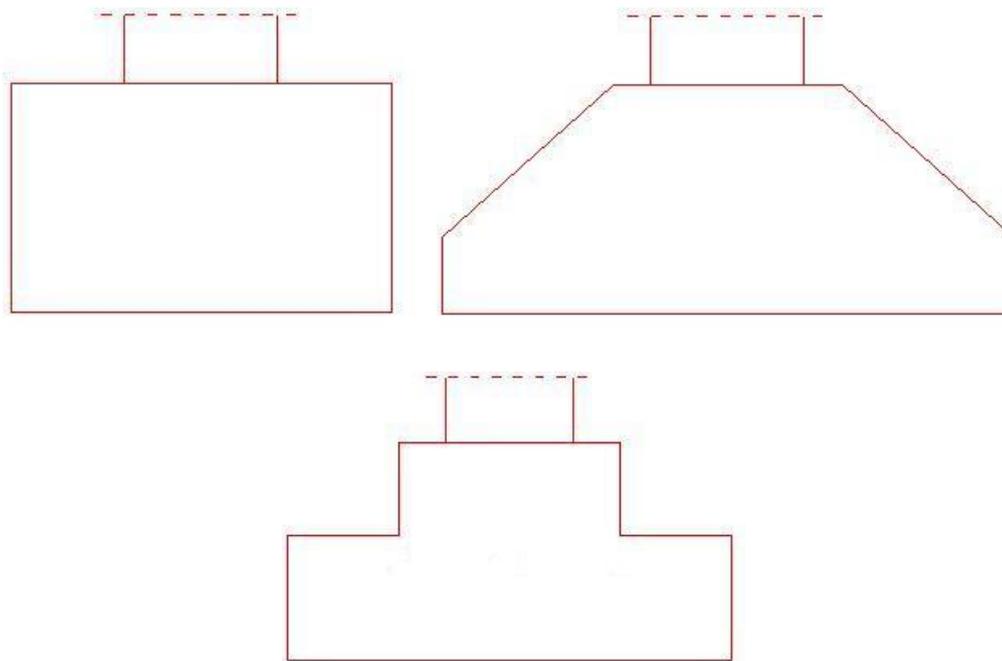


Рис.1 Сечения фундамента

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

2. Грунт

Грунт, расположенный под подошвой фундамента, может состоять из нескольких горизонтальных слоев с различными физико-механическими характеристиками. Слои нумеруются в направлении от подошвы фундамента вглубь основания. Возможно задание до 40 слоев. Предполагается, что последний заданный слой подстилается скальным грунтом. При отсутствии скального грунта, суммарная толщина слоев должна превышать сжимаемую толщину.

При наличии подземных вод, задается номер слоя грунта, кровля которого находится на уровне подземных вод. При наличии водоупора, задается номер слоя глинистого грунта, в котором практически отсутствует фильтрация подземных вод.

Для каждого слоя грунта задается удельный вес γ_s твердых частиц, удельный вес γ грунта природной влажности, коэффициент пористости e , удельное сцепление c , угол внутреннего трения φ , модуль деформации E . Для глинистого грунта дополнительно задается показатель текучести I_L . Значения c , φ , E для грунта, залегающего ниже уровня подземных вод, но выше водоупора, должны задаваться для водонасыщенного состояния.

Удельный вес грунта в водоносном слое, с учетом взвешивающего действия воды, определяется автоматически по формуле $\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}$ (γ_w - удельный вес воды, $\gamma_w = 10$ кН/м³).

3. Нагрузки

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

При расчете по [1], классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно СП 20.13330.2016 [8], а при расчете по [2] и [3], – согласно СНиП 2.01.07-85* [9]. Нагрузки подразделяются на постоянные, длительные, кратковременные, сейсмические 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 сейсмических или 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.

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

4. Расчет по прочности

Расчет на действие изгибающего момента проводится в расчетном продольном сечении под гранью стены, имеющем ширину 1 м. По изгибающим моментам от комбинаций расчетных нагрузок определяется требуемая площадь арматуры поперечного направления.

При расчете 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, а при расчете по [4], - параболически-линейная диаграмма. При расчете 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_2 , зависящий от длительности действия нагрузки, определяется для каждой комбинации нагрузок по отдельности.

При подборе арматуры учитываются минимальный и максимальный диаметры стержней, минимальное и максимальное значение шага стержней, а также минимальное значение коэффициента армирования, который определяется как отношение площади арматуры к эффективной площади сечения, равной произведению ширины сечения (1 м) на рабочую высоту сечения.

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

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

5. Расчет по трещиностойкости

Расчет по образованию и ширине раскрытия трещин 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. Расчет по [1], [2] и [3] проводится для изгибающих моментов от комбинаций нормативных нагрузок ($\gamma_f = 1$). Расчет, согласно [1] и [2], проводится с использованием нелинейной деформационной модели. Расчет по трещиностойкости, согласно [4], проводится для изгибающих моментов от практически постоянных комбинаций нагрузок ($\gamma_F = 1$) с использованием нелинейной деформационной модели. Предусмотрено увеличение площади арматуры, если ширина раскрытия трещин превышает предельно допустимое значение.

6. Расчет осадки и крена

Расчет осадки основания проводится согласно [5], 5.6.31, [6], 5.5.31, [7], прил.2, п.1 методом послойного суммирования.

Крен фундамента определяется по формуле (5.24) [5] или по формуле (5.22) [6] или по формуле (10) [7], прил.2. Среднее в пределах сжимаемой толщи H_c значение \bar{D} определяется по формуле (5.26) [5]. Средние в пределах сжимаемой толщи H_c значения модуля деформации \bar{E} и коэффициента Пуассона $\bar{\nu}$ определяются по формулам (5.23) и (5.24) [6] или по формулам (11) и (12) [7], прил.2.

Нижняя граница сжимаемой толщи принимается на глубине H_c , для которой выполняется условие $\sigma_{zp} = k\sigma_{zg}$, где σ_{zp} – напряжение от нагрузки при расчете по [5] или [6] и дополнительное напряжение при расчете по [7], σ_{zg} – напряжение от собственного веса грунта.

При расчете по [6], значение k принимается в зависимости от ширины b подошвы фундамента в пределах от 0.2 до 0.5. При расчете по [5] и [7], значение k принимается независимо от ширины b равным 0.5 и 0.2 соответственно.

Если найденная нижняя граница сжимаемой толщи лежит в слое грунта с модулем деформации $E < 7$ МПа (согласно [5]) или $E < 5$ МПа (согласно [6], [7]), то значение H_c принимается равным минимальному из значений, соответствующих подошве этого слоя или глубине, где выполняется условие $\sigma_{zp} = k_1\sigma_{zg}$ ($k_1 = 0.2$ согласно [5] и $k_1 = 0.1$ согласно [6], [7]). В программе предусмотрена возможность задания значения k , которая может быть использована для включения в сжимаемую толщину слоя с пониженным модулем деформации в том случае, когда этот слой находится ниже найденной границы $z = H_c$.

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. СП 22.13330.2016 «СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений».
6. СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. – М.:ФГУП ЦПП, 2005.
7. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2002. – 48 с.
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.

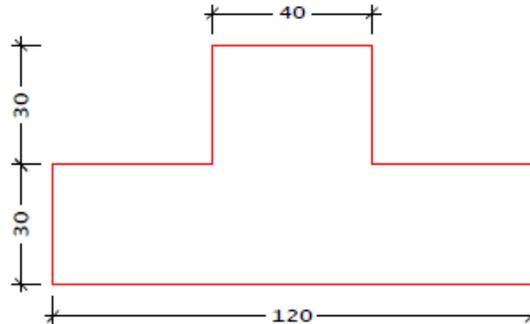
522 - Ленточный фундамент под колонны (MSZ EN 1992)

1. Фундамент

Фундамент

l	b	h	b _ε	h _{ε1}	h _{ε2}
[м]	[см]	[см]	[см]	[см]	[см]
10.00	40	60	120	30	30

Сечение



Колонны

№	x _k	h _k
	[м]	[см]
1	3.00	40
2	7.00	40

Глубина заложения фундамента

от уровня планировки $d = 3.00$ м

от поверхности рельефа $d_n = 3.00$ м

2. Грунт

Грунт

Удельный вес грунта выше уровня подошвы фундамента
 $\gamma_0 = 18.0$ кН/м³

Слой	h	γ_s	e	γ	c	ϕ	E
	[м]	[кН/м ³]	[-]	[кН/м ³]	[кПа]	[град]	[МПа]
1	10.00	26.0	0.60	18.0	5.0	35.0	25.0

3. Воздействия

Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Постоянное воздействие постоянное -

Коэффициент упр. надежностью $K_{F1} = 1.0$ -

При комбинировании применяется формула (6.10)

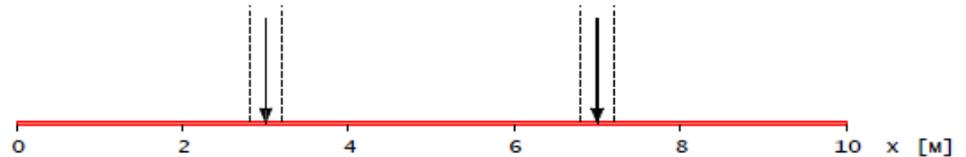
Коэффициенты

№	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Группа	Знак
1	1.35	1.00					

Вертикальные силы и моменты

№	Колонна	V	M
		[кН]	[кНм]
1	1	500.0	
	2	500.0	

Воздействие 1



4. Расчет

Расчет

согласно MSZ EN 1992-1-1, MSZ EN 1997-1

Расчетная модель

Балка на упругом основании с переменным коэффициентом постели $k(x)$
 При определении $k(x)$ учитывается вся толща грунта

Материалы

Бетон *C20/25*

Продольная арматура *S500*
 Предел текучести арматуры $f_{yk} = 500$ МПа
 Предел прочности арматуры $f_{tk} = 525$ МПа

Поперечная арматура *S500*
 Предел текучести арматуры $f_{yk} = 500$ МПа

Выбранные комбинации

К	Номер воздействия (Коэффициент)
1	1 (1.35)

Изгибная жесткость с учетом арматуры

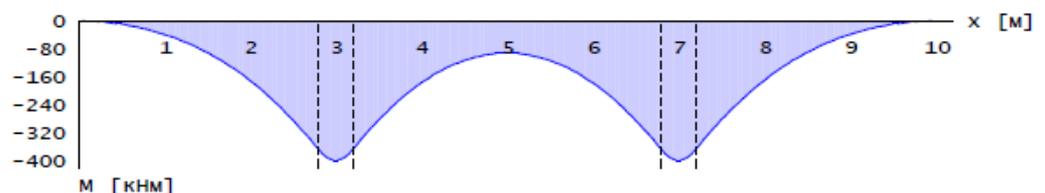
$A_{s,e}$ [см ²]	$A_{s,n}$ [см ²]	EI_c [МНм ²]	$EI_{пр,н}$ [МНм ²]
0.00	17.97	351.00	360.34

Расчет для комбинации воздействий $K = 1$

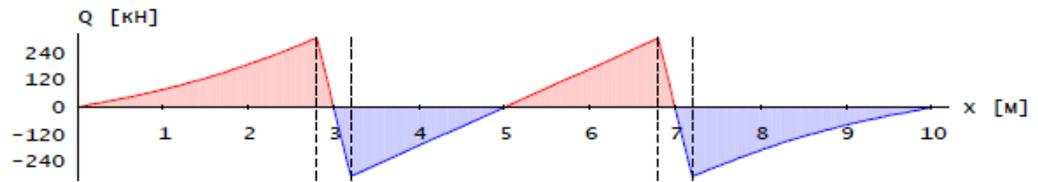
К 1 Усилия, осадка, давление

x [м]	M [кНм]	Q [кН]	w [см]	p [кПа]
0.00	0.0	0.0	0.36	65.9
0.70	-18.5	52.8	0.51	67.5
1.40	-77.3	118.2	0.67	89.5
2.10	-188.6	203.1	0.81	112.3
2.80	-365.8	305.9	0.92	131.3
3.20	-366.1	-304.1	0.97	137.7
4.10	-160.3	-152.5	1.02	141.4
5.00	-91.7	0.0	1.03	141.3
5.90	-160.3	152.5	1.02	141.4
6.80	-366.1	304.1	0.97	137.7
7.20	-365.8	-305.9	0.92	131.3
7.90	-188.6	-203.1	0.81	112.3
8.60	-77.3	-118.2	0.67	89.5
9.30	-18.5	-52.8	0.51	67.5
10.00	0.0	0.0	0.36	65.9

Изгибающий момент



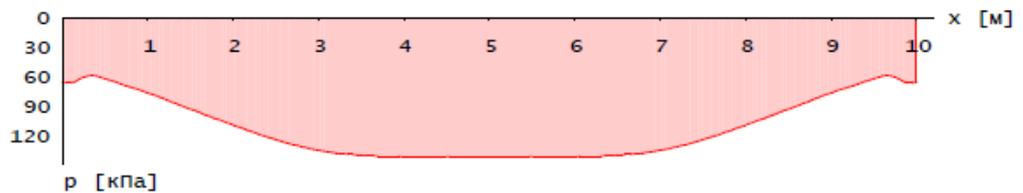
Поперечная сила



Осадка



Давление



К 1 Условие (6.5) $V_{Ed} / V_{Rd,max} = 305.9 / 792.3 = 0.386 \leq 1$
при $x = 2.80$ м

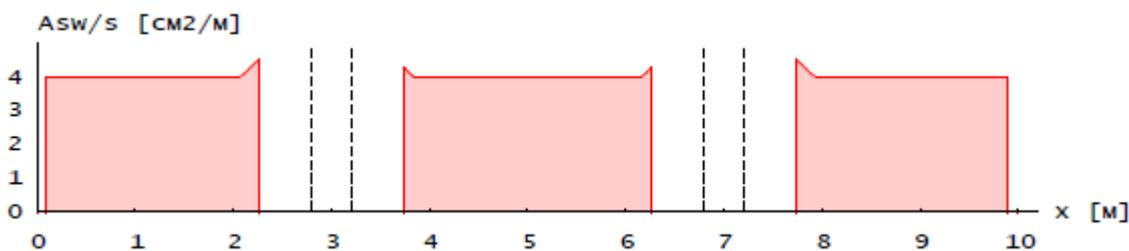
Требуемая продольная арматура	a_s [см]	a_n [см]	$A_{s,s}$ [см ²]	$A_{s,n}$ [см ²]	$\rho_{s,s}$ [%]	$\rho_{s,n}$ [%]
		6.18		18.05		0.84

Требуемая арматура в полке	Свес [см]	$p_{ср}$ [кПа]	M [кНм/м]	a_n [см]	A_s [см ² /м]
	40.0	112.5	9.0	3.60	0.76

Требуемая поперечная арматура

x [м]	V_{Ed} [кН]	$V_{Rd,c}$ [кН]	z [см]	$\cot\theta$ [-]	$V_{Rd,s}$ [кН]	$V_{Rd,max}$ [кН]	A_{sw}/s [см ² /м]	ρ_w [%]
0.10	8.0	106.4					4.00	0.10
2.26	225.1	106.4	45.97	2.50	225.1	466.7	4.50	0.11
3.74	213.2	106.4	45.96	2.50	213.2	466.5	4.27	0.11
6.26	213.2	106.4	45.96	2.50	213.2	466.5	4.27	0.11
7.74	225.1	106.4	45.97	2.50	225.1	466.7	4.50	0.11
9.90	8.0	106.4					4.00	0.10

Расчет проведен для сечений не ближе d от колонны (d - рабочая высота сечения)



Расчет свеса полки
на поперечную силу

d [см]	$p_{ср}$ [кПа]	Q [кН/м]	$V_{Rd,c}$ [кН/м]	Q/ $V_{Rd,c}$
26.4	112.5	15.3	178.7	0.086

d - расстояние от ребра до расчетного сечения

При расчете свеса $V_{Rd,c}$ определяется по формуле (6.2а) с учетом указаний 6.2.2(6)

5. Конструирование

Конструирование

Данные для подбора продольной арматуры

Место	d_{min} [мм]	d_{max} [мм]	n_{max}	a_{min} [мм]
Вверху	10	18	5	20
Внизу	10	18	5	20

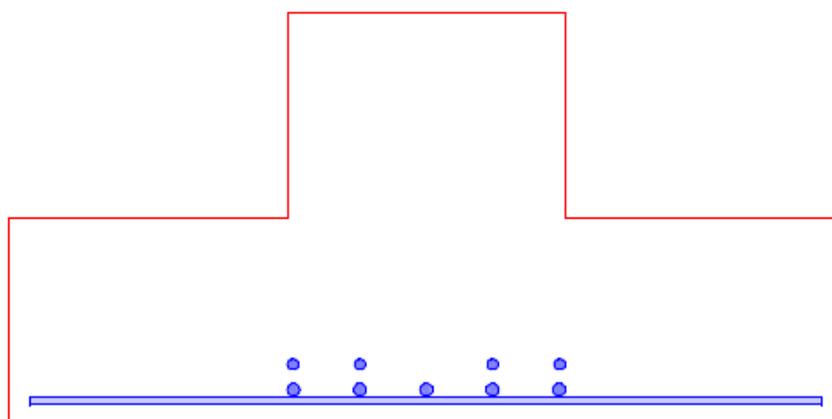
Арматура подобрана по ограничению ширины трещин

Размещение
стержней

Место	Ряд	n	d_s [мм]	$c_{ном}$ [мм]
Внизу	1-й	5	18	42
	2-й	4	16	

Подобранная
продольная арматура

$A_{s,н}$ [см ²]	$A_{s,к}$ [см ²]	$\rho_{s,н}$ [%]	$\rho_{s,к}$ [%]
	20.77		0.97



Стержни:
1-й ряд 5 Φ 18
2-й ряд 4 Φ 16
Защитный слой:
спот n = 30 мм

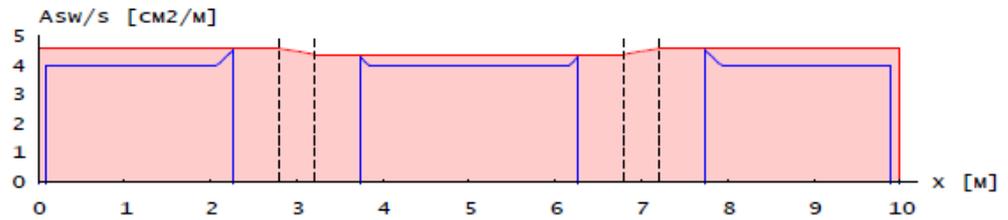
Подобранная
арматура в полке

d_s [мм]	s [см]	A_s [см ² /м]	ρ_s [%]	$c_{ном}$ [мм]
12	25	4.52	0.17	30

Данные для подбора
поперечной арматуры

$d_{s,w}$ [мм]	Число ветвей	s_{max} [см]	Δs [см]	s_1 [см]
8	2	30	5	s/2

Размещение комутов	Колонна	Место	Участок	Длина	Число	ν	A_{sw}/s
				[м]	комутов		
	1	Слева		2.750	13	22	4.57
		Справа		1.725	8	23	4.37
	2	Слева		1.725	8	23	4.37
		Справа		2.750	13	22	4.57



6. Трещиностойкость

Трещиностойкость

Расчет по образованию и раскрытию трещин

Предельная ширина трещин $w_{max} = 0.40$ мм

Постоян. комбинации

К	Номер воздействия (Коэффициент)
1	1 (1.00)

Изгибная жесткость
с учетом арматуры

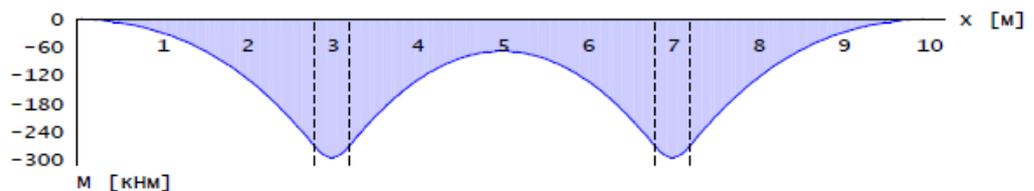
A_{s2}	A_{s1}	EI_c	$EI_{прив}$
[см ²]	[см ²]	[МНм ²]	[МНм ²]
0.00	20.77	351.00	361.29

Расчет для комбинации воздействий $K = 1$

К 1 Момент, осадка,
давление

x	M	w	p
[м]	[кНм]	[см]	[кПа]
0.00	0.0	0.27	48.9
0.70	-13.8	0.38	50.0
1.40	-57.3	0.49	66.3
2.10	-139.9	0.60	83.1
2.80	-271.2	0.68	97.2
3.20	-271.4	0.72	102.0
4.10	-119.0	0.75	104.7
5.00	-68.2	0.76	104.6
5.90	-119.0	0.75	104.7
6.80	-271.4	0.72	102.0
7.20	-271.2	0.68	97.2
7.90	-139.9	0.60	83.1
8.60	-57.3	0.49	66.3
9.30	-13.8	0.38	50.0
10.00	0.0	0.27	48.9

Изгибающий момент



К 1 Ширина трещин	x	M	M _c	w _k
	[м]	[кНм]	[кНм]	[мм]
	0.70	-13.8	-103.6	0.000
	1.40	-57.3	-103.6	0.000
	2.10	-139.9	-103.6	0.160
	2.80	-271.2	-103.6	0.381
	3.20	-271.4	-103.6	0.381
	4.10	-119.0	-103.6	0.136
	5.00	-68.2	-103.6	0.000
	5.90	-119.0	-103.6	0.136
	6.80	-271.4	-103.6	0.381
	7.20	-271.2	-103.6	0.381
	7.90	-139.9	-103.6	0.160
	8.60	-57.3	-103.6	0.000
	9.30	-13.8	-103.6	0.000

К 1 Ширина трещин в свесах полки	Р _{ср}	M	M _c	w _k
	[кПа]	[кНм/м]	[кНм/м]	[мм]
	83.3	6.7	30.3	0.000

7. Прочность грунта

Прочность грунта

Проверка несущей способности грунта

Применяется проектный принцип 3

Выбранная комбинация

Номер воздействия (Коэффициент)
1 (1.35)

Вертикальная нагрузка V = 1350 кН
Среднее давление на грунт p = 112.5 кПа

Определение несущей способности грунта согласно EN 1997-1, Приложение D

Данные для формулы (D.2)

B'	c	q	γ	tgφ
[м]	[кПа]	[кПа]	[кН/м ³]	[-]
1.20	4.0	54.0	18.0	0.560

Коэффициенты

s _c	s _q	s _γ	N _c	N _q	N _γ
1.000	1.000	1.000	28.42	16.92	17.84

Предельное давление p_u = 1220 кПа

Условие прочности p / p_u = 112.5 / 1220.1 = 0.092 ≤ 1

8. Осадка

Осадка

Проверка допустимости осадки и крена колонн

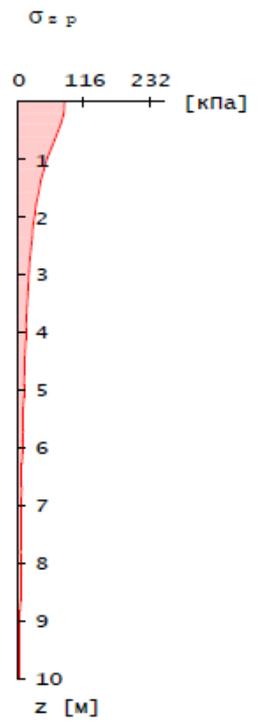
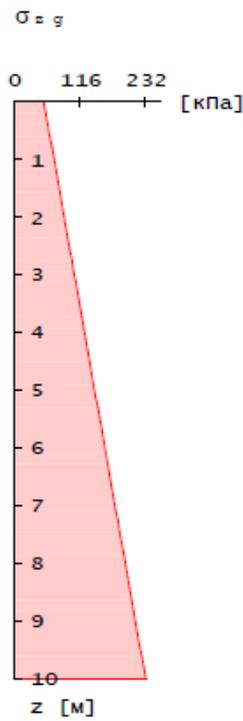
Норматив. комбинация

К	Номер воздействия (Коэффициент)
1	1 (1.00)

Расчет для комбинации воздействий K = 1

Вертикальная нагрузка V = 1000 кН
Среднее давление на грунт p = 83.3 кПа

Напряжения в грунте

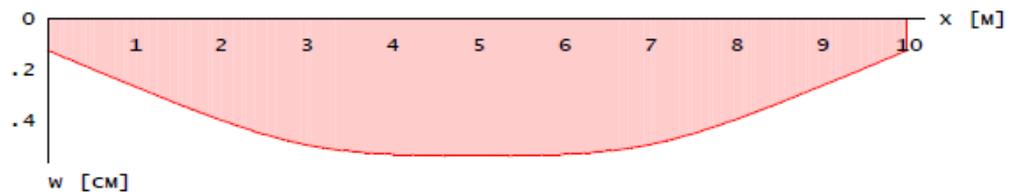


Глубина сжимаемой толщи $H_c = 2.86$ м
 Напряжение при $z = H_c$ $\sigma_{xp} = 21.1$ кПа
 $\sigma_{xp} / \sigma_{zg} = 0.200$ -

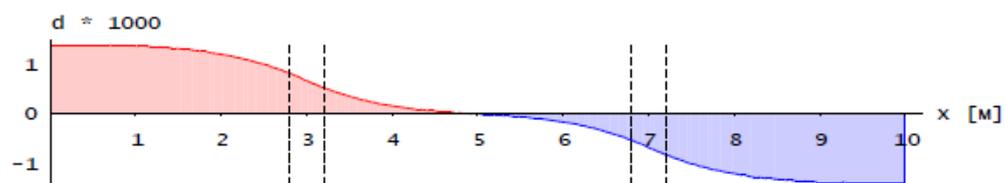
К 1 Осадка, крен, давление

x [м]	w [см]	d [-]	p [кПа]
0.00	0.13	0.00140	31.7
0.70	0.23	0.00139	44.8
1.40	0.32	0.00134	64.5
2.10	0.41	0.00118	83.7
2.80	0.48	0.00082	99.4
3.20	0.51	0.00053	104.7
4.10	0.54	0.00014	108.2
5.00	0.54	0.00000	108.3
5.90	0.54	-0.00014	108.2
6.80	0.51	-0.00053	104.7
7.20	0.48	-0.00082	99.4
7.90	0.41	-0.00118	83.7
8.60	0.32	-0.00134	64.5
9.30	0.23	-0.00139	44.8
10.00	0.13	-0.00140	31.7

Осадка



Поворот



Осадка и крен
колонн

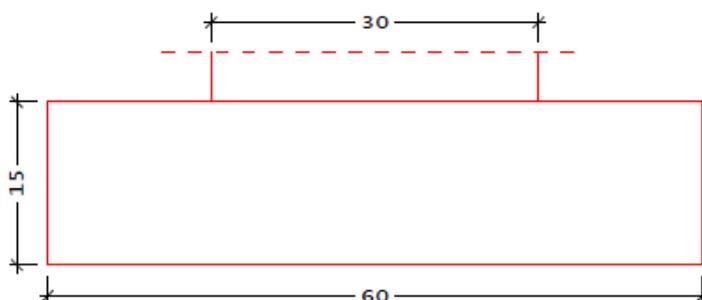
К	Колонна	Осадка [см]	Крен [-]
1	1	0.50	0.00068
	2	0.50	0.00068

Расчет выполнен модулем t522 программы СТАТИКА 2021 © ООО Тексофт

523 - Ленточный фундамент под стену (MSZ
EN 1992)

1. Фундамент

<u>Фундамент</u>	Толщина стены	b_c	=	30	см
	Ширина сечения	b	=	60	см
	Высота сечения	h	=	15	см



Глубина заложения фундамента от уровня планировки	d	=	3.00	м
от поверхности рельефа	d_n	=	3.00	м

2. Грунт

<u>Грунт</u>	Удельный вес грунта выше уровня подошвы фундамента	γ_0	=	18.0	кН/м ³
--------------	--	------------	---	------	-------------------

Слой	h [м]	γ_s [кН/м ³]	e [-]	γ [кН/м ³]	c [кПа]	ϕ [град]	E [МПа]
1	10.00	26.0	0.60	18.0	5.0	36.0	25.0

3. Воздействия

Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Постоянное воздействие постоянное -

Коэффициент упр. надежностью $K_{FT} = 1.0$ -

При комбинировании применяется формула (6.10)

Коэффициенты

№	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Группа	Знак
1	1.35	1.00					

Нагрузки

№	V [кН/м]	M [кНм/м]
1	500.0	

4. Расчет

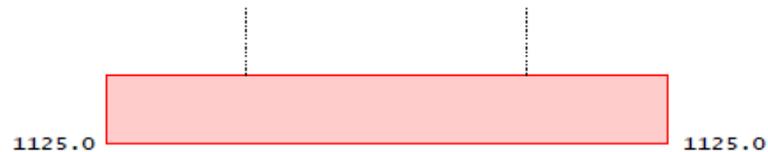
<u>Расчет</u>	согласно MSZ EN 1992-1-1, MSZ EN 1997-1		
Бетон	C20/25		
Арматура	S500		
Предел текучести арматуры	f_{yk}	= 500	МПа
Предел прочности арматуры	f_{tk}	= 525	МПа

Проверка прочности грунта основания

Применяется проектный принцип 3

Выбранная комбинация	V_d [кН/м]	M_d [кНм/м]	Воздействие (Коэффициент)
	675.0		1 (1.35)

Давление на грунт



Наименьшее давление	p_{min}	= 1125.0	кПа
Наибольшее давление	p_{max}	= 1125.0	кПа
	p_{min} / p_{max}	= 1.000	-

Определение несущей способности грунта согласно EN 1997-1, Приложение D

Эксцентриситет	e_b	= 0.000	м
----------------	-------	---------	---

Данные для формулы (D.2)	B' [м]	c [кПа]	q [кПа]	γ [кН/м ³]	$tg\phi$ [-]
	0.60	4.0	54.0	18.0	0.581

Коэффициенты	s_c	s_q	s_γ	N_c	N_q	N_γ
	1.000	1.000	1.000	30.54	18.75	20.64

Предельное давление	R_d / A'	= 1246	кПа
---------------------	------------	--------	-----

Условие прочности (6.1) $V_d / R_d = 675.0 / 747.8 = 0.903 \leq 1$

Определение требуемой площади арматуры

Выбранная комбинация	V_d [кН/м]	M_d [кНм/м]	Воздействие (Коэффициент)
	675.0		1 (1.35)

Расстояние до ц.т. арматуры	a	= 3.50	см
-----------------------------	-----	--------	----

Вылет консоли фундамента	c_0	= 15.0	см
--------------------------	-------	--------	----

Изгибающий момент	M_0	= 12.7	кНм/м
-------------------	-------	--------	-------

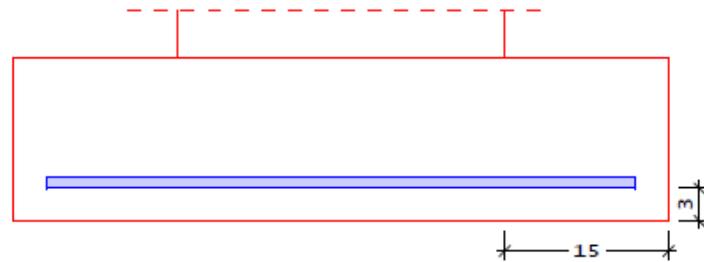
Требуемая площадь арматуры	$A_{s,0}$	= 2.52	см ² /м
----------------------------	-----------	--------	--------------------

Подбор арматуры и проверка прочности при изгибе

Данные для подбора арматуры	min d _s [мм]	max d _s [мм]	min s [см]	max s [см]
	10	18	5	25

Подобранная арматура	d _s [мм]	s [см]	A _s [см ² /м]	ρ [%]	c _{ном} [мм]
	10	17	4.62	0.40	30

Учен минимальный коэффициент армирования



Условие прочности $M_0 / M_{0u} = 12.7 / 22.2 = 0.570 \leq 1$

Проверка прочности при действии поперечной силы

Выбранная комбинация	V _d [кН/м]	M _d [кНм/м]	Воздействие (Коэффициент)
	675.0		1 (1.35)

Рабочая высота	d ₀	=	11.5	см
Расстояние от края	c ₀ - d ₀	=	3.5	см
Поперечная сила	V ₀	=	39.4	кН/м

Условие прочности $V_0 / V_{Rd,c} = 39.4 / 110.6 = 0.356 \leq 1$

Примечание. Значение V_{Rd,c} определяется по формуле (6.2а) с учетом указаний 6.2.2(6)

Проверка трещиностойкости

Предельная ширина трещин w_{max} = 0.40 мм

Выбранная комбинация	V _d [кН/м]	M _d [кНм/м]	Воздействие (Коэффициент)
	500.0		1 (1.00)

Ширина раскрытия трещин	c [см]	M [кНм/м]	M _c [кНм/м]	w _k [мм]
	15.0	9.4	7.6	0.145

Проверка допустимости осадки основания

Рассматривается линейное распределение давления p

Выбранная комбинация	V_d [кН/м]	M_d [кНм/м]	Воздействие (Кoeffициент)	
	500.0		1	(1.00)
Глубина сжимаемой толщи			H_c	= 6.06 м
Напряжение при $z = H_c$			σ_{zp}	= 32.6 кПа
			$\sigma_{zp} / \sigma_{zg}$	= 0.200 -
Осадка основания			s	= 3.36 см
Условие допустимости			s / s_u	= 3.36 / 10.00 = 0.336 <= 1

Работоспособность фундамента обеспечена

Расчет выполнен модулем 5523 программы СТАТИКА 2021 © ООО Тексофт

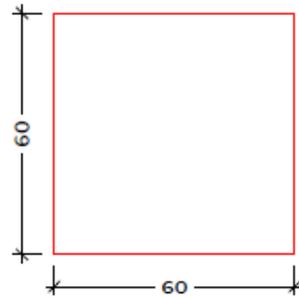
524 - Ленточный фундамент под колонны (ТКП EN 1992)

1. Фундамент

Фундамент

l [м]	b [см]	h [см]	b _ф [см]	h _{ф1} [см]	h _{ф2} [см]
10.00	60	60			

Сечение



Колонны

№	x _к [м]	h _к [см]
1	3.00	40
2	7.00	40

Глубина заложения фундамента

от уровня планировки

$$d = 3.00 \text{ м}$$

от поверхности рельефа

$$d_n = 3.00 \text{ м}$$

2. Грунт

Грунт

Удельный вес грунта выше уровня подошвы фундамента

$$\gamma_0 = 18.0 \text{ кН/м}^3$$

Слой	h [м]	γ_s [кН/м ³]	e [-]	γ [кН/м ³]	c [кПа]	ϕ [град]	E [МПа]
1	10.00	26.0	0.60	18.0	5.0	35.0	25.0

3. Воздействия

Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Постоянное воздействие постоянное -

$$\text{Коэффициент упр. надежностью } K_{F1} = 1.0 \text{ -}$$

При комбинировании применяются формулы (6.10а, б)

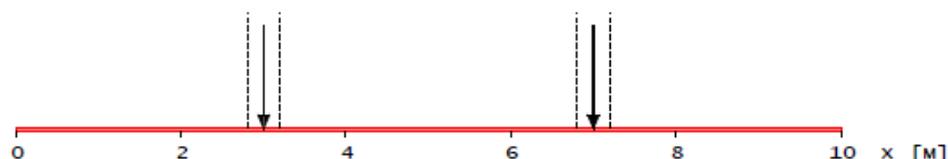
Коэффициенты

№	γ_{sur}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Группа	Знак
1	1.35	1.00					

Вертикальные силы и моменты

№	Колонна	V [кН]	M [кНм]
1	1	500.0	
	2	500.0	

Воздействие 1



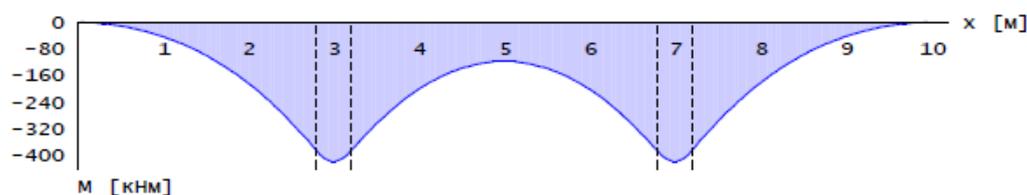
4. Расчет

<u>Расчет</u>	согласно ТКП EN 1992-1-1, ТКП EN 1997-1		
Расчетная модель	Балка на упругом основании с переменным коэффициентом постели $k(x)$ При определении $k(x)$ учитывается вся толща грунта		
Материалы	Бетон	C20/25	
	Продольная арматура	S500	
	Предел текучести арматуры	$f_{yk} = 500$	МПа
	Предел прочности арматуры	$f_{tk} = 525$	МПа
	Поперечная арматура	S500	
	Предел текучести арматуры	$f_{yk} = 500$	МПа
Выбранные комбинации	K	Номер воздействия (Коэффициент)	
	1	1 (1.35)	
Изгибная жесткость с учетом арматуры	$A_{s,в}$ [см ²]	$A_{s,н}$ [см ²]	EI_c [МНм ²]
	0.00	17.33	324.00
			$EI_{прив}$ [МНм ²]
			345.03

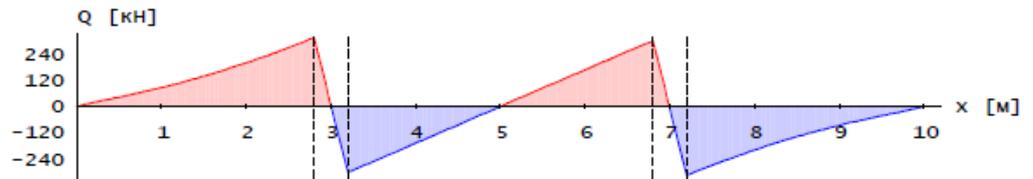
Расчет для комбинации воздействий $K = 1$

K 1 Усилия, осадка, давление	x	M	Q	w	p
	[м]	[кНм]	[кН]	[см]	[кПа]
	0.00	0.0	0.0	0.47	160.1
	0.70	-21.2	59.0	0.65	142.9
	1.40	-85.3	126.8	0.82	182.2
	2.10	-202.9	212.0	0.99	222.4
	2.80	-385.7	312.8	1.12	256.1
	3.20	-388.4	-299.0	1.17	268.3
	4.10	-185.7	-150.6	1.23	278.2
	5.00	-117.8	-0.0	1.25	279.5
	5.90	-185.7	150.6	1.23	278.2
	6.80	-388.4	299.0	1.17	268.3
	7.20	-385.7	-312.8	1.12	256.1
	7.90	-202.9	-212.0	0.99	222.4
	8.60	-85.3	-126.8	0.82	182.2
	9.30	-21.2	-59.0	0.65	142.9
	10.00	0.0	0.0	0.47	160.1

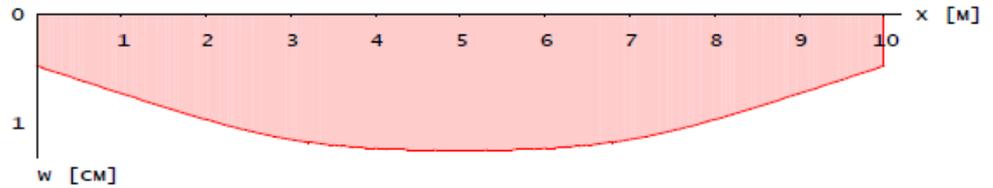
Изгибающий момент



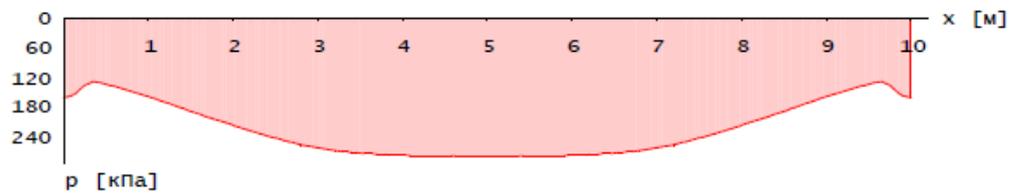
Поперечная сила



Осадка



Давление



К 1 Условие (6.5)

$$V_{Ed} / V_{Rd, max} = 313 / 1215 = 0.258 \leq 1$$

при x = 2.80 м

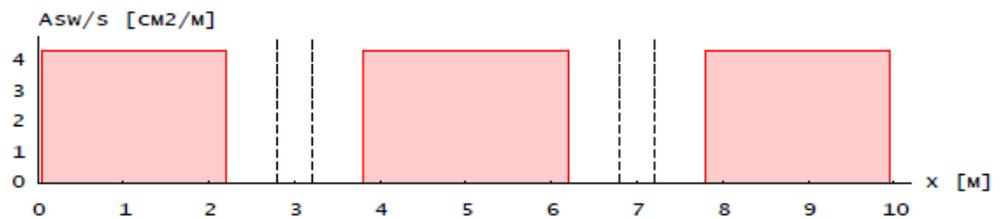
Требуемая продольная арматура

a_s [см]	a_n [см]	$A_{s,s}$ [см ²]	$A_{s,n}$ [см ²]	$\rho_{s,s}$ [%]	$\rho_{s,n}$ [%]
	4.98		17.45		0.53

Требуемая поперечная арматура

x [м]	V_{Ed} [кН]	$V_{Rd,s}$ [кН]	z [см]	$\cot\theta$ [-]	$V_{Rd,s}$ [кН]	$V_{Rd,max}$ [кН]	A_{sw}/s [см ² /м]	ρ_w [%]
2.21	226.9	139.4	48.52	2.50	226.9	738.8	4.30	0.07
3.79	202.0	139.4	48.48	2.50	226.2	738.2	4.29	0.07
6.21	202.0	139.4	48.48	2.50	226.2	738.2	4.29	0.07
7.79	226.9	139.4	48.52	2.50	226.9	738.8	4.30	0.07

Расчет проведен для сечений не ближе d от колонны (d - рабочая высота сечения)



5. Конструирование

Конструирование

Данные для подбора продольной арматуры

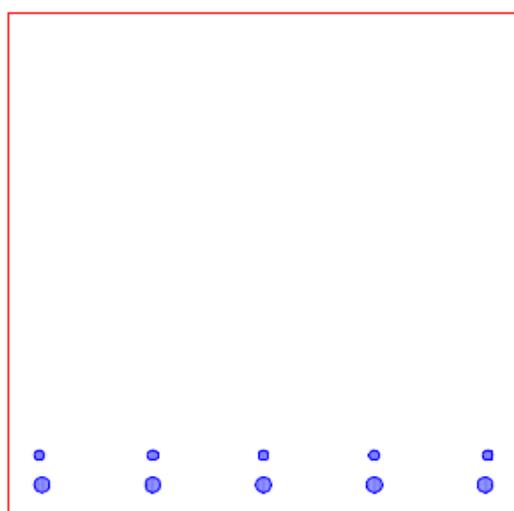
Место	d_{min} [мм]	d_{max} [мм]	n_{max}	a_{min} [мм]
Вверху	10	18	5	20
Внизу	10	18	5	20

Размещение стержней

Место	Ряд	n	d_s [мм]	s_{nom} [мм]
Внизу	1-й	5	18	30
	2-й	5	12	

Подобранная продольная арматура

$A_{s,z}$ [см ²]	$A_{s,n}$ [см ²]	$\rho_{s,z}$ [%]	$\rho_{s,n}$ [%]
	18.38		0.56



Стержни:
1-й ряд 5 ϕ 18
2-й ряд 5 ϕ 12
защитный слой:
спот $n = 30$ мм

Данные для подбора поперечной арматуры

$d_{s,w}$ [мм]	Число ветвей	s_{max} [см]	Δs [см]	s_1 [см]
8	2	30	5	$s/2$

Размещение хомутов

Колонна	Место	Участок	Длина [м]	Число хомутов	s [см]	$A_{s,w}/s$ [см ² /м]
1	Слева		2.645	12	23	4.37
	Справа		1.725	8	23	4.37
2	Слева		1.725	8	23	4.37
	Справа		2.645	12	23	4.37



6. Трещиностойкость

Трещиностойкость

Расчет по образованию и раскрытию трещин

Предельная ширина трещин $w_{max} = 0.40$ мм

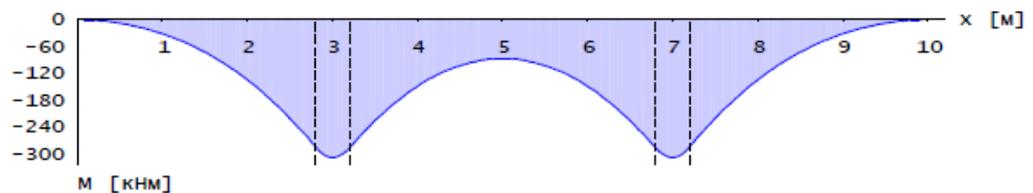
Постоян. комбинации	К	Номер воздействия (Коэффициент)
	1	1

Изгибная жесткость с учетом арматуры	$A_{s,э}$	$A_{s,н}$	EI_c	$EI_{пр,э}$
	[см ²]	[см ²]	[МНм ²]	[МНм ²]
	0.00	18.38	324.00	346.26

Расчет для комбинации воздействий $K = 1$

К 1 Момент, осадка, давление	x	M	w	p
	[м]	[кНм]	[см]	[кПа]
	0.00	0.0	0.35	119.0
	0.70	-15.8	0.48	106.0
	1.40	-63.3	0.61	135.0
	2.10	-150.5	0.73	164.7
	2.80	-286.0	0.83	189.7
	3.20	-288.0	0.87	198.7
	4.10	-137.9	0.91	206.0
	5.00	-87.7	0.92	207.0
	5.90	-137.9	0.91	206.0
	6.80	-288.0	0.87	198.7
	7.20	-286.0	0.83	189.7
	7.90	-150.5	0.73	164.7
	8.60	-63.3	0.61	135.0
	9.30	-15.8	0.48	106.0
	10.00	0.0	0.35	119.0

Изгибающий момент



К 1 Ширина трещин

x	M	M_c	w_k
[м]	[кНм]	[кНм]	[мм]
0.70	-15.8	-78.0	0.000
1.40	-63.3	-78.0	0.000
2.10	-150.5	-78.0	0.129
2.80	-286.0	-78.0	0.287
3.20	-288.0	-78.0	0.289
4.10	-137.9	-78.0	0.115
5.00	-87.7	-78.0	0.060
5.90	-137.9	-78.0	0.115
6.80	-288.0	-78.0	0.289
7.20	-286.0	-78.0	0.287
7.90	-150.5	-78.0	0.129
8.60	-63.3	-78.0	0.000
9.30	-15.8	-78.0	0.000

7. Прочность грунта

Прочность грунта

Проверка несущей способности грунта

Применяется проектный принцип 3

Выбранная комбинация

Номер воздействия (Коэффициент)
1 (1.35)

Вертикальная нагрузка $V = 1350$ кН
Среднее давление на грунт $p = 225.0$ кПа

Определение несущей способности грунта согласно EN 1997-1, Приложение D

Данные для формулы (D.2)

B' [м]	c [кПа]	q [кПа]	γ [кН/м ³]	$\text{tg}\phi$ [-]
0.60	4.0	54.0	18.0	0.560

Коэффициенты

s_c	s_q	s_γ	N_c	N_q	N_γ
1.000	1.000	1.000	28.42	16.92	17.84

Предельное давление $p_u = 1124$ кПа

Условие прочности

$$p / p_u = 225.0 / 1123.7 = 0.200 \leq 1$$

8. Осадка

Осадка

Проверка допустимости осадки и крена колонн

Норматив. комбинации	К	Номер воздействия (Коэффициент)
	1	1 (1.00)

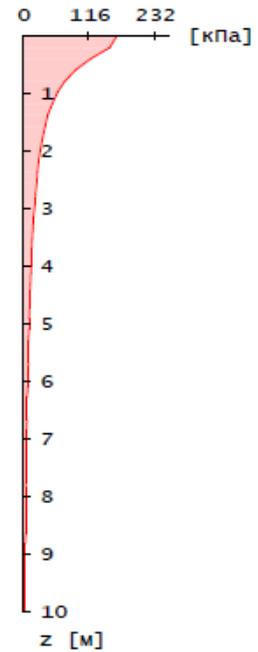
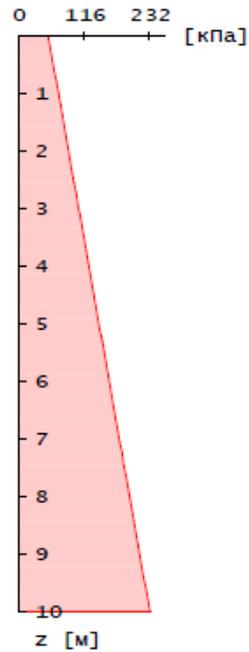
Расчет для комбинации воздействий $K = 1$

Вертикальная нагрузка	V	=	1000	кН
Среднее давление на грунт	p	=	166.7	кПа

Напряжения в грунте

σ_{zg}

σ_{zp}



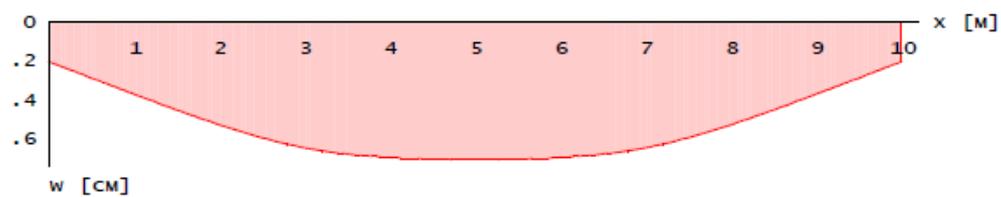
Глубина сжимаемой толщи	H_c	=	2.90	м
-------------------------	-------	---	------	---

Напряжение при $z = H_c$	σ_{zp}	=	21.2	кПа
	$\sigma_{zp} / \sigma_{zg}$	=	0.200	-

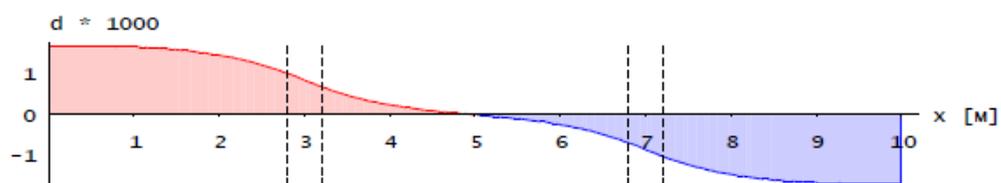
К 1 Осадка, крен, давление

x [м]	w [см]	d [-]	p [кПа]
0.00	0.21	0.00167	94.2
0.70	0.32	0.00166	97.1
1.40	0.44	0.00160	132.1
2.10	0.54	0.00141	165.5
2.80	0.63	0.00101	193.0
3.20	0.66	0.00068	203.1
4.10	0.70	0.00021	211.8
5.00	0.71	0.00000	213.2
5.90	0.70	-0.00021	211.8
6.80	0.66	-0.00068	203.1
7.20	0.63	-0.00101	193.0
7.90	0.54	-0.00141	165.5
8.60	0.44	-0.00160	132.1
9.30	0.32	-0.00166	97.1
10.00	0.21	-0.00167	94.2

Осадка



Поворот



Осадка и крен колонн

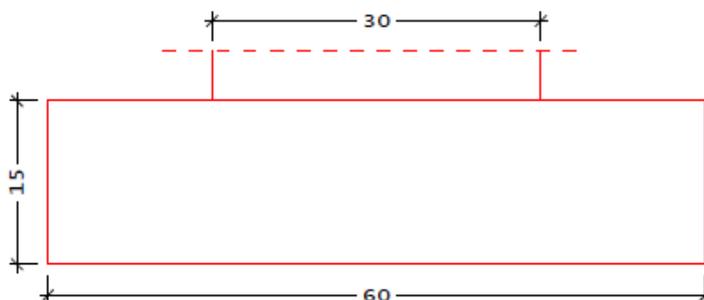
К	Колонна	Осадка [см]	Крен [-]
1	1	0.65	0.00084
	2	0.65	0.00084

Расчет выполнен модулем 524 программы СТАТИКА 2021 © ООО Тексофт

525- Ленточный фундамент под стену (ТКП ЕН 1992)

1. Фундамент

<u>Фундамент</u>	Толщина стены	b_c	=	30	см
	Ширина сечения	b	=	60	см
	Высота сечения	h	=	15	см



Глубина заложения фундамента от уровня планировки	d	=	3.00	м
от поверхности рельефа	d_n	=	3.00	м

2. Грунт

<u>Грунт</u>	Удельный вес грунта выше уровня подошвы фундамента	γ_0	=	18.0	кН/м ³
--------------	--	------------	---	------	-------------------

Слой	h [м]	γ_s [кН/м ³]	e [-]	γ [кН/м ³]	c [кПа]	ϕ [град]	E [МПа]
1	10.00	26.0	0.60	18.0	5.0	36.0	25.0

3. Воздействия

Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Постоянное воздействие постоянное -

Коэффициент упр. надежностью $K_{F1} = 1.0$ -

При комбинировании применяются формулы (6.10а,в)

Коэффициенты

№	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Группа	Знак
1	1.35	1.00					

Нагрузки

№	V [кН/м]	M [кНм/м]
1	500.0	

4. Расчет

<u>Расчет</u>	согласно ТКП EN 1992-1-1, ТКП EN 1997-1		
Бетон	C20/25		
Арматура	S500		
Предел текучести арматуры	f_{yk}	= 500	МПа
Предел прочности арматуры	f_{tk}	= 525	МПа

Проверка прочности грунта основания

Применяется проектный принцип 3

Выбранная комбинация	V_d [кН/м]	M_d [кНм/м]	Воздействие (Коэффициент)
	675.0		1 (1.35)

Давление на грунт



Наименьшее давление	p_{min}	= 1125.0	кПа
Наибольшее давление	p_{max}	= 1125.0	кПа
	p_{min} / p_{max}	= 1.000	-

Определение несущей способности грунта согласно EN 1997-1, Приложение D

Эксцентриситет	e_v	= 0.000	м
----------------	-------	---------	---

Данные для формулы (D.2)	B' [м]	c [кПа]	q [кПа]	γ [кН/м ³]	$tg\phi$ [-]
	0.60	4.0	54.0	18.0	0.581

Коэффициенты	s_c	s_q	s_γ	N_c	N_q	N_γ
	1.000	1.000	1.000	30.54	18.75	20.64

Предельное давление	R_d / A'	= 1246	кПа
---------------------	------------	--------	-----

Условие прочности (6.1)	V_d / R_d	= 675.0 / 747.8 =	0.903 <= 1
-------------------------	-------------	-------------------	-------------------

Определение требуемой площади арматуры

Выбранная комбинация	V_d [кН/м]	M_d [кНм/м]	Воздействие (Коэффициент)
	675.0		1 (1.35)

Расстояние до ц.т. арматуры	a	= 3.50	см
-----------------------------	-----	--------	----

Вылет консоли фундамента	s_0	= 15.0	см
--------------------------	-------	--------	----

Изгибающий момент	M_0	= 12.7	кНм/м
-------------------	-------	--------	-------

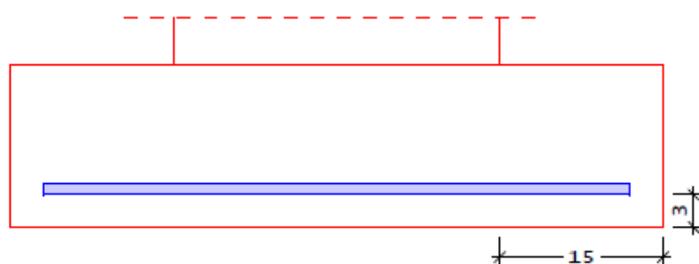
Требуемая площадь арматуры	$A_{s,0}$	= 2.52	см ² /м
----------------------------	-----------	--------	--------------------

Подбор арматуры и проверка прочности при изгибе

Данные для подбора арматуры	min d _s [мм]	max d _s [мм]	min s [см]	max s [см]
	10	18	5	25

Подобранная арматура	d _s [мм]	s [см]	A _s [см ² /м]	ρ [%]	c _{ном} [мм]
	10	17	4.62	0.40	30

Учен минимальный коэффициент армирования



Условие прочности $M_0 / M_{0,u} = 12.7 / 22.2 = 0.570 \leq 1$

Проверка прочности при действии поперечной силы

Выбранная комбинация	V _d [кН/м]	M _d [кНм/м]	Воздействие (Коэффициент)
	675.0		1 (1.35)

Рабочая высота	d ₀	=	11.5	см
Расстояние от края	c ₀ - d ₀	=	3.5	см
Поперечная сила	V ₀	=	39.4	кН/м

Условие прочности $V_0 / V_{Rd,s} = 39.4 / 110.6 = 0.356 \leq 1$

Примечание. Значение $V_{Rd,s}$ определяется по формуле (6.2а) с учетом указаний 6.2.2(6)

Проверка трещиностойкости

Предельная ширина трещин $w_{max} = 0.40$ мм

Выбранная комбинация	V _d [кН/м]	M _d [кНм/м]	Воздействие (Коэффициент)
	500.0		1 (1.00)

Ширина раскрытия трещин	c [см]	M [кНм/м]	M _c [кНм/м]	w _k [мм]
	15.0	9.4	7.6	0.145

Проверка допустимости осадки основания

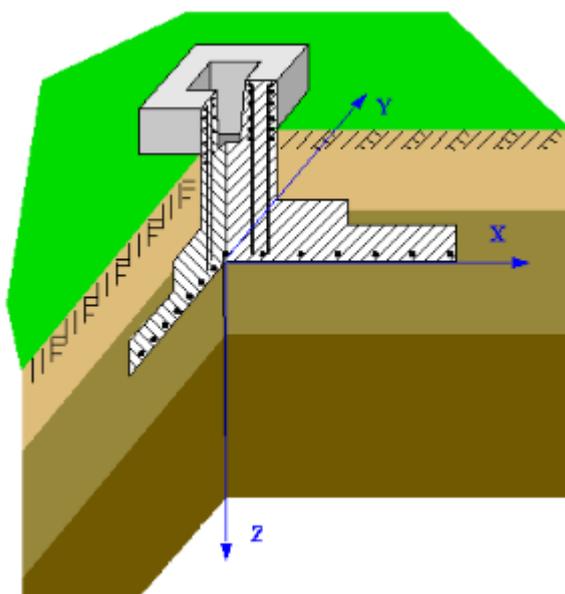
Рассматривается линейное распределение давления p

Выбранная комбинация	V_d [кН/м]	M_d [кНм/м]	Воздействие (Коэффициент)	
	500.0		1	(1.00)
Глубина сжимаемой толщи			H_c	= 6.06 м
Напряжение при $z = H_c$			σ_{zp}	= 32.6 кПа
			$\sigma_{zg} / \sigma_{zp}$	= 0.200 -
Осадка основания			s	= 3.36 см
Условие допустимости			s / s_u	= 3.36 / 10.00 = 0.336 <= 1

Работоспособность фундамента обеспечена

Расчет выполнен модулем t525 программы СТАТИКА 2021 © ООО Тексофт

534 - Отдельный фундамент под колонну (MSZ EN)



Программа предназначена для проектирования отдельного фундамента под стальную или железобетонную колонну согласно следующим Венгерским нормам: MSZ EN 1997-1, MSZ EN 1992-1-1-2005.

Предусмотрено два типа сопряжения железобетонной колонны с фундаментом: монолитное и заделка колонны в стакан, стальная колонна считается опирающейся на стальную плиту.

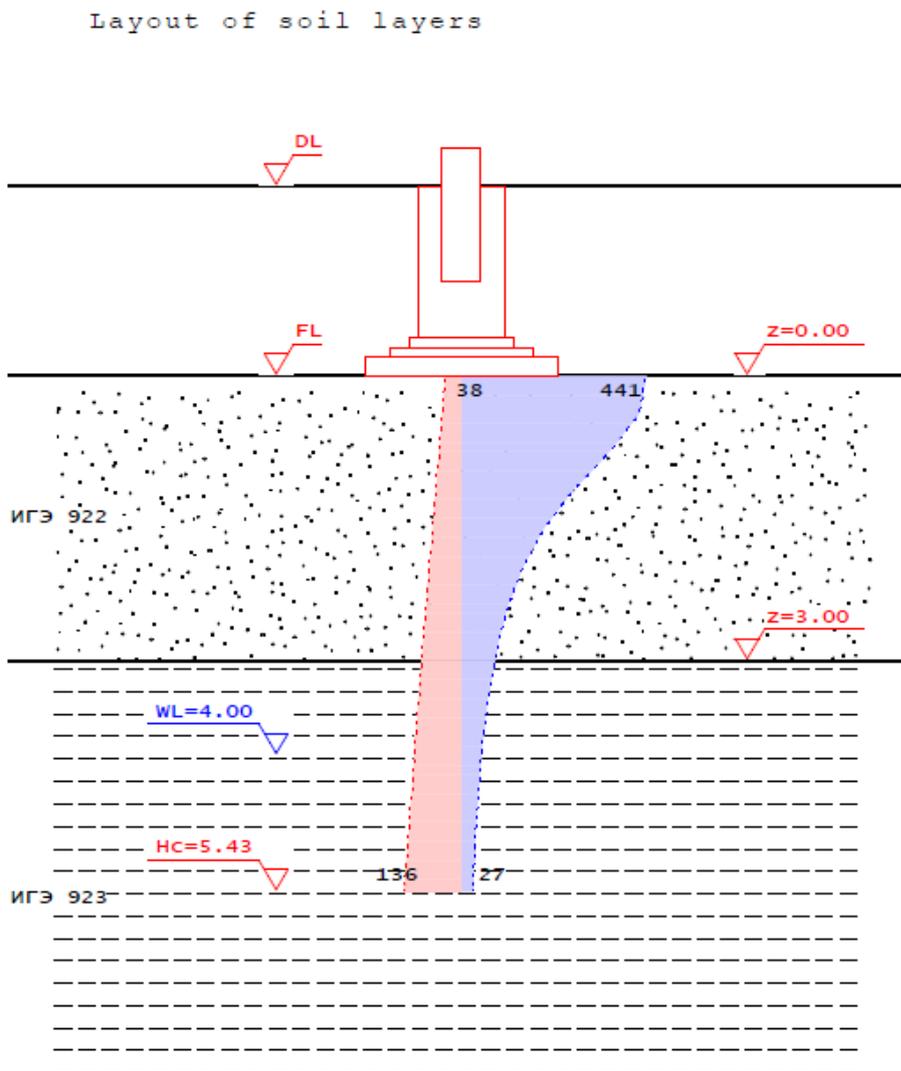
Расчётные сочетания нагрузок от колонны (продольная и поперечные силы и моменты) определяются в соответствии с MSZ EN 1990:20011.

Проводятся расчёты основания по несущей способности, осадке и крену, расчёт плиты на продавливание и проектирование ступенек. Подбирается продольная арматура плиты и стакана или подколонника, а также поперечная арматура стакана и косвенная арматура, препятствующая смятию дна стакана.

1. Данные для расчета

Data for calculation

M = 1 : 80



Ground

N	Layer	Type of ground in layer
1	ИГЭ 922	Песок средней крупности
2	ИГЭ 923	Глина
3	ИГЭ 921	Крупный песок
4	ИГЭ 924	Суглинок

Norm. values of characteristics by layers.

type	z [m]	g [kN/m ³]	E [MPa]	fi [grad]	c/Rc [kPa]	e [%]	IL
ИГЭ 922	0.00	19.0	45.0	39.0	2.0	40.0	
ИГЭ 923	3.00	17.0	17.0	17.0	48.0	40.0	0.40
ИГЭ 921	8.00	18.0	30.0	38.0	2.0	40.0	
ИГЭ 924	12.00	17.0	14.0	18.0	19.0	40.0	0.52

Inputed sizes

Part	sizes	by X & by Y [cm]	height/depth [cm]	h/dc
plate		200.0 200.0		20.0
pedestal		90.0 90.0		180.0
column		40.0 40.0		100.0
Footing height from the sole 200.0 cm				

2. Воздействия

Actions

№	Duration	Description
1	Permanent	Постоянное воздействие постоянное -
2	Variable	Категория А: жилые здания переменное Категория-А

Characteristics

№	γ _F	ξ	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	group несоч.	sign
1	1.35	0.85					
2	1.50		0.70	0.50	0.30		

Factor

Combination

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

Loads

N	Load	N [kN]	M _x [kN*m]	M _y [kN*m]	Q _x [kN]	Q _y [kN]
1	постоянное -	1000.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	переменное Категория-А	2000.0	2.0	2.0	2.0	0.0

3. Комбинации нагрузок

Load combinations

Forces & moments

Combinations by MSZ EN 1990:2011

for critical combinations on height H from sole.

N	Type	tabl.	N [kN]	M _x [kN*m]	M _y [kN*m]	Q _x [kN]	Q _y [kN]
	Comb	coef.					
1	q.per.	1	1600.0	0.6	0.6	0.0	0.0
2	fund.	2	3000.0	2.0	2.0	0.0	0.0
3	fund.	3	4350.0	3.0	3.0	0.0	0.0
4	fund.	4	4000.0	3.0	3.0	0.0	0.0

Critical combinations

Acti- ons	Comb.	coefficients	Acti- ons	Comb.	coefficients				
	1	2	3	4	1	2	3	4	
1	1.00	1.00	1.35	1.35	2	0.30	1.00	1.50	0.00

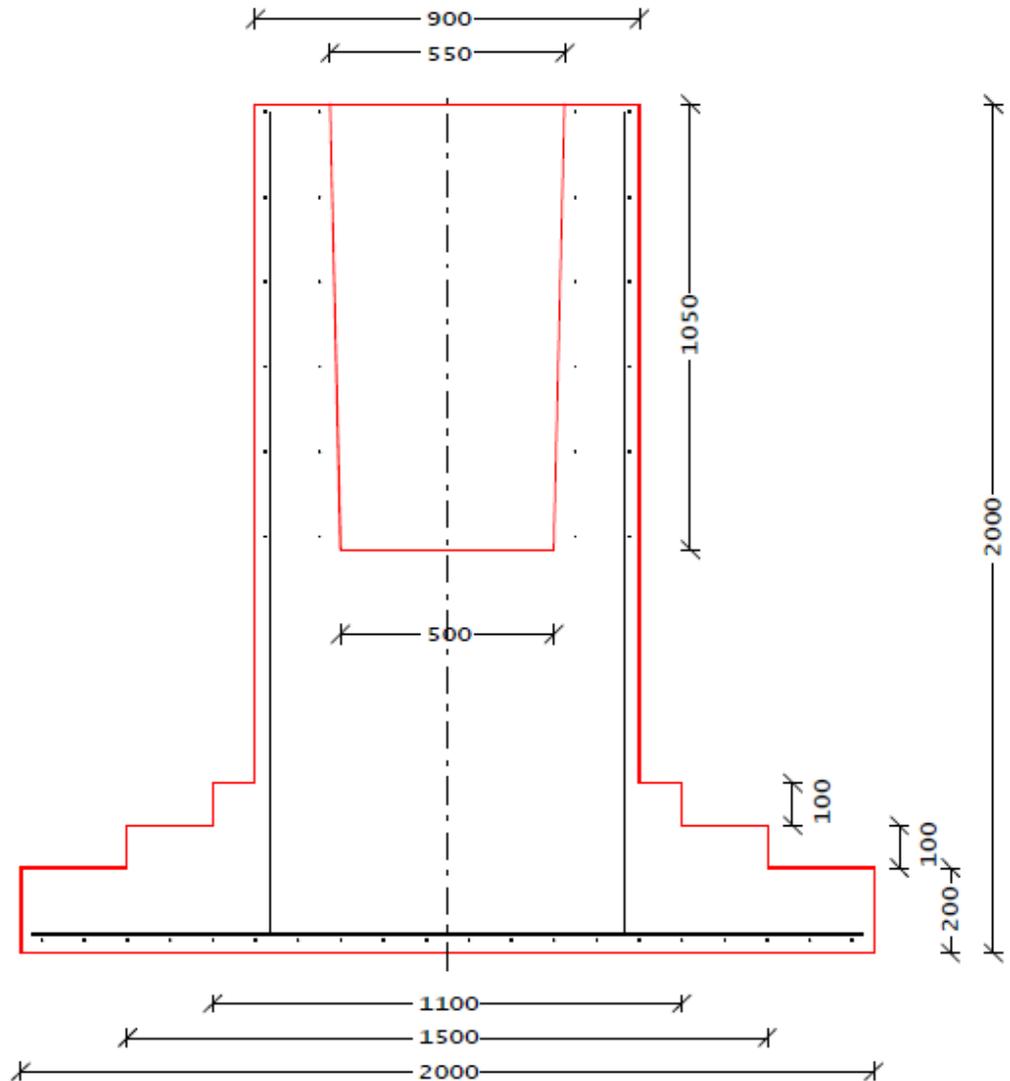
4. Результаты

Results

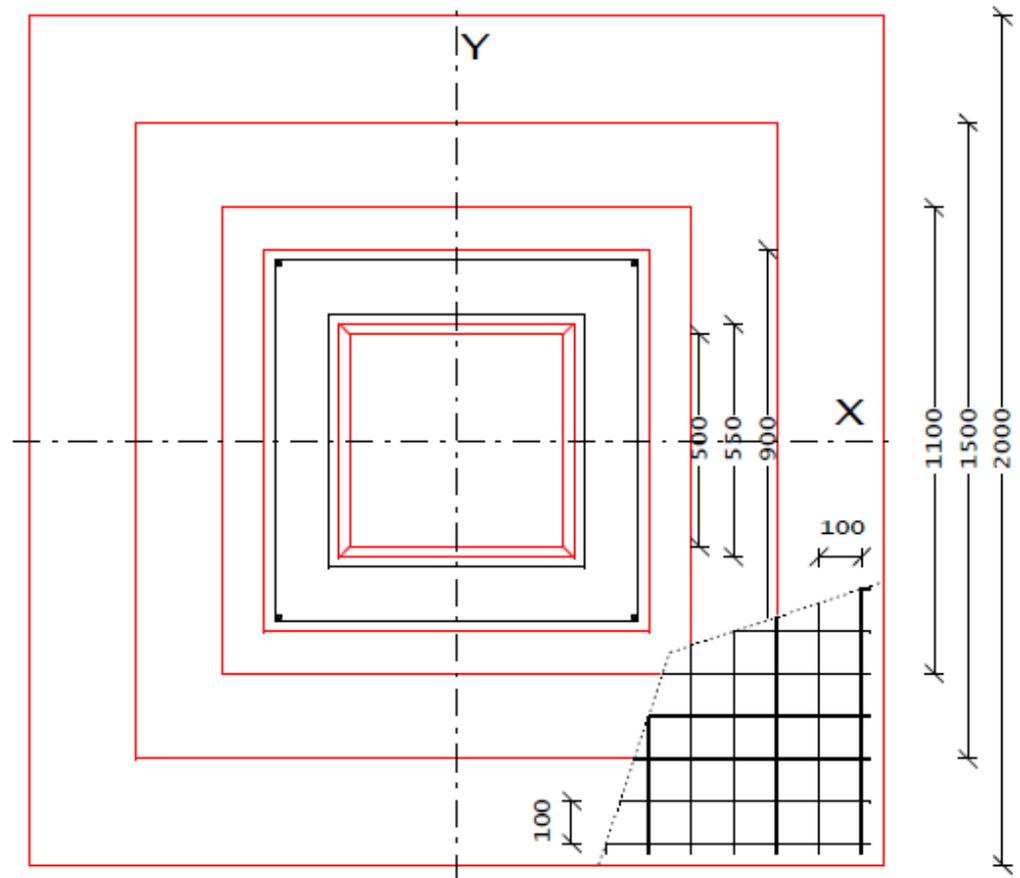
of calculation footing sizes.

Part	sizes	by X [cm]	by Y [cm]	height h [cm]
plate 1		200.0	200.0	20.0
plate 2		150.0	150.0	10.0
plate 3		110.0	110.0	10.0
pedestal		90.0	90.0	160.0

Layout of footing side view
M = 1 : 20



Layout of footing top view
M = 1 : 20



5. Расчет фундамента

Foundation calculat.

Using scheme of a linearly deformed half-space.

Displacement calc.

Max settlement is reached at combination N 1.
The depth of the compressible layer is taken from
the condition $\sigma_{zg} = 0.2 \cdot \sigma_{zp}$ $H_c = 5.43$ m
Average pressure under the sole $p = 441.4$ kPa
Eccentricities of resultant $e_x = 0.00$ m
 $e_y = 0.00$ m
Edge pressure along the y axis $p_y = 441.8$ kPa
Edge pressure along the x axis $p_x = 441.8$ kPa
Pressure at the corner point $p_{xy} = 442.3$ kPa
Footing settlement $s = 1.8$ cm $< s_u = 5.0$ cm
Max heel is reached at combination N 1,
Footing heel $i = 0.0000$ $< i_u = 0.0050$

Bearing resistance

using Design Approach 2, BS EN 1997-1 2.4.7.3.4.3
and analytical method given in Annex D.
The most dangerous in squeezing is the comb. N 3.
Partial resistance factor $\gamma_{R2} = 1.40$
Maximal depth of sliding surface $z_m = 3.53$ m
Slip domain averaged parameters of ground
 $\gamma = 15.9$ kN/m³ $\phi = 33.0$ grad. $c = 16.6$ kPa
Dangerous dir. along the Y axis, ecc. $e_y = 0.00$ m
The reduced width of footing $b' = 2.00$ m
Force of ultimate resistance of soil $R = 10612$ kN
 $N = 4537$ $< R / \gamma_{R2} = 7580$ **CONDITION COMPLETED**

6. Продавливание

Punching

Calculation by item 6.4.4 MSZ EN 1992-1-1.
Concrete C30/37

Plate	Comb.	β	h_0 [cm]	u [cm]	$V_{e,d}$ [kN/m]	$V_{z,d}$ [kN/m]
1	3	1.02	16.1	678.1	968.55	1381.74
2	3	1.01	26.1	578.0	1211.48	1267.38
3	3	1.00	36.1	525.5	1164.45	1462.25

7. Расчет арматуры

Reinforcement calc.

by MSZ EN 1992-1-1 using parabola-rectangle diagram for concrete under compression.

Plate reinforcement *Steel S500*

Axis of bar	Coord. [m]	Comb.	$M_{b,e,d}$ [kN*m]	h_0 [cm]	A_s [cm ²]	d [mm]	n
X	0.75	3	68.1	15.7	9.9		
X	0.55	3	220.6	25.7	19.8		
X	0.45	3	329.5	35.7	21.1	12	20
Y	0.75	3	68.1	16.9	9.2		
Y	0.55	3	220.6	26.9	18.8		
Y	0.45	3	329.5	36.9	20.4	12	20

The bottom bars are oriented along the axis Y.

Transverse socket reinforcement *Steel S400*

Axis	Z [cm]	comb.	p [kN/m]	A_s/s [cm ² /m]	s [mm]	d [mm]	n
Y	2.6	3	18.0	0.5	200	8	4
Y	22.6	3	9.9	0.3	200	8	4
Y	42.6	3	2.7	0.1	200	8	4
Y	62.6	3	4.5	0.1	200	8	4
Y	82.6	3	11.7	0.3	200	8	4
Y	102.6	3	18.0	0.5	200	8	4

Z coordinate is taken from upper edge of socket.

Longitudinal pedestal reinforcement: *steel S500*

Critical combination N4 . 4 bars, diameter 12mm, located at the corners.

8. Трещиностойкость

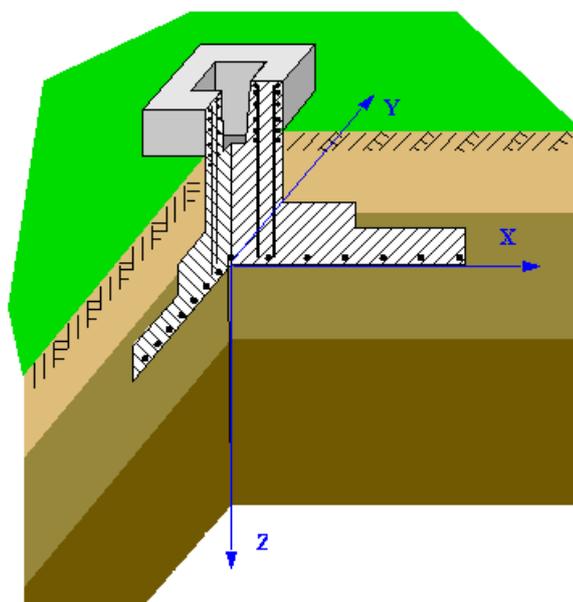
Crack resistance

Plate

allowable crack width $w_k=0.3\text{mm}$

Axis	Coord. [m]	Comb.	$M_{b,e,d}$ [kN*m]	$M_{cr,c}$ [kN*m]	$a_{cr,c}$ [mm]
X	0.75	1	25.0	39.5	0.00
X	0.55	1	81.1	81.9	0.00
X	0.45	1	121.1	132.4	0.00
Y	0.75	1	25.0	40.2	0.00
Y	0.55	1	81.1	82.8	0.00
Y	0.45	1	121.1	133.4	0.00

535 – Отдельный фундамент под колонну



Программа предназначена для проектирования отдельного фундамента под стальную или железобетонную колонну согласно СП 63.13330.2018 [11] или СП 52-101-2003 [1], или СНиП 2.03.01-84* [2], или СНБ 5.03.01-02 “Бетонные и железобетонные конструкции” [6], СП 43.13330.2012 [12] и СНиП 2.02.01-83* “Основания зданий и сооружений” [3], или СП 50-101-2004 “Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений” [8], или СП 22.13330.2016 “Основания зданий и сооружений” [9]. Предусмотрено два типа сопряжения железобетонной колонны с фундаментом: монолитное и заделка колонны в стакан.

1. Расчетная схема

Расчет фундамента состоит из двух частей. Сначала определяются размеры подошвы, исходя из расчетов основания по деформациям и несущей способности, а затем рассчитываются геометрические параметры и арматура фундамента и, если задана стальная колонна, - расчет фундаментных болтов.

1.1 Характеристики основания

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

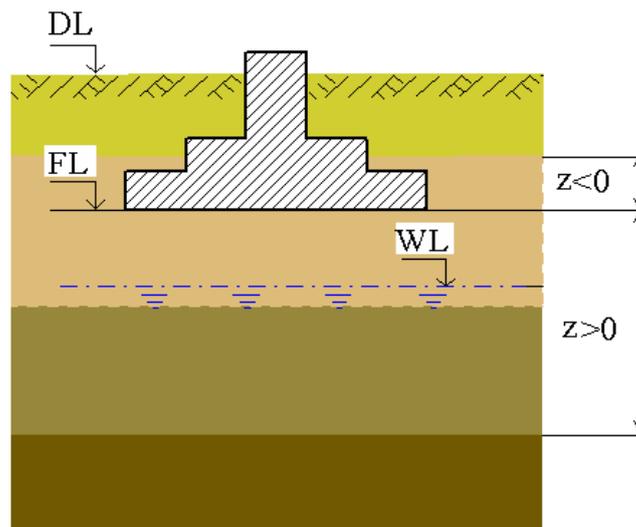


Рис. 1. Схема задания характеристик основания

Для каждого слоя должны быть заданы: удельный вес, модуль деформации, угол внутреннего трения и удельное сцепление. Расчетное сопротивление грунта для каждого слоя может быть либо задано непосредственно, либо вычислено в программе по пп. 2.41, 2.47 СНиП 2.02.01-83* или пп.5.5.8, 5.5.24 СП 50-101-2004 или пп.5.5.8, 5.5.24 СП 22.13330.2016. В последнем случае, необходимо дополнительно задать тип грунта в каждом слое. Допускаются следующие типы грунтов: пылевато-глинистые, песчаные, крупнообломочные и скальные.

1.2 Характеристики фундамента

Исходными данными для расчета фундамента являются его геометрические характеристики и классы бетона и стали продольной и поперечной арматуры. Заданные геометрические характеристики: размеры подошвы, толщина плиты, размеры ступенек и подколонника

рассматриваются как минимальные, если заданы соответствующие приращения, или как неизменяемые при нулевых приращениях.

2. Нагрузки

Вертикальная сила N , горизонтальные силы Q_x , Q_y и моменты M_x , M_y передаются на фундамент в центре сечения колонны на уровне верхнего обреза фундамента. Положительные направления сил и векторов моментов соответствуют направлениям осей координат.

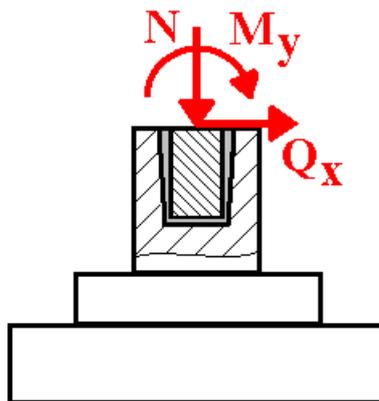


Рис. 2. Схема приложения нагрузок

Разделение нагрузок по категориям и вычисление РСУ производится либо по СНиП 2.01.07-85 “Нагрузки и воздействия” [4] или СП 20.13330.2016 “Нагрузки и воздействия” [10], либо по Приложению А СНБ 5.03.01-02 [6] или по Приложению А.1 СТБ ЕН 1990-2007 “Основы проектирования несущих конструкций”. Сочетания нагрузок для всех расчётов строятся автоматически. Возможно задание как нагрузок, так и готовых расчётных сочетаний нагрузок.

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

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

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

3. Расчет основания, выбор размеров подошвы фундамента

Расчет основания по несущей способности проводится для всех возможных основных и особых сочетаний нагрузок. Сначала производится расчет основания по несущей способности по пп. 2.58 – 2.62 СНиП 2.02.01-83* или пп.5.6.2 - 5.6.11 СП 50-101-2004 или пп.5.7.2 - 5.7.11 СП 22.13330.2016 с размерами подошвы, заданными пользователем. При наличии под подошвой фундамента нескольких слоев нескальных грунтов, угол внутреннего трения и удельное сцепление осредняются по обертывающей поверхностям скольжения, а удельный вес – по объему внутри нее (рис. 3).

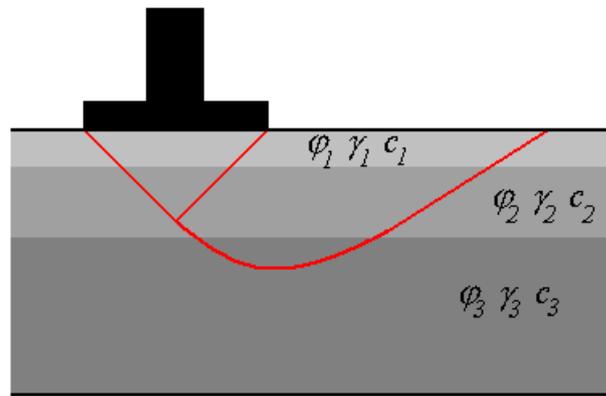


Рис. 3. Область осреднения характеристик грунта

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

Далее программа проводит расчет основания по деформациям для всех возможных основных сочетаний нагрузок. При этом, на первом этапе, проверяются требования пп. 2.41, 2.47 – 2.49 [3] (или аналогичные требования других норм) и, если для какого-нибудь сочетания нагрузок среднее давление под подошвой и/или краевое и/или угловое давление превышает расчетное сопротивление грунта, программа увеличивает размеры подошвы фундамента в направлении, соответствующем типу превышения. Затем производится расчет деформаций основания по формулам и таблицам приложения 2 [3] (или аналогичных требований других норм). При этом, выбор расчетной схемы для СНиП 2.02.01-83* производится в соответствии с п. 2.40 [3], а для других норм применяется схема деформируемого полупространства. При превышении допустимой осадки и/или крена фундамента производится пошаговое увеличение размеров подошвы.

4. Выбор размеров фундамента и расчет арматуры

Толщина плиты фундамента определяется из расчета на продавливание таким образом, чтобы требования п. 8.87 [11] или п. 3.42 [2] или 3.2.6.2 [1] или 7.4.3 [6] удовлетворялись без установки поперечной арматуры, но не меньше заданного пользователем значения. Размеры подколонника, заданные пользователем, могут быть увеличены, если это требуется для обеспечения прочности сечений, наклонных к плоскости плиты, и заданы соответствующие приращения размеров. Затем, с целью уменьшения объема, плита делится на две или три ступеньки, размеры которых рассчитываются, исходя из требований прочности на продавливание и обеспечения прочности наклонных сечений без установки поперечной арматуры.

Требуемая арматура плиты определяется, исходя из расчетов ее по [1] или [2] или [6] или [11] как изгибаемого элемента по предельным состояниям первой и второй групп. Расчеты проводятся отдельно на изгиб в плоскостях XZ и YZ для всех возможных основных и особых сочетаний усилий. При этом реактивное давление грунта на подошву определяется с учетом возможного ее отрыва от основания и без учета веса плиты и грунта над ней. Расчет проводится для нескольких сечений: в центре плиты и по граням ступенек. Для рассчитанных значений требуемой по условиям прочности арматуры подбирается диаметр и шаг расположения арматурных стержней.

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

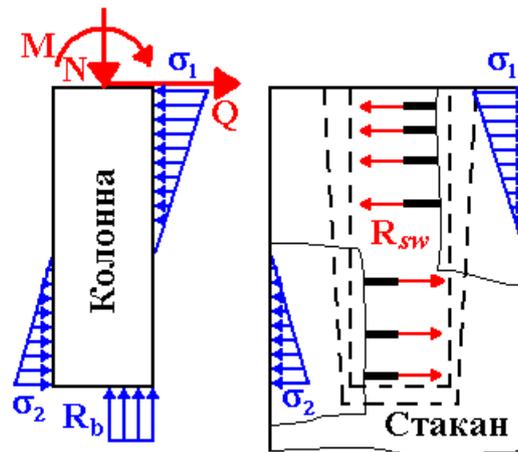


Рис. 4. Расчет поперечной арматуры стакана

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

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

Косвенная арматура подколонника рассчитывается по п. 8.83 [11] или п. 3.41 [2] или 3.2.5.3 [1] или 7.4.1 [6] для всех возможных основных и особых сочетаний усилий. Для максимального значения требуемой арматуры подбираются параметры арматурных сеток (диаметр и шаг), а также количество сеток и расстояние между ними.

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

Расчет фундаментных болтов под стальную колонну производится в соответствии с Приложением Г СП 43.13330.2012 [12]. При этом размеры опорной плиты, заданные пользователем, определяют минимальные расстояния между четырьмя болтами, устанавливаемыми по углам плиты за ее пределами. Расстояния между фундаментными болтами может быть увеличено программой, если это необходимо для выполнения условий равновесия, но не более размеров, обеспечивающих безопасное расстояние до граней подколонника согласно [12]. Диаметр болтов подбирается программой для обеспечения усилий, необходимых для выполнения условий равновесия при действии продольной силы и моментов в основании колонны и, если это возможно, для удержания колонны от сдвига силой трения.

5. Вывод результатов

5.1 Исходные данные

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

Данные для расчета							
Размеры							
Объект	размеры по X и по Y			высота/глубина h/dc			
	[см]	[см]		[см]			
плита	100.0	100.0		30.0			
подколонник	90.0	90.0		170.0			
колонна	40.0	40.0		80.0			
Высота фундамента от подошвы 200.0 см							
Нагрузки							
N	Нагрузка.	N	Mx	My	Qx	Qy	
		[кН]	[кН*м]	[кН*м]	[кН]	[кН]	
1	Постоянная	2000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
2	Длительная	2000.0	10.0	10.0	13.0	0.0	
3	Ветер стат.	200.0	5.0	0.0	0.0	0.0	
	дир. 1	200.0	5.0	0.0	0.0	0.0	
	2	15.0	0.0	7.0	0.0	0.0	
	3	12.0	0.0	3.0	0.0	0.0	
4	Сейсмич.	1	100.0	60.0	20.0	8.0	30.0
	2	20.0	30.0	7.0	3.0	15.0	
	3	30.0	10.0	5.0	2.0	7.0	
Грунт							
нормативные значения характеристики по слою.							
тип	z	q	E	fi	c/Rc	IL	
	[м]	[кН/м ²]	[МПа]	[град]	[кПа]		
Крупн. обл.	-2.00	20.00	40.00	28.00	25.00	0.30	
Песчаный	3.00	17.00	20.00	20.00	20.00	0.50	
Песчаный	3.50	20.00	20.00	23.00	18.00	0.50	

5.2 Расчетные сочетания усилий

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

PCY		расчетные сочетания усилий по СНиП 2.01.07-85.					
Усилия и моменты		для опасных PCY на высоте H от подошвы фундамента.					
N	Тип табл.	N	Mx	My	Qx	Qy	
	PCY коэф.	[кН]	[кН*м]	[кН*м]	[кН]	[кН]	
1	тр.кр. 1	4097.5	14.0	16.6	12.4	0.0	
2	тр.дл. 2	4000.0	10.0	10.0	13.0	0.0	
3	основ. 3	4200.0	10.0	10.0	13.0	0.0	
4	основ. 4	4376.5	15.8	19.4	12.4	0.0	
5	особая 5	3686.3	75.8	29.8	19.2	34.3	
Наиболее опасные сочетания усилий		Наг- Коэффициенты расчетных сочетаний усилий					
руж.	1	2	3	4	5	6	7
1	1.00	1.00	1.10	1.10	0.99		
2	0.95	1.00	1.00	0.95	0.80		
3	0.90	0.90	0.00	1.26	0.00		
4	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00		

5.3 Результаты расчета фундамента

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

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

Схема фундамента вид сбоку
 М = 1 : 23

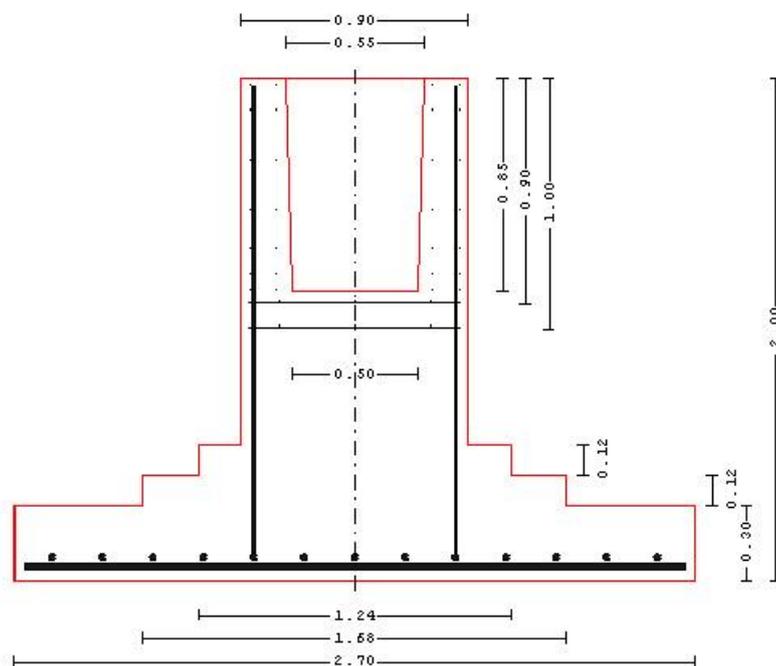
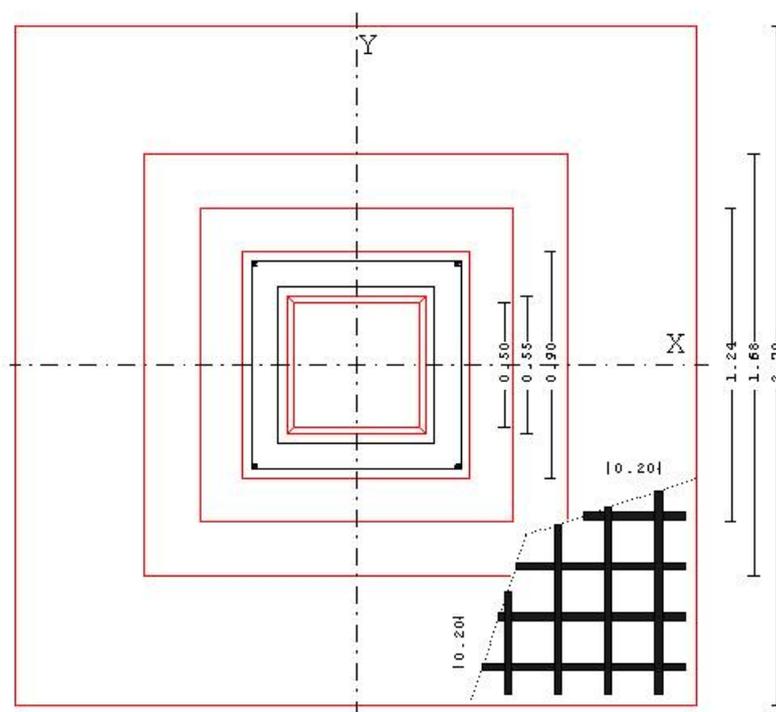


Схема фундамента вид сверху
 М = 1 : 23



5.4 Расчет основания

Приводятся результаты расчета основания по деформациям и несущей способности.

<u>Расчет основания</u>	по СНиП 2.02.01-83*
Расчет по деформациям	<p>Схема линейно деформируемого полупространства. Наибольшая осадка достигается при РСУ N 4. Среднее давление под подошвой $p=640.3$ кПа Краевое давление вдоль оси y $p_y=646.3$ кПа Краевое давление вдоль оси x $p_x=645.2$ кПа Давление в угловой точке $p_{xy}=651.1$ кПа Расчетное сопротивление грунта по 2.41 $R=537.4$ кПа Сопротивление грунта с учетом 2.47 $R=644.9$ кПа Осадка фундамента $s=4.4$ см $< s_u=10.0$ см Наибольший крен достигается при РСУ N 4, Крен фундамента $i=0.0001 < i_u=0.0050$</p>
Расчет по несущей способности	<p>Наиболее опасным по устойчивости является РСУ N 5. Макс. глубина поверхности скольжения $z_m=2.94$ м Сила предельного сопротивления грунта $N_u=5646$ кПа</p>

5.5 Расчет железобетонного фундамента

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

<u>Продавливание.</u>	<p>Расчет на продавливание по СНиП 52-01-03. Тяжелый Яетон. Класс прочности B15.</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Плита</th> <th>PCY</th> <th>Lx [м]</th> <th>Ly [м]</th> <th>Ab [м²]</th> <th>Wbx [м³]</th> <th>Wby [м³]</th> <th>r</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>1</td> <td>3.977</td> <td>3.022</td> <td>2.051</td> <td>3.432</td> <td>0.000</td> <td>0.90</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>1</td> <td>2.208</td> <td>2.243</td> <td>4.584</td> <td>3.496</td> <td>3.304</td> <td>0.95</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>1</td> <td>1.698</td> <td>1.673</td> <td>5.291</td> <td>3.008</td> <td>2.935</td> <td>0.94</td> </tr> </tbody> </table>	Плита	PCY	Lx [м]	Ly [м]	Ab [м ²]	Wbx [м ³]	Wby [м ³]	r	1	1	3.977	3.022	2.051	3.432	0.000	0.90	2	1	2.208	2.243	4.584	3.496	3.304	0.95	3	1	1.698	1.673	5.291	3.008	2.935	0.94																																																																																														
Плита	PCY	Lx [м]	Ly [м]	Ab [м ²]	Wbx [м ³]	Wby [м ³]	r																																																																																																																								
1	1	3.977	3.022	2.051	3.432	0.000	0.90																																																																																																																								
2	1	2.208	2.243	4.584	3.496	3.304	0.95																																																																																																																								
3	1	1.698	1.673	5.291	3.008	2.935	0.94																																																																																																																								
<u>Расчет арматуры</u>	<p>по СНиП 52-01-03, с использованием трехлинейной диаграммы состояния Яетона. Класс арматурной стали: A500</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>прутка</th> <th>Ось</th> <th>Коорд. [м]</th> <th>PCY</th> <th>Mизг [кН*м]</th> <th>h [см]</th> <th>As [см²]</th> <th>d [мм]</th> <th>n</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>X</td> <td>X</td> <td>1.86</td> <td>1</td> <td>71.0</td> <td>25.8</td> <td>11.1</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>X</td> <td>X</td> <td>0.84</td> <td>1</td> <td>1101.9</td> <td>52.8</td> <td>49.4</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>X</td> <td>X</td> <td>0.00</td> <td>1</td> <td>2856.2</td> <td>79.8</td> <td>85.4</td> <td>25</td> <td>22</td> </tr> <tr> <td>Y</td> <td>Y</td> <td>1.39</td> <td>1</td> <td>338.7</td> <td>23.3</td> <td>35.8</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Y</td> <td>Y</td> <td>0.87</td> <td>1</td> <td>963.0</td> <td>50.3</td> <td>45.1</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Y</td> <td>Y</td> <td>0.00</td> <td>1</td> <td>2700.0</td> <td>77.3</td> <td>83.3</td> <td>25</td> <td>22</td> </tr> </tbody> </table> <p>Нижние прутки ориентированы по оси X. и проверка плиты на действие обратного момента.</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Плита</th> <th>PCY</th> <th>Ось</th> <th>Mизг [кН*м]</th> <th>Rbt*Wpl [кН*м]</th> <th>As [см²]</th> <th>n</th> <th>d [мм]</th> <th>s [мм]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>Y</td> <td>4</td> <td>338.44</td> <td>85.05</td> <td>26.53</td> <td>22</td> <td>14</td> <td>200</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>X</td> <td>4</td> <td>419.02</td> <td>83.31</td> <td>33.41</td> <td>22</td> <td>14</td> <td>200</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>Y</td> <td>4</td> <td>338.44</td> <td>433.42</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>X</td> <td>4</td> <td>419.02</td> <td>339.16</td> <td>16.72</td> <td>15</td> <td>12</td> <td>300</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>Y</td> <td>4</td> <td>338.44</td> <td>398.25</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>X</td> <td>4</td> <td>419.02</td> <td>365.78</td> <td>11.22</td> <td>11</td> <td>12</td> <td>400</td> </tr> </tbody> </table>	прутка	Ось	Коорд. [м]	PCY	Mизг [кН*м]	h [см]	As [см ²]	d [мм]	n	X	X	1.86	1	71.0	25.8	11.1			X	X	0.84	1	1101.9	52.8	49.4			X	X	0.00	1	2856.2	79.8	85.4	25	22	Y	Y	1.39	1	338.7	23.3	35.8			Y	Y	0.87	1	963.0	50.3	45.1			Y	Y	0.00	1	2700.0	77.3	83.3	25	22	Плита	PCY	Ось	Mизг [кН*м]	Rbt*Wpl [кН*м]	As [см ²]	n	d [мм]	s [мм]	1	Y	4	338.44	85.05	26.53	22	14	200	1	X	4	419.02	83.31	33.41	22	14	200	2	Y	4	338.44	433.42					2	X	4	419.02	339.16	16.72	15	12	300	3	Y	4	338.44	398.25					3	X	4	419.02	365.78	11.22	11	12	400
прутка	Ось	Коорд. [м]	PCY	Mизг [кН*м]	h [см]	As [см ²]	d [мм]	n																																																																																																																							
X	X	1.86	1	71.0	25.8	11.1																																																																																																																									
X	X	0.84	1	1101.9	52.8	49.4																																																																																																																									
X	X	0.00	1	2856.2	79.8	85.4	25	22																																																																																																																							
Y	Y	1.39	1	338.7	23.3	35.8																																																																																																																									
Y	Y	0.87	1	963.0	50.3	45.1																																																																																																																									
Y	Y	0.00	1	2700.0	77.3	83.3	25	22																																																																																																																							
Плита	PCY	Ось	Mизг [кН*м]	Rbt*Wpl [кН*м]	As [см ²]	n	d [мм]	s [мм]																																																																																																																							
1	Y	4	338.44	85.05	26.53	22	14	200																																																																																																																							
1	X	4	419.02	83.31	33.41	22	14	200																																																																																																																							
2	Y	4	338.44	433.42																																																																																																																											
2	X	4	419.02	339.16	16.72	15	12	300																																																																																																																							
3	Y	4	338.44	398.25																																																																																																																											
3	X	4	419.02	365.78	11.22	11	12	400																																																																																																																							
Арматура плиты Нижняя арматура																																																																																																																															
Верхняя арматура																																																																																																																															

Поперечная
арматура стакана

Класс арматурной стали: А300

Ось	Z [см]	PCY	p [кН/м]	As/s [см ² /м]	s [мм]	d [мм]	n
X	4.2	3	3966.9	184.5	40	16	4
X	8.2	3	2784.1	129.5	50	16	4
X	13.2	3	2062.8	95.9	50	16	4
X	18.2	3	1341.5	62.4	100	16	4
X	28.2	3	101.0	4.7	100	16	4
X	38.2	3	1543.5	71.8	50	16	4
X	43.2	3	2264.8	105.3	50	16	4
X	48.2	3	2986.0	138.9	40	16	4
X	52.2	3	3563.0	165.7	40	16	4
X	56.2	3	3966.9	184.5	40	16	4

Косвенная арматура

Координата Z принимается от верхнего края стакана. подколонника. Класс арматурной стали: А300

Наиболее опасное PCY N 1. 2 сетки с шагом 100мм. Сетки из прутков диаметром 10мм, с шагом 100мм.

Продольная арматура

подколонника. Класс арматурной стали: А500

Наиболее опасное PCY N1. Диаметр прутков 14мм. 28 прутков с шагом по оси X 100мм, по оси Y 100мм.

Трещиностойкость

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается из условия обеспечения сохранности арматуры asrc1=0.40мм asrc2=0.30мм

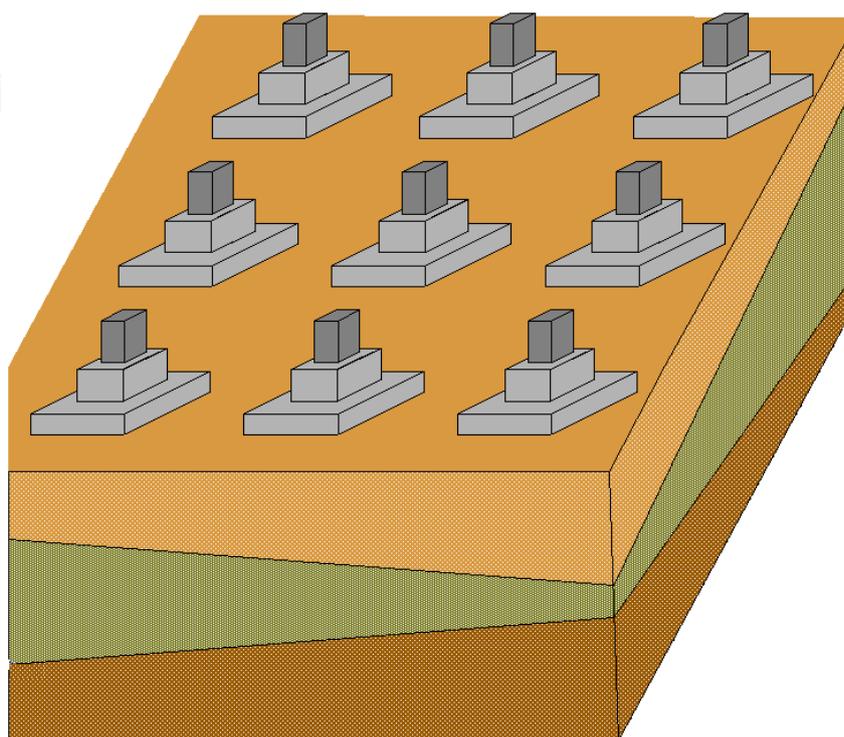
Плита

Ось	Коорд. [м]	PCY	Mизг2 [кН*м]	Mизг1 [см ²]	Mсгс [кН*м]	асrc2 [мм]	асrc1 [мм]
X	1.86	2 1	42.6	71.0	165.3	0.00	0.00
X	0.84	2 1	658.2	1101.9	547.4	0.06	0.14
X	0.00	2 1	1698.6	2856.2	1127.8	0.14	0.29
Y	1.39	2 1	196.4	338.7	151.4	0.05	0.11
Y	0.87	2 1	558.6	963.0	529.7	0.04	0.12
Y	0.00	2 1	1566.0	2700.0	1108.0	0.12	0.27

Литература

1. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / Госстрой России. – М., 2003.
2. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
3. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений/Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2002. – 48 с.
4. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
5. СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах/Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2000. – 44 с.
6. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
7. Изменение №1 СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск: 2004. – 22 с.
8. СП 50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. –М., ФГУП ЦПП, 2005, 175с.
9. СП 22.13330.2016 «СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений».
10. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».
11. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. / Министерство регионального развития Российской Федерации. – М., 2018.
12. СП 43.13330.2012 «Сооружения промышленных предприятий. Актуализированная редакция СНиП 2.09.03.85».

536 – Поле столбчатых фундаментов под колонны



Программа предназначена для проектирования поля столбчатых фундаментов под стальные или железобетонные колонны согласно СП 63.13330.2018 [11] или СП 52-101-2003 [1], или СНиП 2.03.01-84* [2], или СНБ 5.03.01-02 “Бетонные и железобетонные конструкции” [6], СП 43.13330.2012 [12] и СНиП 2.02.01-83* “Основания зданий и сооружений” [3], или СП 50-101-2004 “Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений” [8], или СП 22.13330.2016 “Основания зданий и сооружений” [9]. Предусмотрено два типа сопряжения колонн с фундаментами: монолитное и заделка колонн в стаканы.

1. Расчетная схема

Под группой фундаментов в программе подразумеваются фундаменты под некоторое количество колонн, равномерно расположенных в пределах произвольно ориентированного прямоугольника на площадке. Прямоугольники задаются координатами диагонально расположенных вершин и углом ориентации, можно задать до 100 групп. В зависимости от введенных параметров, группа может представлять собой фундаменты, расположенные в пределах прямоугольника, вдоль линии, или вообще одиночный фундамент. Размеры и схема армирования у всех фундаментов одной группы одинаковые, как исходные, так и полученные в результате расчета. Расчет фундамента состоит из двух частей. Сначала определяются размеры подошвы, исходя из расчетов основания по деформациям и несущей способности, а затем рассчитываются геометрические параметры и арматура фундамента.

1.1 Характеристики основания

Характеристики основания задаются по слоям. Сначала, для каждого слоя, выявленного в ходе инженерно-геологических изысканий на площадке, вводится его идентификационное имя и механические характеристики, пустое поле имени завершает ввод. В качестве механических характеристик вводятся: удельный вес, модуль деформации, угол внутреннего трения и удельное сцепление. Расчетное сопротивление грунта для каждого слоя может быть либо задано непосредственно, либо вычислено в программе по пп.2.41, 2.47 СНиП 2.02.01-83* или пп.5.5.8, 5.5.24 СП 50-101-2004 или пп.5.5.8, 5.5.24 СП 22.13330.2016. В последнем случае, необходимо дополнительно задать тип грунта в каждом слое. Допускаются следующие типы грунтов: пылевато-глинистые, песчаные, крупнообломочные и скальные.

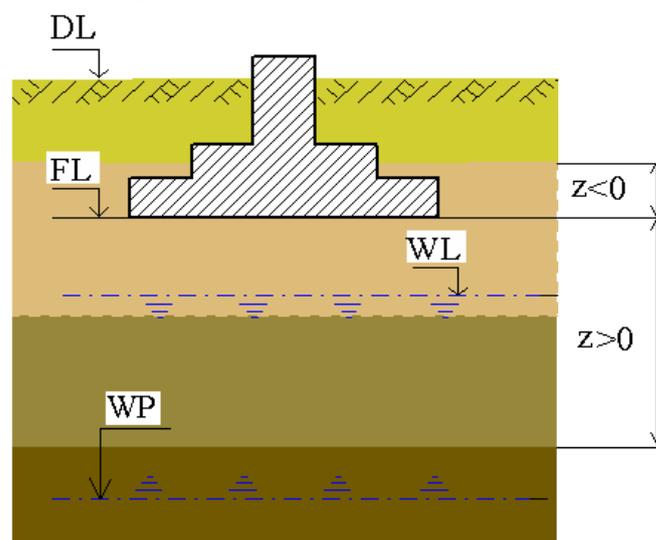


Рис. 1. Схема задания характеристик основания

Затем, для каждой скважины задаются ее координаты и расположение пластов под ними. Каждый пласт задается координатой его верхней границы, отсчитываемой от подошвы фундамента и

ссылкой на ранее введенный тип грунта. Кроме того, задаются отметки уровней грунтовых вод и водоупорного слоя. Отрицательная координата задает слой, лежащий выше подошвы, пустые поля координат скважины завершают ввод.

1.2 Характеристики фундамента

Исходными данными для расчета фундамента являются его геометрические характеристики и классы бетона и стали продольной и поперечной арматуры. Геометрические характеристики задаются для каждой группы либо непосредственным вводом значений, либо ссылкой на ранее введенные для другой группы. Заданные геометрические характеристики: размеры подошвы, толщина плиты, размеры ступенек и подколонника рассматриваются как минимальные, если заданы соответствующие приращения или как неизменяемые при нулевых приращениях.

2. Нагрузки

Нагрузки для каждой группы задаются в крайних угловых колоннах. Для остальных колонн нагрузки вычисляются в программе интерполированием по двум (в случае расположения колонн вдоль линии) или четырем точкам.

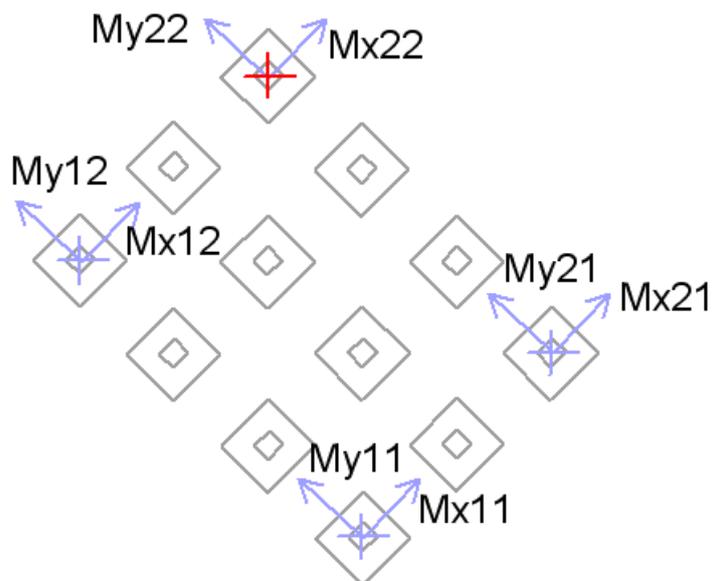


Рис. 2. Схема задания нагрузок в группе

Вертикальная сила N , горизонтальные силы Q_x , Q_y и моменты M_x , M_y передаются на фундамент в центре сечения колонны на уровне верхнего обреза фундамента.

Положительные направления сил и векторов моментов соответствуют направлениям осей координат.

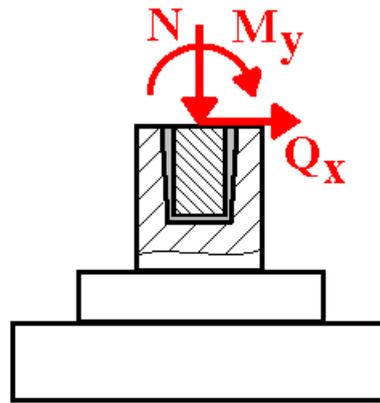


Рис. 3. Схема приложения нагрузок

Разделение нагрузок по категориям и вычисление РСУ производится либо по СНиП 2.01.07-85 “Нагрузки и воздействия” [4] или СП 20.13330.2016 “Нагрузки и воздействия” [10], либо по Приложению А СНБ 5.03.01-02 [6] или по Приложению А.1 СТБ ЕН 1990-2007 “Основы проектирования несущих конструкций”. Сочетания нагрузок для всех расчётов строятся автоматически. Возможно задание как нагрузок, так и готовых расчётных сочетаний нагрузок.

3. Расчет основания, выбор размеров подошвы фундамента

Расчет основания по несущей способности проводится для всех возможных основных и особых сочетаний нагрузок. Сначала производится расчет основания по несущей способности по пп. 2.58 – 2.62 СНиП 2.02.01-83* или пп.5.6.2 - 5.6.11 СП 50-101-2004 или пп.5.7.2 - 5.7.11 СП 22.13330.2016 с размерами подошвы, заданными пользователем. При наличии под подошвой фундамента нескольких слоев нескальных грунтов, угол внутреннего трения и удельное сцепление осредняются по обертывающей поверхностям скольжения, а удельный вес – по объему внутри нее (рис. 4).

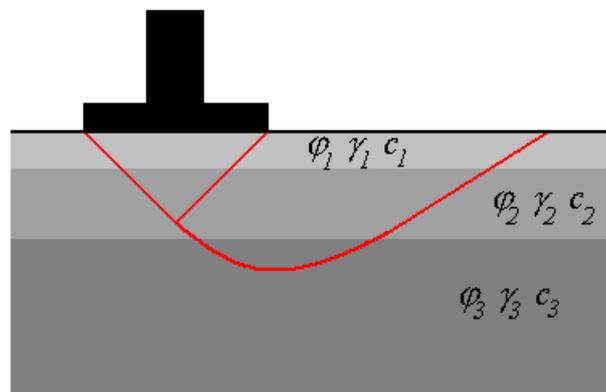


Рис. 4. Область осреднения характеристик грунта

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

Далее программа проводит расчет основания по деформациям для всех возможных основных сочетаний нагрузок. При этом на первом этапе проверяются требования пп. 2.41, 2.47 – 2.49 [3] (или аналогичные требования других норм) и, если для какого-нибудь сочетания нагрузок среднее давление под подошвой и/или краевое и/или угловое давление превышает расчетное сопротивление грунта, программа увеличивает размеры подошвы фундамента в направлении, соответствующем типу превышения.

Затем производится расчет деформаций основания по формулам и таблицам приложения 2 [3] (или аналогичных требований других норм). При этом, выбор расчетной схемы для СНиП

2.02.01-83* производится в соответствии с п. 2.40 [3], а для других норм применяется схема деформируемого полупространства. При превышении допустимой осадки и/или крена фундамента производится пошаговое увеличение размеров подошвы фундаментов в тех группах, где эти величины превышены.

4. Выбор размеров фундамента и расчет арматуры

Толщина плиты фундамента определяется из расчета на продавливание таким образом, чтобы требования п. 8.87 [11] или п. 3.42 [2] или 3.2.6.2 [1] или 7.4.3 [6] удовлетворялись без установки поперечной арматуры, но не меньше заданного пользователем значения. Размеры подколонника, заданные пользователем, могут быть увеличены, если это требуется для обеспечения прочности сечений, наклонных к плоскости плиты, и заданы соответствующие приращения размеров. Затем с целью уменьшения объема, плита делится на две или три ступеньки, размеры которых рассчитываются исходя из требований прочности на продавливание и обеспечения прочности наклонных сечений без установки поперечной арматуры.

Требуемая арматура плиты определяется исходя из расчетов ее по [1] или [2], или [6] или [11], как изгибаемого элемента, по предельным состояниям первой и второй групп. Расчеты проводятся отдельно на изгиб в плоскостях XZ и YZ для всех возможных основных и особых сочетаний усилий. При этом реактивное давление грунта на подошву определяется с учетом возможного ее отрыва от основания и без учета веса плиты и грунта над ней. Расчет проводится для нескольких сечений: в центре плиты и по граням ступенек. Для рассчитанных значений требуемой по условиям прочности арматуры подбирается диаметр и шаг расположения арматурных стержней.

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

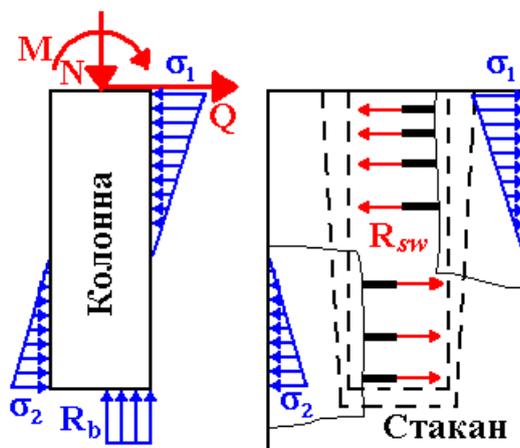


Рис. 4. Расчет поперечной арматуры стакана

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

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

Косвенная арматура подколонника рассчитывается по п. 8.83 [11], п. 3.41 [2] или 3.2.5.3 [1] или 7.4.1 [6] для всех возможных основных и особых сочетаний усилий. Для максимального значения

требуемой арматуры подбираются параметры арматурных сеток (диаметр и шаг), а также количество сеток и расстояние между ними.

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

Расчет фундаментных болтов под стальную колонну производится в соответствии с Приложением Г СП 43.13330.2012 [12].

При этом размеры опорной плиты, заданные пользователем, определяют минимальные расстояния между четырьмя болтами, устанавливаемыми по углам плиты за ее пределами. Расстояния между фундаментными болтами может быть увеличено программой, если это необходимо для выполнения условий равновесия, но не более размеров, обеспечивающих безопасное расстояние до граней подколонника согласно [12]. Диаметр болтов подбирается программой для обеспечения усилий, необходимых для выполнения условий равновесия при действии продольной силы и моментов в основании колонны и, если это возможно, для удержания колонны от сдвига силой трения.

5. Вывод результатов

5.1. Исходные данные

Выводится заданный пользователем план фундамента:

Выводится таблица характеристик грунтов и расположение пластов в каждой из скважин:

Грунт	нормативные значения характеристик грунтов.							
	№	тип	ρ [кН/м ³]	E [МПа]	φ [град]	c/Rc [кПа]	R [кПа]	
	1	слой1	18.00	40.00	25.00	0.0	400.0	
	2	слой2	20.00	30.00	30.00	0.0	500.0	
	3	слой3	19.00	40.00	25.00	5.0	600.0	
Скважины	Сооружение I класса $\gamma_s=1.20$							
	№	координаты скважин и расположение слоев						
	1	x=4.00м	y=14.00м	WL=10.00м	WP=30.00м			
		z [м]	0.00	5.00	9.00			
		№грн	1	2	3			

	2	x=-9.00м	y=-9.00м	WL=10.00м	WP=30.00м			
		z [м]	0.00	4.00	8.00			
		№грн	1	2	3			

	3	x=14.00м	y=-9.00м	WL=10.00м	WP=30.00м			
		z [м]	0.00	4.00	9.00			
		№грн	1	2	3			

Выводятся нагрузки в основании угловых колонн каждой группы:

Нагрузки	№	№	N	Mx	My	Qx	Qy				
	нагр.	колонны	[кН]	[кН*м]	[кН*м]	[кН]	[кН]				
1	Постоянная	$\gamma_s=1.00$	1	1000.0	10.0	7.0	-10.0	-8.0			
			2	1000.0	-10.0	-7.0	10.0	8.0			
			3	1000.0	-10.0	4.0	-10.0	8.0			
			4	1000.0	6.0	-10.0	10.0	-8.0			
			10	800.0	-6.0	-4.0	-5.0	-5.0			
			11	1200.0	8.0	4.0	5.0	5.0			
			12	800.0	10.0	0.0	-6.0	5.0			
			13	1200.0	-0.0	2.0	6.0	-5.0			
			14	1000.0	5.0	0.0	-2.0	-5.0			
			15	1000.0	-5.0	0.0	-2.0	5.0			

			2	Длительная	$\gamma_s=1.30$	1	1000.0	12.0	5.0	-20.0	-5.0
						2	900.0	-12.0	-2.0	20.0	9.0
						3	900.0	-2.0	2.0	-20.0	8.0
						4	1000.0	2.0	-5.0	20.0	-4.0
10	700.0	-3.0				3.0	-9.0	5.0			
11	800.0	3.0				0.0	4.0	-2.0			
12	800.0	2.0				0.0	-4.0	-2.0			
13	700.0	-2.0				3.0	9.0	3.0			
14	600.0	-2.0				2.0	-4.0	-2.0			
15	600.0	4.0				2.0	4.0	-2.0			

5.2. Расчетные сочетания усилий

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

Кoeffициенты существенных РСУ	Наг- руж.				Кoeffициенты РСУ				Наг- руж.			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
	1	1.00	1.00						2	1.00	1.30	

Существенные РСУ	№	№	№	N [кН]	Mx [кНм]	My [кНм]	Qx [кН]	Qy [кН]
	1	1	1	2000.0	22.0	12.0	-30.0	-13.0
	2	1	11	2000.0	11.0	4.0	9.0	3.0
	3	1	14	1600.0	3.0	2.0	-6.0	-7.0
	4	2	2	1000.0	-10.0	-7.0	10.0	8.0
	5	2	12	800.0	10.0	0.0	-6.0	5.0
	6	2	14	1000.0	5.0	0.0	-2.0	-5.0
	7	2	1	1000.0	10.0	7.0	-10.0	-8.0
	8	2	10	800.0	-6.0	-4.0	-5.0	-5.0
	9	2	15	1780.0	0.2	2.6	3.2	2.4
	10	2	1	2300.0	25.6	13.5	-36.0	-14.5
	11	1	6	2000.0	15.0	-1.5	0.0	-12.5
	12	1	3	1900.0	-12.0	6.0	-30.0	16.0

5.3. Расчет основания

Для фундамента, у которого по расчету получилась максимальная осадка, выводятся расчетное сопротивление основания и результаты расчета осадки. Аналогично выводятся результаты несущей способности основания для фундамента, у которого реализовалось наиболее опасное соотношение нагрузки и несущей способности грунта.

Расчет по деформациям	<p>Схема линейно деформируемого полупространства. Наибольшая осадка достигается при РСУ № 1. Глубина сжимаемой толщи $h_c=9.32$ м Среднее давление под подошвой $p=388.5$ кПа Краевое давление вдоль оси y $p_y=422.4$ кПа Краевое давление вдоль оси x $p_x=415.0$ кПа Давление в угловой точке $p_{xy}=448.8$ кПа Расчетное сопротивление грунта $R=400.0$ кПа Осадка фундамента $s=1.9$ см < $s_u=5.0$ см Наибольший крен достигается при РСУ №12, Крен фундамента $i=0.0005$ < $i_u=0.0050$ Наибольшая неравномерность осадок при РСУ №11, между фундаментами № 6 и № 12 Неравномерность осадок $i=0.0003$ < $i_u=0.0010$</p>
Расчет по несущей способности	<p>Наиболее опасным по устойчивости является РСУ №10. Макс. глубина поверхности скольжения $z_m=3.58$ м Осредненные по области скольжения параметры грунта $\gamma_{амс}=18.0$ кН/м³ $f_i=30.0$ град. $c=0.0$ кПа Сила предельного сопротивления грунта $N_u=9938$ кН</p>

5.4. Результаты расчета фундамента

Для каждой группы в табличной форме и в виде эскиза приводятся вычисленные на различных этапах расчета размеры плиты и подколонника.

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

Схема фундамента вид сбоку
 М = 1 : 23

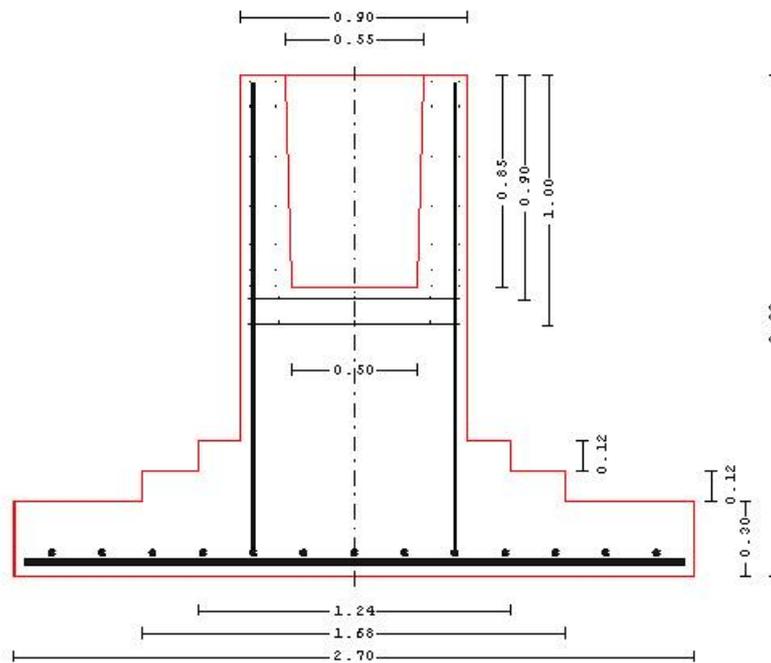
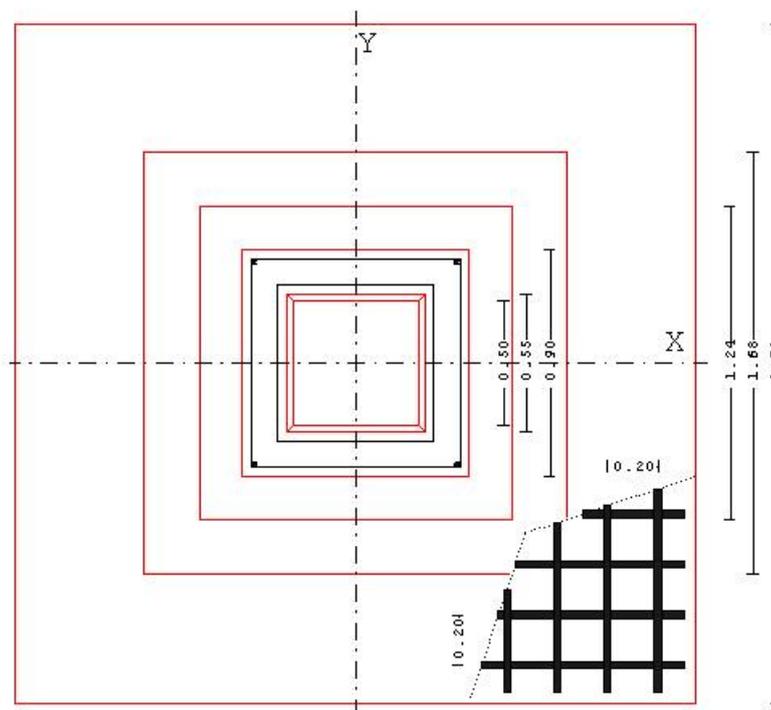


Схема фундамента вид сверху
 М = 1 : 23



5.5. Расчет железобетонного фундамента

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

Продавливание.

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

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

Расчет арматуры

по СНиП 52-01-03, с использованием трехлинейной диаграммы состояния Яетона.
Класс арматурной стали: A500

Арматура плиты
Нижняя арматура

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

Верхняя арматура

Нижние прутки ориентированы по оси X.
и проверка плиты на действие оЯратного момента.

Плита	PCY	Мизг [кН*м]	Rbt*Wp1 [кН*м]	As [см2]	n	d	s
1	Y	4	338.44	85.05	22	14	200
1	X	4	419.02	83.31	22	14	200
2	Y	4	338.44	433.42			
2	X	4	419.02	339.16	15	12	300
3	Y	4	338.44	398.25			
3	X	4	419.02	365.78	11	12	400

Поперечная
арматура стакана

Класс арматурной стали: A300

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

Косвенная арматура

Координата Z принимается от верхнего края стакана. подколонника. Класс арматурной стали: A300

Продольная арматура

НаиЯолее опасное PCY N 1. 2 сетки с шагом 100мм. Сетки из прутков диаметром 10мм, с шагом 100мм.

Трещиностойкость

подколонника. Класс арматурной стали: A500
НаиЯолее опасное PCY N1. Диаметр прутков 14мм. 28 прутков с шагом по оси X 100мм, по оси Y 100мм.
Предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается из условия оЯеспечения сохранности арматуры
асrc1=0.40мм аsrc2=0.30мм

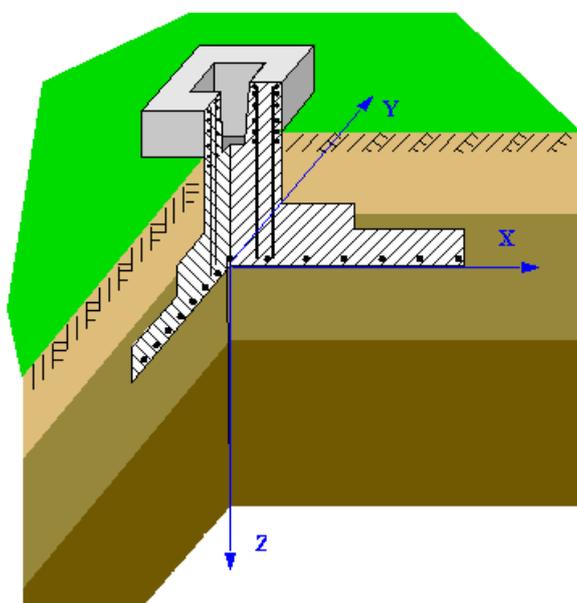
Плита

Ось	Коорд. [м]	PCY	Мизг2 [кН*м]	Мизг1 [см2]	Мсrg [кН*м]	асrc2 [мм]	асrc1 [мм]	
X	1.86	2	1	42.6	71.0	165.3	0.00	0.00
X	0.84	2	1	658.2	1101.9	547.4	0.06	0.14
X	0.00	2	1	1698.6	2856.2	1127.8	0.14	0.29
Y	1.39	2	1	196.4	338.7	151.4	0.05	0.11
Y	0.87	2	1	558.6	963.0	529.7	0.04	0.12
Y	0.00	2	1	1566.0	2700.0	1108.0	0.12	0.27

Литература

1. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / Госстрой России. – М., 2003.
2. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
3. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений/Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2002. – 48 с.
4. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
5. СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах/Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2000. – 44 с.
6. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
7. Изменение №1 СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск: 2004. – 22 с.
8. СП 50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. –М., ФГУП ЦПП, 2005, 175с.
9. СП 22.13330.2016 «СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений».
10. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».
11. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».
12. СП 43.13330.2012 «Сооружения промышленных предприятий. Актуализированная редакция СНиП 2.09.03.85».

537 - Несимметричный столбчатый фундамент



Программа предназначена для проектирования отдельного фундамента под стальную или железобетонную колонну согласно СП 63.13330.2018 [1] “Бетонные и железобетонные конструкции”, СП 43.13330.2012 [2] и СП 22.13330.2016 “Основания зданий и сооружений” [3]. Предусмотрено два типа сопряжения железобетонной колонны с фундаментом: монолитное и заделка колонны в стакан.

1. Расчетная схема

Расчет фундамента состоит из двух частей. Сначала определяются размеры подошвы, исходя из расчетов основания по деформациям и несущей способности, а затем рассчитываются геометрические параметры и арматура фундамента и, если задана стальная колонна, расчет фундаментных болтов.

1.1. Характеристики основания

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

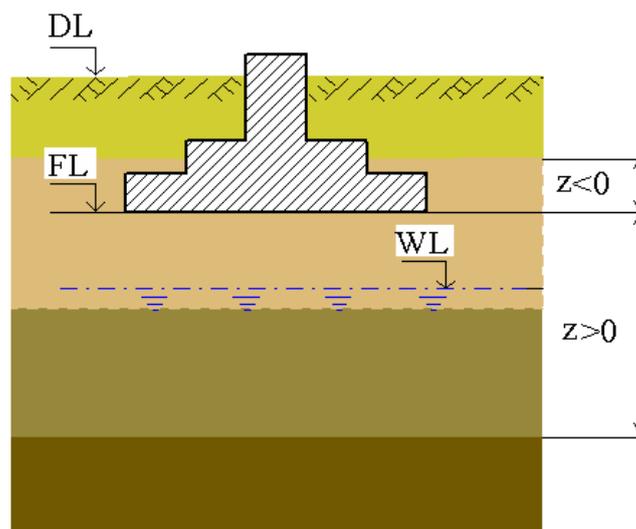


Рис. 1. Схема задания характеристик основания

Для каждого слоя должны быть заданы: удельный вес, модуль деформации, угол внутреннего трения и удельное сцепление. Расчетное сопротивление грунта для каждого слоя может быть либо задано непосредственно, либо вычислено в программе по пп.5.5.8, 5.5.24 СП 22.13330.2016. В последнем случае, необходимо дополнительно задать тип грунта в каждом слое. Допускаются следующие типы грунтов: пылеватоглинистые, песчаные, крупнообломочные и скальные.

1.2. Характеристики фундамента

Исходными данными для расчета фундамента являются его геометрические характеристики и классы бетона и стали продольной и поперечной арматуры. Заданные геометрические характеристики – размеры подошвы, толщина плиты, размеры ступенек и подколонника – рассматриваются как минимальные, если заданы соответствующие приращения или как неизменяемые при нулевых приращениях. Задаётся место привязки оси колонны: центр основания, одна из его сторон или один из углов и координаты привязки. Последние остаются неизменными при подборе размеров фундамента.

2. Нагрузки

Вертикальная сила N , горизонтальные силы Q_x , Q_y и моменты M_x , M_y передаются на фундамент в центре сечения колонны на уровне верхнего обреза фундамента. Положительные направления сил и векторов моментов соответствуют направлениям осей координат.

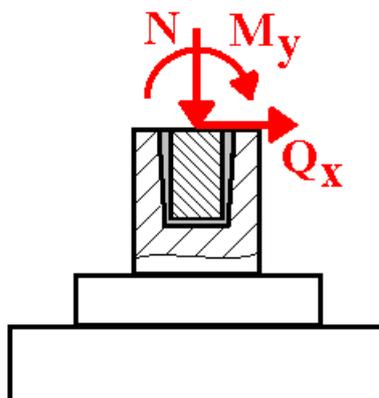


Рис. 2. Схема приложения нагрузок

Разделение нагрузок по категориям и вычисление РСУ производится по СП 20.13330.2016 “Нагрузки и воздействия” [4]. Сочетания нагрузок для всех расчётов строятся автоматически. Возможно задание как нагрузок, так и готовых расчётных сочетаний нагрузок.

Для сейсмического воздействия и динамической составляющей ветровой нагрузки должны задаваться нагрузки, которые соответствуют формам колебаний. Принимается, что эти нагрузки являются знакопеременными. При наличии таких воздействий в расчётном сочетании усилий моменты и силы вычисляются согласно [4] по формуле:

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

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

3. Расчет основания, выбор размеров подошвы фундамента

Расчет основания по несущей способности проводится для всех возможных основных и особых сочетаний нагрузок. Сначала производится расчет основания по несущей способности по пп. 5.7.2 - 5.7.11 СП 22.13330.2016 с размерами подошвы, заданными пользователем. При наличии под подошвой фундамента нескольких слоев нескальных грунтов, угол внутреннего трения и удельное сцепление осредняются по обертывающей поверхностям скольжения, а удельный вес – по объему внутри нее (рис. 3).

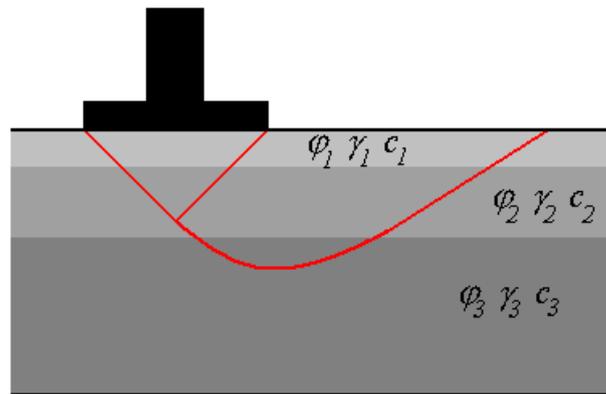


Рис. 3. Область осреднения характеристик грунта

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

Далее программа проводит расчет основания по деформациям для всех возможных основных сочетаний нагрузок. При этом, на первом этапе, проверяются требования пп. 2.41, 2.47 – 2.49 [3] и, если для какого-нибудь сочетания нагрузок среднее давление под подошвой и/или краевое и/или угловое давление превышает расчетное сопротивление грунта, программа увеличивает размеры подошвы фундамента в направлении, соответствующем типу превышения. Затем производится расчет деформаций основания по формулам и таблицам приложения 2 [3] по схеме 550550 формируемого полупространства. При превышении допустимой осадки и/или крена фундамента, производится пошаговое увеличение размеров подошвы.

4. Выбор размеров фундамента и расчет арматуры

Толщина плиты фундамента определяется из расчета на продавливание таким образом, чтобы требования п. 8.87 [1] удовлетворялись без установки поперечной арматуры, но не меньше заданного пользователем значения. Размеры подколонника, заданные пользователем, могут быть увеличены, если это требуется для обеспечения прочности сечений, наклонных к плоскости плиты, и заданы соответствующие приращения размеров. Затем, с целью уменьшения объема, плита делится на две или три ступеньки, размеры которых рассчитываются, исходя из требований прочности на продавливание и обеспечения прочности наклонных сечений без установки поперечной арматуры.

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

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

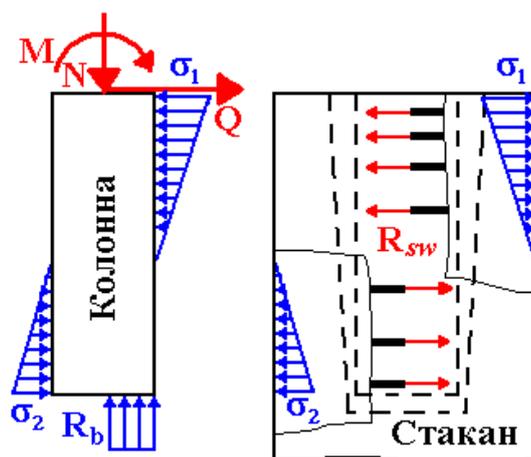


Рис. 4. Расчет поперечной арматуры стакана

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

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

Косвенная арматура подколонника рассчитывается по п. 8.83 [1] для всех возможных основных и особых сочетаний усилий. Для максимального значения требуемой арматуры подбираются параметры арматурных сеток (диаметр и шаг), а также количество сеток и расстояние между ними.

При некоторых сочетаниях нагрузок, в плите могут возникать изгибающие моменты противоположного знака, т.е. растягивающие верхние волокна. В этом случае, производится проверка несущей способности бетонного сечения плиты по [1] и, при недостаточной прочности бетонного сечения, производится расчет и подбор арматуры верхней части плиты.

Расчет фундаментных болтов под стальную колонну производится в соответствии с Приложением Г СП 43.13330.2012 [2]. При этом размеры опорной плиты, заданные пользователем, определяют минимальные расстояния между четырьмя болтами, устанавливаемыми по углам плиты за ее пределами. Расстояния между фундаментными болтами может быть увеличено программой, если это необходимо для выполнения условий равновесия, но не более размеров, обеспечивающих безопасное расстояние до граней подколонника согласно [2]. Диаметр болтов подбирается программой для обеспечения усилий, необходимых для выполнения условий равновесия при действии продольной силы и моментов в основании колонны и, если это возможно, для удержания колонны от сдвига силой трения.

5. Вывод результатов

5.1. Исходные данные

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

Данные для расчета							
Размеры							
Объект	размер по X	и по Y	высота/глубина h/dc				
	[см]	[см]	[см]				
плита	100.0	100.0	30.0				
подколонник	90.0	90.0	170.0				
колонна	40.0	40.0	80.0				
Высота фундамента от подошвы 200.0 см							
Нагрузки							
N	Нагрузка.	N	Mx	My	Qx	Qy	
		[кН]	[кН*м]	[кН*м]	[кН]	[кН]	
1	Постоянная	2000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
2	Длительная	2000.0	10.0	10.0	13.0	0.0	
3	Ветер стат.	200.0	5.0	0.0	0.0	0.0	
	длн. 1	200.0	5.0	0.0	0.0	0.0	
	2	15.0	0.0	7.0	0.0	0.0	
	3	12.0	0.0	3.0	0.0	0.0	
4	Сейсмич.	1	100.0	60.0	20.0	8.0	10.0
	2	20.0	30.0	7.0	3.0	15.0	
	3	30.0	10.0	5.0	2.0	7.0	
Грунт							
нормативные значения характеристик по слоям.							
тип	z	q	E	fi	c/Rc	IL	
	[м]	[кН/м ²]	[МПа]	[град]	[кПа]		
Крупн. обл.	-2.00	20.00	40.00	28.00	25.00	0.30	
Песчаный	3.00	17.00	20.00	20.00	20.00	0.50	
Песчаный	3.50	20.00	20.00	23.00	18.00	0.50	

5.2. Расчетные сочетания усилий

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

РСУ								
Усилия и моменты								
расчетные сочетания усилий по СНиП 2.01.07-85. для опасных РСУ на высоте H от подошвы фундамента.								
N	Тип табл.	N	Mx	My	Qx	Qy		
	РСУ коэф.	[кН]	[кН*м]	[кН*м]	[кН]	[кН]		
1	тр.кр. 1	4097.5	14.0	16.6	12.4	0.0		
2	тр.дл. 2	4000.0	10.0	10.0	13.0	0.0		
3	основ. 3	4200.0	10.0	10.0	13.0	0.0		
4	основ. 4	4376.5	15.8	19.4	12.4	0.0		
5	особая 5	3686.3	75.8	29.8	19.2	34.3		
Наиболее опасные сочетания усилий								
Наг- руж.	Коэффициенты расчетных сочетаний усилий							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	1.00	1.00	1.10	1.10	0.99			
2	0.95	1.00	1.00	0.95	0.80			
3	0.90	0.90	0.00	1.26	0.00			
4	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00			

5.3. Результаты расчета фундамента

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

Результаты расчета

геометрических характеристик фундамента.

Объект	размеры по X и по Y [cm]		высота h [cm]
плита 1	200.0	200.0	36.0
плита 2	130.0	130.0	10.0
плита 3	110.0	110.0	10.0
подколонник	90.0	90.0	144.0

Схема фундамента
M = 1 : 20

вид сбоку

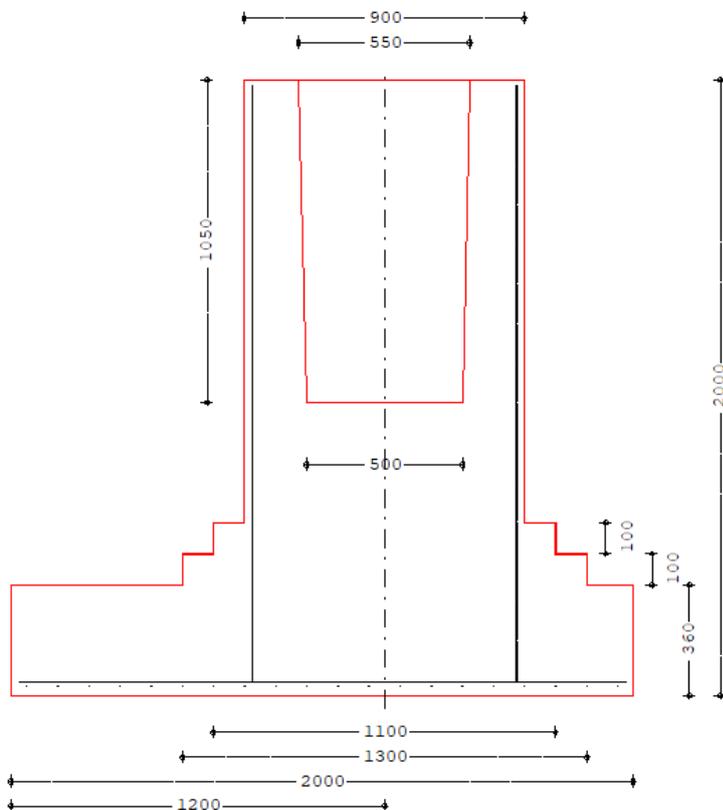
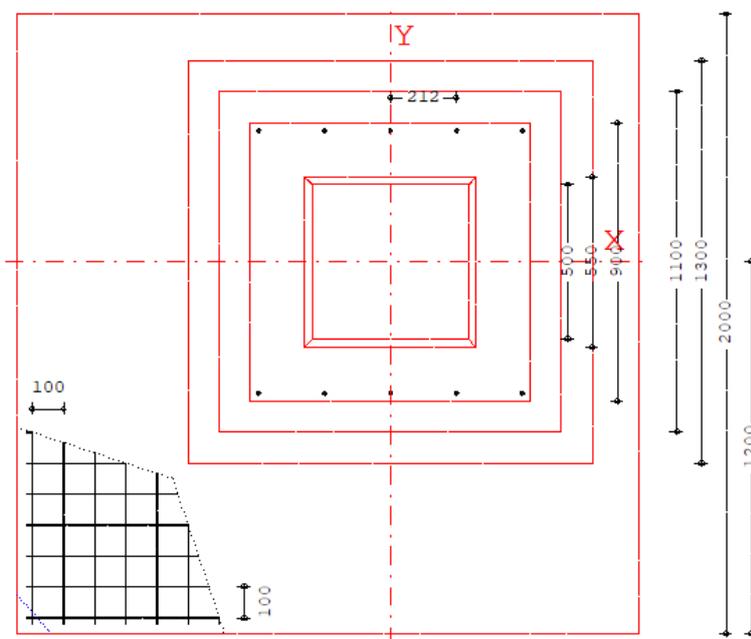


Схема фундамента
M = 1 : 20

вид сверху



5.4. Расчет основания

Приводятся результаты расчета основания по деформациям и несущей способности.

Расчет основания

по СП 22.13330.2016

Расчет по деформациям

Схема линейно деформируемого полупространства.
 Наибольшая осадка достигается при РСУ № 1.
 Глубина сжимаемой толщи $H_c=3.90$ м
 Среднее давление под подошвой $p=492.0$ кПа
 Эксцентриситеты равнодействующей $e_x=0.18$ м
 $e_y=0.18$ м
 Краевое давление вдоль оси y $p_y=763.6$ кПа
 Краевое давление вдоль оси x $p_x=763.6$ кПа
 Давление в угловой точке $p_{xy}=1035.6$ кПа
 Расчетн. сопротивление грунта по 5.6.7 $R=845.6$ кПа
 Сопротивление грунта с учетом 5.6.24 $R=1014.7$ кПа
 Осадка фундамента $s=1.3$ см < $s_u=10.0$ см
 Наибольший крен достигается при РСУ № 1,
 Крен фундамента $i=0.0037$ < $i_u=0.0050$
 Наибольший отрыв подошвы фундамента от основания достигается при РСУ №1 и составляет 1 % её площади

Расчет по несущей способности

Наиболее опасным по устойчивости является РСУ № 3.
 Макс. глубина поверхности скольжения $z_m=2.98$ м
 Коэф. надежн. по назначению сооруж. $\gamma_n=1.15$
 Опасное направление по оси Y, эксц. $e_y=0.18$ м
 Приведенная ширина фундамента $b^*=1.63$ м
 Сила предельного сопротивления грунта $N_u=8575$ кН
 $N=2020$ < $\gamma_c N_u / \gamma_n = 7456$ УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО

5.5. Расчет железобетонного фундамента

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

Продавливание.

Расчет на продавливание по СНиП 52-01-03.
 Тяжелый Яетон. Класс прочности В15.

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

Расчет арматуры

по СНиП 52-01-03, с использованием трехлинейной диаграммы состояния Яетона.
 Класс арматурной стали: А500

Арматура плиты
 Нижняя арматура

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

Верхняя арматура

Нижние прутки ориентированы по оси X.
 и проверка плиты на действие обратного момента.

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

Поперечная
арматура стакана

Класс арматурной стали: А300

Ось	Z [см]	PCY	p [кН/м]	As/s [см ² /м]	s [мм]	d [мм]	n
X	4.2	3	3966.9	184.5	40	16	4
X	8.2	3	2784.1	129.5	50	16	4
X	13.2	3	2062.8	95.9	50	16	4
X	18.2	3	1341.5	62.4	100	16	4
X	28.2	3	101.0	4.7	100	16	4
X	38.2	3	1543.5	71.8	50	16	4
X	43.2	3	2264.8	105.3	50	16	4
X	48.2	3	2986.0	138.9	40	16	4
X	52.2	3	3563.0	165.7	40	16	4
X	56.2	3	3966.9	184.5	40	16	4

Косвенная арматура

Координата Z принимается от верхнего края стакана. подколонника. Класс арматурной стали: А300

Продольная арматура

Наиболее опасное PCY N 1. 2 сетки с шагом 100мм. Сетки из прутков диаметром 10мм, с шагом 100мм.

Трещиностойкость

подколонника. Класс арматурной стали: А500

Наиболее опасное PCY N1. Диаметр прутков 14мм. 28 прутков с шагом по оси X 100мм, по оси Y 100мм.

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин

принимается из условия обеспечения сохранности арматуры асрс1=0.40мм асрс2=0.30мм

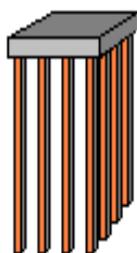
Плита

Ось	Коорд. [м]	PCY	Мизг2 [кН*м]	Мизг1 [см ²]	Мсрс [кН*м]	асрс2 [мм]	асрс1 [мм]
X	1.86	2 1	42.6	71.0	165.3	0.00	0.00
X	0.84	2 1	658.2	1101.9	547.4	0.06	0.14
X	0.00	2 1	1698.6	2856.2	1127.8	0.14	0.29
Y	1.39	2 1	196.4	338.7	151.4	0.05	0.11
Y	0.87	2 1	558.6	963.0	529.7	0.04	0.12
Y	0.00	2 1	1566.0	2700.0	1108.0	0.12	0.27

Литература

1. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. / Министерство регионального развития Российской Федерации. – М., 2018.
2. СП 43.13330.2012 «Сооружения промышленных предприятий. Актуализированная редакция СНиП 2.09.03.85».
3. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. М., ОАО ЦПП, 2016, 161с.
4. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».

538 – Поле свайных фундаментов



Программа предназначена для проектирования свайных фундаментов согласно СП 24.13330.2011 [1] с учетом указаний Пособия [4]. Предусмотрены следующие расчеты: проверка прочности грунта основания свай, проверка допустимости давления на грунт боковыми поверхностями свай, проверка прочности материала свай, проверка допустимости горизонтального перемещения и угла поворота головы сваи, проверка трещиностойкости свай, проверка допустимости осадок свай в кусте, проверка прочности нормальных и наклонных сечений ростверка, проверка трещиностойкости ростверка, проверка прочности ростверка на смятие колонной, проверка прочности ростверка на продавливание колонной и угловой сваей.

Программа позволяет провести подбор числа свай, размеров свай и размеров ростверка, при которых обеспечивается работоспособность свайного фундамента.

Производится конструирование продольной арматуры в свае и в ростверке, а также конструирование косвенной арматуры в ростверке, требуемой по расчету на смятие ростверка колонной.

1. Фундаменты

Рассматриваются свайные фундаменты под колонны прямоугольного сечения.

При задании свай указывается вид свай по способу заглубления в грунт (забивные, набивные или буровые сваи).

При подборе свай требуется задать минимальный и максимальный размеры сечения, величину приращения размера, минимальную и максимальную длину свай.

Свайный фундамент рассматривается как свайный куст с числом свай 4, 5, 6, 8, 9.

2. Грунт

Грунт, расположенный под подошвой ростверка, может состоять из нескольких горизонтальных слоев с различными физико-механическими характеристиками. Слои нумеруются в направлении от подошвы ростверка вглубь основания

Для каждого слоя грунта задается удельный вес γ_s твердых частиц, удельный вес γ грунта природной влажности и природная влажность W (%). Для глинистого грунта задаются влажность на границе раскатывания W_p и влажность на границе текучести W_L . Вместо W_p и W_L могут задаваться число пластичности I_p и показатель текучести I_L .

Для каждого слоя грунта задаются удельное сцепление c , угол внутреннего трения φ , модуль деформации E и коэффициент Пуассона ν . При отсутствии ввода, для ν автоматически применяются значения, указанные в нормах.

3. Нагрузки

Нагрузки на фундамент состоят из вертикальной силы N , горизонтальных сил H_x, H_y и моментов M_x, M_y , передаваемых на фундамент от колонны. Вертикальная сила положительна, если она действует сверху вниз. Горизонтальная сила положительна, если она действует в положительном направлении соответствующей координатной оси. Положительные направления моментов определяются по правилу правого винта.

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

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

Предусмотрен учет собственного веса ростверка в комбинации нагрузок. При этом в расчетных комбинациях собственный вес ростверка принимается с заданным коэффициентом надежности. Собственный вес свай учитывается при проверке прочности грунта основания свай, при проверке прочности материала свай и при расчете 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 свай

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

Условия проверок представляются в виде:

$$V/V_u \leq 1$$

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.

При определении вертикальных нагрузок на сваи, учитываются моменты горизонтальных сил относительно осей координат, лежащих в плоскости подошвы ростверка. Вертикальные нагрузки определяются согласно [1], 7.1.12.

Горизонтальные нагрузки на сваи определяются в предположении равномерного распределения между всеми сваями горизонтальных нагрузок, действующих на фундамент. Напряженно-деформированное состояние свай при действии горизонтальных сил определяется путем численного решения задачи статики для стержня в упругой среде с кусочно-линейным коэффициентом постели. Краевые условия в верхнем сечении стержня соответствуют заданному виду сопряжения свай с ростверком.

Проверка прочности материала свай проводится согласно [2]. Подбор продольной арматуры в сваях производится по требуемой площади арматуры, определяемой расчетом по прочности для всех комбинаций нагрузок. В случае свай квадратного сечения, первоначально подбор проводится для схемы армирования с четырьмя стержнями, расположенными вблизи углов сечения. Если четырех стержней максимального диаметра недостаточно, то проводится подбор для схемы армирования с дополнительными стержнями, расположенными вблизи середин сторон сечения. В случае круглых свай, число стержней при подборе арматуры принимается не менее 6.

В необходимых случаях арматура подбирается с учетом ограничения ширины раскрытия трещин.

Расчет по образованию и раскрытию трещин, нормальных к оси сваи, проводится согласно [2], 8.2.3-8.2.7, 8.2.14, 8.2.15, 8.2.17, 8.2.18. Расчет по трещиностойкости не проводится, если не выполняются условия прочности материала свай.

Расчет осадки свайного куста проводится согласно [1], 7.4.4, 7.4.5. Осадка свайного куста принимается как наибольшая из осадок свай в кусте с учетом их взаимного влияния.

5. Расчет ростверка

Расчет по прочности нормальных сечений проводится на основе нелинейной деформационной модели. На первом этапе расчета по прочности нормальных сечений, определяются требуемые площади продольной арматуры в направлениях x и y . В качестве расчетных сечений ростверка рассматриваются сечения в плоскостях граней колонны. Расчетные изгибающие моменты определяются по реакциям свай, расположенных по одну сторону от расчетных сечений. На втором этапе производится конструирование продольной арматуры по заданным минимальным и максимальным значениям диаметра стержней и шага стержней с учетом заданной минимальной толщины защитного слоя бетона.

Расчет по прочности наклонных сечений проводится согласно [1], 8.1.31-8.1.33. Для полученных распределений поперечных сил отыскиваются наиболее опасные наклонные сечения и проверяется прочность ростверка без поперечной арматуры.

Расчет по образованию и раскрытию нормальных трещин проводится согласно [1], 8.2.4–8.2.8, 8.2.14, 8.2.15. Изгибающие моменты M_{crc} при образовании трещин определяются по предельному состоянию растянутого бетона при помощи расчета на основе нелинейной деформационной модели.

Расчет ростверка на смятие колонной проводится согласно [1], 8.1.43–8.1.45. Условие прочности элемента без косвенной арматуры имеет вид:

$$\frac{N}{N_b} \leq 1$$

Здесь N_b - предельное значение сжимающей силы при отсутствии косвенной арматуры.

Если прочность ростверка не обеспечена, то подбирается косвенная арматура. Условие прочности ростверка с косвенной арматурой имеет вид

$$\frac{N}{N_{bs}} \leq 1$$

Здесь $N_{bs} = N_b + N_s$ - предельное значение сжимающей силы при наличии косвенной арматуры.

При проверке условия прочности, учитывается ограничение $N_{bs} \leq 2N_b$. При $N > 2N_b$ прочность элемента невозможно обеспечить при помощи косвенного армирования.

Расчет ростверка на продавливание состоит из расчета на продавливание колонной и расчета на продавливание угловой сваей. Расчеты на продавливание проводятся согласно [1], 8.1.46, 8.1.47, 8.1.49.

При определении расчетного контура в расчете на продавливание ростверка колонной, учитываются указания [4], относящиеся к построению основания пирамиды продавливания. Рабочая высота ростверка определяется как $h_0 = (h_{0x} + h_{0y})/2$, при этом h_{0x}, h_{0y} соответствуют нижней продольной арматуре по направлениям x, y .

Боковые грани пирамиды продавливания ограничиваются гранями свай, ближайших к колонне. Отношение рабочей высоты h_0 к расстоянию d от колонны до стороны основания пирамиды продавливания ограничивается условиями $1 \leq h_0/d \leq 2.5$ ($h_0/2.5 \leq d \leq h_0$). В общем случае, расстояния d_x, d_y от колонны до сторон основания пирамиды продавливания вдоль осей x, y

являются различными. В качестве расчетного контура принимается прямоугольный контур, стороны которого удалены от колонны на расстояния $d_x/2$ и $d_y/2$.

Дополнительно рассматриваются пирамиды продавливания, стороны основания которых удалены от колонны вдоль осей x, y соответственно на расстояния h_0 и d_y, d_x и h_0 , а также на расстояние h_0 вдоль обеих осей. В выходном документе программы выводятся результаты расчета для той пирамиды продавливания, для которой условие прочности принимает наибольшее значение.

В расчете на продавливание ростверка угловой свай, пирамида продавливания также определяется согласно указаниям [4]. Рабочая высота ростверка h_0 принимается равной его толщине.

При расчете на продавливание, сваи круглого сечения заменяются сваями с равновеликим квадратным сечением.

Согласно [1], (8.95), условие прочности ростверка без арматуры в зоне продавливания имеет вид:

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bX,ult}} + \frac{M_y}{M_{bY,ult}} \leq 1$$

Здесь F - продавливающая сила; $F_{b,ult}$ - предельная сила; X, Y - центральные оси расчетного контура; M_x, M_y - моменты относительно осей X, Y ; $M_{bX,ult}$ и $M_{bY,ult}$ - предельные моменты. Расчетный периметр u определяется как сумма длин сторон расчетного контура, умноженных на отношение h_0/d . При этом длины сторон, параллельных оси y , умножаются на h_0/d_x , а длины сторон, параллельных оси x , умножаются на h_0/d_y . Продавливающая нагрузка F , M_x, M_y определяется по реакциям свай, расположенных вне основания пирамиды продавливания.

Литература

1. СП 24.13330.2011 «СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты».
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. Пособие по проектированию железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений / ЦНИИпромзданий Госстроя СССР и НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985.

544 – Подпорная стенка на сваях

Программа предназначена для проектирования подпорной стенки на свайном фундаменте согласно СП 24.13330.2011 [1].

1. Фундамент

Рассматривается свайный фундамент с ленточным ростверком прямоугольного поперечного сечения.

При подборе свай требуется задать минимальный и максимальный размеры сечения, минимальную и максимальную длину свай.

Возможно задание n рядов свай в продольном направлении ($n = 1, 2, 3$). При $n > 1$, сваи могут размещаться рядовым или шахматным порядком (рис.1) (вид размещения свай учитывается только при расчете ростверка как многопролетной балки). Расположение свай в ряду характеризуется шагом свай s . При $n > 1$, положение рядов определяется по расстоянию a от расчет свай и их оснований грани ростверка до осей крайних свай.

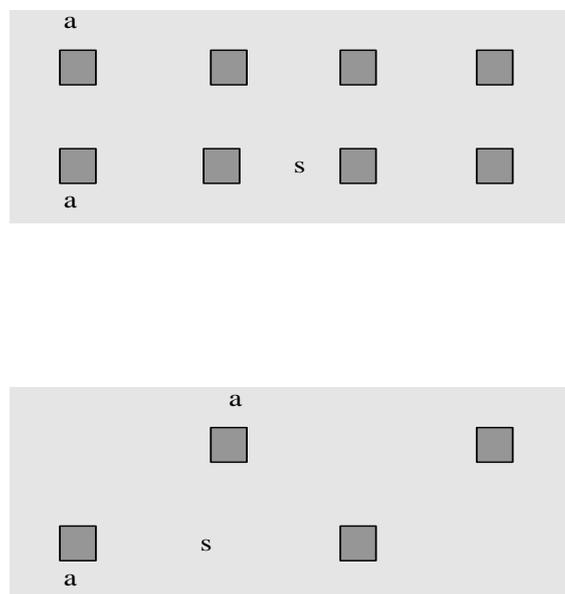


Рис. 1. Размещение свай

При расчете фундамента с одним рядом свай учитывается нагружение свай моментом, действующим в поперечном направлении относительно оси ростверка.

1.1. Расчет свай и их оснований

При расчете свай и их оснований проводятся следующие проверки: проверка прочности грунта основания свай при действии на сваи вертикальных сил (сжимающих и выдергивающих), проверка допустимости давления на грунт боковыми поверхностями свай при действии на сваи горизонтальных сил, проверка прочности материала свай при действии на сваи вертикальных и горизонтальных сил, проверка трещиностойкости при действии вертикальных и горизонтальных сил.

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.

Проверка прочности материала свай проводится согласно [6] или [7]. При подборе размеров свай, также производится подбор продольной арматуры в сваях по требуемой площади арматуры, определяемой расчетом по прочности. Расстояние от контура сечения сваи до центров арматурных стержней первоначально определяется по заданному максимальному диаметру стержней и толщине защитного слоя бетона. После вычисления требуемой площади арматуры и подбора стержней, уточняется расстояние до центров стержней, и расчет повторяется. В случае свай квадратного сечения, первоначально подбор проводится для схемы армирования с четырьмя стержнями, расположенными вблизи углов сечения. Если четырех стержней максимального диаметра недостаточно, то проводится подбор для схемы армирования с дополнительными стержнями, расположенными вблизи середин сторон сечения. В случае круглых свай, число стержней при подборе арматуры принимается не менее 6. В необходимых случаях, арматура подбирается с учетом ограничения ширины раскрытия трещин.

Предусмотрено определение длины анкеровки стержней в случае, если в голове сваи требуется продольная арматура. Длина анкеровки в общем случае выводится для растянутых и для сжатых стержней.

Расчет по образованию и раскрытию трещин, нормальных к оси сваи, проводится согласно [6], 8.2.3-8.2.7, 8.2.14, 8.2.15, 8.2.17, 8.2.18. Расчет по трещиностойкости не проводится, если не выполняются условия прочности материала свай.

1.2. Расчет ростверка

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

Расчеты по прочности и по трещиностойкости ростверка проводятся согласно [6] или [7]. Подбор верхней и нижней продольной арматуры в ростверке проводится по требуемым площадям арматуры $A_{s\text{в}}$ и $A_{s\text{н}}$, определяемым расчетом по прочности. Расстояния от контура поперечного сечения ростверка до центров стержней верхней и нижней арматуры первоначально определяются по заданным максимальным диаметрам стержней и толщинам защитного слоя бетона. После вычисления требуемых площадей арматуры и подбора стержней, уточняются расстояния до центров стержней верхней и нижней арматуры, и расчет повторяется. При подборе арматуры учитывается требование норм по максимальному расстоянию между осями стержней.

Проверка прочности ростверка проводится по условиям:

$$M_o/M_{u-} \leq 1$$

$$M_n/M_{u+} \leq 1$$

Здесь M_o, M_n - изгибающие моменты на краю опоры и в середине пролета (рис.4), M_{u+}, M_{u-} - предельные моменты при растянутой нижней и верхней арматуре.

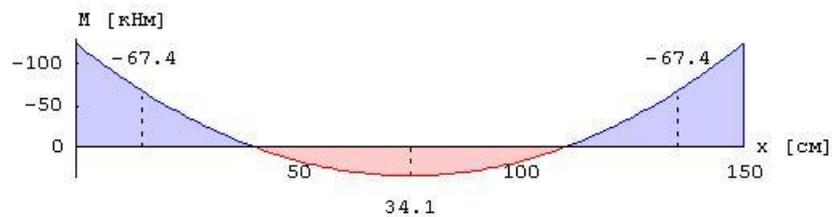
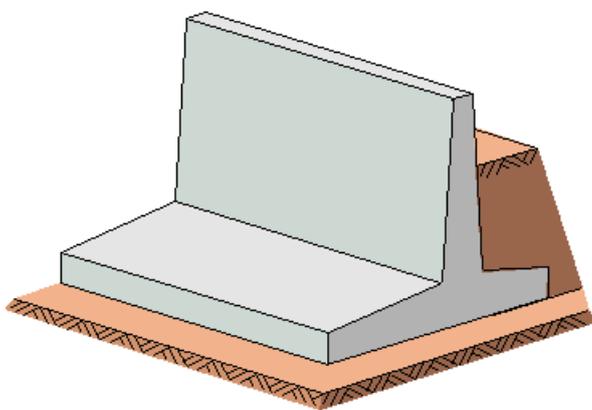


Рис. 4. Пример эпюры изгибающего момента в ростверке

Литература

1. СП 24.13330.2011 «СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты».
2. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».

545 – Подпорная стенка уголкового профиля



2. Нагрузки

Все нагрузки относятся к фрагменту стены шириной 1 м.

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

Можно задавать нагрузки следующих типов:

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

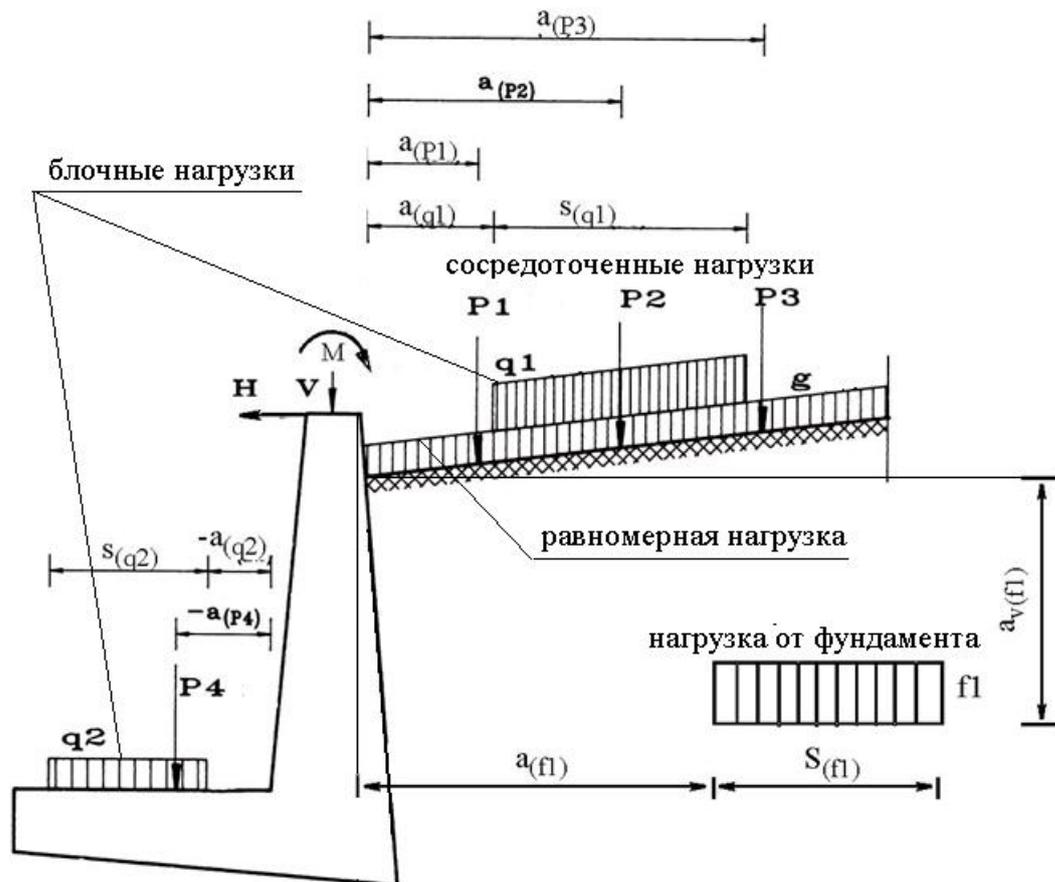


Рисунок 2: Нагрузки

3. Расчет давления грунта

Считается, что на подпорную стенку со стороны засыпки действует активное давление грунта, величина которого рассчитывается, исходя из теории предельного равновесия Кулона.

Поскольку в программе допускаются неплоские поверхности засыпки, прямое использование соотношений [5] для расчета давления грунта невозможно. В программе применяются другие методы, приводящие, в частном случае плоской поверхности засыпки, к тем же результатам.

3.1 Метод Кульмана

Расчет давления грунта происходит по методу Кульмана [6, гл. 2]. Используется метод Кульмана с плоской поверхностью скольжения. Для многослойных грунтов, при использовании общей поверхности скольжения для искомого определяющего давления грунта, применяется приближенное решение, содержащее необходимую для практических целей точность обычных статических расчетов грунта. Для каждого слоя, путем вариации углов поверхностей скольжения, вычисляется сила давления грунта в центре и по краям области. При вариации углов поверхностей скольжения исследуются все принудительные поверхности скольжения, возникающие от нагрузок (начальной и конечной точек приложения нагрузок). Благодаря чему, между данными принудительными поверхностями скольжения получают участки непрерывных эпюр силы давления грунта по Кульману. Последующее суммирование сил давления на участках позволяет точно рассчитать определяющее значение общего давления грунта.

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

3.2 Давление грунта для проверки устойчивости

При наличии у подпорной стенки задней консоли со стороны засыпки, возникает клиновидная призма скольжения с вершиной у среза консоли ([5], п. 2.16). Варьируя углы наклона первой и второй поверхностей скольжения, можно определить наиболее опасные их значения и результирующее активное давление грунта.

3.3 Давление грунта для конструктивного расчета стены

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

4. Проверка устойчивости угловой подпорной стенки

Программа выполняет следующие проверки устойчивости стенки:

- проверка эксцентриситета *равнодействующей* приложенных к стенке сил; в зависимости от заданного пользователем значения, она должна находиться не далее 1/3 или 1/6 от середины подошвы;
- проверка стенки на опрокидывание путем сравнения опрокидывающего момента относительно нижней угловой точки передней консоли с удерживающим моментом;
- проверка несущей способности основания стенки по п. 2.21 СНиП 2.09.03-85 и пп. 2.57-2.62 СНиП 2.02.01-83*;
- проверка устойчивости положения стенки против сдвига по п. 2.19 СНиП 2.09.03-85;
- проверка устойчивости массива грунта со стенкой на глубинный сдвиг по круглоцилиндрической поверхности скольжения по приложению 8 СНиП 2.02.02-85.

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

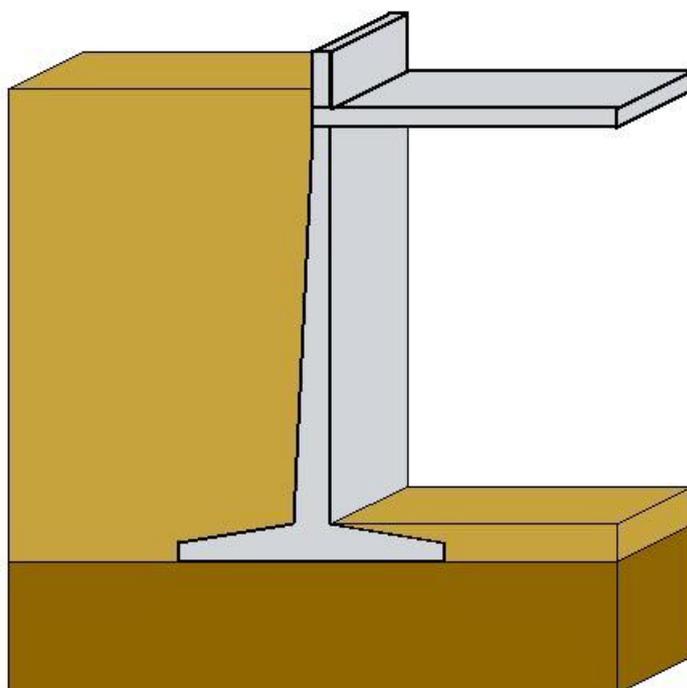
5. Расчет прочности железобетонной конструкции стенки

Исходя из действующих на стенку усилий: активного давления грунта и давления отпора со стороны основания на подошву стенки, в программе рассчитываются внутренние силовые факторы (изгибающие моменты, продольные и поперечные силы) в ряде сечений по высоте стенки и в местах стыка консолей со стенкой. Далее, согласно СП 52-101-2003 или СНиП 2.03.01-84* или СНБ 5.03.01-02 или СП 63.13330.2018, вычисляются значения требуемой продольной и поперечной арматуры.

Литература

3. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / Госстрой России. – М., 2003.
4. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
5. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений/Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2002. – 48 с.
6. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
7. СНиП 2.09.03-85. Сооружения промышленных предприятий/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 102 с.
8. Снитко Н.К. Статическое и динамическое давление грунтов и расчет подпорных стенок/Стройиздат. – Л.: 1970. -207с.
9. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск: 2003. – 139 с.
10. Изменение №1 СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск: 2004. – 22 с.
11. СНиП 2.02.02-85. Основания гидротехнических сооружений/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 65 с.
12. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».

546 – Стена подвала



Программа рассчитывает и проектирует железобетонную стену подвала. Расчет нагрузок и усилий производится в соответствии со СНиП 2.09.03-85 “Сооружения промышленных предприятий” [3], а расчет требуемой арматуры - в соответствии с СП 63.13330.2018 “Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения” [1].

1. Расчетная схема

Согласно п. 3.16 СНиП 2.09.03-85 [3], за расчетную схему конструкции подвала принимается поперечная рама, состоящая из стен, колонн и опертых на них элементов перекрытия.

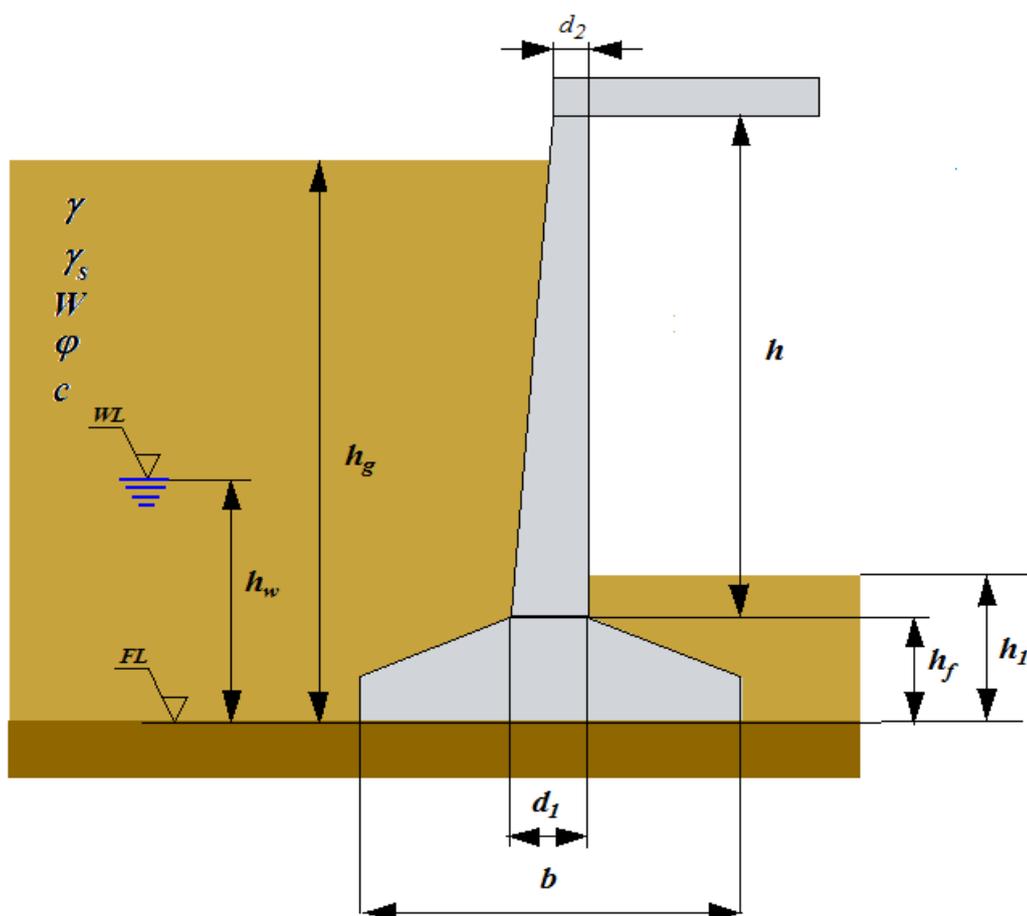


Рисунок 1: Расчетная схема

Стенка может иметь переменную толщину и опирается на фундамент. Высота поверхности грунта засыпки может быть как выше, так и ниже верха стенки. Задаются характеристики грунта засыпки, необходимые для расчета давления на стенку, а также характеристики грунта основания, необходимые для расчета его жесткости и устойчивости. Характеристики грунтов могут быть либо заданы непосредственно, либо импортированы из базы данных.

2. Нагрузки

Все нагрузки, действующие на стенку, разделяются на симметричные, т.е. одинаково действующие на противоположные наружные стены подвала, и односторонние, т.е. действующие только на рассматриваемую стенку. К первым относится, в первую очередь, активное давление грунта. Нагрузки на поверхность грунта могут задаваться как постоянные, так и временные. При этом постоянная нагрузка может быть либо симметричной, либо односторонней, а кратковременная всегда считается односторонней. Кроме нагрузок на грунт, могут быть заданы

постоянная и временная составляющие вертикальной силы, действующей на верх стенки. Все нагрузки задаются со своими коэффициентами безопасности.

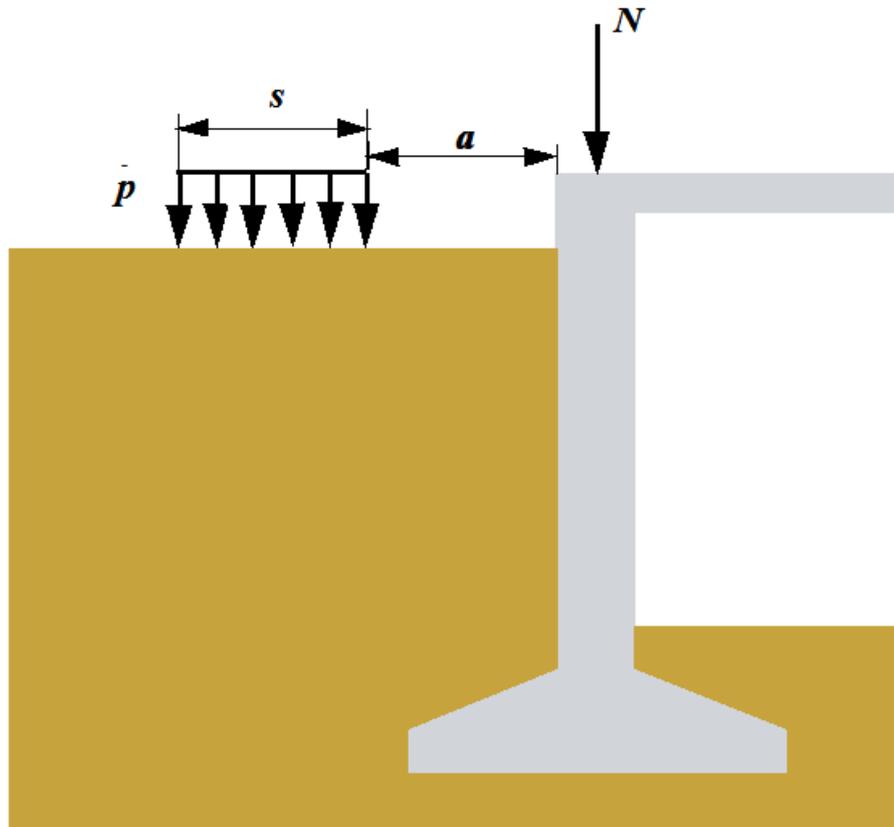


Рисунок 2: Нагрузки

3. Расчет давления грунта

Считается, что на подвальную стенку со стороны засыпки действует активное давление грунта, величина которого рассчитывается исходя из теории предельного равновесия Кулона.

Поскольку в программе допускается наклонная поверхность стены и наличие трения грунта о стену, прямое использование соотношений [3] для расчета давления грунта невозможно. В программе применяются другие методы, приводящие в частном случае вертикальной гладкой стенки к тем же результатам.

3.1 Метод Кульманна

Расчет давления грунта происходит по методу Кульмана [4, гл. 2]. Используется метод Кульмана с плоской поверхностью скольжения, в котором путем вариации углов поверхностей скольжения вычисляется максимальная сила давления грунта. При вариации углов поверхностей скольжения исследуются все принудительные поверхности скольжения, возникающие от нагрузок (начальной и конечной точек приложения нагрузок). Благодаря чему, между данными принудительными поверхностями скольжения получаются участки непрерывных эпюр силы давления грунта по Кульману. Путем дифференцирования сил давления грунта, мы получаем эпюру давления грунта, которая используется для расчета внутренних усилий в стенке.

4. Проверка устойчивости подвальной стенки

Программа выполняет проверку устойчивости стенки на сдвиг по поверхности контакта фундамента с основанием по формуле (1) СНиП 2.09.03-85 [3] и проверку устойчивости грунта основания под подошвой фундамента по формуле (5) СНиП 2.09.03-85 [3].

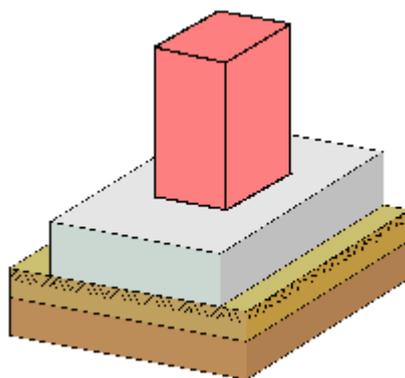
5. Расчет прочности железобетонной конструкции стенки

Исходя из действующих на стенку усилий и конструктивной схемы подвала, рассчитываются реакции R_1 и R_2 по пп. 3.19, 3.20 СНиП 2.09.03-85 [3], после чего определяются внутренние силовые факторы (изгибающие моменты, продольные и поперечные силы) в ряде сечений по высоте стенки. Далее, согласно СП 63.13330.2018 [1], вычисляются значения требуемой продольной арматуры. После подбора диаметра и количества арматурных стержней, выполняется расчет ширины раскрытия трещин. Если условия по допустимой ширине раскрытия трещин не выполняются, происходит пошаговое увеличение арматуры до достижения требуемых параметров.

Литература

1. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».
2. СП 22.13330.2016 «СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений».
3. СНиП 2.09.03-85. Сооружения промышленных предприятий / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 102 с.
4. Снитко Н.К. Статическое и динамическое давление грунтов и расчет подпорных стенок / Стройиздат. – Л.: 1970. -207с.

550 – Расчет оснований



Программа предназначена для определения деформаций основания (осадки, просадки) и несущей способности основания, а также для подбора размеров подошвы фундамента согласно СП 22.13330.2016 [1]. Расчетная схема основания при расчете осадки принимается либо в виде линейно-деформируемого полупространства, либо в виде линейно-деформируемого слоя. Предусмотрен учет влияния подземных вод. Возможен учет влияния соседних фундаментов. Наряду с нормативным расчетом осадки, который проводится в предположении равномерного давления на грунт, предусмотрен альтернативный расчет осадки и крена в предположении линейного распределения перемещений точек подошвы.

1. Фундамент

Рассматривается фундамент, подошва которого имеет форму прямоугольника со сторонами l_x, l_y вдоль осей x, y или форму круга. Оси x, y направляются по осям симметрии. Фундамент рассматривается как ленточный фундамент шириной $b = l_y$ при $l_x \geq 10l_y$. Глубина заложения фундамента от уровня планировки равна d , а от поверхности природного рельефа - d_n . При определении расчетного сопротивления грунта учитывается наличие подвала.

2. Грунт

Грунт, расположенный под подошвой фундамента, может состоять из нескольких горизонтальных слоев с различными физико-механическими характеристиками (рис.1). Слои нумеруются в направлении от подошвы фундамента вглубь основания. Возможно задание до 40 слоев.

При расчете осадки предполагается, что последний заданный слой подстилается скальным грунтом. При отсутствии скального грунта, суммарная толщина слоев должна превышать сжимаемую толщину.

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.

При расчете осадки, задается удельный вес γ_s твердых частиц грунта, удельный вес γ грунта природной влажности, значение природной влажности W , удельное сцепление c , угол внутреннего трения φ , модуль деформации E , коэффициент Пуассона ν . Для глинистого грунта дополнительно задается показатель текучести I_L . Значения c , φ , E для грунта, залегающего ниже уровня подземных вод, но выше водоупора, должны задаваться для водонасыщенного состояния. Удельный вес грунта в водоносном слое, с учетом взвешивающего действия воды, определяется автоматически по формуле:

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}$$

где γ_w - удельный вес воды ($\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$).

Коэффициент пористости грунта определяется по формуле:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} \left(1 + \frac{W}{100}\right) - 1$$

Схема геологического разреза

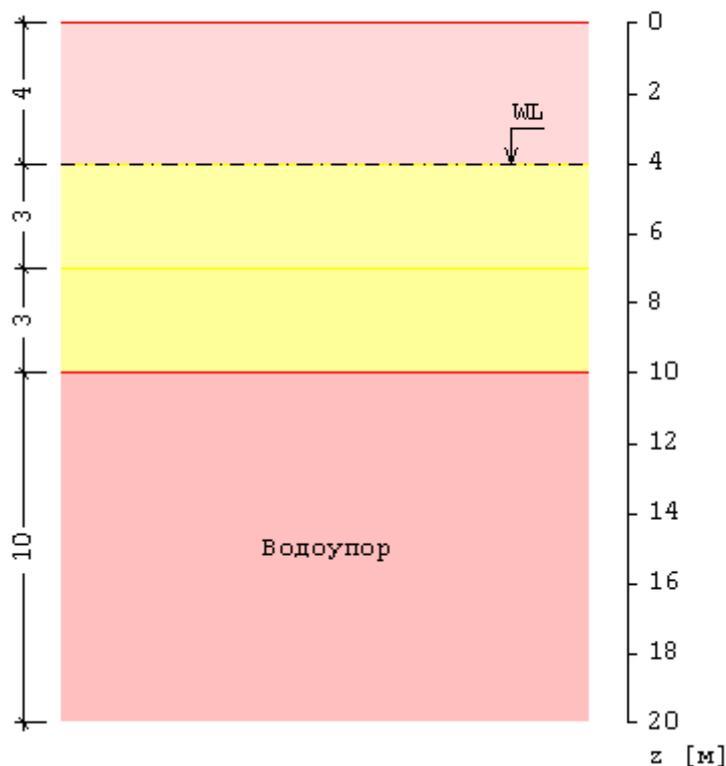


Рис.1. Пример задания грунта

При расчете просадки, задается один или несколько слоев просадочного грунта, залегающего ниже уровня подошвы фундамента. Для каждого слоя задается удельный вес γ_s твердых частиц, удельный вес γ грунта природной влажности, значение природной влажности W , зависимость относительной просадочности ε_{sl} от давления p (рис.2), полученная при испытаниях просадочного грунта в компрессионном приборе согласно [2]. Расчет просадки производится при условии замачивания просадочного грунта сверху до полного водонасыщения. Удельный вес грунта выше уровня подошвы задается для водонасыщенного состояния. Удельный вес грунта ниже уровня подошвы определяется автоматически по формуле:

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + e\gamma_w}{1 + e}$$

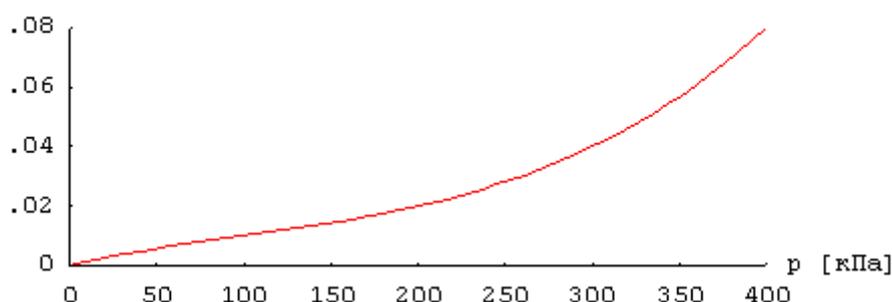
График зависимости $\varepsilon_{sl} = f(p)$ 

Рис.2. Пример зависимости относительной просадочности от давления

3. Нагрузка

При расчете осадки задаются вертикальная сила N и моменты M_x, M_y относительно осей x, y , а при расчете просадки задается только вертикальная сила N . При расчете ленточного фундамента задаются погонные нагрузки. При определении несущей способности, дополнительно задаются горизонтальные силы H_x, H_y по осям x, y . При расчете осадки круглого фундамента задается вертикальная сила и ее эксцентриситет.

4. Расчет осадки

Расчет включает проверку допустимости давления на грунт основания. Предполагается, что давление распределяется по подошве фундамента по линейному закону. При наличии моментной нагрузки, возможен отрыв края фундамента от основания. В зоне отрыва давление равно нулю. Условия проверки в общем случае имеют вид:

$$p/R \leq 1$$

$$p_{\max,x}/1.2R \leq 1$$

$$p_{\max,y}/1.2R \leq 1$$

$$p_{\max}/1.5R \leq 1$$

Здесь p - среднее давление, $p_{\max,x}$ - наибольшее давление по оси x , $p_{\max,y}$ - наибольшее давление по оси y , p_{\max} - наибольшее давление в угловой точке, R - расчетное сопротивление грунта.

Расчетное сопротивление грунта R вычисляется по формуле (5.7). Предусмотрено повышение значения R согласно нормативным указаниям. Предусмотрено задание расчетного сопротивления грунта согласно таблицам приложения Б.

Расчетная схема основания принимается либо в виде линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи H_c , либо в виде линейно-деформируемого слоя толщиной H ($H < H_c$), если выполняются следующие условия:

- ширина фундамента $b \geq 10$ м
- среднее давление под подошвой фундамента $150 \leq p \leq 500$ кПа
- глубина заложения фундамента от уровня планировки $d \leq 5$ м
- в основании фундамента залегают грунты с модулем деформации $E \geq 10$ МПа.

Расчет осадки основания проводится согласно 5.6.31 методом послойного суммирования.

Крен фундамента определяется по формуле (5.24). Среднее в пределах сжимаемой толщи H_c значение \bar{D} определяется по формуле (5.26).

Нижняя граница сжимаемой толщи принимается на глубине H_c , для которой выполняется условие $\sigma_{zp} = k\sigma_{zg}$, где σ_{zp} - напряжение от нагрузки, σ_{zg} - напряжение от собственного веса грунта. Значение k принимается равным 0.5.

Если найденная нижняя граница сжимаемой толщи лежит в слое грунта с модулем деформации $E < 7$ МПа, то значение H_c принимается равным минимальному из значений, соответствующих подошве этого слоя или глубине, где выполняется условие $\sigma_{zp} = k_1\sigma_{zg}$ ($k_1 = 0.2$). В программе

предусмотрена возможность задания значения k , которая может быть использована для включения в сжимаемую толщу слоя с пониженным модулем деформации в том случае, когда этот слой находится ниже найденной границы $z = H_c$.

При определении границы сжимаемой толщи и осадки основания, может быть учтено влияние соседних фундаментов. При этом задаются размеры соседних фундаментов, координаты их центров и вертикальная нагрузка (рис.3).

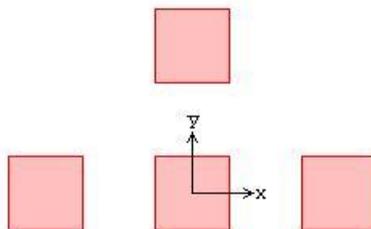


Рис.3. Пример расположения соседних фундаментов

Наряду с нормативным расчетом, который проводится в предположении равномерного давления на грунт, предусмотрен альтернативный расчет осадки и крена в предположении линейного распределения перемещений точек подошвы. Это предположение справедливо для абсолютно жесткого фундамента.

Задача заключается в отыскании такого распределения давления, при котором перемещения точек подошвы описываются функцией:

$$w(x, y) = ax + by + c$$

Область подошвы разбивается на малые прямоугольные элементы, в пределах которых давление p_i принимается постоянным. Решение строится при помощи следующего итерационного процесса. На первом шаге, давление p_i принимается равным среднему давлению. На следующем шаге, по давлениям p_i методом послойного суммирования с учетом вкладов всех элементов, вычисляются перемещения s_i точек подошвы. При этом напряжения в грунте вычисляются при помощи формул (5.3), (5.4) из [3]. Затем вычисляются значения коэффициента отпора $k_i = p_i / s_i$. Для полученного распределения k_i и для заданной нагрузки N, M_x, M_y вычисляются параметры a, b, c . По перемещению $w_i = ax_i + by_i + c$ и коэффициенту k_i определяются новые значения $p_i = k_i w_i$. Итерация оканчивается тогда, когда относительные приращения параметров a, b, c становятся меньше 1%. Распределение давления на грунт имеет нелинейный характер (рис.4).

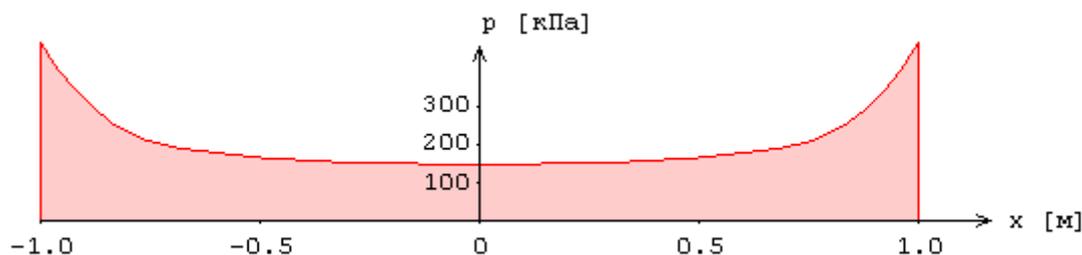


Рис.4. Пример распределения давления под подошвой абсолютно жесткого фундамента

При альтернативном расчете, средняя осадка (параметр c), как правило, получается меньше, чем при нормативном расчете. Однако крены (параметры a, b) могут быть больше, чем при нормативном расчете. Альтернативный расчет позволяет корректно учесть наличие зоны отрыва фундамента от основания при большой моментной нагрузке (рис.5).

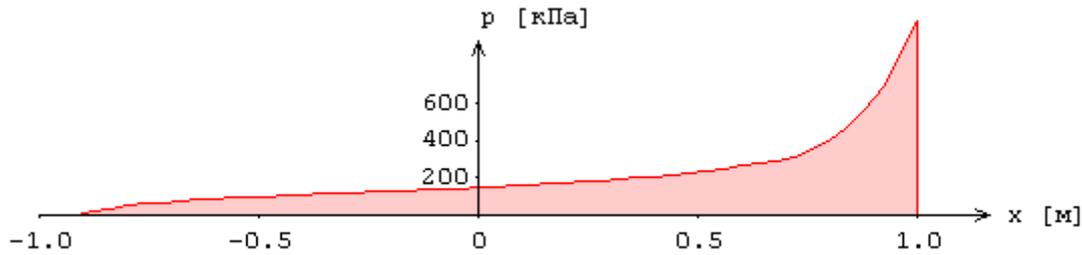


Рис.5. Пример распределения давления под подошвой абсолютно жесткого фундамента при наличии зоны отрыва фундамента от основания

5. Расчет просадки

Расчет просадки грунта основания производится при условии замачивания просадочного грунта сверху до полного водонасыщения согласно разд.6.1. Просадка вычисляется по формуле:

$$s_{sl} = \sum_i \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}$$

где $\varepsilon_{sl,i}$ - относительная просадочность i -го слоя грунта толщиной h_i . Коэффициент $k_{sl,i}$ определяется следующим образом:

$$k_{sl,i} = 1 \text{ при } b \geq 12 \text{ м,}$$

$$k_{sl,i} = 0.5 + 1.5(p - p_{sl,i}) / p_0 \text{ при } b \leq 3 \text{ м}$$

Здесь p - среднее давление под подошвой фундамента, $p_{sl,i}$ - начальное просадочное давление грунта i -го слоя, $p_0 = 100$ кПа, $b = \min(l_x, l_y)$ - расчетная ширина фундамента. Для промежуточных значений b применяется интерполяция. При расчете просадки от собственного веса грунта коэффициент k_{sl} определяется следующим образом:

$$k_{sl} = 1 \text{ при } H_{sl} \leq 15 \text{ м}$$

$$k_{sl} = 1.25 \text{ при } H_{sl} \geq 20 \text{ м}$$

Здесь H_{sl} - просадочная толща. Для промежуточных значений H_{sl} применяется интерполяция.

За начальное просадочное давление p_{sl} принимается давление, при котором относительная просадочность ε_{sl} равна 0.01.

Тип грунтовых условий по просадочности определяется в зависимости от величины просадки от собственного веса грунта. В грунтовых условиях I типа, просадка от собственного веса грунта отсутствует или не превышает 5см. В грунтовых условиях II типа, просадка от собственного веса грунта превышает 5см.

В грунтовых условиях II типа, различают верхнюю зону просадки $h_{sl,p}$ и нижнюю зону просадки $h_{sl,g}$, в которых просадка равна $s_{sl,p}$ и $s_{sl,g}$ соответственно. В грунтовых условиях I типа, принимается $h_{sl,g} = 0$ и $s_{sl,g} = 0$.

Просадка грунта s_{sl} на уровне подошвы фундамента вычисляется на основе графиков относительной просадочности (рис.6).

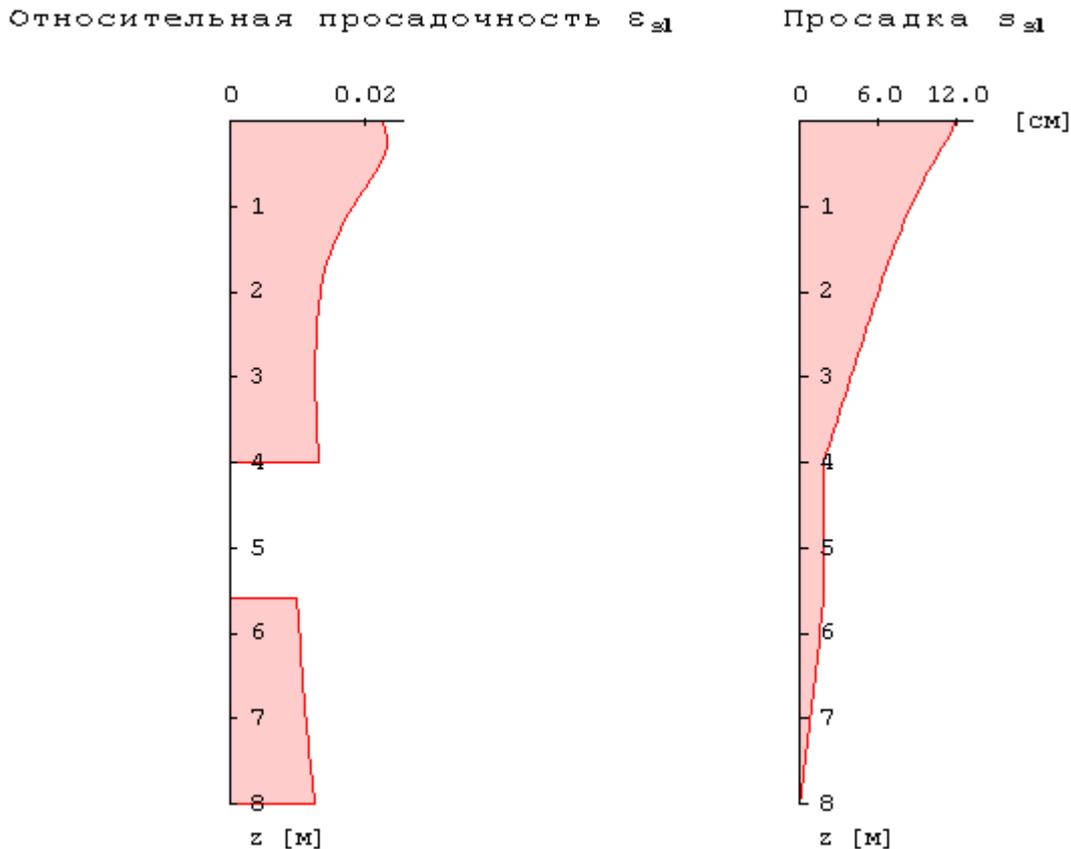


Рис.6. Пример распределения относительной просадочности по глубине

6. Подбор размеров фундамента

При подборе размеров подошвы фундамента, могут быть заданы минимальные размеры подошвы и шаг приращения размеров. Давление p на грунт основания определяется в предположении линейного распределения давления по подошве фундамента. При действии только вертикальной нагрузки, давление p постоянно, а при наличии моментной нагрузки, оно является переменным. Предусмотрен учет условия $p_{\min} / p_{\max} \geq 0.25$. Предусмотрен подбор размеров подошвы без учета требования безотрывной работы фундамента. Размер зоны отрыва ограничивается по условию $e = M / N \leq l / 4$. Пример распределения давления под краями фундамента, при действии моментов в двух плоскостях с образованием зоны отрыва, приведен на рис.7. Для подобранных размеров подошвы фундамента выводятся результаты всех необходимых проверок.

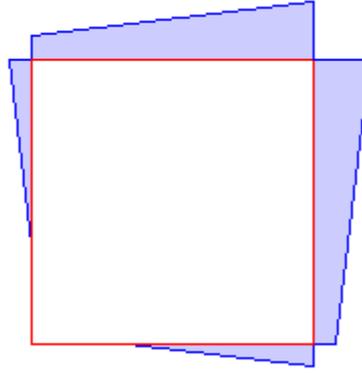


Рис.7. Пример распределения давления под краями фундамента

7. Определение несущей способности

Вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания определяется по формуле:

$$N_u = l'_x l'_y (N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_I + N_q \xi_q \gamma'_I d + N_c \xi_c c_I)$$

Здесь $l'_x = l_x - 2e_x$, $l'_y = l_y - 2e_y$, $e_x = M_y / N$, $e_y = M_x / N$; γ_I и γ'_I - расчетные значения удельного веса грунта ниже и выше уровня подошвы фундамента, c_I - расчетное значение удельного сцепления грунта, d - глубина заложения фундамента от уровня планировки. Коэффициенты N_γ, N_q, N_c принимаются по таблицам 5.12, в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения φ_I и значения δ , равного углу наклона к вертикали равнодействующей нагрузки на основание. Коэффициенты формы фундамента определяются по формулам:

$$\xi_\gamma = 1 - 0.25/\eta, \quad \xi_q = 1 + 1.5/\eta, \quad \xi_c = 1 + 0.3/\eta$$

При потере устойчивости основания в направлении оси x принимается $b' = l'_x$, $\delta = \arctg(H_x / N)$, $\eta = l'_y / l'_x$, а при потере устойчивости основания в направлении оси y принимается $b' = l'_y$, $\delta = \arctg(H_y / N)$, $\eta = l'_x / l'_y$. Коэффициент η принимается не менее 1.

Формула для N_u применима при условии $\tg \delta < \sin \varphi_I$.

При задании нескольких слоев грунта, значение N_u определяется по средним значениям c_I, φ_I, γ_I , которые получаются при помощи построения поверхности скольжения.

Литература

1. СП 22.13330.2016 «СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений».
2. ГОСТ 23161-78: Грунты. Метод лабораторного определения характеристик просадочности.
3. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений: Основания и фундаменты. – Стройиздат, 1964.

551 – Расчет оснований (MSZ EN 1997)

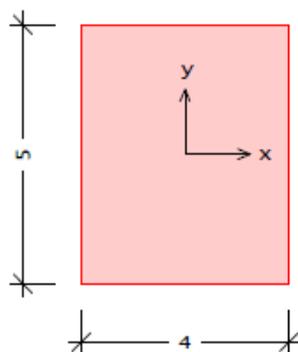
1. Фундамент

Фундамент

Размеры фундамента

$$l_x = 4.00 \text{ м}$$

$$l_y = 5.00 \text{ м}$$



Глубина заложения фундамента

от уровня планировки $d = 2.00 \text{ м}$

от поверхности рельефа $d_n = 2.00 \text{ м}$

2. Грунт

Грунт

Удельный вес грунта выше уровня подошвы фундамента

$$\gamma_0 = 18.0 \text{ кН/м}^3$$

Слой	h [м]	γ_s [кН/м ³]	e [-]	γ [кН/м ³]	c [кПа]	ϕ [град]	E [МПа]
1	10.00	26.0	0.40	18.0	4.0	28.0	45.0
2	20.00	25.0	0.10	19.0	2.0	30.0	50.0

3. Воздействия

Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Постоянное воздействие постоянное -

Коэффициент упр. надежностью $K_{F1} = 1.0$ -

При комбинировании применяется формула (6.10)

Коэффициенты

№	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Группа	Знак
1	1.35	1.00					

Нагрузки

№	V [кН]	M_x [кНм]	M_y [кНм]
1	1000.0	36.0	48.0

Основные комбинации

№	Номер воздействия (Коэффициент)
1	1 (1.35)
2	1 (1.00)

Норматив. комбинации

№	Номер воздействия (Коэффициент)
1	1 (1.00)

4. Расчет

Расчет согласно MSZ EN 1997-1

Проверка прочности грунта основания

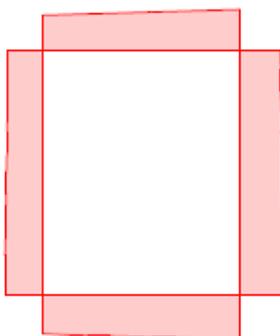
Применяется проектный принцип 3

Выбранная комбинация

Номер воздействия (Коэффициент)
1 (1.35)

Расчетная нагрузка	V_d [кН]	$M_{x,d}$ [кНм]	$M_{y,d}$ [кНм]
	1350.0	48.6	64.8

Давление на грунт при линейном распределении давления



Наименьшее давление	$p_{min} = 59.7$	кПа
Наибольшее давление	$p_{max} = 75.3$	кПа
	$p_{min} / p_{max} = 0.793$	-

Определение несущей способности грунта согласно EN 1997-1, Приложение D

Эксцентриситеты	$e_x = 0.036$	м
	$e_y = 0.048$	м

Данные для формулы (D.2)	L' [м]	B' [м]	c [кПа]	q [кПа]	γ [кН/м ³]	$tg\phi$ [-]
	4.93	3.90	3.2	36.0	18.0	0.425

Коэффициенты	s_c	s_q	s_γ	N_c	N_q	N_γ
	1.350	1.310	0.907	18.10	8.70	6.55

Предельное давление	$R_d / A' = 697.3$	кПа
---------------------	--------------------	-----

Условие прочности (6.1) $V_d / R_d = 1350.0 / 13415 = 0.101 \leq 1$

Проверка допустимости осадки основания

Принимается линейное распределение давления $p(x, y)$
Определяется осадка в центральной точке фундамента

Выбранная комбинация

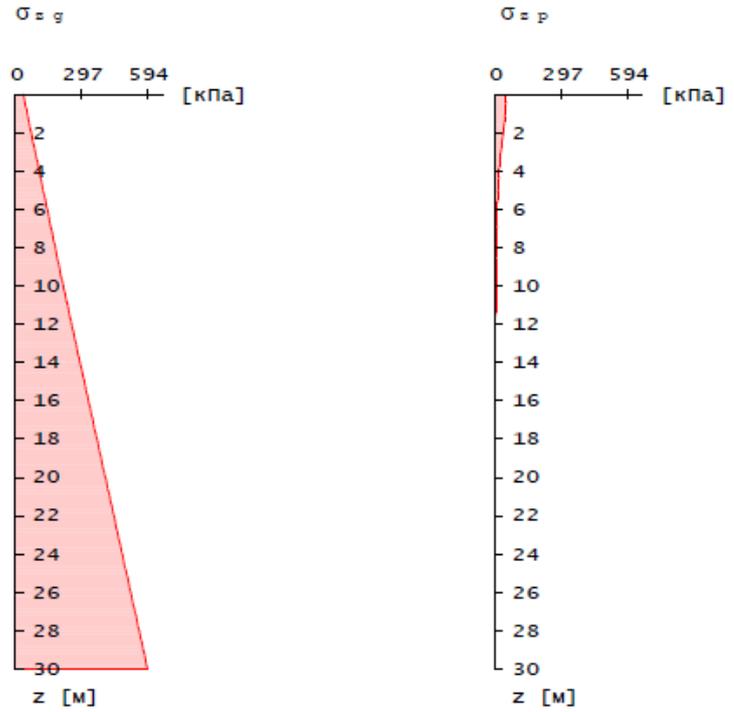
Номер воздействия (Коэффициент)
1 (1.00)

Расчетная нагрузка	V_d [кН]	$M_{x d}$ [кНм]	$M_{y d}$ [кНм]
	1000.0	36.0	48.0

Напряжения в грунте	z [м]	$\sigma_{z g}$ [кПа]	$\sigma_{z p}$ [кПа]	$\sigma_{z p} / \sigma_{z g}$
	0.00	36.0	50.0	1.389
	1.00	54.0	47.2	0.874
	2.00	72.0	37.4	0.519
	3.00	90.0	27.1	0.301
	4.00	108.0	19.4	0.180
	5.00	126.0	14.2	0.113
	6.00	144.0	10.7	0.074
	7.00	162.0	8.3	0.051
	8.00	180.0	6.6	0.037
	9.00	198.0	5.3	0.027
	10.00	216.0	4.4	0.020
	11.00	235.0	3.7	0.016
	12.00	254.0	3.1	0.012
	13.00	273.0	2.7	0.010
	14.00	292.0	2.3	0.008
	15.00	311.0	2.0	0.007
	16.00	330.0	1.8	0.005
	17.00	349.0	1.6	0.005
	18.00	368.0	1.4	0.004
	19.00	387.0	1.3	0.003
	20.00	406.0	1.2	0.003
	21.00	425.0	1.1	0.002
	22.00	444.0	1.0	0.002
	23.00	463.0	0.9	0.002
	24.00	482.0	0.8	0.002
	25.00	501.0	0.8	0.002
	26.00	520.0	0.7	0.001
	27.00	539.0	0.6	0.001
	28.00	558.0	0.6	0.001
	29.00	577.0	0.6	0.001
	30.00	596.0	0.5	0.001

$\sigma_{z g}$ - напряжение от веса грунта
 $\sigma_{z p}$ - напряжение от нагрузки

Напряжения в грунте



Глубина сжимаемой толщи $H_c = 3.79$ м

Напряжение при $z = H_c$
 $\sigma_{zp} = 20.8$ кПа
 $\sigma_{zp} / \sigma_{zg} = 0.200$ -

Осадка основания $s = 0.25$ см

Условие допустимости $s / s_u = 0.25 / 7.00 = 0.036 \leq 1$

Проверка допустимости крена фундамента

Принимается линейное распределение осадки $s(x, y)$

Выбранная комбинация Номер воздействия (Коэффициент)
 1 (1.00)

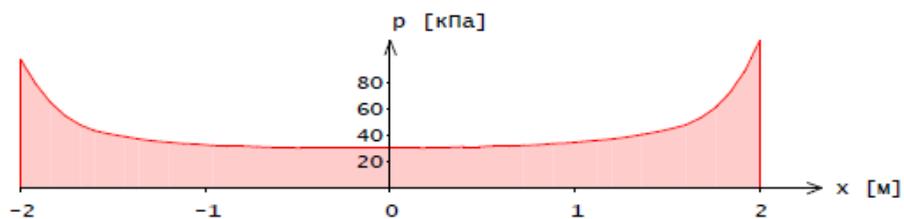
Расчетная нагрузка

V_d [кН]	$M_{x,d}$ [кНм]	$M_{y,d}$ [кНм]
1000.0	36.0	48.0

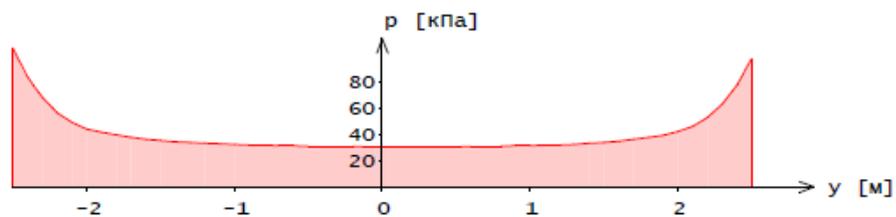
Применяется итерационный метод
 Итерационная погрешность $\epsilon = 0.43$ %

Осадка $s(x, y) = 0.19 + 0.004 * x - 0.002 * y$

Давление на грунт в плоскости оси x



Давление на грунт в плоскости оси y

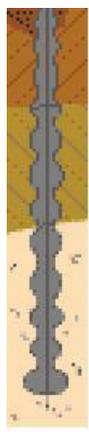


Крен в плоскости оси x $i_x = 0.00004$ -
 оси y $i_y = 0.00002$ -

Условие допустимости $i / i_u = 0.00004 / 0.0500 = 0.001 \leq 1$

Расчет выполнен модулем 551 программы СТАТИКА 2021 © ООО Тексофт

552 – Свая РИТ



Программа предназначена для подбора висячей буроинъекционной сваи, изготавливаемой при помощи разрядно-импульсной технологии (РИТ), согласно СП 24.13330.2011 [1] с учетом Изменения №1 и ТР 50-180-06 [2].

1. Свая

Свая РИТ является висячей буроинъекционной свайей с уширениями на боковой поверхности и с уширением пяты. Уширения создаются при помощи разрядно-импульсной обработки (РИО). Сваи РИТ изготавливаются в скважинах диаметром от 8 см до 45 см. Электрические разряды создаются при помощи генератора импульсных токов и электродной системы, располагаемой в скважине, которая заполнена подвижной бетонной смесью. При формировании тела сваи, электродная система перемещается с шагом, который, согласно [2], принимается равным 0.3-0.5м в песчаных грунтах и 0.75-1.0м в глинистых грунтах. В верхней части ствола сваи до глубины 2м РИО не производится. При расчете несущей способности сваи, уширения представляются в форме цилиндров (рис.1). При определении сопротивления грунта по боковой поверхности сваи учитывается половина длины уширения пяты. Расчетная длина уширения также может ограничиваться для уширений, примыкающих к границе слоев.

При подборе сваи, требуется задать минимальный и максимальный диаметры скважины, величину приращения диаметра, минимальную длину сваи и величину приращения длины.

Для определения расчетных положений электродной системы при РИО, требуется задать номинальный шаг, минимальное расстояние между уширениями, отношение длины уширения к его диаметру.

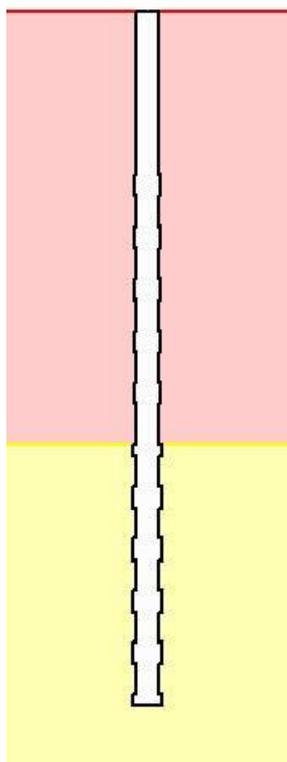


Рис. 1. Пример сваи с расчетными уширениями

2. Грунт

Грунт, в который заглублена свая, может состоять из нескольких горизонтальных слоев с различными физико-механическими характеристиками.

Для каждого слоя грунта задается удельный вес γ_s твердых частиц, удельный вес γ грунта природной влажности и природная влажность W (%). Для глинистого грунта задаются влажность на границе раскатывания W_p и влажность на границе текучести W_L . Вместо W_p и W_L , могут задаваться число пластичности I_p и показатель текучести I_L .

Для каждого слоя грунта (за исключением грунта с нулевым сопротивлением) задаются удельное сцепление c и угол внутреннего трения φ . Значения c и φ для грунта, залегающего ниже уровня подземных вод, но выше водоупора, должны задаваться для водонасыщенного состояния.

3. Нагрузки

Нагрузка на сваю состоит из вертикальной силы N , горизонтальных сил H_1, H_2 и моментов M_1, M_2 . Сила H_1 и момент M_1 действуют в плоскости оси 1, сила H_2 и момент M_2 - в плоскости оси 2. Вертикальная сила положительна, если она действует сверху вниз. Горизонтальная сила положительна, если она действует в положительном направлении соответствующей координатной оси. Положительные направления моментов совпадают с направлениями моментов горизонтальных сил относительно нижнего конца сваи.

Классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно [3]. Нагрузки подразделяются на постоянные, длительные, кратковременные и особые. Комбинирование нагрузок представляет собой генерацию множества возможных комбинаций нагрузок с учетом коэффициентов надежности по нагрузке γ_f и коэффициентов, связанных с одновременным учетом двух и более временных нагрузок. При наличии особых нагрузок, наряду с основными комбинациями, генерируются также особые комбинации.

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. Если при подборе сваи требуется обеспечить отсутствие трещин, то расчет по образованию трещин, согласно [4], проводится для расчетных ($\gamma_f > 1$) основных комбинаций нагрузок.

Собственный вес сваи учитывается при проверке прочности грунта основания сваи и при проверке прочности материала сваи. 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 трещиностойкости при действии вертикальной силы, горизонтальных сил и моментов.

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 сил и моментов, определяется путем численного решения задачи статики для стержня в упругой среде с кусочно-линейным коэффициентом постели. Краевые условия в верхнем сечении стержня соответствуют заданному виду сопряжения сваи с ростверком. Нижний конец стержня принимается свободным.

Если не учитываются горизонтальные силы и моменты, то расчет сваи по прочности материала проводится согласно [1], 7.1.8, [2], 14.3 как для стержня, жестко защемленного в нижнем сечении и имеющего длину $l_1 = 2/\alpha_\varepsilon$ (α_ε - коэффициент деформации). Предусмотрено задание другого значения длины стержня. Расчет стержня производится, согласно [4], как сжатого элемента с учетом эксцентриситета вертикальной силы. Расчетная длина l_0 стержня принимается равной $0.7l_1$ или $0.5l_1$ при шарнирном или жестком сопряжении сваи с ростверком.

При подборе размеров сваи, также производится подбор продольной арматуры в свае по требуемой площади арматуры, определяемой расчетом по прочности для всех комбинаций нагрузок. Расстояние от контура сечения сваи до центров арматурных стержней первоначально определяется по заданному максимальному диаметру стержней и толщине защитного слоя бетона. После вычисления требуемой площади арматуры и подбора стержней, уточняется расстояние до центров стержней, и расчет повторяется. Число стержней арматуры принимается не менее 6.

В необходимых случаях, арматура подбирается с учетом обеспечения трещиностойкости сваи.

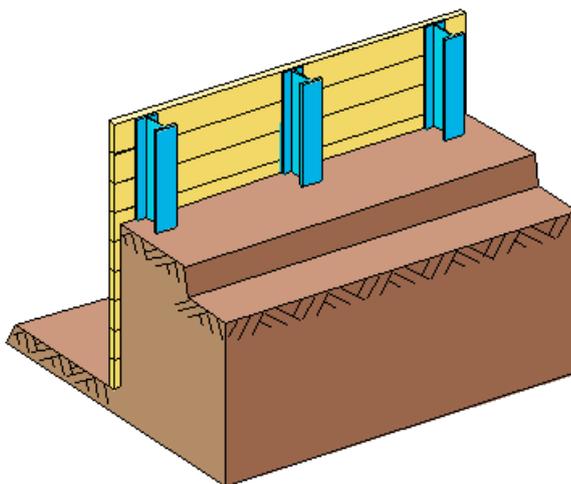
Предусмотрено определение длины анкеровки стержней в случае, если в голове сваи требуется продольная арматура. Длина анкеровки, в общем случае, выводится для растянутых и для сжатых стержней.

Расчет по образованию и раскрытию трещин, нормальных к оси сваи, проводится согласно [4], 8.2.3-8.2.7, 8.2.14, 8.2.15, 8.2.17, 8.2.18.. Расчет по трещиностойкости не проводится, если не выполняются условия прочности материала сваи.

Литература

1. СП 24.13330.2011 «СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты».
2. ТР 50-180-06. Технические рекомендации по проектированию и устройству свайных фундаментов, выполняемых с использованием разрядно-импульсной технологии для зданий повышенной этажности (сваи-РИТ) / ГУП НИИМосстрой.
3. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».
4. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».

570 – Шпунтовая стенка

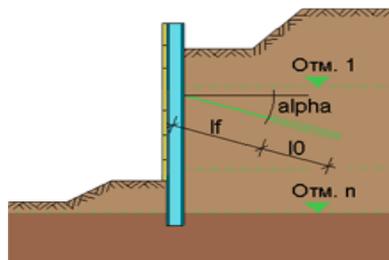


Программа предназначена для проектирования и расчёта шпунтовой стенки свободно защемленной или заделанной в грунте с возможностью установки анкеров.

В качестве нагрузок, кроме давления грунта, могут быть заданы различные нагрузки на поверхность грунта и на саму стенку. Рассчитывается глубина заделки стенки в грунте, а параметры анкеров могут быть заданы пользователем, либо рассчитаны программой. Стенка может быть как сплошной (железобетонной или набранной из шпунтовых профилей), так и с несущими элементами в виде свай (железобетонных или стальных). В железобетонных элементах рассчитывается требуемая арматура согласно СНиП 2.03.01-84* “Бетонные и железобетонные конструкции” [1], либо по СП 52-101-2003 “Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры” [2], либо по СНБ 5.03.01-02 “Бетонные и железобетонные конструкции” [3], либо по СП 63.13330.2018 “Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.” [5], и подбираются диаметр и шаг расположения прутков.

1. Расчетная схема

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



Система и входные данные имеют принципиально следующую ориентацию:

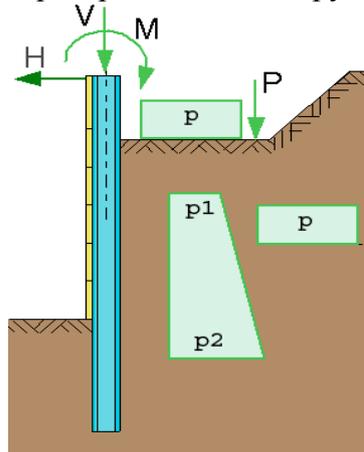
- слева от стенки расположен котлован,
- справа от стенки расположена поверхность примыкающей местности.

2. Нагружение

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

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

- дополнительные произвольные распределенные нагрузки на стенку.



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

3. Расчет давления грунта

3.1 Определение давления грунта по методу Кульмана

3.1.1 Общие положения по использованию метода Кульмана

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

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

3.1.2 Расчет давления грунта

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

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

4. Расчет усилий в сечениях стенки

4.1 Методы расчета

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

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

4.2 Определение положения воображаемой опоры

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

4.3 Определение дополнительной глубины заделки

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

4.4 Вычисление требуемой длины профиля

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

$$\text{треб. } L = H + u + x + dx$$

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

5. Проектирование несущих элементов стенки

5.1 Несущие элементы стенки из стали

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

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

5.2 Несущие элементы стенки из железобетона

В качестве железобетонных несущих элементов могут быть выбраны прямоугольные или квадратные сваи, либо сплошная стенка. Для железобетонных элементов производится расчет арматуры с учетом требований трещиностойкости по СНиП 2.03.01-84*, СНиП 52-01-03, СНБ 5.03.01-02 или СП 63.13330.2018. Для рассчитанной арматуры выполняется подбор диаметра и шага расположения прутков.

6. Дополнительные расчеты и проверки

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

7. Пояснительные чертежи

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

Предусмотрена возможность отключения одного или всех чертежей.

7.1 Чертеж расчетной схемы

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

7.2 Чертеж нагрузок

Изображаются заданные нагрузки.

7.3 Чертеж давления грунта

Изображается пассивная и активная составляющие давления грунта. На чертеже видны и отдельные части давления грунта (e_{agh} , e_{aph} , e_{awh} и e_{pgh}), из которых состоит результирующее давление.

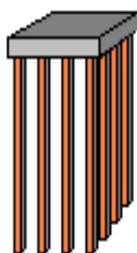
7.4 Чертеж усилий в сечении

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

Литература

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / Госстрой России. – М., 2003.
3. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
4. Изменение №1 СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск: 2004. – 22 с.
5. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».

580 – Свайный фундамент под колонну



Программа предназначена для проектирования свайного фундамента согласно СП 24.13330.2011 [1] с учетом указаний Пособия [4]. Предусмотрены следующие расчеты: проверка прочности грунта основания свай, проверка допустимости давления на грунт боковыми поверхностями свай, проверка прочности материала свай, проверка допустимости горизонтального перемещения и угла поворота головы сваи, проверка трещиностойкости свай, проверка допустимости осадок свай в кусте, проверка прочности нормальных и наклонных сечений ростверка, проверка трещиностойкости ростверка, проверка прочности ростверка на смятие колонной, проверка прочности ростверка на продавливание колонной и угловой сваей.

Программа позволяет провести подбор числа свай, размеров свай и размеров ростверка, при которых обеспечивается работоспособность свайного фундамента. Для висячих свай подбирается размер сечения сваи и ее длина, для свай-стоек - размер сечения и глубина заделки сваи в скальный грунт.

Производится конструирование продольной арматуры в свае и в ростверке, а также конструирование косвенной арматуры в ростверке, требуемой по расчету на смятие ростверка колонной.

Предусмотрено задание слоев грунта с нулевым сопротивлением и слоев грунта с заданным сопротивлением. Предусмотрено задание просадочного грунта. Предусмотрен учет сейсмических воздействий.

1. Фундамент

Рассматривается свайный фундамент под колонну прямоугольного сечения с размерами c_x, c_y , расположенную в центре ростверка прямоугольной формы в плане с размерами l_x, l_y . При расчете фундамента применяется система координат с началом в центре плана ростверка (рис. 1).

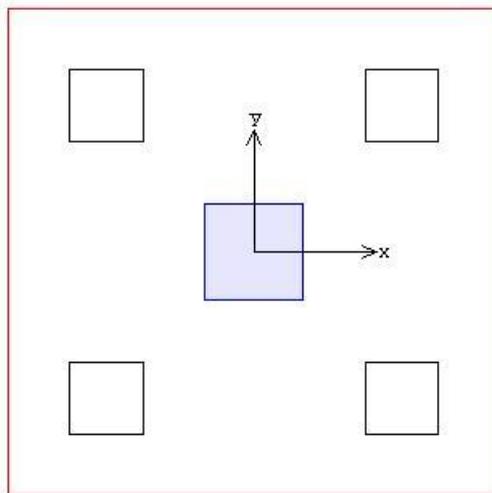


Рис.1. Система координат

Предполагается, что все сваи фундамента одинаковы. При задании свай указывается тип свай по характеру работы в грунте (висячие сваи или сваи-стойки) и вид свай по способу заглубления в грунт (забивные, набивные или буровые сваи). Забивные сваи могут иметь следующие поперечные сечения: сплошное квадратное, квадратное с круглой полостью, круглое полое. Рассматриваются набивные сваи, указанные в [1] 6.4а, 6.4б, и буровые сваи, указанные в [1] 6.5а, 6.5б, 6.5д. Для висячих набивных и буровых свай предусмотрено задание уширения пяты сваи. При расчете несущей способности сваи, уширение пяты представляется в виде шара.

При подборе свай требуется задать минимальный и максимальный размеры сечения, а также величину приращения размера. Для висячих свай требуется задать минимальную длину сваи, а

для набивных и буровых свай-стоек – максимальную глубину заделки сваи в скальный грунт. При подборе полых свай требуется задать диаметр полости, при подборе свай с уширением – диаметр уширения. Эти значения рассматриваются как фиксированные.

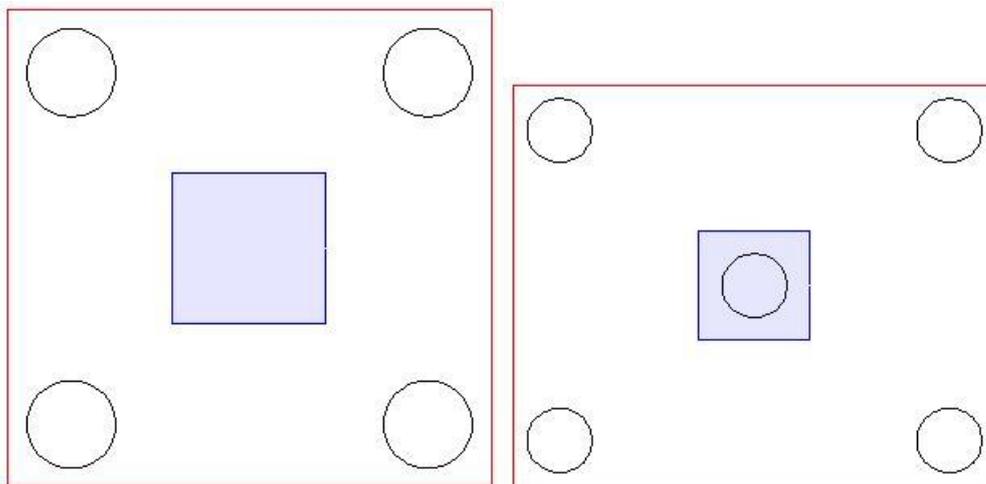
Глубина погружения висячих забивных свай принимается с учетом требований [1], 8.14, глубина погружения висячих буровых свай – с учетом требований [1], 7.2.7. При расчете предполагается, что толщина слоя грунта, принятого за основание под нижние концы свай, является достаточной для применимости формул, по которым определяется сопротивление грунта под нижними концами свай. При подборе длины свай, учитывается заданное минимальное расстояние от сваи до подошвы слоя, в который заглублен нижний конец сваи.

При наличии просадочного грунта, предполагается, что сваи прорезают все слои просадочного грунта и заглубляются в непросадочный грунт, для которого выполняются требования [1], 9.3.

Возможно задание шарнирного или жесткого сопряжения свай с ростверком. Вид сопряжения учитывается при расчете свай на действие горизонтальных сил. При шарнирном сопряжении, ненулевыми являются как горизонтальное перемещение u , так и угол поворота ψ головы сваи, а при жестком сопряжении, отлично от нуля только горизонтальное перемещение u головы сваи. Для свай-стоек, заделываемых в скальный грунт, предусмотрено задание граничного условия на нижнем конце сваи. Оно применяется при расчете сваи на горизонтальную нагрузку. При шарнирном опирании, полагается равным нулю перемещение, а при жесткой заделке – перемещение и поворот. Граничное условие ставится на уровне кровли скального грунта.

Различаются три варианта подбора. При выборе первого варианта, подбираются размеры свай при заданном числе свай и заданных размерах ростверка. Второй вариант отличается от первого тем, что дополнительно подбирается толщина ростверка. При выборе третьего варианта, производится подбор размеров свай, числа свай и размеров ростверка.

Свайный фундамент рассматривается как свайный куст с числом свай не более 25. При проверке фундамента и при первых двух вариантах подбора, число свай может равняться 4, 5, 6, 8, 9 (стандартные размещения) или быть произвольным. В последнем случае, размещение свай может быть рядовым, шахматным или произвольным. При рядовом размещении свай, задаются число n_x свай в ряду вдоль оси x и число n_y свай в ряду вдоль оси y . При шахматном размещении свай, задаются числа свай n_x , n_y в крайних рядах вдоль оси x и вдоль оси y . При произвольном размещении свай, задаются ряды свай. Ряд может состоять из одной сваи. При третьем варианте подбора, рассматриваются стандартные размещения свай (рис.2).



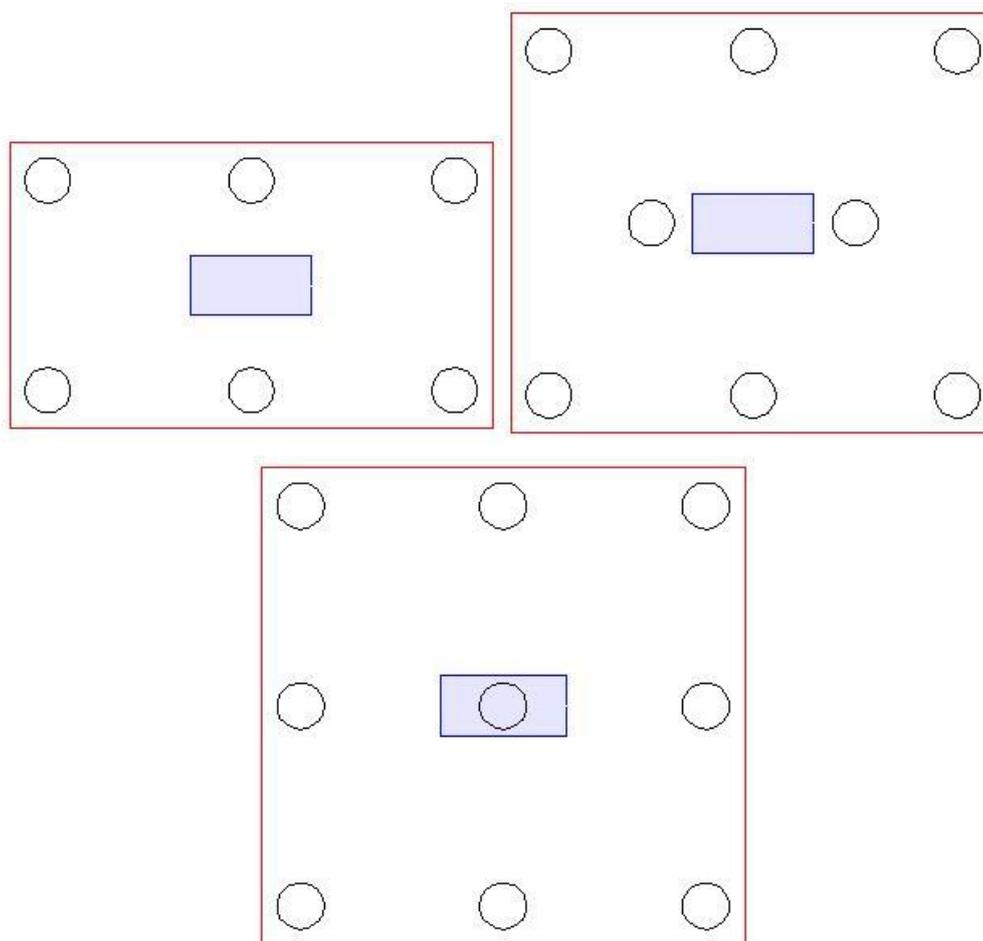


Рис. 2.Примеры подбора

2. Грунт

Грунт, расположенный под подошвой ростверка, может состоять из нескольких горизонтальных слоев с различными физико-механическими характеристиками (рис.3). Слои нумеруются в направлении от подошвы ростверка вглубь основания. Предполагается, что последний заданный слой подстилается скальным грунтом.

Схема геологического разреза

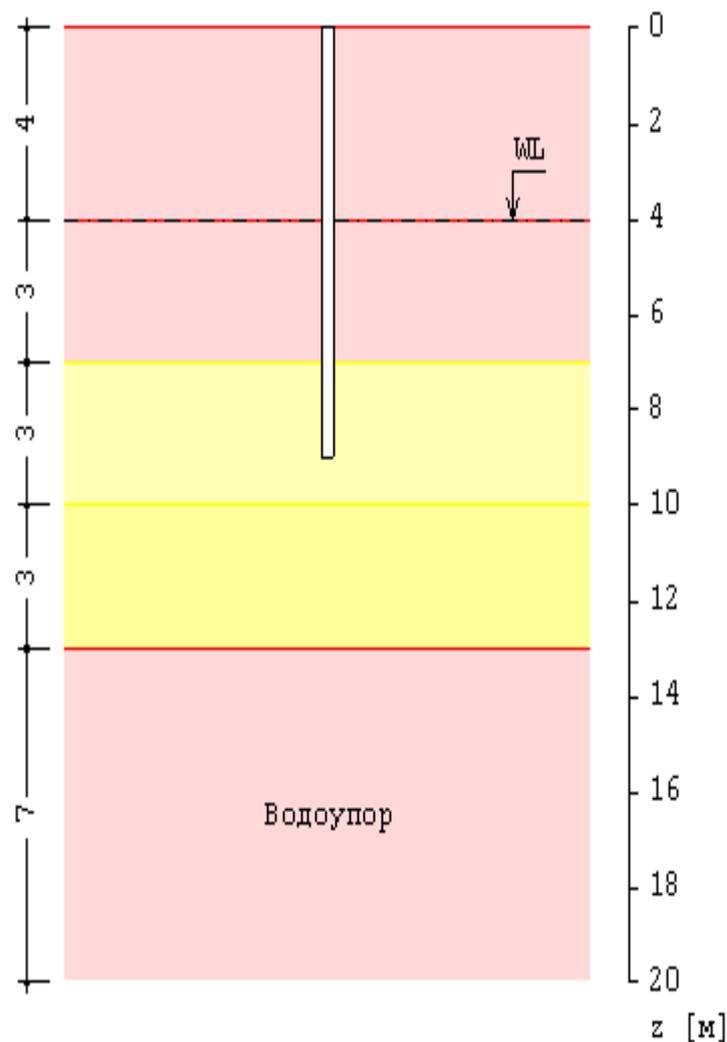


Рис. 3. Пример задания грунта

Для каждого слоя грунта задается удельный вес γ_s твердых частиц, удельный вес γ грунта природной влажности и природная влажность W (%). Для глинистого грунта задаются влажность на границе раскатывания W_p и влажность на границе текучести W_L . Вместо W_p и W_L могут задаваться число пластичности I_p и показатель текучести I_L .

Коэффициент пористости грунта определяется по формуле:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} \left(1 + \frac{W}{100}\right) - 1$$

Удельный вес грунта в водонасыщенном состоянии определяется по формуле:

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + e\gamma_w}{1 + e}$$

Удельный вес водонасыщенного грунта с учетом взвешивающего действия воды определяется по формуле:

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}$$

Степень водонасыщения грунта определяется по формуле:

$$S_r = \frac{W}{100e} \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

Число пластичности глинистого грунта вводится формулой:

$$I_p = W_L - W_p$$

Показатель текучести глинистого грунта выражается по формуле:

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}$$

При учете просадочного грунта, применяется показатель текучести при водонасыщении грунта, определяемый согласно [1], (9.1) по формуле:

$$I_{Lsat} = \frac{ke\gamma_w / \gamma_s - w_p}{w_L - w_p}$$

$$w_p = W_p / 100, \quad w_L = W_L / 100$$

В приведенных формулах γ_w - удельный вес воды ($\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$).

Для каждого слоя грунта (за исключением грунта с нулевым сопротивлением) задаются удельное сцепление c , угол внутреннего трения φ , модуль деформации E , коэффициент Пуассона ν . При отсутствии ввода, для ν 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 наличии просадочного грунта, учитываются особенности расчета свайного фундамента в просадочном грунте согласно [1], 9. При вводе данных, сначала задаются один или несколько слоев просадочного грунта, а затем задаются слои непросадочного грунта. Расчет свайного фундамента производится при условии замачивания просадочного грунта сверху до полного водонасыщения. Расчетное сопротивление f на боковой поверхности сваи, при расчете сваи на вертикальную нагрузку, и коэффициент пропорциональности K в выражении для коэффициента постели, при расчете сваи на горизонтальную нагрузку, определяются при показателе текучести грунта в водонасыщенном состоянии I_{Lsat} . Удельное сцепление c , угол внутреннего трения φ и модуль деформации E для просадочного грунта должны задаваться для водонасыщенного состояния.

Тип грунтовых условий по просадочности определяется в зависимости от величины просадки от собственного веса грунта. В грунтовых условиях I типа, просадка от собственного веса грунта отсутствует или не превышает 5 см. В грунтовых условиях II типа, просадка от собственного веса грунта превышает 5 см. При определении типа грунтовых условий, используются зависимости относительной просадочности ε_{sl} от давления p для заданных слоев просадочного грунта (рис.4), полученные при испытаниях просадочных грунтов в компрессионном приборе согласно [5]. На основе графиков относительной просадочности, вычисляется просадка грунта на уровне подошвы ростверка. Если просадка не превышает 5 см, то грунтовые условия относятся к I типу, и расчет сваи проводится аналогично расчету для непросадочного грунта, но с применением физико-механических характеристик просадочного грунта в водонасыщенном состоянии. В грунтовых условиях II типа учитывается действие на сваю отрицательных сил трения, возникающих при просадке околосвайного грунта. Силы трения учитываются до глубины h_{sl} , на

которой просадка грунта равна 5 см. Суммарная сила трения грунта P_n учитывается с коэффициентом условий работы $\gamma_{cn} \leq 0.8$, при проверке прочности грунта основания свай, и учитывается с полным значением при проверке прочности материала свай при вертикальной нагрузке. Сопротивление f грунта на боковой поверхности свай, при действии сжимающей нагрузки, учитывается от глубины h_{sl} до глубины погружения нижнего конца свай.

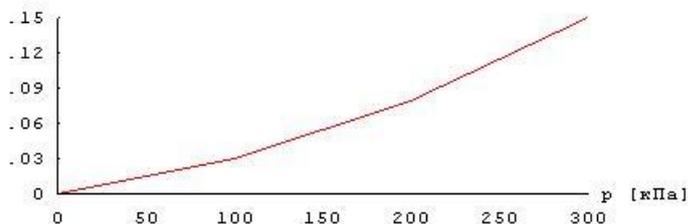


Рис.4. Пример зависимости относительной просадочности от давления

Суммарная отрицательная сила трения P_n определяется по формулам [1], 9.10:

$$P_n = u \sum_0^{h_{sl}} \tau_i h_i$$

$$\tau_i = \zeta \sigma_{zg} \operatorname{tg} \varphi_I + c_I$$

Здесь u - периметр сечения свай, φ_I, c_I - значения угла внутреннего трения и удельного сцепления, $\zeta = (0.55/n)(1+z)^{-0.5}$, где n - пористость грунта, $n = e/(1+e)$.

При отсутствии просадочного грунта, 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 свай при сжимающей нагрузке и при проверке прочности материала свай. При определении осадки, отрицательная сила трения определяется по периметру свайного куста.

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. Предполагается, что уровень подземных вод ниже просадочного грунта.

3. Нагрузки

Нагрузки на фундамент состоят из вертикальной силы N , горизонтальных сил H_x, H_y и моментов M_x, M_y , передаваемых на фундамент от колонны. Вертикальная сила положительна, если она действует сверху вниз. Горизонтальная сила положительна, если она действует в положительном направлении соответствующей координатной оси. Положительные направления моментов совпадают с направлениями моментов горизонтальных сил относительно осей координат в плоскости подошвы ростверка.

Вертикальные нагрузки на сваи определяются согласно [1], 7.1.12. При этом учитываются моменты горизонтальных сил относительно осей координат, лежащих в плоскости подошвы ростверка.

Классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно СП 20.13330.2016 [3]. 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.

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. Сейсмические нагрузки автоматически рассматриваются как знакопеременные нагрузки.

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. Если при подборе свай требуется обеспечить отсутствие трещин, то расчет по образованию трещин, согласно [2], проводится для расчетных ($\gamma_f > 1$) основных комбинаций нагрузок.

Предусмотрен учет собственного веса ростверка в комбинации нагрузок. При этом в расчетных комбинациях собственный вес ростверка принимается с заданным коэффициентом надежности. Собственный вес свай учитывается при проверке прочности грунта основания свай, при проверке прочности материала свай и при расчете 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 свай и их оснований

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

Условия проверок представляются в виде:

$$V/V_u \leq 1$$

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.

При определении вертикальных нагрузок на сваи, учитываются моменты горизонтальных сил относительно осей координат, лежащих в плоскости подошвы ростверка. Вертикальные нагрузки определяются согласно [1], 7.1.12.

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

Проверка прочности материала свай проводится согласно [2]. Подбор продольной арматуры в сваях производится по требуемой площади арматуры, определяемой расчетом по прочности для всех комбинаций нагрузок. Расстояние от контура сечения сваи до центров арматурных стержней первоначально определяется по заданному максимальному диаметру стержней и толщине защитного слоя бетона. После вычисления требуемой площади арматуры и подбора стержней, уточняется расстояние до центров стержней, и расчет повторяется. В случае свай квадратного сечения, первоначально подбор проводится для схемы армирования с четырьмя стержнями, расположенными вблизи углов сечения. Если четырех стержней максимального диаметра недостаточно, то проводится подбор для схемы армирования с дополнительными стержнями, расположенными вблизи середин сторон сечения. В случае круглых свай, число стержней при подборе арматуры принимается не менее 6.

В необходимых случаях, арматура подбирается с учетом ограничения ширины раскрытия трещин.

Предусмотрено определение длины анкеровки стержней в случае, если в голове сваи требуется продольная арматура. Длина анкеровки в общем случае выводится для растянутых и для сжатых стержней.

Расчет по образованию и раскрытию трещин, нормальных к оси сваи, проводится согласно [2], 8.2.3-8.2.7, 8.2.14, 8.2.15, 8.2.17, 8.2.18. Расчет по трещиностойкости не проводится, если не выполняются условия прочности материала свай.

Расчет осадки свайного куста проводится согласно [1], 7.4.4, 7.4.5. Осадка свайного куста принимается как наибольшая из осадок свай в кусте с учетом их взаимного влияния. При определении осадки, учитывается отрицательная сила трения проседающих слоев грунта, действующая по периметру свайного куста.

5. Расчет ростверка по прочности сечений и по трещиностойкости

Расчет по прочности нормальных сечений проводится на основе нелинейной деформационной модели. На первом этапе расчета по прочности нормальных сечений, определяются требуемые площади продольной арматуры в направлениях x и y . В качестве расчетных сечений ростверка рассматриваются сечения в плоскостях граней колонны. Расчетные изгибающие моменты определяются по реакциям свай, расположенных по одну сторону от расчетных сечений. На втором этапе, производится конструирование продольной арматуры по заданным минимальным и максимальным значениям диаметра стержней и шага стержней с учетом заданной минимальной толщины защитного слоя бетона. Пример подбора продольной арматуры приведен на рис.5.

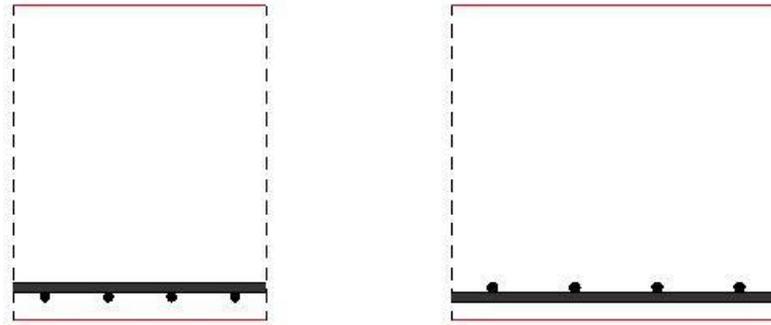


Рис.5. Пример подбора продольной арматуры в ростверке

Расчет по прочности наклонных сечений проводится согласно [1], 8.1.31–8.1.33. Предусмотрен вывод эпюр расчетных поперечных сил Q_x и Q_y по осям x и y . Для полученных распределений поперечных сил отыскиваются наиболее опасные наклонные сечения и проверяется прочность ростверка без поперечной арматуры.

Расчет по образованию и раскрытию нормальных трещин проводится согласно [1], 8.2.4–8.2.8, 8.2.14, 8.2.15. Изгибающие моменты M_{crc} при образовании трещин определяются по предельному состоянию растянутого бетона при помощи расчета на основе нелинейной деформационной модели. При вычислении момента M_{crc} , а также при вычислении напряжений σ_s , $\sigma_{s,crc}$ в растянутой арматуре после образования трещин применяются диаграммы состояния бетона и арматурной стали. Площадь сечения растянутого бетона A_{bt} и площадь сечения растянутой арматуры A_s , через которые 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 растянутой арматуры до ближайшей грани сечения.

6. Расчет ростверка на смятие колонной

Расчет ростверка на смятие колонной проводится согласно [1], 8.1.43–8.1.45. Условие прочности элемента без косвенной арматуры имеет вид:

$$\frac{N}{N_b} \leq 1$$

Здесь $N_b = \psi R_{b,loc} c_x c_y$ – предельное значение сжимающей силы при отсутствии косвенной арматуры, $R_{b,loc} = \varphi_b R_b$, $\varphi_b = 0.8 \sqrt{A_{b,max} / c_x c_y} \leq 2.5$, $\varphi_b \geq 1$, R_b – расчетное сопротивление бетона при сжатии (с учетом коэффициента условий работы γ_b), $A_{b,max} = (c_x + 2c_y)(c_y + 2c_x)$ – расчетная площадь смятия.

Если прочность ростверка не обеспечена, то подбирается косвенная арматура. Условие прочности ростверка с косвенной арматурой имеет вид:

$$\frac{N}{N_{bs}} \leq 1$$

Здесь $N_{bs} = N_b + N_s$ – предельное значение сжимающей силы при наличии 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, располагаемых по высоте ростверка.

При проверке условия прочности учитывается ограничение $N_{bs} \leq 2N_b$. При $N > 2N_b$ прочность элемента невозможно обеспечить при помощи косвенного армирования.

7. Расчет ростверка на продавливание

Расчет ростверка на продавливание состоит из расчета на продавливание колонной и расчета на продавливание угловой сваей. Расчеты на продавливание проводятся согласно [1], 8.1.46, 8.1.47, 8.1.49.

При определении расчетного контура в расчете на продавливание ростверка колонной, учитываются указания [4], относящиеся к построению основания пирамиды продавливания. Рабочая высота ростверка определяется как $h_0 = (h_{0x} + h_{0y})/2$, при этом h_{0x}, h_{0y} соответствуют нижней продольной арматуре по направлениям x, y .

Боковые грани пирамиды продавливания ограничиваются гранями свай, ближайших к колонне. Отношение рабочей высоты h_0 к расстоянию d от колонны до стороны основания пирамиды продавливания ограничивается условиями $1 \leq h_0/d \leq 2.5$ ($h_0/2.5 \leq d \leq h_0$). В общем случае расстояния d_x, d_y от колонны до сторон основания пирамиды продавливания вдоль осей x, y являются различными. В качестве расчетного контура принимается прямоугольный контур, стороны которого удалены от колонны на расстояния $d_x/2$ и $d_y/2$. Пример расчетного контура приведен на рис.6, на котором контур основания пирамиды продавливания изображен штриховой линией.

Дополнительно рассматриваются пирамиды продавливания, стороны основания которых удалены от колонны вдоль осей x, y соответственно на расстояния h_0 и d_y , d_x и h_0 , а также на расстояние h_0 вдоль обеих осей. В выходном документе программы выводятся результаты расчета для той пирамиды продавливания, для которой условие прочности принимает наибольшее значение.

В расчете на продавливание ростверка угловой сваей пирамида продавливания также определяется согласно указаниям [4]. Рабочая высота ростверка h_0 принимается равной его толщине. Пример расчетного контура при продавливании угловой сваей приведен на рис.7.

При расчете на продавливание сваи круглого сечения заменяются сваями с равновеликим квадратным сечением.

Согласно [1], (8.95) условие прочности ростверка без арматуры в зоне продавливания имеет вид:

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

Здесь F - продавливающая сила; $F_{b,ult} = R_{bt} \cdot u \cdot h_0$ - предельная сила; X, Y - центральные оси расчетного контура; M_x, M_y - моменты относительно осей X, Y ; $M_{bx,ult} = R_{bt} \cdot W_x \cdot h_0$ и $M_{by,ult} = R_{bt} \cdot W_y \cdot h_0$ - предельные моменты; R_{bt} - расчетное сопротивление бетона при растяжении (с учетом коэффициента условий работы бетона γ_b). Расчетный периметр u определяется как сумма длин сторон расчетного контура, умноженных на отношение h_0/d . При этом длины сторон, параллельных оси y , умножаются на h_0/d_x , а длины сторон, параллельных

оси x , умножаются на h_0/d_y . Моменты сопротивления W_x, W_y расчетного контура также определяются с учетом отношений h_0/d . Продавливающая нагрузка F, M_x, M_y определяется по реакциям свай, расположенных вне основания пирамиды продавливания.

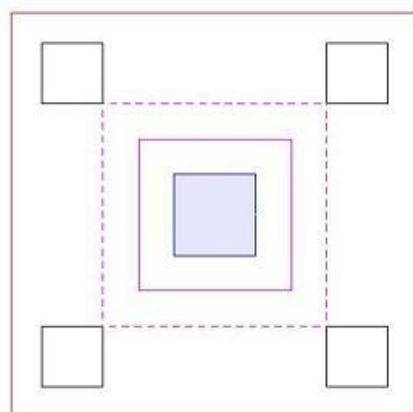


Рис.6. Пример расчетного контура при продавливании ростверка колонной

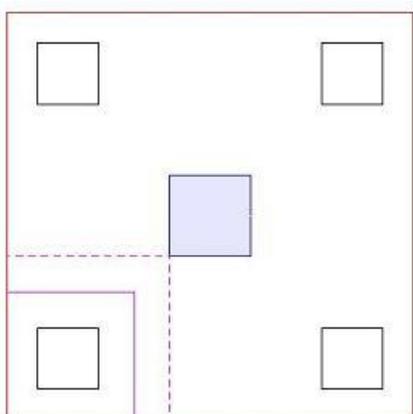


Рис.7. Пример расчетного контура при продавливании ростверка угловой сваей

Литература

1. СП 24.13330.2011 «СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты».
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. Пособие по проектированию железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений / ЦНИИпромзданий Госстроя СССР и НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985.
5. ГОСТ 23161-78 Грунты. Метод лабораторного определения характеристик просадочности.